



**INFRAESTRUCTURA BARRIO CUMEHUE**  
San Nicolás de los Arroyos - Provincia de Buenos Aires  
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

**ALUMNOS:**

CAMILA CAMPAGNARO (C-6461/1)

FELIPE CAMPODONICO (C-6679/6)

AGUSTÍN KÜHN (K-0575/4)

FEDERICO TEMPO (T-2839/8)

**DIRECTORES:** ING. CLAUDIA FORESTIERI

ING. RAÚL NAVARRO

**ASESORES:** ING. ANALÍA LUQUE

ING. MARINA CAHUAPE CASAUX

ING. MARGARITA PORTAPILA

**TITULAR DE CÁTEDRA:** ING. RUBÉN LOPEZ

(DICIEMBRE 2022)

**PROYECTO IV 2022**

## ÍNDICE

<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>6</b>
<b>2. SITUACIÓN ACTUAL DE LA ZONA DE ESTUDIO</b>	<b>8</b>
2.1 Aspectos hidrológicos, clima y suelo	8
2.2 Características socioeconómicas	10
<b>3. ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN FUTURA</b>	<b>10</b>
<b>4. PAVIMENTO</b>	<b>12</b>
4.1 Objetivo	13
4.2 Datos disponibles	14
4.3 Desarrollo	14
4.4 Paquete estructural	15
4.5 Planos	19
<b>5. RED PLUVIAL</b>	<b>19</b>
5.1 Objetivos	19
5.2 Análisis de la existencia de aportes externos	20
5.3 Determinación de la dinámica hídrica superficial	21
5.4 Capacidad de conducción de calles	23
5.5 Delimitación de las subcuencas.	25
5.5.1. Determinación de los caudales de diseño	25
5.5.2 Tiempo de recurrencia	25
5.5.3 Tiempo de concentración	26
5.5.4 Intensidad de la lluvia	27
5.5.5 Coeficiente de escorrentía	28
5.6 Puntos de captación	28
5.7 Traza tentativa de la obra.	29
5.8 Traza definitiva del proyecto pluvial	30

5.8.1 Canal Hornero	30
5.8.2 Acequia Calandria	33
5.8.3 Acequia Tacuarita	36
5.9 Verificación del cuerpo receptor.	36
5.10 Sumideros	37
5.10.1. Sumideros calle Calandria	37
5.10.2. Sumideros calle Tacuarita.	38
5.11 Proyecto de obras de arte.	40
5.12 Cálculo de armadura para cubierta de canales y acequias	40
5.12.1 Tapa	40
5.12.2 Paredes y fondo	44
<b>6. AGUA POTABLE</b>	<b>46</b>
6.1 Objetivos	46
6.2 Datos disponibles	46
6.3 Determinación del caudal de diseño	46
6.4 Régimen de distribución	48
6.4.1 Ubicación del punto de alimentación	49
6.4.2 Red primaria o maestra	50
6.4.3 Numeración de nudos y tramos	50
6.4.4 Trazado de red secundaria	51
6.5 Diámetros y presión	52
6.6 Análisis de puntos críticos de la red	54
6.7 Dimensionamiento de cañerías primarias	55
6.8 Dimensionamiento de red mediante EPANET	55
6.8.1 Demanda base en cada nodo	57
6.8.2 Verificaciones	58

6.9 Instalaciones complementarias de la red	60
6.10 Pozo de abastecimiento de agua subterránea.	61
6.10.1 Introducción	61
6.10.2 Esquema hidrogeológico	61
6.10.3 Consideraciones	62
6.10.4 Revestimiento	63
6.10.5 Cementación	63
6.10.6 Diámetro del pozo.	64
6.10.7 Profundidad de la perforación.	64
6.10.8 Filtro.	65
6.10.9 Prefiltro.	66
6.10.10 Desinfección del pozo.	66
6.10.11 Esquema pozo	66
6.11 Tratamiento del agua	67
6.11.1 Materialidad y estructuración de la sala de bombeo	69
6.11.2 Línea de cloración	69
6.12 Tanque de almacenamiento	70
6.12.1 Altura del tanque	70
6.12.2 Dimensionamiento del tanque	71
6.13 Elección de bombeo	72
6.14 Recomendaciones	75
<b>7. RED CLOACAL</b>	<b>75</b>
7.1 Objetivos	76
7.2 Criterios	76
7.3 Trazado tentativo	77
7.4 Dimensionamiento de la red	77

<b>8. ANÁLISIS AMBIENTAL</b>	<b>79</b>
<b>9. CONCLUSIONES</b>	<b>85</b>
<b>10. ANEXOS</b>	<b>86</b>
10.3 Verificación de cuencas	87
10.4 Cálculo de caudal de Canal Hornero	89
10.4.1 Capacidad canal existente	89
10.4.2 Aporte internos del barrio	92
10.4.3 Aportes externos del barrio	92
10.4.4 Cuenca de aporte	93
10.4.5 Área de la cuenca	93
10.4.6 Coeficiente de escurrimiento	93
10.4.7 Tiempo de concentración	95
10.4.8 Intensidad de lluvia	96
10.4.9 Hidrograma triangular	96
10.4.10 Conclusiones	97
10.5 Dimensionamiento de acequias	99
10.6 Cálculos de losas canales y acequias	102
10.6.1 Losas transitables	103
10.7 Agua	103
10.7.1 Resultados del procesamiento y datos de la bomba adoptada	103
10.8 Cálculos desagüe cloacal	105
<b>11. PLANOS</b>	<b>115</b>
<b>12. BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>116</b>

## 1. INTRODUCCIÓN

El presente documento aborda el trabajo integrador de la asignatura Proyecto IV, de la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura de la Universidad Nacional de Rosario (UNR). El mismo pretende resolver un proyecto ingenieril de forma integradora, abordando distintas áreas de la carrera y aplicando en el mismo conocimientos técnicos profesionales, además de aspectos sociales y ambientales.

Este proyecto surge del contacto de los alumnos con la Secretaría de Obras Públicas de la ciudad de San Nicolás de los Arroyos, provincia de Buenos Aires, en búsqueda de resolver alguna necesidad de la localidad. Desde las autoridades locales la propuesta fue dotar de pavimento definitivo al barrio Cumehue, cuyas obras dependen de la Municipalidad de dicha ciudad. Además del proyecto de pavimentación, los alumnos proponen el desarrollo de algunas redes de infraestructura del barrio, profundizando en los servicios faltantes los cuales resultan fundamentales para el desarrollo del barrio en estudio. Actualmente el barrio cuenta únicamente con red de gas.

En base a los aspectos antes comentados, los alcances de este proyecto son el diseño geométrico y cálculo estructural del pavimento considerando la materialidad del paquete estructural, proyecto de abastecimiento de agua potable como así también el diseño y cálculo del desagüe pluvial y cloacal. Con el objeto de analizar la zona de estudio, a continuación se presentan imágenes con el fin de conocer la ubicación geográfica del Barrio Cumehue, a las afueras de San Nicolás de los Arroyos, en la provincia de Buenos Aires.

Urbanización Barrio Cumehue, San Nicolás de los Arroyos

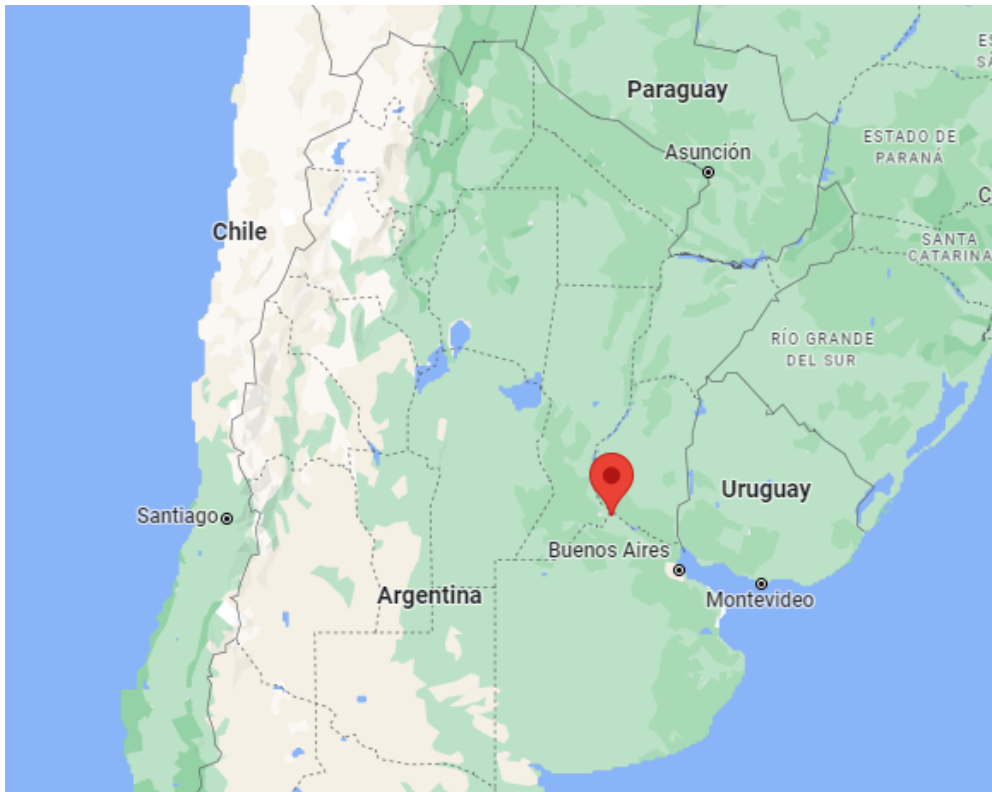


Figura 1 – Ubicación geográfica de la localidad de San Nicolás de los Arroyos.

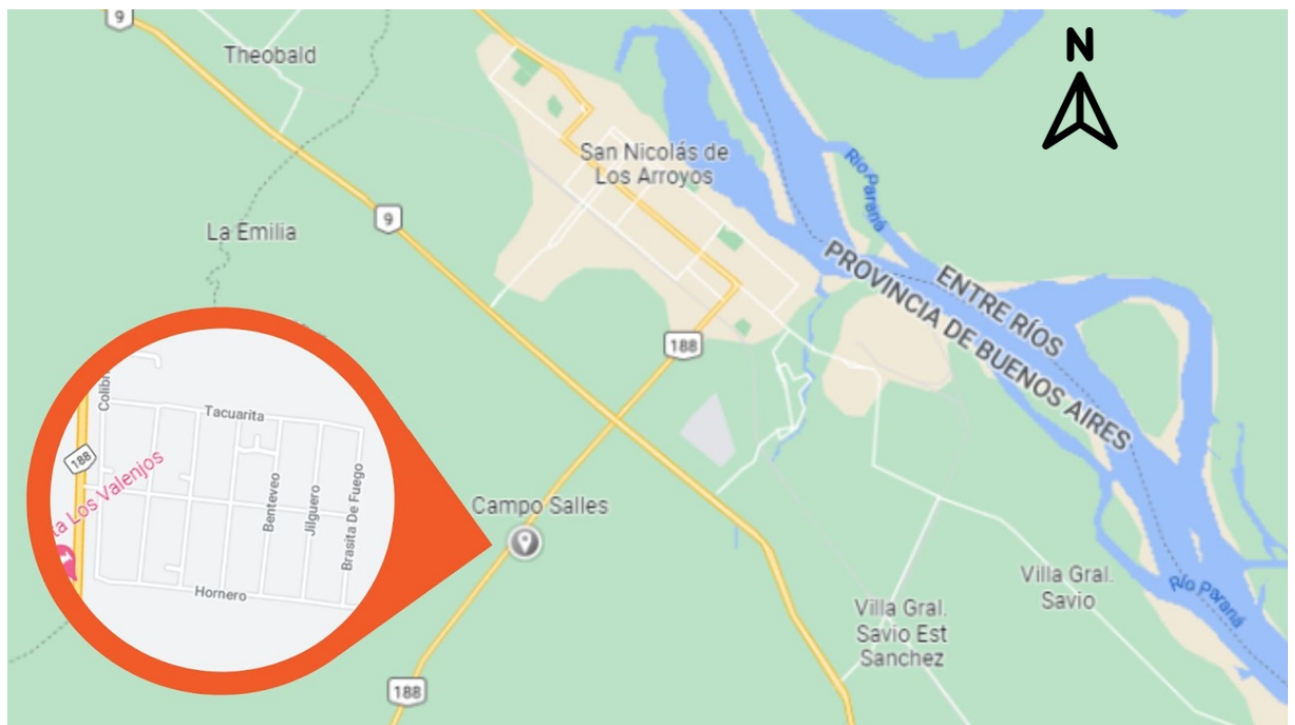


Figura 2 – Ubicación geográfica del barrio Cumehue.

## 2. SITUACIÓN ACTUAL DE LA ZONA DE ESTUDIO

En lo que se refiere a la ubicación del barrio, el mismo se emplaza sobre la Ruta Nacional 188 a 3.5 km del acceso a la Ciudad de San Nicolás. Vale mencionar que el barrio tiene una extensión de 650 m de largo por 400 m de ancho dividido en 14 manzanas, cuyas dimensiones son de 200mx100m cada una y sus lotes de 40mx40m.



Figura 3 – Vista satelital de barrio Cumehue.

En este apartado se presentan las condiciones naturales de la región que hacen al entendimiento del proyecto en su conjunto. Resulta pertinente el conocimiento de estos aspectos previo a cualquier intervención ya sea desde lo proyectual hasta lo ejecutado in situ para minimizar el impacto ambiental que el proyecto pueda generar.

### 2.1 Aspectos hidrológicos, clima y suelo

Acerca del estudio hidrológico puede decirse que el barrio Cumehue se encuentra sobre la cuenca A° Ramallo de Buenos Aires, cuya superficie abarca un total de 112.791 hectáreas. En el Anexo 10.1 se pueden observar las características representativas de esta cuenca. (Fuente: Atlas. Cuencas y Regiones Hídricas - Ambientales de la Provincia de Buenos Aires -Etapa 1)

Con respecto al clima de la región, se analizaron los datos disponibles de *Weather Spark* (<https://weatherspark.com/>) indicados en las figuras siguientes y se observa el valor medio anual de temperatura en San Nicolás de los Arroyos, el cual es atravesado por la isoterma de los 16.5 °C y en cuanto a las precipitaciones por las isoyetas de 750 mm - 1000 mm.

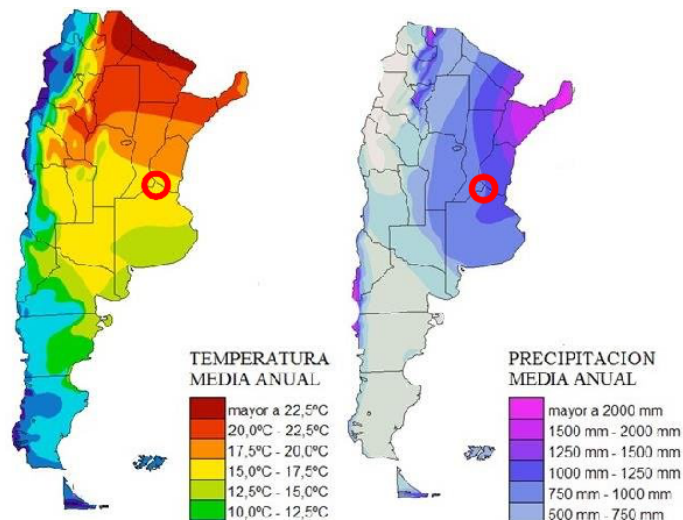


Figura 4 - Temperatura y precipitación del territorio argentino.

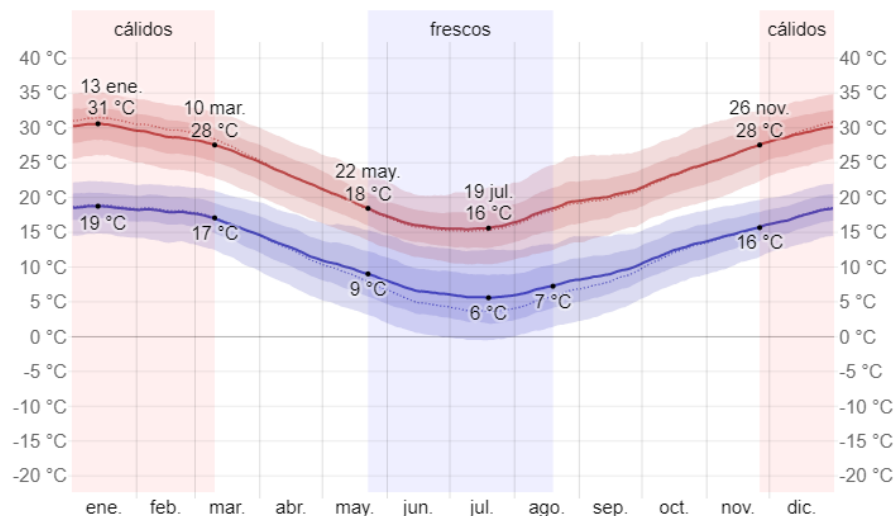


Figura 5 - Temperatura promedio de la Ciudad de San Nicolás de los Arroyos.

Se debe agregar que en el relieve de la provincia de Buenos Aires predomina la llanura pampeana con una inclinación suave hacia el Mar Argentino. De todos modos, aunque casi la totalidad de la Provincia de Buenos Aires está comprendida dentro de la Pampa Húmeda pueden distinguirse en tal llanura, cubierta mayormente de praderas, diversas subregiones: la Pampa Ondulada en el sector norte, y la región de "Los

Arroyos”, compartido con la Provincia de Santa Fe y donde se ubica el barrio en estudio. Esta se caracteriza por los valles de los arroyos que afluyen al río Paraná.

## 2.2 Características socioeconómicas

De acuerdo a un informe de la Universidad de Quilmes, el perfil productivo del partido de San Nicolás se compone, en el sector primario de las actividades de agricultura, frutihorticultura y ganadería. Son importantes sus recursos, en existencia bovina y porcina, agrícolas como la producción de maíz y soja, frutícolas como el durazno y los citrus. En el sector secundario, San Nicolás con su zona de influencia concentra más de 30 empresas medianas y grandes y numerosos establecimientos menores. La actividad principal es la metalúrgica y siderúrgica, con más de 10 plantas. En el tercer sector, el rubro del transporte y las comunicaciones representan individualmente la principal fuente de ingresos del partido.

En el aglomerado San Nicolás-Villa Constitución se registraron los siguientes resultados: tasa de actividad 44.7%; empleo 40.3% y desocupación 9.9% según estadísticas del sitio web del IPEC de la provincia de Santa Fe.

En particular, en el caso del barrio Cumehue, se caracteriza por ser un barrio de viviendas unifamiliares de tipo casa de fin de semana con una composición promedio de familias clase media. El mismo está enteramente compuesto por este tipo de edificaciones, reservando las actividades comerciales a Campo Salles, asentamiento que se encuentra del otro lado de la Ruta Nacional N° 188.

## **3. ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN FUTURA**

Para proyectar y diseñar una adecuada infraestructura urbana es necesario estimar la población futura de la zona alcanzada por el proyecto, es decir, conocer el tamaño de la población actual y cuál es su tasa de crecimiento. Esto es debido a que la intervención planificada deberá servir no solo a la población actual sino también a la futura.

En este caso particular, el barrio Cumehue comprende una zona delimitada por una ruta nacional y campos aledaños que se destinan a la siembra, por lo que se entiende que no puede expandirse. A su vez, la ocupación actual del barrio es casi total, quedando solo algunos lotes por edificar. Para conocer la cantidad de viviendas se tiene la base catastral de la Provincia de Buenos Aires. En la siguiente imagen se pueden contabilizar la cantidad de terrenos existentes.



Figura 6 - Catastro barrio Cumehue.

También, puede observarse la imagen del catastro ampliada en el Anexo 10.2.

Se observa que el barrio cuenta con 13 manzanas y 10 lotes por cada una de estas (Por simplicidad, se considera que los lotes entre Jilguero y Brasita de Fuego conforman una única manzana). Dentro de ellas, se supone la ocupación de los lotes mediante una familia por lote, lo cual indica que en total resultan 128 familias. Otro rasgo del barrio es la existencia de un espacio verde reservado para la futura conformación de una plaza en calle Calandria entre Cardenal y Corbatita.

Si se toma como referencia los resultados del Censo Nacional 2010 (en el momento que se realiza este informe no estaban disponibles los datos del Censo Nacional 2022) y se considera que se puede caracterizar a la población del barrio Cumehue como igual a la de San Nicolás, entonces, según INDEC (Redatam, 2016) se tiene un factor de Ocupación de 3.32 personas por vivienda. En definitiva, el total de habitantes a servir como población de diseño resulta entonces de 425 personas.

En cuanto al uso de suelo y crecimiento económico, el barrio está caracterizado por casas de fin de semana, ya que años atrás las mismas cumplían dicha función y con el paso del tiempo se fueron transformando en viviendas definitivas para sus propietarios. Se estima que esta característica seguirá

constante en los próximos años ya que además no se prevé ningún tipo de obra o plan municipal que influya un cambio radical en el uso de suelo.

Por lo expresado anteriormente, se calcula la población a servir considerando una saturación para el catastro existente, ya que el mismo no se ampliará en superficie y a su vez, se considera que tampoco crecerá en altura, teniendo en cuenta que el mismo está compuesto en su totalidad por viviendas unifamiliares.

#### 4. PAVIMENTO

En la actualidad la capa superficial de las calles se compone de escoria de alto horno. Además, estas dirigen el agua de las lluvias a cunetas que se encuentran a ambos lados de las mismas que se encuentran obstruidas por los accesos de los propietarios. A continuación se muestran imágenes tomadas por los autores de este proyecto obtenidas de un relevamiento.



*Figura 7 - Estado actual de las cunetas.*



*Figura 8 - Estado actual de las calles.*

#### 4.1 Objetivo

El propósito en esta etapa es el diseño del pavimento que permita el adecuado escurrimiento de las aguas y una circulación no solamente confortable, sino también segura.

En primera instancia, se proyecta la altimetría del pavimento del barrio, delimitado por las calles Hornero, Colibrí, Tacuarita y Brasita de Fuego. Se dimensiona, además, el sistema de escurrimiento superficial (sistema mayor), con el objetivo de drenar el agua de lluvia hacia los cuerpos receptores. El sistema mayor en este caso está compuesto por cordones cuneta, calles y veredas. Por sobre todas las cosas, el diseño apunta a lograr los siguientes aspectos:

- ✓ Facilitar la accesibilidad.
- ✓ No generar barreras.
- ✓ No generar problemas a terceros, aguas arriba o aguas abajo.
- ✓ No dificultar la ubicación del equipamiento urbano.
- ✓ Crear condiciones razonables para el tránsito peatonal y vehicular durante lluvias frecuentes.

En segunda instancia, se va a proyectar el diseño del paquete estructural.

#### 4.2 Datos disponibles

Se cuenta con la siguiente información, brindada por la Secretaría de Obras Públicas de la localidad de San Nicolás:

- Planimetría de la zona.
- Nivelación de: fondos de cuneta existentes, umbrales existentes, líneas municipales, ejes del camino sin pavimentar, terreno natural, fondos de alcantarillas existentes y bordes de calle. Estos valores fueron relevados a pedido de la Secretaría de Obras Públicas en el mes de agosto del presente año.

#### 4.3 Desarrollo

Para comenzar, a partir de los umbrales y niveles de pavimento se determina el escurrimiento natural del agua por efecto de la gravedad. Es de suma importancia mantener la pendiente natural del terreno para evitar grandes modificaciones y excesivo movimiento de suelos, lo que se traduce en un mayor costo de obra, además de producir modificaciones en la hidrología natural de la zona.

Para la correcta proyección del pavimento, se utilizan valores máximos y mínimos en sentido transversal, longitudinal, de diferencia de nivel de curvas y de diferencia de cotas. Para ello, los criterios que se adoptan para la ejecución de la altimetría son los siguientes:

- En sentido transversal, debe considerarse la cota de los umbrales existentes:
  - Mínimo: 25 cm (15 cm cordón + 5 cm vereda + 5 cm umbral).
  - Máximo deseable: 60 cm.
- Pendiente longitudinal:
  - Mínima: 1 mm/m - mínima deseable: 2‰.
- Diferencia de nivel en badenes:
  - Mínima 3 a 5 cm.
  - Deseable 10 cm.

Siguiendo estos lineamientos, se comienza trabajando con la zona más elevada determinando las cotas de cuneta al inicio y fin de cada cuadra, así como también, las pendientes correspondientes a las calles. Se busca que las dos cunetas de una misma cuadra tengan la misma cota en todos los casos en lo que esto sea posible.

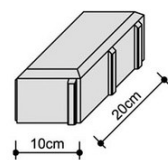
Se muestra en el plano N°2 - Curvas de nivel, el emplazamiento del barrio con respecto a las curvas de nivel donde se puede visualizar el escurrimiento general de las aguas y en el plano N°4 - Pavimento, las cotas de umbral relevadas para considerar el escurrimiento actual de las calles.

Además, se tienen en cuenta las condiciones de borde para el diseño del pavimento. Una de ellas es la cuneta existente en paralelo a la calle Hornero. Se propone que la calzada de dicha calle tenga una pendiente transversal totalmente hacia dicho canal para descargar el pluvial hacia allí. Más adelante se profundiza en este análisis.

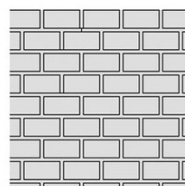
#### 4.4 Paquete estructural

Se decide que el paquete estructural se proyecte con la solución de pavimento intertrabado materializado a partir de bloques prefabricados de 20 x 10 x 8 cm. Esto se basa en que el barrio casi no es circulado por tránsito pesado y no se justifica proyectar un pavimento flexible, siendo que existen alternativas más convenientes como la que se propone.

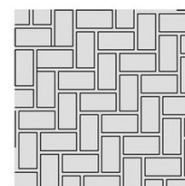
#### **Pavimento intertrabado**



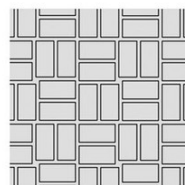
#### **COLOCACIÓN**



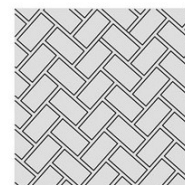
trabado



espina de pez a 90°



trabado doble



espina de pez a 45°

Figura 9 - Configuraciones de pavimento intertrabado.

Además, al adoptar esta solución se guarda relación con el resto de los pavimentos proyectados en la ciudad, ya que en los últimos años se llevó a cabo un proyecto de repavimentación de las calles del centro y otras calles que guardan relación con espacios recreativos que llevan la misma tipología.

El pavimento de adoquines intertrabados posee una serie de ventajas como:

- ✓ Fácil colocación e inmediata habilitación al tránsito.
- ✓ Ágil reparación, ya que puede hacerse sólo sobre el sector afectado.
- ✓ Responden perfectamente a la contracción y dilatación térmica.
- ✓ Alta resistencia al desgaste en superficie.
- ✓ El uso para el tránsito es inmediato una vez finalizada la obra.
- ✓ Las juntas facilitan el escurrimiento del agua.
- ✓ Larga vida útil.
- ✓ Reutilización de todos los materiales.

El perfil típico del mismo va a estar compuesto de la siguiente manera.

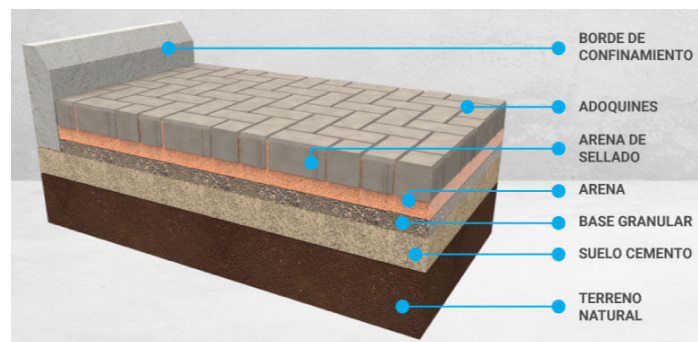


Figura 10 - Perfil tipo pavimento intertrabado.

Para el caso en estudio, se utilizan los manuales técnicos que ofrece la empresa Tensolite para realizar el dimensionamiento del paquete.

En primer lugar, se establecen 3 categorías para clasificar el suelo de la zona. Se clasifica de menor a mayor calidad de acuerdo con su dureza y su estabilidad ante la humedad (resistencia a los vehículos pesados sin deformarse).

- Suelo categoría 1 (S1): Se deforma con el paso de unos pocos vehículos pesados y se hace muy difícil la circulación sobre él.
- Suelo categoría 2 (S2): Poca deformación.
- Suelo categoría 3 (S3): No se deforma.

Se establece que el suelo del barrio es de categoría 2 (S2). El mismo se trata de un suelo arcilloso de una calidad regular.

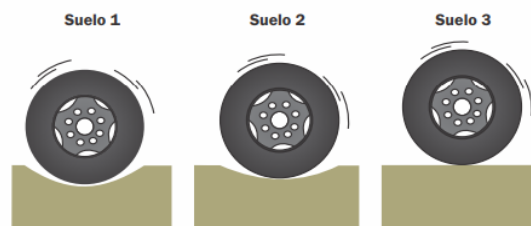


Figura 11 - Categorías de suelos según Tensolite.

Luego, hay que definir el tránsito. No se cuenta con una evaluación del tránsito promedio del barrio, ya que esta es en una zona exclusivamente residencial, y la que no cuenta con ningún tipo de comercio o industria. Por lo que se considera que cuanto mucho, al barrio podrá acceder un camión de limpieza o un camión de reparaciones o asociado a alguna construcción que se realice en el barrio en algún momento en ocasiones eventuales.

Número de Vehículos pesados por día	1 a 5	6 a 20	21 a 50	51 a 200
Tipo de Tránsito	T1	T2	T3	T4

Figura 12 - Tipo de tránsito según Tensolite.

Según la imagen y el razonamiento anterior, se está ante el caso de un tránsito del tipo T1.

Después de definir la categoría del suelo y el tipo de tránsito, se utilizan las tablas siguientes para encontrar el espesor de la base. El espesor de la base que se encuentra en estas tablas es el espesor que va a tener, después de compactada.

Suelo Cemento	Tipo de Tránsito			
Categoría del suelo	T1 (cm)	T2	T3	T4
S1	20	25	30	35
S2	10	12	15	20
S3	8	8	8	10

Figura 13 - Espesor del suelo cemento según Tensolite.

Base Granular	Tipo de Tránsito			
Categoría del suelo	T1 (cm)	T2	T3	T4
S1	30	35	40	50
S2	15	18	20	30
S3	10	10	10	15

Figura 14 - Espesor del suelo granular según Tensolite.

Por lo tanto, se obtiene un espesor de 10 cm para la subbase de cemento, y un espesor de 15 cm para la base granular.

En el caso de la base granular, esta es de material pétreo, de río o triturado de una cantera. Tiene que ser de material limpio, libre de lodo y basura. También, se busca que esté bien graduado (tener piedras de todo tamaño, desde arena hasta piedras de 5 cm).

La subrasante se proyecta con el mismo terreno natural actual del barrio.

Posteriormente, para la capa de adoquines, se adopta el adoquín de hormigón modelo "Holanda" de Tensolite. El mismo logra una capa de 8 cm de espesor suficiente para las solicitudes de vehículos pesados y logra una buena terminación superficial.

Finalmente, los bordes de confinamiento se ejecutan con cordones de hormigón de 10x15 cm.

Se adjunta a continuación el paquete estructural obtenido.

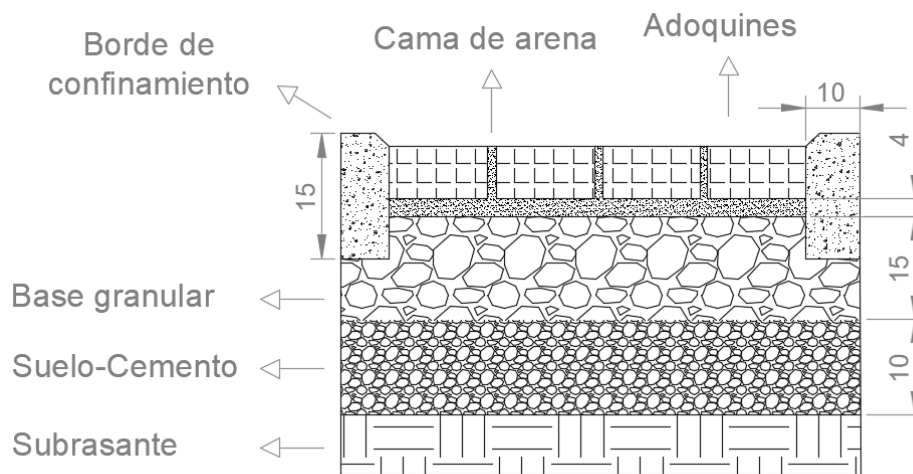


Figura 15 - Paquete estructural obtenido (medidas en cm).

#### 4.5 Planos

Se adjunta el plano N°4 correspondiente al proyecto de pavimento al final del documento.

### **5. RED PLUVIAL**

Una vez establecido el proyecto de pavimento se definen las condiciones de borde hidráulicas y viales para proyectar el sistema de desagües pluviales.

Las condiciones viales quedan definidas en el plano N° 4 ya que allí se determinan las cotas de cordón cuneta y las dimensiones de las calles con sus respectivas pendientes que conducen el agua. En cuanto a las condiciones de borde hidráulico, el barrio actualmente se encuentra aislado de los aportes desde aguas arriba, para lluvias de baja recurrencia, por un canal existente paralelo a calle Hornero.

Este sistema a diseñar está constituido por obras que captan y conducen el agua desde determinados puntos (generalmente sumideros) hasta los cuerpos receptores. Es conveniente subrayar que el agua debe captarse en los puntos bajos del proyecto de pavimentos, o en aquellos lugares donde el caudal supera la capacidad de conducción de las cunetas, a pesar de poder escurrir mediante gravedad.

#### 5.1 Objetivos

El objetivo principal con el cual se desarrolla esta etapa es el análisis y dimensionamiento de la red de desagües pluviales, considerando las distintas cuencas de aporte a los diferentes sumideros presentes en la

traza, definidos a partir del proyecto de pavimentos como puntos bajos en los cuales se estiman posibles acumulaciones de agua en presencia de lluvias.

## 5.2 Análisis de la existencia de aportes externos

Es fundamental para este análisis, tomar conciencia sobre la cuenca en la que se sitúa este proyecto. Para ello puede observarse la cuenca Ramallo en el Anexo 10.1, siendo este último un extracto “ Atlas - Cuencas y Regiones Hídricas - Ambientales de la Provincia de Buenos Aires - Etapa 1” que surge de un estudio realizado por Infraestructura y Servicios Públicos de la Provincia de Buenos Aires.

Hacer un pequeño resumen sobre cuál es la cuenca mayor y que aporta al Paraná

Del Anexo 10.1 pueden observarse dos cuencas de la cual sólo es relevante la del Arroyo Ramallo ya que es la que contiene a la zona en estudio. Recordamos que el barrio se encuentra saliendo de la ciudad de San Nicolás de los Arroyos hacia Pergamino al sureste de la RN 188 (la ruta nacional que une ambas ciudades). Si bien la ruta atraviesa en varias ocasiones ambas cuencas, Cumehue queda dentro de la cuenca del Arroyo Ramallo.

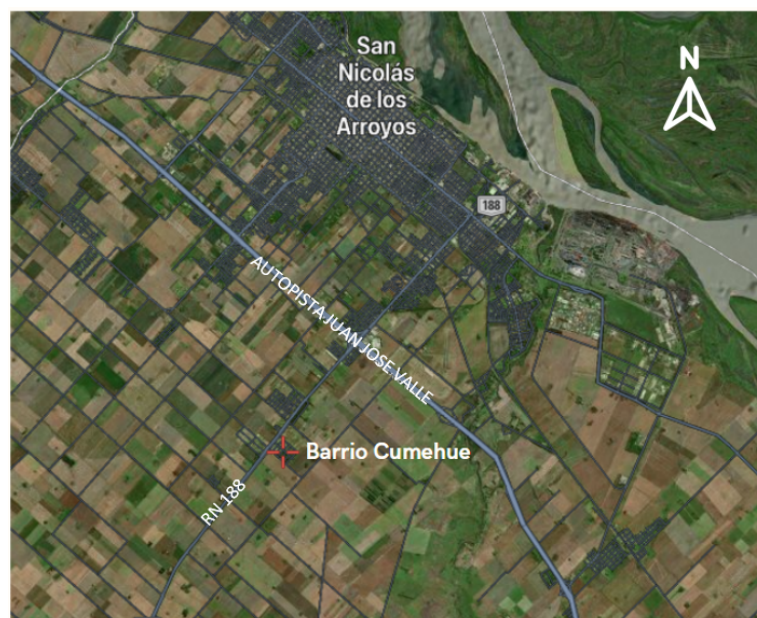


Figura 16 - Ubicación del barrio Cumehue

El mismo análisis vale para ambas cuencas, ya que la topografía es similar. Al entrar en contacto con la Secretaría de Obras Públicas del municipio se da a conocer que existe un canal aguas arriba del barrio cuya función es controlar en parte el aporte externo de agua al barrio. De este modo, puede desarrollarse el

desagüe pluvial del interior del mismo sin tener en cuenta aportes externos al predio en estudio para la recurrencia de diseño. En cuanto a dicho canal, paralelo a calles Hornero y Colibrí, se verifica su capacidad actual y se sugieren las recanalizaciones resaltadas en rojo en la siguiente imagen.



Figura 17 - Cunetas de protección frente al aporte externo.

### 5.3 Determinación de la dinámica hídrica superficial

Se considera aprovechar el canal existente y recanalizar para evacuar caudales provenientes de los campos ubicados aguas arriba y el caudal que conduce calle Hornero. Se plantea también un canal paralelo a calle Tacuarita para que transporte los caudales que ella recibe.

Para el resto de los caudales que escurren por las calles internas del barrio se proyecta una acequia que se desarrolla a lo largo de calle Calandria para evacuar los caudales de lluvia que aportan a esta.

Entonces quedan así definidas las calles Hornero, Calandria y Tacuarita como las principales para transportar el agua hacia el cuerpo receptor y el resto de las calles perpendiculares para descargar sobre Calandria. Recordando que Hornero y Tacuarita tienen pendiente transversal hacia las cunetas paralelas.

Se pueden analizar los perfiles transversales y detalles típicos de las calles correspondientes en los planos N°8 y N°9.

El punto de desagüe se define en la cuneta de la Ruta Nacional 188. Es esencial para el proyecto pluvial la ubicación geográfica y la cota de este punto. Se debe desarrollar otro proyecto consensuado con la Dirección Provincial de Vialidad para lograr este objetivo, lo cual excede este trabajo informado.

De las imágenes satelitales y de las cotas relevadas y suministradas por parte de la Secretaría de Obras Públicas se puede inferir el escurrimiento de las aguas hasta el punto que se observa en la siguiente imagen. Se infiere dicho escurrimiento por los colores más oscuros que se forman en los bajos.

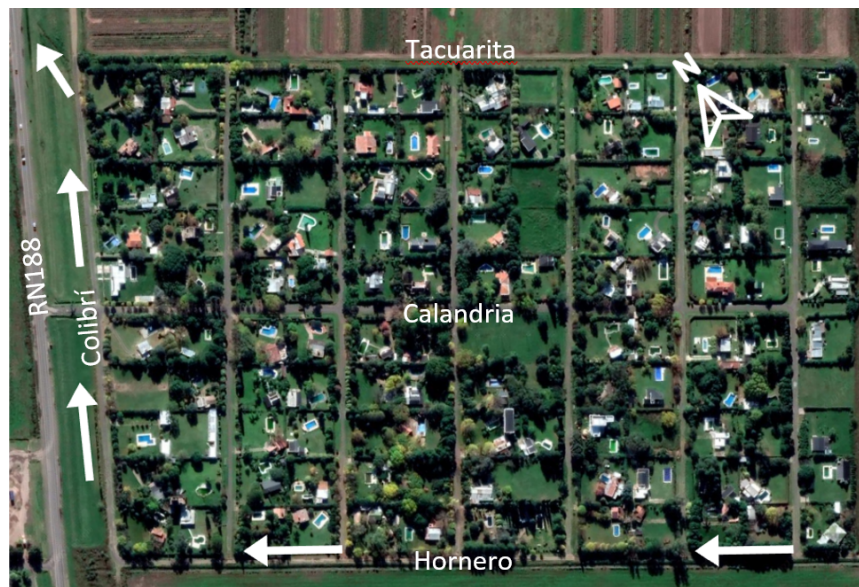


Figura 18 - Imagen Satelital del escurrimiento.

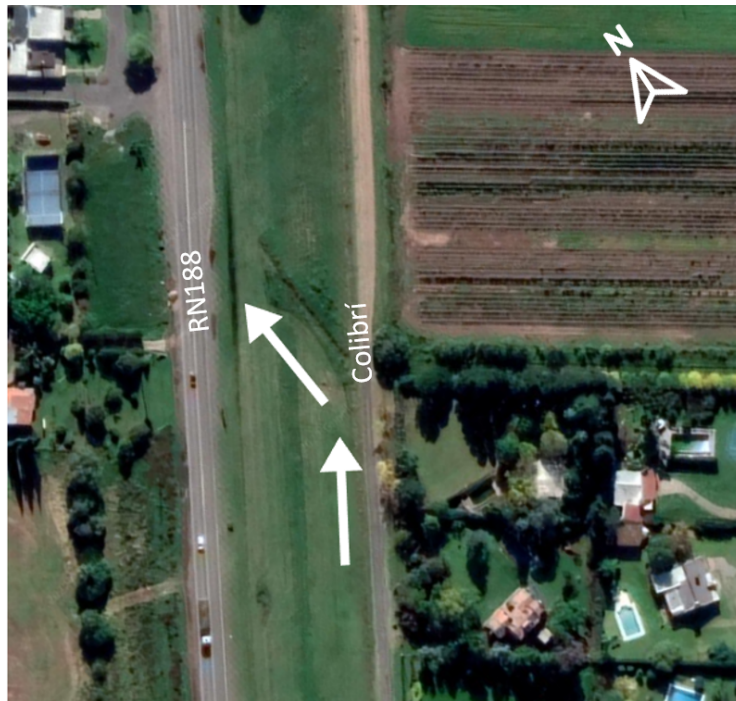


Figura 19 - Imagen satelital del bajo marcado.

Del análisis de los valores relevados se considera aceptable que el escurrimiento planteado debe llegar allí con una cota de aproximadamente 33.50 m correspondiente al punto de vuelco mencionado anteriormente.

A continuación, se analizan propuestas para captar el agua en la sección central del barrio, es decir, evacuar el caudal que llega a calle Calandria.

Para poder diseñar dichas conducciones, ya sean los perimetrales al barrio y el interno, en primer lugar se deben conocer los aportes que ellas transportan, para lo cual es necesario determinar el caudal que se conduce por las calles hacia los sumideros y en el caso del canal paralelo a calle Hornero también será necesario conocer el aporte desde aguas arriba.

A continuación se presentan los estudios hidrológicos e hidráulicos.

#### 5.4 Capacidad de conducción de calles

Se considera la hipótesis de que la calle trabaja como canal abierto. Si bien el caudal no es constante en su longitud debido a que recibe aportes en todo su recorrido, se puede obtener su capacidad mediante la

fórmula de Chezy-Manning. Se consideran calles de 7m de ancho y un coeficiente de rugosidad  $n=0.015$  por ser pavimento de hormigón.

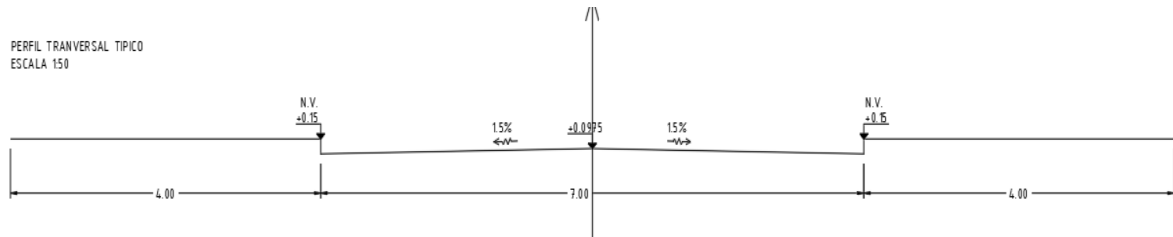


Figura 20 - Esquema sección transversal calle Calandria y transversales.

Muchas recomendaciones proponen la verificación con una altura de agua en el cordón tal que genere un ancho de ocupación de un tercio de la calzada, de modo que exista una franja en la zona central libre de agua. Con este criterio, en zonas de tan baja pendiente como la del emplazamiento del barrio Cumehue, se debería captar el agua en todas las esquinas y en algunos casos a mitad de cuadra. Por este motivo, se decide que para el evento de lluvia de recurrencia 5 años se acepta una altura de 15 cm de agua al filo del cordón. Para calcular el caudal promedio que pueden transportar las calles se utiliza la ecuación de Chezy Manning y se considera el caudal promedio que puede transportar el perfil tipo de la figura 20.

Además, se debe tener en cuenta que calle Tacuarita tiene un ancho de 3,5 m a diferencia del resto que es de 7,00 m. Esto se debe a que cuando se hizo la división catastral de los campos cada propietario debe ceder para obra pública como pavimento y servicios los 3,5 metros próximos a la línea divisoria. Esto se hizo en el Barrio Cumehue pero el terreno lindero es de un privado que tiene plantaciones y no prevé cambiar este uso del suelo. Esta calle tiene pendiente hacia un solo lado. Se obtienen los siguientes resultados.

Sección transversal 7m		Sección transversal 3,5 m	
<b>n calzada</b>	0.015	<b>n calzada</b>	0.015
<b>A [m<sup>2</sup>]</b>	0.866	<b>A [m<sup>2</sup>]</b>	0.468
<b>P [m]</b>	12.951	<b>P [m]</b>	3.770
<b>T<sub>mant</sub> [min]</b>	5.000	<b>T<sub>mant</sub> [min]</b>	5.000
<b>V [m/s]</b>	0.600	<b>V [m/s]</b>	0.600
<b>Q cunetas [m<sup>3</sup>/s]</b>	0.369	<b>Q cunetas [m<sup>3</sup>/s]</b>	0.300

Figura 21 - Capacidad de conducción de calles.

### 5.5 Delimitación de las subcuencas.

El área a proyectar debe dividirse en subcuencas, las cuales serán necesarias para definir el caudal aportado en cada sección de cierre, y compararlo con el máximo admisible en la calzada (ya que un caudal mayor produciría desborde). Se puede ver la división de la cuenca en subcuencas en el plano N°6.

#### 5.5.1. Determinación de los caudales de diseño

El método a utilizar para estimar los caudales es el Método Racional Modificado. Éste es un método simple, pero adecuado para cuencas pequeñas de hasta 100 o 200 Has. Establece las siguientes consideraciones:

- La intensidad de lluvia es constante en el tiempo.
- La intensidad de lluvia es constante en el área de subcuenca.
- La relación entre caudal que ingresa y sale de la cuenca es constante en el tiempo, es decir, no considera la pérdida de capacidad de infiltración del suelo a lo largo de la tormenta.

El caudal generado por la cuenca es proporcional al caudal de lluvia caída, por lo que resulta:

$$Q = A * I * C/360$$

donde:

- $Q \rightarrow$  Caudal [ $m^3/s$ ].
- $A \rightarrow$  Área de la cuenca [Has].
- $I \rightarrow$  Intensidad de la lluvia [mm/hs].
- $C \rightarrow$  Coeficiente de escorrentía.

#### 5.5.2 Tiempo de recurrencia

El tiempo de recurrencia se adopta -entre otros aspectos sin que el siguiente listado implique un orden de prelación- en función de:

- ✓ Costo de las obras.
- ✓ Capacidad del cuerpo receptor.
- ✓ Espacio físico disponible.
- ✓ Daños materiales producidos al superarse la capacidad de la obra o que la misma no exista.
- ✓ Riesgos para la vida humana al superarse la capacidad de la obra o que la misma no exista.

Para el diseño del sistema menor se utiliza una recurrencia de 5 años ya que es lo habitual en este tipo de proyectos.

### 5.5.3 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración se define como el tiempo que necesita el punto hidrológicamente más alejado para llegar a la sección de descarga de la cuenca. Es diferente para cada una de las cuencas, ya que no todas tienen las mismas dimensiones y formas según el planteo del Método Racional Modificado.

Para cada cuenca, el tiempo de concentración se obtiene como la suma del tiempo del escurrimiento mantiforme, es decir, el escurrimiento en los lotes hasta alcanzar el cordón cuneta, y el tiempo de escurrimiento en cuneta.

$$T_{cuenca} = T_{mantiforme} + T_{cuneta}$$

Se adopta como tiempo de escurrimiento promedio en lote de 5 minutos. En cuanto al tiempo de escurrimiento en cuneta y para el flujo encauzado, se utiliza el método cinemático, el cual consiste en sumar los tiempos que tarda el agua en recorrer los distintos tramos, obtenidos como la relación entre la longitud y la velocidad del flujo. Para las velocidades se utilizan los valores de referencia expresados en el Decreto 4841/2012 de la Provincia de Santa Fe dado que no se cuenta con información de diseño proporcionada por la Provincia de Buenos Aires.

Tipo de flujo	Vel [m/seg]
Flujo no concentrado en campos, zonas verdes, parques y jardines	0.10
Flujo no concentrado en pavimentos	0.35
Flujo en cordón-cuneta	0.60
Flujo en zanjas y canales excavados	1.10
Flujo en conductos de hormigón	1.30
Flujo en canales revestidos en hormigón	1.40

Figura 22 - Velocidades en función del tipo de flujo según Decreto 4841/2012.

Para el área en estudio, se adopta como velocidad la correspondiente a flujo en cordón-cuneta, teniendo en cuenta que todas las calzadas de la zona se materializan con cordones cuneta.

Se tiene en cuenta que el tiempo mínimo de duración de una tormenta es de 10 minutos, dado que si el tiempo es menor, el consiguiente cálculo de la intensidad arrojaría valores muy altos, no representativos de la realidad. Por lo tanto, esto se traduce en  $T_c \geq 10 \text{ min}$ .

#### 5.5.4 Intensidad de la lluvia

Para cada cuenca debe definirse una intensidad de lluvia, mediante la cual podrá determinarse, luego, el caudal de aporte. Para la obtención de dicha intensidad se utilizan las curvas IDR (intensidad-duración-recurrencia), las cuales, parametrizadas, resultan en una fórmula del tipo:

$$I [\text{mm/hora}] = \frac{\alpha}{(\beta + D)^\gamma}$$

Donde  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$  son coeficientes que dependen de la recurrencia elegida, que para el caso en estudio son 5 años. La Secretaría de Obras Públicas de San Nicolás utiliza los coeficientes correspondientes a la ciudad de Rosario, ya que no cuentan con curvas propias y han experimentado muy buenos resultados utilizando las mismas, por lo que para este desarrollo se tomará el mismo criterio:

- $\alpha = 1849.402$ .
- $\beta = 17.28$ .
- $\gamma = 0.8079$ .

Por su parte, D es la duración en minutos, que debe ser igual al tiempo de concentración de la cuenca, debido a que de esta manera toda la cuenca aporta en forma simultánea a la sección de cierre.

#### 5.5.5 Coeficiente de escorrentía

Este coeficiente refleja la relación entre caudal precipitado y el escurrido. Depende de la permeabilidad de la superficie de la cuenca y de la recurrencia de la lluvia para la cual es diseñado el sistema. Su correcta estimación es muy importante, ya que el caudal con el que se dimensiona posteriormente es directamente proporcional al mismo.

Si bien el valor del coeficiente debe ser el mismo para toda la cuenca, y para ello debería hacerse una ponderación de acuerdo a las superficies de la misma, a través de la observación y análisis de imágenes satelitales de Google Earth de la zona en estudio, sumada a las visitas que se desarrollaron en el barrio, puede determinarse que el tipo de superficie de escurrimiento se encuadra dentro de una ponderación entre área permeable y no permeable, cuyos valores podemos obtener de la Tabla de Chow que se puede revisar en el Anexo 10.4.6. De esta forma, y para la recurrencia de 5 años, el coeficiente de escurrimiento C propuesto es:

COEFICIENTE C (R=5 años)	
C permeable	0.28
C impermeable	0.80
Área permeable [%]	0.70
Área impermeable [%]	0.30
Coeficiente C ponderado	0.44

Figura 23 - Coeficiente C promedio del barrio Cumehue.

#### 5.6 Puntos de captación

Superada la capacidad de conducción en calzada o donde el proyecto de pavimento presente puntos bajos, deben plantearse obras de captación, conduciendo luego el flujo de manera encauzada hasta los cuerpos receptores. La ubicación de estos puntos puede depender tanto de la topografía del sector como del proyecto de pavimento. Es necesario recordar que la particularidad de este proyecto radica en que los

puntos bajos en los cuales se debe buscar el flujo van a ubicarse sobre calle Calandria, debido a que los desagües de Hornero y Tacuarita escurren hacia las cunetas perimetrales.

### 5.7 Traza tentativa de la obra.

La propuesta inicial consta de desagüe en conductos instalados a cielo abierto de Polietileno de Alta Densidad (PEAD) debido a la rapidez en su ejecución. Sin embargo, esto no resulta viable debido a que no se conoce un punto de vuelco cercano y es por ello que esta alternativa no es compatible altimétricamente. Esto se traduce en que al tratar de verificar la tapada y pendiente mínima que tienen que tener las cañerías de PEAD, el proyecto no cumple con las condiciones altimétricas.

Debido a las condiciones de escurrimiento producto de la topografía extremadamente llana y la falta de conductos existentes cercanos, se propone realizar la evacuación del agua superficial interna a través de acequias para su posterior descarga en la cuneta de la RN 188.

Teniendo en cuenta lo anteriormente expuesto sobre el método racional se plantean las distintas cuencas, se calcula el caudal de aporte de cada una de ellas para luego verificar que el mismo no supere el caudal máximo impuesto por la condición de inundación de la calle. Estos cálculos y resultados de las cuencas se pueden observar en las planillas de cálculo en el Anexo 10.3. A continuación se muestran los resultados y verificaciones principales.

VERIFICACIÓN SUBCUENCAS		
Subcuenca	Q escurre [m <sup>3</sup> /s]	Qesc <= Qmáx
1	0.319	Verifica
2	0.289	Verifica
3	0.290	Verifica
4	0.289	Verifica
5	0.292	Verifica
6	0.248	Verifica
7	0.222	Verifica
8	0.286	Verifica
9	0.258	Verifica

<b>10</b>	0.258	Verifica
<b>11</b>	0.259	Verifica
<b>12</b>	0.259	Verifica
<b>13</b>	0.293	Verifica
<b>14</b>	0.149	Verifica
<b>15</b>	0.192	Verifica

Figura 24 - Verificación de cuenca

En la siguiente figura se resumen los caudales de aporte a cada canal y acequia a diseñar solamente tomando en cuenta el caudal a evacuar producto de las precipitaciones dentro del barrio.

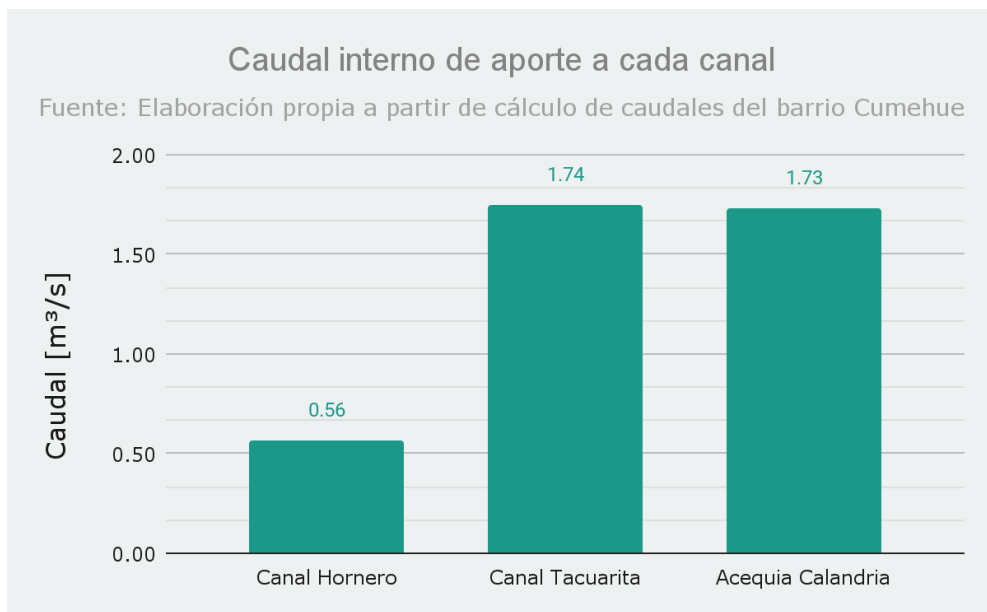


Figura 25 - Caudales resultantes.

## 5.8 Traza definitiva del proyecto pluvial

### 5.8.1 Canal Hornero

Como propuesta de diseño del pavimento y evacuación del agua de lluvia se propone que la pendiente transversal de la calle Hornero sea descendente hacia el canal perimetral de forma tal de descargar dicha agua de lluvia. Los resultados pueden observarse en el Plano N°11.

El canal perimetral mencionado es existente y no se tiene documentación o indicios de que el mismo fuera ejecutado con un debido análisis. Según la información recabada con los técnicos del Municipio, dicha canalización se proyectó para proteger al barrio del agua proveniente de los campos en dirección a Pergamino. En esta etapa del proyecto lo que se pretende es reperfilear dicha sección ya que actualmente se encuentra abandonada, y darle un diseño adecuado para poder transportar también los pluviales provenientes del barrio.

Aguas abajo, dicho canal continúa paralelo a calle Colibrí, transportando el caudal y también recibe los aportes de la acequia diseñada en calle Calandria, la cual encauza el agua de lluvia de las calles internas del barrio.

Para comenzar con este análisis, en primer lugar se calculan los aportes que tiene que ser capaz de transportar la sección a diseñar. Como se reciben aportes de tres cuencas urbanas, una cuenca rural y el caudal de la acequia de calle Calandria, se decide dividir en tres tramos la sección del canal en estudio para hacer más eficiente el consumo de materiales y los recursos disponibles.

Se plantea un primer tramo paralelo a calle Hornero que sea capaz de recibir los aportes de aguas arriba de la cuenca 15 (ver Plano N°6). Un segundo tramo que también transporte el caudal proveniente de la cuenca 7 y, por último, un tercer tramo que transporte, además de los caudales de los tramos anteriores, el caudal que descarga la acequia sobre el y los aportes de la cuenca 14.

El aporte proveniente de los campos situados aguas arriba se calcula con el método racional y sus cálculos se encuentran detallados en el plano N°18 y en el Anexo 10.4.3. Se tuvo que de la cuenca de aporte aguas arriba se debe poder encauzar  $1.79 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Del análisis de cuencas se obtienen los siguientes valores:

APORTES [m <sup>3</sup> /s]	
Cuenca Rural	1.79
Cuenca 15	0.192
Cuenca 14	0.149
Cuenca 7	0.222
Acequia Calle Calandria	1.614

Figura 26 - Caudales de aporte a canal Hornero

Se propone para la geometría del canal una sección que tenga en cuenta las siguientes consideraciones:

- Un ancho de base de fondo de al menos 0.5 m ya que se entiende que es lo mínimo que puede materializar una retroexcavadora.
- Un ancho superficial que tenga en cuenta los límites catastrales según lo que corresponda a los campos aledaños, es decir la línea de alambrado relevada y un ancho de calzada de 7 m propuesta para el proyecto de pavimentos.
- Al proponer un nuevo fondo del canal, se considera que no se va a realizar relleno de la cuneta existente debido a la imposibilidad de garantizar la correcta compactación del mismo y no se puede permitir el arrastre de las partículas. De todas formas la sección va a ser mayor a la actual.
- Se tiene que dar una pendiente longitudinal tal que se llegue a una cota máxima de 33.50m condicionada por el punto de vuelco.

En primer lugar se trata de resolver el diseño con una sección trapezoidal compuesta de material de suelo ya que es una solución más económica, pero debido a las limitaciones impuestas por la geometría y tratando de respetar las cotas impuestas por el diseño de pavimento que a su vez también resultan condicionadas por las cotas de umbrales existentes, se observó que se profundiza mucho con la pendiente y se llegaba a una cota mucho más profunda que la deseada. Frente a esto se opta por solucionar el diseño con una sección revestida de hormigón.

Al adoptar una sección de hormigón se considera que no es necesario verificar que la misma resista la erosión ya que valga la redundancia son canales "no erosionables". Para su cálculo se utiliza la fórmula de Chezy Manning y luego se verifica que la velocidad esté dentro del rango admisible.

Para obtener el perfil que se encuentra en el plano N°11, se tienen en cuenta las premisas anteriormente mencionadas pero además una cuestión geométrica en las distintas secciones, ya que también deben respetarse las cotas de cordón cuneta propuestas en el proyecto del pavimento y todas la premisas para la realización de ese proyecto.

DISEÑO DEL CANAL REVESTIDO PARALELO A HORNERO										
DATOS					CÁLCULOS					
Tramo	n	m	Qdis[m3/s]	I	y [m]	Bf [m]	A [m2]	P [m]	R [m]	Qcalc [m3/s]
I	0.016	0	1.98	0.00067	0.8	2.50	2.00	4.10	0.49	2.00
II	0.016	0	2.21	0.00067	0.8	2.70	2.16	4.30	0.50	2.21
III	0.016	0	3.97	0.00067	0.8	4.40	3.52	6.00	0.59	3.99

Figura 27 -Cálculo Canal Hornero

El resultado de esto se ve reflejado en los planos N°6 y N°7.

### 5.8.2 Acequia Calandria

Para el pre-dimensionamiento de la sección transversal de las acequias se utilizó la fórmula de Chezy-Manning en donde se propusieron tirante y base de fondo para una sección rectangular de hormigón.

Los caudales que dichas secciones tienen que ser capaces de transportar es el resultado del aporte de las subcuencas que se detallan en el plano N°6 y en donde se calculó dicho caudal con el Método Racional Modificado como se explicó anteriormente y los resultados se exponen en la figura 28.

Como la sección se diseña de hormigón armado se adopta un coeficiente de rugosidad  $n = 0.015$  y se puede contar con paredes verticales ( $m=1$ ).

Si bien se tienen nuevos aportes en cada cuadra, debido al ingreso de caudal proveniente de cada subcuenca a la calle Calandria, se cree conveniente realizar tres tipos de secciones para todo el desarrollo de la acequia para facilitar la ejecución en obra.

El dimensionamiento definitivo de la acequia Calandria se realiza teniendo en cuenta el siguiente procedimiento:

Para el primer tramo de la acequia, se comienza calculando el caudal aportado por la subcuenca que correspondiente a dicho tramo, mediante el método Racional.

Luego, para los tramos sucesivos, se deben tener en cuenta, además, las cuencas que quedan aguas arriba, en la dirección del tramo, calculando el área de aporte y el tiempo de concentración. Así, el área total de aporte será la suma del área de la cuenca que aporta al tramo en estudio y de todas las cuencas aguas arriba.

Por su parte, el tiempo de concentración a considerar es el máximo entre el  $T_c$  de la cuenca del tramo en estudio, y el  $T_c$  total de las cuencas aguas arriba, siempre mayor al valor mínimo de 10 minutos. Este último se determina como la suma entre el tiempo de concentración del tiempo en tránsito por canal, que es la relación entre la longitud de la acequia y la velocidad de escurrimiento (considerando que el canal trabaja a sección llena), y el tiempo de concentración de las cuencas aguas arriba de la cuenca anterior.

Finalmente, el caudal se calcula con el área total y la intensidad según las curvas IDR correspondientes a la ciudad de Rosario y el tiempo de concentración anteriormente mencionado.

A continuación se resumen los resultados obtenidos aplicando la ecuación de Chezy- Manning. El cálculo detallado se puede ver en Anexo 10.5

DIMENSIONAMIENTO DE ACEQUIAS CALANDRIA								
TRAMO	Q nes [m <sup>3</sup> /s]	Bf [m]	Yutil [m]	R [m]	I	Q escurre [m <sup>3</sup> /s]	Revancha [m]	Y tot [m]
Brasita de fuego-Benteveo	0.58	1.10	0.60	0.29	0.0010	0.61	0.09	0.69
Benteveo-Cardenal	1.05	1.70	0.60	0.35	0.0010	1.07	0.09	0.69
Cardenal-Colibrí	1.46	2.20	0.60	0.39	0.0010	1.48	0.09	0.69

Figura 28 - Dimensionamiento de acequias.

A su vez, se propone que la acequia se desarrolle por el tramo central de la calzada, como se puede ver en los perfiles transversales del plano N°9 y en planta en el plano N°6 y N°7.

Por otra parte se propone que la transición de un ancho a otro se haga de forma variable para que sea una transición amigable con el flujo. La longitud en que se hará esta transición se estudiará en más detalle.

Por último, una vez diseñadas las acequias, como estas son de un material considerado no erosionable, se considera que no es necesario verificar velocidad máxima o fuerza tractiva pero si debe estudiarse que la velocidad no sea menor a la mínima para que no se produzca deposición. De todas formas se controlaron ambas velocidades.

Los valores utilizados como límites se obtuvieron del libro de hidraulica de canales abiertos.

NATURALEZA DE LAS PAREDES		VELOCIDAD MAXIMA (m/s)	
		R < 0,50 m	R > 0,50 m
*	Roca compacta (granito)	3,00	3,00
*	Roca estratificada (calcáreos)	2,20	2,00
*	Mampostería con mortero	2,30	2,50
*	Hormigón (*)	3,00	3,00
*	Mampostería en seco	1,60	1,50
*	Tierra vegetal compacta	0,85	0,75
*	Ripio > 0,10 m	1,10	1,00
*	Terreno de naturaleza arenosa	0,60	0,50
*	Terreno de arena fina (médano)	0,40	0,35

(\*) Según el tipo de hormigón la V se puede tomar valores hasta 12 m/seg.

Figura 29 - Valores de velocidades máximas.

TIRANTE y(m)	VELOCIDAD MINIMA (m/s)							
	AGUAS MUY LIMOSAS				AGUAS POCO LIMOSAS			
	A	B	C	D	A	B	C	D
0,60	0,39	0,43	0,47	0,51	0,36	0,39	0,43	0,46
0,75	0,45	0,50	0,54	0,69	0,40	0,44	0,48	0,52
0,90	0,51	0,56	0,61	0,66	0,44	0,48	0,53	0,57
1,05	0,56	0,61	0,68	0,73	0,47	0,52	0,57	0,61
1,20	0,61	0,66	0,74	0,79	0,50	0,55	0,61	0,65
1,35	0,66	0,72	0,79	0,86	0,53	0,58	0,64	0,69
1,50	0,70	0,78	0,85	0,92	0,56	0,62	0,66	0,73
1,65	0,75	0,83	0,90	0,98	0,59	0,65	0,71	0,77
1,80	0,79	0,87	0,95	1,03	0,62	0,68	0,74	0,80
2,10	0,88	0,96	1,05	1,14	0,67	0,73	0,80	0,86
2,40	0,95	1,05	1,15	1,24	0,72	0,78	0,86	0,92
2,70	1,03	1,14	1,24	1,34	0,76	0,83	0,91	0,98
3,00	1,10	1,22	1,32	1,43	0,80	0,87	0,96	1,03

**A:** Limo muy fino, liviano, arenoso - **B:** Limo algo grueso, liviano, arenoso - **C:** Limo arenoso de aluvión - **D:** Limo grueso o restos de terrenos duros.

Figura 30 - Valores de velocidades mínimas.

VERIFICACIÓN DE VELOCIDAD		
V [m/s]	V min [m/s]	V max [m/s]
0.92	0.43	2.3
1.05	0.43	2.3
1.12	0.43	2.3

Figura 31 - Verificación de velocidades para R = 5 años.

Como es evidente, la acequia se desarrollará por debajo de calle Calandria, por lo cual habrá que ejecutar una losa a flexión para cubrir el vano entre paredes de la acequia. Esta losa, la cual estará sometida a cargas producto de los vehículos principalmente, fue calculada siguiendo las bases para el cálculo de puentes de Hormigón Armado de Vialidad Nacional y se presentan dichos cálculos en el Anexo 10.6.1

### 5.8.3 Acequia Tacuarita

Del mismo modo que la acequia Calandria, se calculan las dimensiones de la Acequia Tacuarita.

A continuación se resumen los resultados obtenidos aplicando la ecuación de Chezy- Manning. El cálculo detallado se puede ver en Anexo 10.5

DIMENSIONAMIENTO DE ACEQUIAS TACUARITA								
TRAMO	Q nes [m3/s]	Bf [m]	Yutil [m]	R [m]	I	Q escurre [m3/s]	Revancha [m]	Y tot [m]
Brasita de fuego-Benteveo	0.48	1.00	0.60	0.27	0.0011	0.56	0.09	0.69
Benteveo-Cardenal	0.75	1.50	0.60	0.33	0.0011	0.96	0.09	0.69
Cardenal-Colibrí	0.98	2.05	0.60	0.38	0.0011	1.42	0.09	0.69

Figura 32 - Condiciones de diseño para el canal Tacuarita y parámetros de Chezy-Manning

La acequia se desarrollará por debajo de la vereda de la calle Tacuarita, por lo cual habrá que ejecutar una losa a flexión para cubrir el vano entre paredes de la acequia. Esta losa, fue calculada siguiendo las bases para el cálculo de puentes de Hormigón Armado de Vialidad Nacional y se presentan dichos cálculos en el Anexo 10.6.1.

### 5.9 Verificación del cuerpo receptor.

El presente proyecto de desagües pluviales pretende evacuar las aguas en la actual cuneta de la RN 188, como esta intervención no depende de la Secretaría de Obras Públicas con la cual se está trabajando, se plantea el caudal evacuado y la cota de desagüe para su posterior verificación por el ente encargado de verificación y mantenimiento de dicha cuneta.

Caudal evacuado: 4.95 m3/s

Cota de llegada: 33.50 m (Cota referida a IGM)

## 5.10 Sumideros

### 5.10.1. Sumideros calle Calandria

Para el diseño de sumideros, se adoptan los del tipo vertical para la acequia de calle Calandria.

Existen dos tipos de sumideros, los intermedios y los que se encuentran en puntos bajos, en función de las pendientes que se llega hacia a ellos.

En el caso de calle Calandria todos los sumideros son del tipo intermedio, ya que se tiene una pendiente única en toda la calle. Para definir la capacidad de estos, se adoptan los resultados arrojados por los ensayos realizados en el laboratorio de hidráulica de la FCEIA. El mismo dice que puede asumirse una capacidad de 45 Lts/seg por cada metros de sumidero. *(Datos experimentales según modelo físico desarrollado como Proyecto Final FCEIA - Ing. Mario Chirichigno)*

Planteadas las cuencas y los puntos de captación en el plano N°6, se calcula la longitud que debe tener cada sumidero con el método racional.

Además, para calcular la cantidad de rejas a colocar se propone que las mismas tengan al menos una distancia de 1m entre ellas.

SUMIDEROS VERTICALES CALLE CALANDRIA								
N° Sumidero	Cuenca de aporte	Area [ha]	Int [mm/h]	C	Q [m3/s]	Cant. sumideros	Long cálculo [m]	Long. adopt [m]
1	1	2.25	117.29	0.44	0.32	2	3.58	4
2	2	2.04	117.20	0.44	0.29	2	3.24	4
3	3	2.04	117.08	0.44	0.29	2	3.25	4
4	4	2.04	117.06	0.44	0.29	2	3.24	4
5	5	2.06	117.07	0.44	0.29	2	3.27	4
6	6	1.63	125.97	0.44	0.25	2	2.79	3

Figura 33 - Cálculo de sumideros calle calandria

Una vez definida la cantidad de sumideros para el cierre de cuenca y su longitud, es necesario realizar un detalle de los mismos. Para esto se propone que el agua captada en estos puntos se dirija a la acequia que se desarrolla por debajo de Calle Calandria a través de tubos de PVC.

De la tabla anterior, se observa que la mayoría de los caudales son de 0.16 m<sup>3</sup>/s, por lo que se propone adoptar una sección de cañería de 310mm de diámetro para facilitar el mantenimiento de la misma y que además supera esta capacidad de conducción.

La pendiente utilizada es la que se midió en el perfil transversal, ya que esta se adapta a todas las condiciones geométricas impuestas en el perfil. Este detalle se puede observar en el plano N°10.

#### 5.10.2. Sumideros calle Tacuarita.

Para la acequia que se desarrolla paralela a calle Tacuarita y por debajo de la vereda, se propone, por una cuestión de simplicidad que el agua ingrese desde arriba, en la intersección de las calles, a través de sumideros horizontales. Este detalle se puede ver en el plano N°17.

Para el cálculo de los sumideros se utiliza la ecuación de vertederos considerando un  $C=0.6$  y una longitud igual al ancho de la calle menos la cantidad de barras por su espesor.

Se adoptan sumideros modulares de 1m tipo TDL. Estas son aptas para el tránsito vehicular de hasta 3500 kg de carga.



**Alcantarilla Rebatible Línea media**

Son ideales para tránsito vehicular hasta camionetas de 3.500 Kg de carga

*Figura 34 - Fotografía de rejas del sumidero horizontal*

Vienen de distintos anchos. Además se tiene la información sobre las planchuelas que utilizan para restarla a la longitud total de la reja.

### Línea Media

(Tránsito Vehicular hasta camioneta de 3500 Kg. de carga).

Modelo	Ancho (mm)	Largo (mm)	Planchuela	Cruces	Marco	Peso Unit.
AR3020020G	200	1000	32 x 4.8 mm	1 H.R. Ø 6 mm	L 38 x 4.8 mm	20 Kg/m <sup>2</sup>
AR3025022G	250	1000	32 x 4.8 mm	2 H.R. Ø 6 mm	L 38 x 4.8 mm	22 Kg/m <sup>2</sup>
AR3030025G	300	1000	32 x 4.8 mm	2 H.R. Ø 6 mm	L 38 x 4.8 mm	25 Kg/m <sup>2</sup>

\* La rejilla ya viene con el marco de ángulo incorporado, listo para hormigonar.

Figura 35 - Especificaciones de sumidero

Se adoptan las de 250mm de ancho.

A continuación se muestra la tabla donde se resumen los parámetros aplicados a la ecuación de verdadero y se verifica que el caudal del sumidero sea mayor a el caudal que transporta la calle.

SUMIDEROS HORIZONTALES CALLE TACUARITA									
N° Sumidero	Cuenca de aporte	Q calle [m3/s]	C	L calle	Cant de barrote s/m	L cálculo	y calle	Q Sumidero [m3/s]	¿Verifica ?
8	8	0.27	0.6	7	31	5.96	0.13	1.29	Si
9	9	0.24	0.6	7	31	5.96	0.13	1.29	Si
10	10	0.24	0.6	7	31	5.96	0.13	1.29	Si
11	11	0.24	0.6	7	31	5.96	0.13	1.29	Si
12	12	0.24	0.6	7	31	5.96	0.13	1.29	Si
13	13	0.25	0.6	7	31	5.96	0.13	1.29	Si

Figura 36 - Cálculo sumideros

La ubicación en planta con el respectivo número de sumidero y su cuenca de aporte se observan en el plano N°6.

### 5.11 Proyecto de obras de arte.

Se propone eliminar todas las alcantarillas existentes ya que se plantea un nuevo sistema de desagües pluviales para evacuar el agua del barrio y la que proviene desde aguas arriba. Los hechos existentes a retirar se muestran en el Plano N°3.

### 5.12 Cálculo de armadura para cubierta de canales y acequias

Para este cálculo se utiliza el reglamento CIRSOC 101 y las bases para puentes de hormigón armado de Vialidad Nacional.

#### 5.12.1 Tapa

En cuanto a las cargas permanentes que hay que considerar se tiene el paquete estructural que descansa sobre la tapa, como puede verse en el plano N°8.

El CIRSOC 101 da referencia de las cargas a utilizar.

<b>Cargas Permanentes</b>		
Capa de arena	0.7	kN/m <sup>2</sup>
Adoquines	2.5	kN/m <sup>2</sup>
Losa de H°	3	kN/m <sup>2</sup>
Total	6.2	kN/m <sup>2</sup>

Figura 37 - Cargas permanentes

En cuanto a las sobrecargas, el reglamento de Vialidad Nacional brinda la siguiente tabla.

	<b>Categoría de puentes</b>				Especial
	A-30	A-25	A-20		
Paso total Tn.	30	25	20	CARGA SEGÚN EL CASO	
Aplanadora rodillo delantero Tn.	13	10	8		
Cada rodillo trasero Tn.	8,5	7,5	6		
Multitud compacta Tn./m <sup>2</sup>	0,6	0,6	0,5		
Sobrecarga en las veredas Tn./m <sup>2</sup>	0,4	0,4	0,4		

Figura 38 - Sobrecargas para diseño de puentes de hormigón - Vialidad Nacional

Para el propósito que tiene la losa se entiende que para el cálculo es suficiente con adoptar los valores sugeridos para una categoría de puente de A-20 ya que el tránsito en el barrio es puramente de las familias que allí viven, se encuentra aislado y no conecta con ningún otro punto. Además no transitan camiones ya que tampoco hay locales de uso comercial.

Se analiza Multitud compacta y rodillos, y el estado más determinante será utilizada para el cálculo.

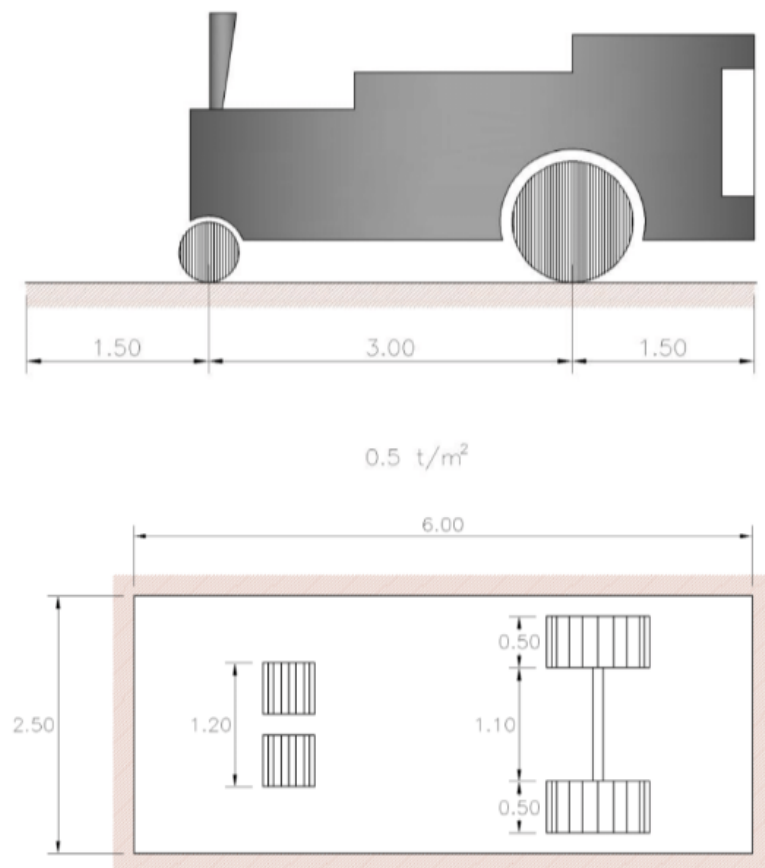


Figura 39 - Aplanadora tipo

De la sobrecarga surgen tres situaciones a considerar. Se adopta como longitud la mayor de las tres bases de fondo de la acequia, ya que es la más determinante.

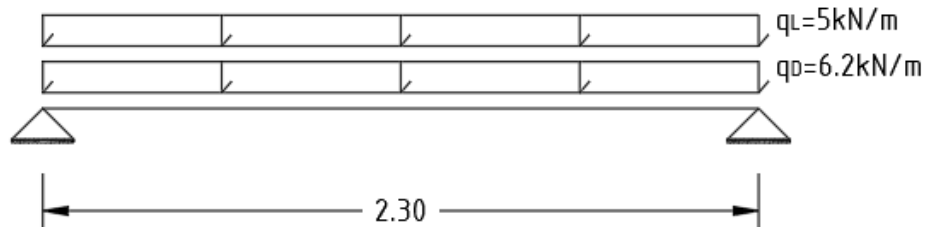
Teniendo en cuenta las cargas dadas por Vialidad Nacional y el esquema anterior con sus respectivas dimensiones, se obtiene una carga por metro lineal.

Sobrecarga		
1 - Multitud compacta	5	kN/m <sup>2</sup>
2 - Aplanadora rodillo delantero	66.7	kN/m
3 - Aplanadora cada rodillo trasero	120	kN/m

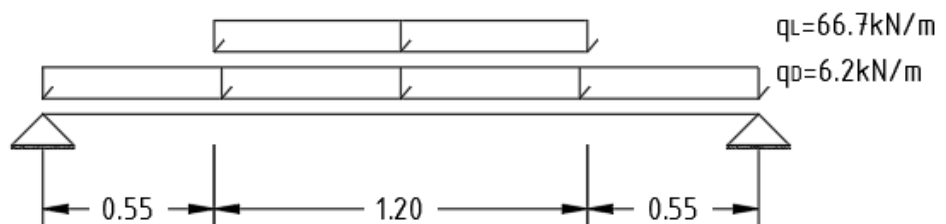
Figura 40 - Sobrecargas por metro lineal

Obtenidas estas cargas se confeccionan los siguientes esquemas.

SITUACIÓN 1: MULTITUD COMPACTA



SITUACIÓN 2: APLANADORA RODILLO DELANTERO



SITUACIÓN 3: APLANADORA CADA RODILLO TRASERO



Figura 41 - Esquema de cargas

Calculando los momentos máximos para todas las situaciones surge que la más determinante es la situación 2: Aplanadora Rodillo delantero.

A continuación se resumen los momentos obtenidos. Para esto es importante mencionar que el reglamento de vialidad dice que para el diseño de resistencia frente a momentos flectores se debe considerar un 75% de la carga de peso propio, salvo que estos produzcan efectos estabilizantes, que no es el caso.

<b>Momento último</b>		
Mu1	6.38	kN/m
Mu2	37.10	
Mu3	23.10	kN/m
Mu Max	37.10	kNm

Figura 42 - Momentos Últimos

Luego se procede a calcular la armadura necesaria para un espesor de losa propuesto de 12 cm.

<b>Momento de diseño</b>		
d	9.50	cm
Mn	4122.22	kNcm
mn	0.1827	
we	0.2082	
a	2.327	
c	2.737	
$\phi$	0.001	
ec	0.007	solo tracción
Areq	11.77	cm <sup>2</sup> /m
A min	2.16	cm <sup>2</sup> /m

<b>Armadura propuesta</b>	<b>1Ø12C/10cm</b>
---------------------------	-------------------

Figura 43 - Momentos Últimos

Para la armadura en el otro sentido se adopta la mínima por contracción y temperatura siendo esta del 1.8 ‰ .

### 5.12.2 Paredes y fondo

Para el cálculo de los parantes y el fondo se considera la situación en donde la acequia está vacía, ya que es la más determinante. Además se supone una situación simplificada donde la tapa no le genera apoyo a los muros.

Para conocer las cargas en esta situación se calcula el empuje pasivo del suelo.

$$K_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2)$$

$$E_a = 1/2 \gamma K_a H^2$$

Para conocer los valores característicos del suelo se utiliza un estudio de suelos brindado por la Secretaría de Obras Públicas de San Nicolás realizado para la ejecución del Estadio Unico de San Nicolás. Si bien deberían utilizarse estudios del barrio o por lo menos más cercanos a él, al momento del presente estudio solo se cuenta con esta información. En caso de requerirse un análisis más específico se deberán realizar los estudios suelo correspondientes.

En el estudio de suelos se toman y ensayan seis muestras. Para este análisis se utiliza un valor promedio de los resultados obtenidos:

$$\phi = 11^\circ$$

$$\gamma = 1.885 \text{ g/cm}^3 =$$

Entonces se tiene que:

$$K_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - 11^\circ/2) = 0.68$$

$$E_a = 1/2 \gamma K_a H^2 = 5906 \text{ g/cm} = 5.9 \text{ kN/m}$$

Luego, se representa el esquema de cargas al que está sometida la estructura, teniendo en cuenta las cargas que le introduce la tapa. En este caso las mayores reacciones se dan en la situación 3, donde cada reacción de los parantes es de 60 kN. Se calcula un momento equivalente para contemplar la flexocompresión a la cual está sometida la pared.

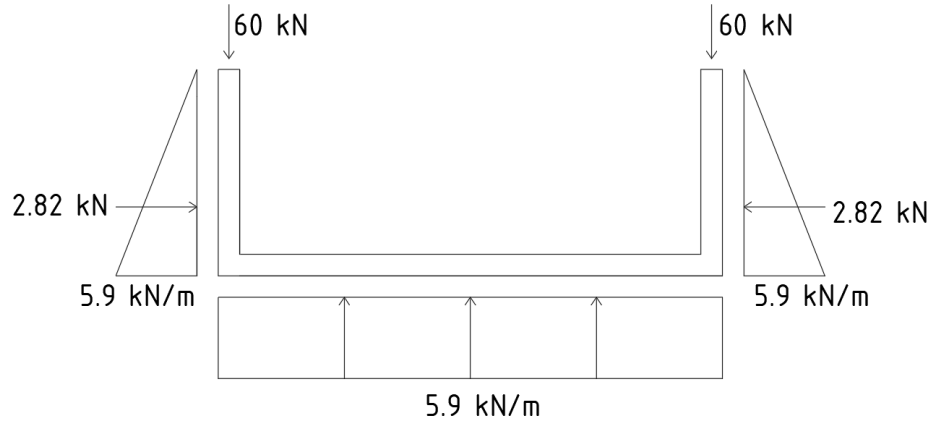


Figura 44 - Cargas actuantes en acequia

Considerando el estado de carga de la figura anterior, un muro de 15 cm y  $d=25$  cm se calcula el momento equivalente.

$$M_e = 2.82 \text{ kN} * 0.32 \text{ m} + 60 \text{ kN} * 0.055 \text{ m} = 4.2 \text{ kNm/m}$$

Los cálculos se adjuntan en la siguiente tabla.

Momento de diseño		
d	12.50	cm
Mn	467.29	kNcm
mn	0.0120	
we	0.0120	
a	0.177	
c	0.208	
$\phi$	0.014	
ec	0.177	
Areq	0.90	cm <sup>2</sup> /m
A min	2.70	cm <sup>2</sup> /m
<b>Armadura propuesta</b>	<b>1Ø8C/18cm</b>	

Figura 45- Cálculo armadura vertical en acequia

Para la armadura en el otro sentido se adopta la mínima por contracción y temperatura siendo esta del 1.8 ‰ .

## 6. AGUA POTABLE

Actualmente, el barrio Cumehue no cuenta con provisión de agua potable. Esto se debe a que el barrio se encuentra en la periferia de la ciudad y antiguamente, el mismo, solo era un barrio de quintas donde no estaba prevista su ocupación con viviendas permanentes.

Por el momento, el municipio de San Nicolás de los Arroyos no tiene planeado dotar de agua potable a Cumehue. Sin embargo, la propuesta a plantear es similar a la solución típica que la Municipalidad le ha dado a los demás barrios aledaños de la ciudad. Esta consta de provisión de agua potable - cuyas características se detallan más adelante en el informe - con sistema de distribución mediante pozo de bombeo, proceso de cloración del agua y tanque de distribución que alimenta a la red.

### 6.1 Objetivos

En la primera etapa de proyecto, se tiene como objetivo trazar, diseñar y dimensionar la Red de Distribución de Agua Potable que abastecerá al sector delimitado por calles Hornero, Colibrí, Tacuarita y Brasita de Fuego. Para proyectar la red de agua, se utiliza un tiempo de diseño de 20 años. La población de diseño total al final del período de diseño es de 425 habitantes como se indica en el punto **3. ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN FUTURA.**

En una etapa posterior de proyecto, el objetivo es dimensionar el pozo de bombeo (profundidad de napa a perforar y extracción) realizando previamente estudios en el punto de emplazamiento propuesto para las perforaciones, determinar el proceso de tratamiento para potabilizar el agua (tipo, dimensiones y capacidad) y dimensionar el tanque de distribución (tipo, dimensión y capacidad).

### 6.2 Datos disponibles

Se cuenta con los siguientes datos los cuales fueron propuestos por la Secretaría de Obras Públicas de San Nicolás:

- Planimetría de la zona.
- Altimetría de la zona.

### 6.3 Determinación del caudal de diseño

Se determina el caudal de diseño mediante el empleo de la siguiente fórmula:

$$Q_{dis} = Q_{domiciliario} + Q_{puntuales} = P_{dis} \times \rho_{dis} \times \alpha + Q_{puntuales}$$

Donde:

- $P_{dis}$ : Población de diseño.
- $\alpha$ : Coeficiente pico.
- $\rho_{dis}$ : Dotación de diseño.
- $Q_{domiciliario}$ : Consumo domiciliario.

Para la selección de la dotación de diseño (volumen de agua consumida por habitante por unidad de tiempo) se utilizan las tablas de recomendaciones del Ente Nacional de Obras Hídricas y Saneamiento (ENOHSA).

CASO	Dotación de diseño
Surtidores públicos	40 lts/hab/día
Conexiones domiciliarias con medidor	150 a 200 lts/hab/día
Conexiones domiciliarias sin medidor	150 a 300 lts/hab/día
Escuelas	20 a 100 lts/alumno/turno
Hospitales y clínicas con internación	200 a 300 lts/cama/día
Hoteles	100 a 250 lts/cama/día
Comercios	Según caso
Industrias	Según caso

Figura 46 - Dotaciones de diseño según ENOHSA.

El valor a elegir para la dotación, se determina con el objetivo de diseñar una red eficiente, donde el porcentaje de agua no contabilizada sea el menor posible. Para el abastecimiento de agua se plantea una red con conexiones domiciliarias con medidor, por lo que se adopta una dotación de diseño de 200 lts/hab/día.

Por otra parte, hay que determinar el coeficiente de caudal pico  $\alpha$ . Este se utiliza para obtener el caudal máximo horario del día de mayor consumo (caudal de diseño) a partir de un caudal medio.

Q	Coef	500 < Pdis < 3000	3000 < Pdis < 15000	Pdis > 15000
$Q_A/Q_C$	$\beta$	0.3	0.35	0.42
$Q_B/Q_C$	$\beta_1$	0.6	0.7	0.7
$Q_D/Q_C$	$\alpha_1$	1.4	1.4	1.3
$Q_E/Q_C$	$\alpha$	2.66	2.38	1.95

Figura 47 - Coeficientes de caudales según ENOHS.A.

Considerando la población de diseño de 425 habitantes se obtiene el coeficiente  $\alpha = 2.66$ . En cuanto a los consumos puntuales, en la zona no se cuenta con ninguno de estos debido a que es un barrio netamente residencial.

Caso domiciliario	Usuarios	Dotación de diseño (lts/hab/día)	$\alpha$	Q diseño (l/días)	Q diseño (l/s)
Conexiones domiciliarias con medidor	425	200	2.66	226100	2.62

Figura 48 - Caudal de diseño.

En cuanto al porcentaje de agua no contabilizada (ANC) se considera incluido dentro de la dotación de 200 lts/hab/día.

Por lo tanto, resulta:  $Q_{dis} = 2.62 \text{ lts/s}$ .

#### 6.4 Régimen de distribución

Se adopta para este proyecto una alimentación a través de pozo de bombeo con un posterior tratamiento de cloración y tanque de almacenamiento. La red propuesta es cerrada (red mallada), la cual tiene cañerías conectadas entre sí de forma tal que el agua puede llegar hasta un punto determinado siguiendo varios caminos posibles. Esto implica que la circulación del líquido está determinada por el estado de presiones de la red y se realiza en una u otra dirección en cada punto (posibilidad bidireccional) para una

cañería perteneciente a una red mallada. Además, se parte de la base de que el sentido del escurrimiento del flujo se da de forma que el mismo se aleja de la fuente de alimentación.

En cuanto al tratamiento de potabilización, el mismo consiste en un equipo de cloración en la subida del tanque, el cual garantiza una permanencia del cloro durante el almacenamiento del agua en el mismo. Este tratamiento se va a materializar con una conexión que se conecta a un dosificador de cloro. Esta conexión incluye un almacenamiento del cloro en una casilla para que exista una reserva acorde al equipo clorador que se está proponiendo.

Por último, para el tanque de almacenamiento se prevé una distribución por gravedad. Más adelante se desarrollan cada uno de estos componentes de la red.

#### 6.4.1 Ubicación del punto de alimentación

El pozo de bombeo se ubica de forma estratégica, teniendo en cuenta que el barrio no se expandirá en concordancia con lo mencionado en el apartado 3. A partir de ello, se procede a la localización del pozo en un terreno el cual no genere disturbios a propios ni ajenos. Se busca ubicar el pozo de manera conveniente para minimizar las pérdidas continuas. Además, al no haber lotes disponibles en el barrio, se propone una ubicación en el perímetro del mismo.

Otra cuestión que se tiene en cuenta, es que el sistema de extracción de agua del pozo, cloración y almacenamiento requiere de un espacio considerable y una alimentación eléctrica con potencia suficiente para los equipos necesarios. Por lo que se elige el terreno adyacente a calle Hornero como una ubicación tentativa, la cual deberá verificarse tanto con las autoridades Municipales, así como con los prestadores del servicio energético en la localidad y las reglamentaciones vigentes en la Provincia de Buenos Aires para este servicio. Lo expuesto anteriormente puede verse en la siguiente imagen.



Figura 49- Ubicación tentativa del pozo de bombeo de agua.

Se puede observar que el terreno disponible no cuenta con edificaciones existentes.

#### 6.4.2 Red primaria o maestra

Para proyectar la red cerrada se tienen en cuenta las siguientes consideraciones:

- Trazado de cañerías siguiendo aproximadamente la frontera o periferia del área de proyecto, con el objetivo de definir una malla única básica.
- Subdivisión del área de proyecto en mallas de dimensiones tales que:
  - Longitud del lado de la malla = 300 a 600 metros.
  - Área de la malla:  $\Omega$  MALLA = 10 a 30 Has.

#### 6.4.3 Numeración de nudos y tramos

Los nudos del sistema son aquellos puntos de intersección de dos o más cañerías maestras. Son puntos de derivación o de confluencia de caudales. Los mismos se identifican en el plano con números entre corchetes.

Los tramos se delimitan entre los nudos anteriormente mencionados. Cada tramo se define según el nombre de los nudos extremos.

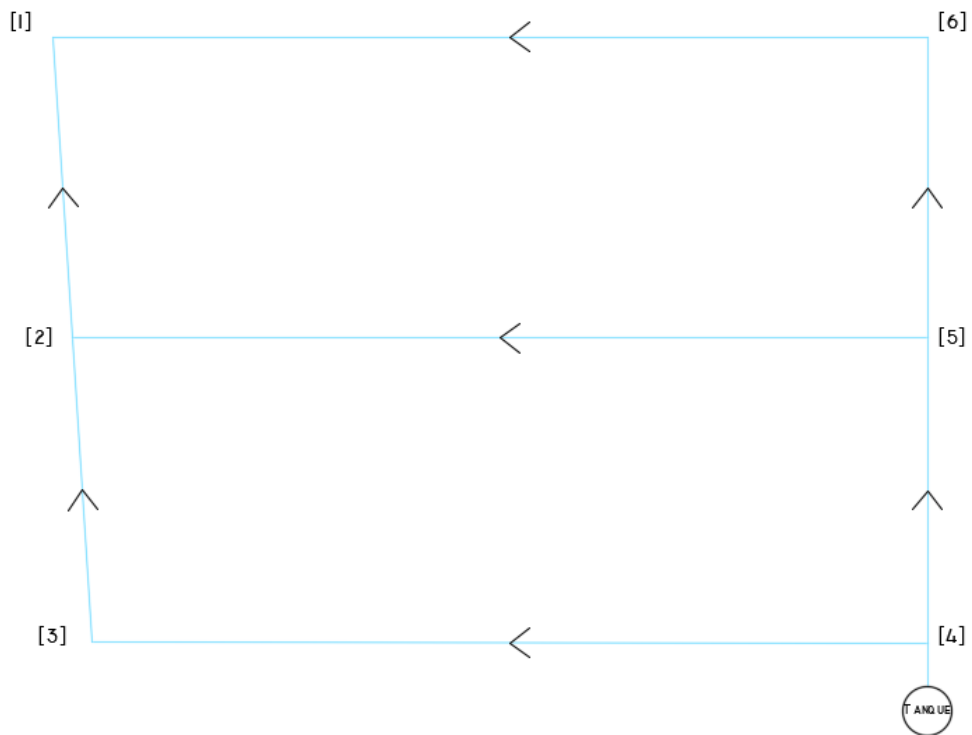


Figura 50 - Esquema de la red primaria o maestra.

#### 6.4.4 Trazado de red secundaria

Se busca preferentemente que las cañerías de la red secundaria estén alimentadas desde sus extremos a dos cañerías primarias y que no se conecten entre sí, siempre que esto sea posible. Esta red completa el trazado de cañerías conectando los tramos de la red principal. Posteriormente, se rellenan las distintas mallas, teniendo en cuenta el ejido urbano, y se emplazan en cada tramo donde se prevean consumos.



Diámetro	Mínimo		Máxima	
	Velocidad	Caudal	Velocidad	Caudal
mm	m/s	l/s	m/s	l/s
60	0,30	0,85	0,90	2,54
75	0,30	1,33	0,90	3,98
100	0,30	2,36	0,90	7,07
150	0,30	5,30	0,90	15,90
200	0,30	9,42	0,90	28,27
250	0,60	29,45	1,30	81,25
300	0,60	42,41	1,30	91,89
400	0,60	75,40	1,30	163,36
500	0,60	117,81	1,30	255,25
600	0,80	226,19	2,00	565,49
700	0,80	307,88	2,00	769,69

Figura 52 - Diámetro máximo, velocidades máximas y mínimas según ex OSN.

Al tener un caudal de diseño de 2.62 l/s, se puede adoptar como diámetro máximo 100 mm.

Seguidamente, se fija un diámetro mínimo de 60mm, de acuerdo a lo que propone el ENOHSA y, además, en función de la población de diseño como se ve en la tabla siguiente.

Población	Diámetro mínimo
P ≤ 3000 hab	50 mm
3000 a 20000 hab	60 mm
20000 a 150000 hab	75 mm
150000 a 750000	100 mm

Figura 53 - Diámetros mínimos en función de la población del proyecto (ENOHSA).

A su vez, para la red primaria o maestra se utilizan los diámetros comerciales típicos.

PRESIÓN DE TRABAJO			
CLASE 6			
DIÁMETRO NOMINAL [mm]	ESPESOR PARED [mm]	DIÁMETRO INTERIOR [mm]	COEFICIENTE m
50	1,7	46,6	9,682
63	1,9	59,2	3,018

75	2,2	70,6	1,280
90	2,7	84,6	0,530
110	3,2	103,6	0,197
125	3,7	117,6	0,106
140	4,1	131,8	0,061

Figura 54 - Diámetros comerciales cañerías PVC clase 6 (ENOHSA).

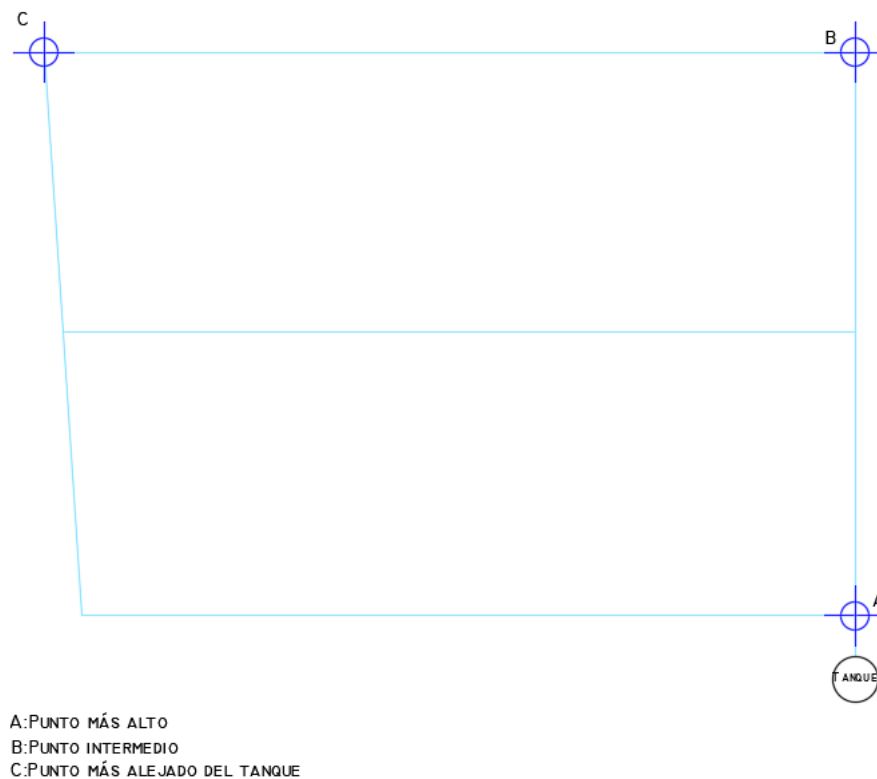
Con lo que se adopta como diámetro comercial mínimo 63 mm, con un diámetro interior de 59,2 mm. Y se adopta un diámetro comercial máximo de 110 mm, con un diámetro interior de 103,6 mm.

#### 6.6 Análisis de puntos críticos de la red

Se analizan los puntos más comprometidos de la red:

- el punto más alejado del pozo.
- el punto más alto.
- el punto más alejado con una cota intermedia.

El estudio de estos puntos críticos es importante para en posterior instancia determinar la altura manométrica que tendrá que tener el tanque de almacenamiento que alimenta la red de distribución verificando cuál de todos será el condicionante para la red propuesta.



*Figura 55 - Esquema de la red primaria o maestra y los puntos críticos para determinar la altura a entregar por la bomba.*

Se puede ver que el punto más comprometido es el 6.

### 6.7 Dimensionamiento de cañerías primarias

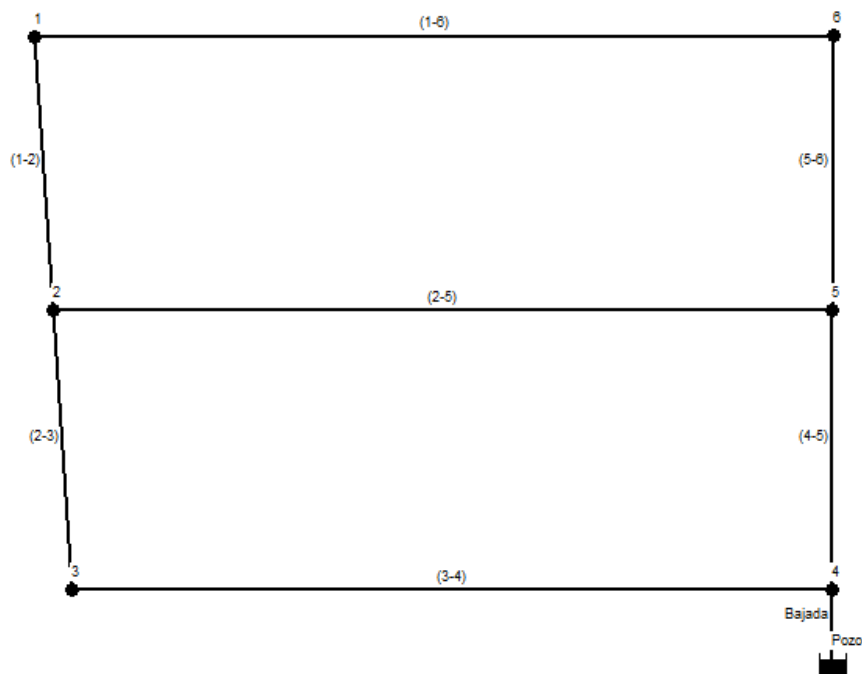
Se emplean cañerías de PVC dado que es un material más económico y no se trata de una zona con sustancias agresivas. Debido a que se limita la presión máxima a 30 m.c.a se podría emplear cañerías de Clase 4. Para estar en concordancia con el prestador de servicio de Aguas de San Nicolás de los Arroyos se utilizan cañerías Clase 6 para la materialización de la red.

### 6.8 Dimensionamiento de red mediante EPANET

EPANET es un software para el diseño y análisis de sistemas de distribución de agua potable. Permite realizar simulaciones del comportamiento hidráulico y de la evolución de la calidad del agua en redes de suministro a presión. Una red puede estar constituida por tuberías, nudos (uniones de tuberías), bombas, válvulas y depósitos de almacenamiento o embalses. El programa efectúa un seguimiento de la evolución de los caudales en las tuberías, las presiones en los nudos, los niveles en los depósitos, y la concentración

de productos químicos suspendidos en el agua, a lo largo del periodo de simulación. Incluso, permite analizarlo en varios intervalos de tiempo.

En primer lugar se realiza el trazado esquemático de la red, como se puede observar en la siguiente imagen.



*Figura 56 - Trazado esquemático de la red.*

Se considera, a modo de predimensionamiento, diámetros mínimos en toda la red para luego verificar y redimensionar en el caso que sea necesario.

Además, se introducen los siguientes datos de entrada:

- Para pozo de bombeo: se representa al mismo con un embalse en su respectiva ubicación. Se agrega además el caudal de diseño a entregar a la población, y se itera de forma tal de obtener la presión necesaria a entregar por la bomba hidráulica para que el punto más comprometido de la red verifique con la presión mínima de 6 mca.
- Para nudos: se introducen sus cotas y los caudales demandados en cada uno (demanda base).

- Para cañerías principales: longitud, rugosidad (Williams - Hazen) y diámetro. Se ingresan como datos de entrada para la primera iteración diámetros mínimos correspondientes a un primer predimensionamiento.

### 6.8.1 Demanda base en cada nodo

Se calcula la demanda base en cada nudo para ingresar como input al software. La demanda base es el caudal de diseño de la zona de proyecto ( $Q_{\text{diseño}} = 2.62 \text{ lts/s}$ ). Para la obtención del caudal base en cada nudo, se toma como hipótesis que el caudal de la zona de proyecto se encuentra uniformemente distribuido. De esta forma, se calcula el gasto por unidad de superficie, y luego, se determina el área de influencia de cada nudo, para así obtener el caudal base de cada uno de ellos.

En la siguiente imagen se pueden ver las áreas de influencia de cada nudo, utilizadas para la obtención de las demandas base de los mismos.

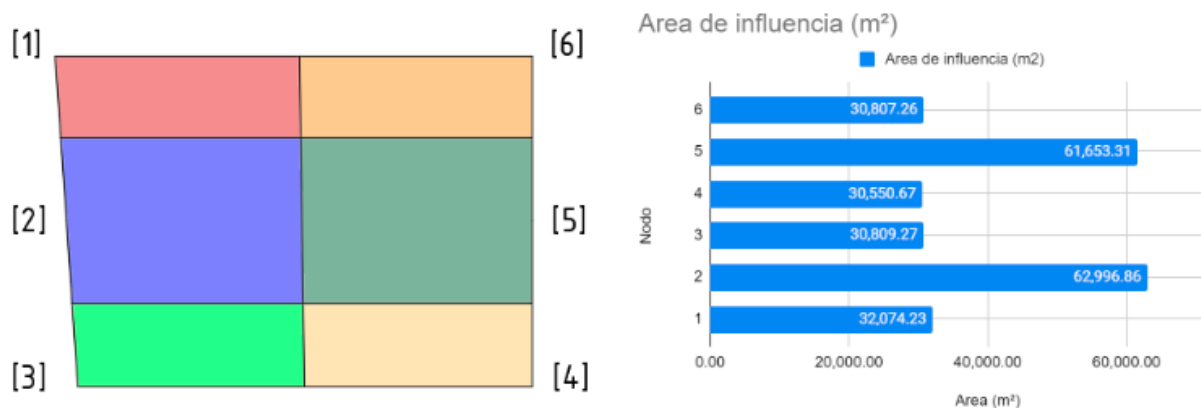


Figura 57 - Áreas de influencia para cada nudo.

También, se adjunta la tabla correspondiente con el cálculo analítico de las áreas de influencia y las demandas correspondientes.

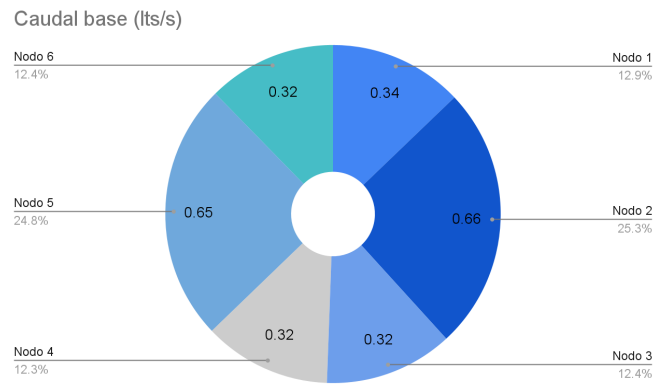


Figura 58 - Caudal base para cada nudo.

### 6.8.2 Verificaciones

Se ejecuta el procesamiento del software y se obtienen los valores de: presión en nudos, caudales y velocidades en cañerías. Se analizan los resultados obtenidos y se comparan con los valores límites.

A continuación se muestran los resultados que se obtienen para el predimensionamiento con diámetros mínimos de cañerías.

- Nudos:

ID nudo	Cota (m)	Demanda (LPS)	Altura (m)	Presión (m)
Conexión 1	34.32	0.34	41.4	7.08
Conexión 2	35	0.67	41.43	6.43
Conexión 3	34.87	0.33	41.6	6.73
Conexión 4	35.53	0.33	42.9	7.37
Conexión 5	35.21	0.66	41.65	6.44
Conexión 6	35.13	0.33	41.48	6.35
Tanque	43	-2.66	43	0

Figura 59- Resultados obtenidos del procesamiento para los nudos.

- Tramos:

ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Rugosidad	Velocidad (m/s)
Tubería Bajada	30	84.6	140	0.47

<b>Tubería (3-4)</b>	600	59.2	140	0.31
<b>Tubería (4-5)</b>	200	59.2	140	0.54
<b>Tubería (2-5)</b>	600	59.2	140	0.12
<b>Tubería (5-6)</b>	200	59.2	140	0.18
<b>Tubería (2-3)</b>	200	59.2	140	0.19
<b>Tubería (1-2)</b>	200	59.2	140	0.06
<b>Tubería (1-6)</b>	600	59.2	140	0.06

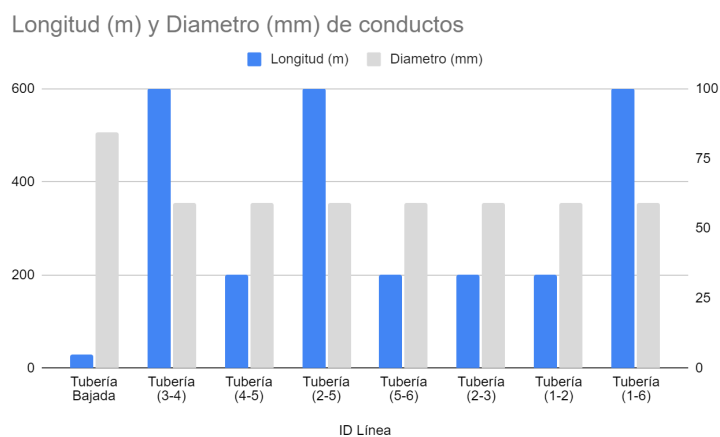


Figura 60 - Resultados obtenidos del procesamiento para los tramos.

Como puede verse, para la tabla del estado de los nodos, se obtiene como resultado que estos se encuentran en buenas condiciones de trabajo en cuanto a sus presiones (6mca-30mca).

En cuanto a los caudales, podemos ver que la sumatoria de los mismos verifican el valor de demanda total distribuida en la superficie.

Para la tabla del estado de las cañerías, se puede observar que varias tuberías no cumplen con la velocidad mínima (0.30 m/s). Esta situación se va a considerar como tolerable ya que se están usando los diámetros de tuberías establecidos como mínimos. Por último, todas las tuberías se encuentran trabajando a velocidades menores a la velocidad máxima permitida (0.90m/s).

Se concluye que no hace falta seguir iterando, ya que la red en su totalidad está compuesta por los diámetros mínimos, salvo por la cañería de la bajada de la bomba, la cual debe impulsar todo el caudal requerido por la red.

A continuación, se presenta un esquema de la red proyectada.

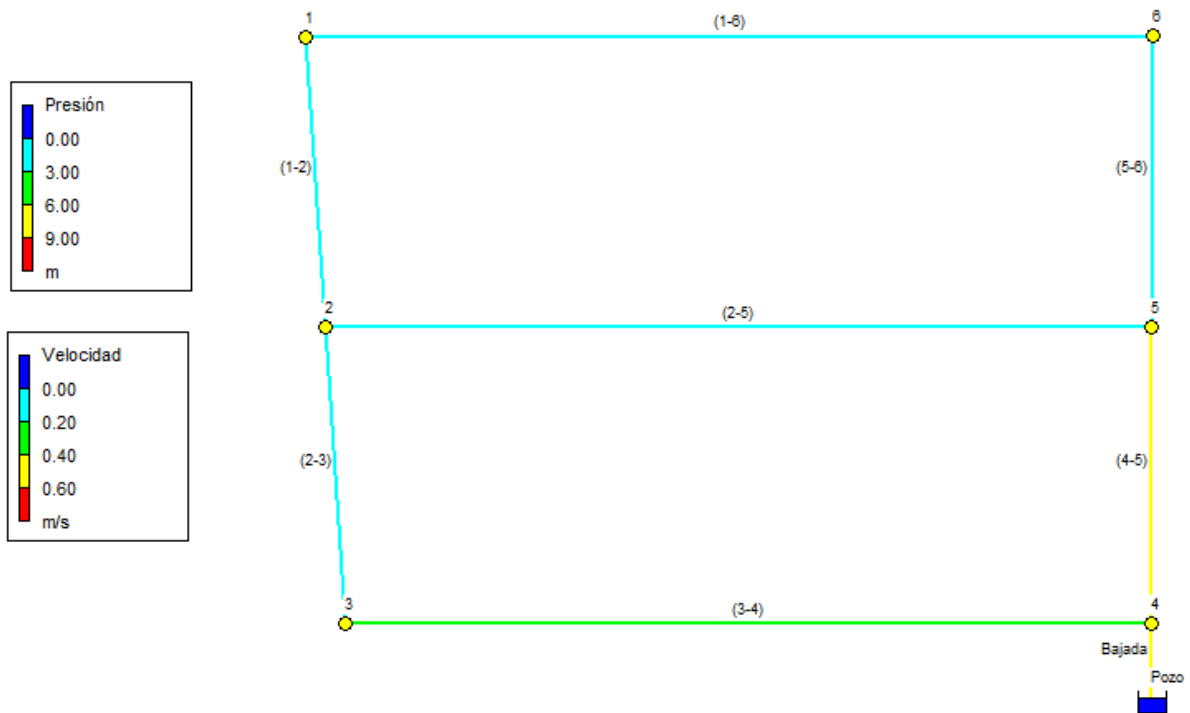


Figura 61 - Esquema final de la red de agua obtenido en EPANET.

### 6.9 Instalaciones complementarias de la red

En esta instancia, se proyectan los accesorios o dispositivos necesarios para completar la red del proyecto.

Accesorios complementarios:

- Válvulas de cierre: se coloca una válvula de cierre en el inicio y en el fin de cada cañería (primaria y secundaria), para poder cortar el suministro de agua sin afectar a los demás tramos.

Se puede ver la disposición de las válvulas de cierre y el proyecto de la red en el plano N°14.

## 6.10 Pozo de abastecimiento de agua subterránea.

### 6.10.1 Introducción

El agua subterránea en condiciones naturales, presenta en la mayoría de los casos: características sanitarias que la hacen apta para el consumo humano; en particular en relación a acuíferos constituidos por gravas y arenas, en los que se verifica un proceso natural de filtración.

Para el dimensionamiento del pozo de agua para proveer agua subterránea al barrio Cumehue, se utilizan los estudios realizados por el ente de Aguas de San Nicolás de los Arroyos. Estos estudios describen las tareas de campo ejecutadas en el pozo más próximo al Barrio Cumehue. Este pozo anteriormente mencionado, se encuentra a 4.5 km del barrio Cumehue y dada la uniformidad del terreno, se toman como válidas las condiciones existentes en ese estudio con respecto a las del barrio.

### 6.10.2 Esquema hidrogeológico

Se transcriben a continuación, extractos del informe realizado por el ente de Aguas de San Nicolás de los Arroyos.

En el estudio de la perforación, se diferencian tres unidades hidrogeológicas: Hipopuelche (inferior), Puelche (media) y Epipuelche (superior). Dentro de estas unidades hidrogeológicas se distinguen paquetes sedimentarios acuíferos, acuitardos y acuicludos.

La sección superior (Epipuelche), se aloja en sedimentos del Pampeano y Post-Pampeano, distinguiéndose dos capas acuíferas, una de carácter freático libre y otra semiconfinada. La capa freática proporciona muy bajos caudales de explotación (<1m<sup>3</sup>/h), es una agua de mala calidad por su contaminación química y bacteriológica por los pozos sépticos domiciliarios de la zona y se puede encontrar cuando emerge en forma de lagunas o aparece entre los 4 o 10 metros de profundidad. La primera capa con cierto grado de confinamiento está limitada superior e inferiormente por sedimentos acuitardos, con profundidades que varían entre los 10 y 30 metros de acuerdo a la cota del terreno. Este acuífero proporciona caudales de extracción muy dispares según su emplazamiento y pueden rondar entre 1 y 40 m<sup>3</sup>/h. Desde el punto de vista de la calidad, las aguas de este acuífero son duras, tienen exceso de nitratos, y frecuentemente, presentan contaminación bacteriológica y de oligoelementos provenientes de residuos industriales que son derivados a pozos filtrantes.

La sección Media, o Arenas Puelche, son portadoras del Acuífero Puelche, segunda capa semiconfinada, asentada sobre sedimentos acuicludos que limitan la filtración vertical descendente. Por el contrario, la existencia de sedimentos acuitardos en su techo permite la conexión hidráulica con los acuíferos superiores. Este hecho tiene mucha importancia para la recarga del acuífero y de sus posibles contaminantes. Por su extensión, su fácil acceso mediante perforaciones, caudales y calidad química de sus aguas se ha convertido en el recurso hídrico subterráneo más explotado en el país, principalmente para consumo humano. Este acuífero, posee caracteres hidráulicos que permiten diferenciarlo de sus similares supra e infrayacentes, constituyendo un verdadero acuífero semiconfinado. Considerando que su recarga y descarga es, fundamentalmente, en forma vertical desde o hacia la sección Epipuelche. Los caudales de explotación son más elevados que en el caso del acuífero Epipuelche, oscilando entre 20 y 150 m<sup>3</sup>/h. Se pueden analizar los parámetros hidrometeorológicos regionales e hidráulicos del acuífero, simplemente, como orden de magnitud en el siguiente cuadro provisto en el informe.

<b>Parámetros generales del acuífero Puelche</b>	
<b>Precipitación Media Anual (mm)</b>	1024.98
<b>Evapotranspiración Real Media (mm)</b>	780
<b>Excedente Medio anual (mm)</b>	240
<b>Infiltración Media anual (mm)</b>	180
<b>Escorrentía Media anual (mm)</b>	60
<b>Transmisividad (m<sup>2</sup>/día)</b>	500
<b>Coefficiente de Almacenamiento (adimensional)</b>	5x10 <sup>-4</sup>

*Figura 62 - Parámetros hidrometeorológicos e hidráulicos del acuífero Puelche.*

Gracias a todas estas cuestiones analizadas por el ente de Aguas de San Nicolás de los Arroyos en su informe, se elige al acuífero Puelche como la formación geológica a explotar para la provisión de agua potable. Además, al ser el agua de este acuífero de calidad aceptable, el tratamiento de la misma solo requiere de una desinfección con hipoclorito de sodio previo a su almacenamiento para distribución a la red.

### 6.10.3 Consideraciones

Los pozos se revisten con tuberías que en su extremo poseen filtros o rejillas para permitir el paso del agua. Se prevé prefiltro o empaque de grava y/o arenas gruesas entre la pared del pozo y filtro para evitar el

paso de partículas finas que son arrastradas por el agua en su movimiento y pueden deteriorar los mecanismos de las motobombas.

Se tienen que tener en cuenta las siguientes medidas de preservación:

- ✓ Proteger el pozo contra toda posible fuente de contaminación. Que no queden aberturas en el revestimiento que permita el pasaje del agua subterránea contaminada que pueda infiltrarse dentro del pozo.
- ✓ El pozo deberá tener una profundidad y diámetro adecuados al caudal de extracción calculado.
- ✓ Los materiales elegidos para la construcción del pozo cumplirán condiciones de resistencia y durabilidad, para garantizar una prolongada vida útil del mismo, en óptimas condiciones de funcionamiento.

El lugar elegido para la ubicación de la boca del pozo será lo más alto posible, evitando que su cota se encuentre por debajo de cualquier fuente de contaminación cercana. Debe evitarse que las aguas que escurren superficialmente ingresen al pozo. Como criterio, se sugiere no tomar menos de 30 metros de distancia a fuentes reales o potenciales de contaminación.

#### 6.10.4 Revestimiento

El pozo se reviste con cañería de entubación que se instala en la perforación como acompañante del filtro. La depresión causada por el bombeo es decir el nivel dinámico, determina la profundidad a la que debe bajarse la tubería.

El revestimiento debe cumplir las siguientes funciones:

- ✓ Hermeticidad, eliminando riesgos de contaminación.
- ✓ Estabilizado de la perforación, reteniendo las paredes del pozo.
- ✓ Facilitar el escurrimiento del agua hacia y hasta la aspiración de la bomba.

Para la perforación, se ejecuta la cañería de aislación revistiendo con una cañería de PVC reforzado. Más adelante se detalla el cálculo para la obtención del diámetro y la longitud.

#### 6.10.5 Cementación

En el pozo, se va a ejecutar una cementación para sellar el espacio anular entre la cañería de revestimiento y las paredes del pozo, de manera de impedir que el agua que escurre sobre la superficie del

terreno y la proveniente de otros acuíferos superiores y cuya calidad no sea apropiada para el consumo pueda penetrar en la formación a explotar. Se va a sellar este espacio con una lechada de cemento (con una proporción aproximada de 30 litros de agua por cada 50 kg de cemento) inyectada a presión de bomba y se tiene en cuenta agregar bentonita en una proporción del 3% al 5% en peso de cemento.

#### 6.10.6 Diámetro del pozo.

Es importante la correcta elección del diámetro del pozo, dado que esto tiene relación directa con el costo de la construcción. Este debe ser lo suficientemente amplio para facilitar la instalación y correcto funcionamiento del equipo de bombeo. Como criterio considerado el diámetro de la perforación tiene que ser dos veces mayor al diámetro de la bomba que se va a emplear. Se toman las siguientes recomendaciones del ENOSHA.

Caudal de bombeo hasta	Dº Bomba (mm)	Dº Cañería de Revestimiento (mm)	Dº de la perforación (mm)
10 l/s (36 m <sup>3</sup> /h)	100	150	200
15 l/s (54 m <sup>3</sup> /h)	125	200	250
25 l/s (90 m <sup>3</sup> /h)	150	250	300
40 l/s (144 m <sup>3</sup> /h)	200	300	400

Figura 63 - Recomendaciones para diámetros de perforación según ENOSHA.

Debido a que se cuenta con un caudal de bombeo menor a 10 l/s, se adopta:

$$\emptyset \text{ bomba} = 100 \text{ mm}$$

$$\emptyset \text{ cañería de revestimiento} = 150 \text{ mm}$$

$$\emptyset \text{ perforación} = 200 \text{ mm}$$

#### 6.10.7 Profundidad de la perforación.

Se perfora desde el nivel de terreno hasta alcanzar el estrato impermeable (techo de arcilla presente en el sector superior del Acuífero Puelche), en un diámetro mayor que la cañería de aislación a instalar posteriormente, atravesando los sedimentos de la Formación Pampeana y los primeros metros del Acuífero Puelche con una profundidad de 54 metros desde el nivel superior del terreno.

Posterior al fraguado de la cementación detallada en el ítem anterior, se perfora el manto arenoso (formación) por dentro de la cañería de aislación con un trépano expansivo hasta la base del acuífero con una profundidad de 21 metros (fondo del acuífero).

Logrando así, una profundidad total de 75 metros de excavación.

#### 6.10.8 Filtro.

La determinación de la longitud del caño filtro depende del medio que constituye el acuífero. Esta longitud del caño filtro es la variable de diseño que garantiza la circulación del caudal de bombeo sin pérdidas de carga excesivas al ingreso del mismo.

Para determinar la longitud del filtro, se analiza el siguiente criterio. Según la ENOHSA, en ningún caso, el descenso máximo del nivel dinámico superará, el techo o límite superior del acuífero. Para ello, la longitud del filtro deberá tener un valor entre el 70% y 80% del espesor del acuífero. Para estar del lado de la seguridad, se adopta una longitud de filtro igual al espesor del acuífero. Por lo que:

$$\text{Longitud del filtro} = 21 \text{ m}$$

Con respecto al material del filtro deben observarse tres aspectos fundamentales que son:

- Material mineral contenida en el agua subterránea.
- Presencia de barros bacterianos.
- Resistencia del filtro.

Se determina mediante análisis químicos, que el agua no es corrosiva y/o incrustante. Además, en el agua subterránea no se encuentran bacterias del hierro, por lo que no se necesita utilizar productos corrosivos como el cloro. Por lo que no es necesario utilizar un material resistente a la corrosión.

Con respecto a la resistencia, el mismo debe soportar:

- Cargas verticales provocadas por las cañerías que se encuentran por encima del mismo.
- Cargas laterales del suelo.

Finalmente, tomando los criterios del informe técnico de Aguas San Nicolás utilizado como guía, se adopta una unidad filtrante de 21 metros con las siguientes características:

- Porta filtro: Caños de A<sup>º</sup> Inoxidable, diámetro 125 mm, longitud de 11m.

- Filtro con ranuras continuas en acero inoxidable, diámetro 100 mm y longitud 9 m.
- Tapón de fondo de acero inoxidable de longitud 1m.

#### 6.10.9 Prefiltro.

El uso de prefiltro se caracteriza por que la zona que está en contacto con el filtro se hace más permeable al reemplazarse el material de la formación. Este material, generalmente está constituido por grava que retendrá todo el material de la formación, y en consecuencia al filtro se elegirá para retener la grava. Al tratarse de una formación con arenas finas y uniformes no se puede prescindir de prefiltro, puesto que permite instalar filtros con aberturas más grandes.

El material del prefiltro debe ser limpio, con los granos bien redondeados suave y uniformes, con lo que se puede lograr un aumento de la permeabilidad. El ENOHSA recomienda que el material esté constituido particularmente por material silíceo y no por partículas calcáreas. Por lo tanto es conveniente no admitir que más del 5% del material del prefiltro está constituido por partículas calcáreas, rechazando materiales que contengan pizarras, yeso y sulfato de calcio.

Por lo tanto, dicho prefiltro se materializa a través de la sedimentación de material silíceo de granos redondeados con un porcentaje de material calcáreo inferior al 5%, adecuado a la granulometría de la formación acuífera con granulometría de 1 a 5 mm.

#### 6.10.10 Desinfección del pozo.

Para la desinfección de la perforación, se utiliza una solución de hipoclorito de sodio y dispersante, con una dosificación que asegura una concentración de cloro activo de 1000 ppm para el volumen total de agua contenida en la perforación. La solución se administra mediante la instalación de una cañería que desciende hasta alcanzar el tercio medio de la unidad filtrante y se deja actuar 24hs.

#### 6.10.11 Esquema pozo

A continuación, se presenta un esquema representativo del pozo con los niveles y las componentes seleccionados para la extracción del agua.

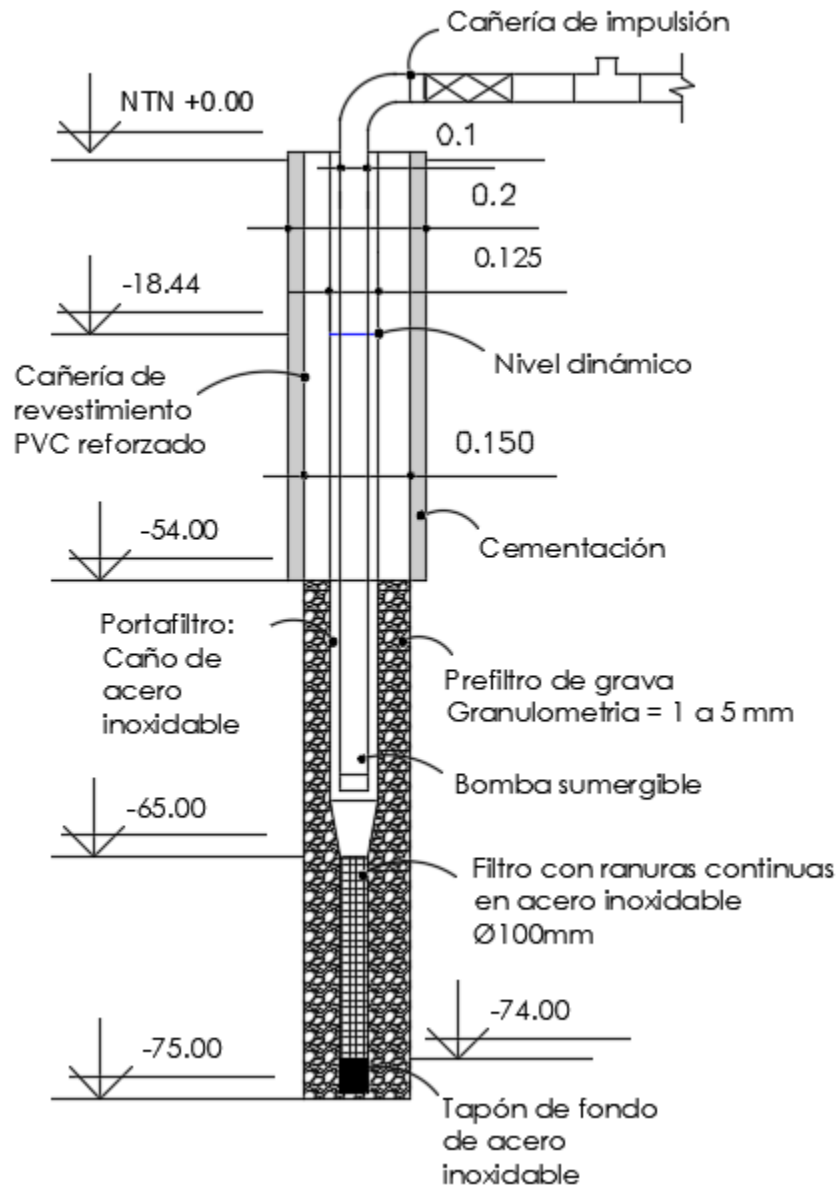


Figura 64 - Esquema tentativo del pozo de bombeo del barrio.

### 6.11 Tratamiento del agua

A continuación, se describe el proceso necesario luego de la extracción del agua del pozo. Este procedimiento consiste en el tratamiento del agua previo a su almacenamiento en el tanque y posterior distribución a la red.

Luego de extraer el agua del pozo, se realiza un proceso de desinfección a través de una cloración con dosificador. Este proceso se lleva a cabo en una casilla de bombeo, donde se prevé la instalación de:

dosificador de cloro, tanque de reserva del cloro, tablero de control y todos los elementos que comprenden la provisión del agua clorada al tanque.

A continuación, se adjunta un esquema para el entendimiento del proceso, junto con una imagen orientativa de la instalación.

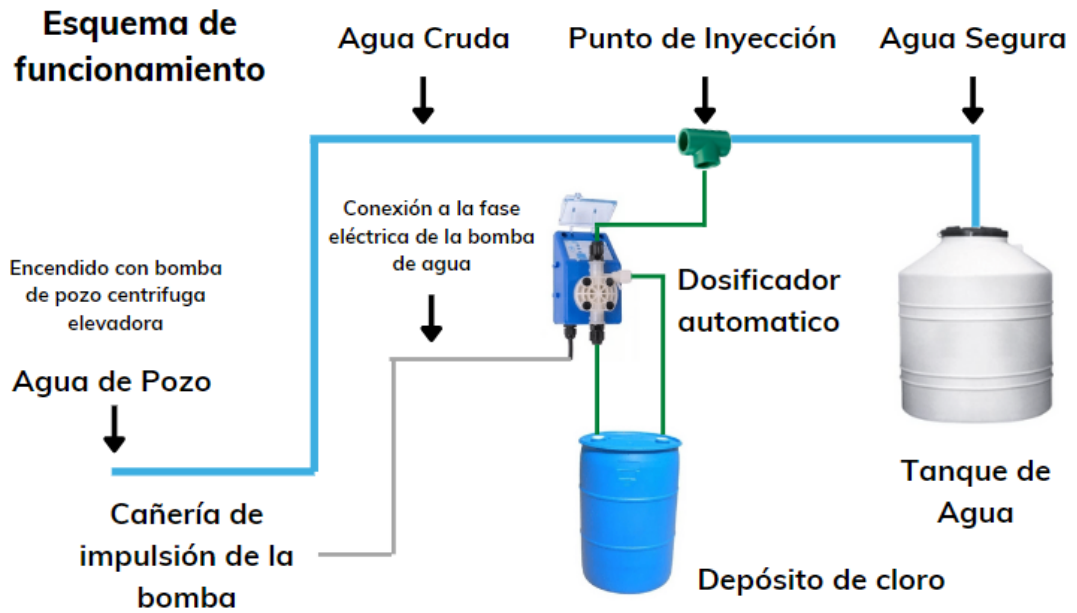


Figura 65 - Esquema explicativo del proceso de dosificación del cloro.

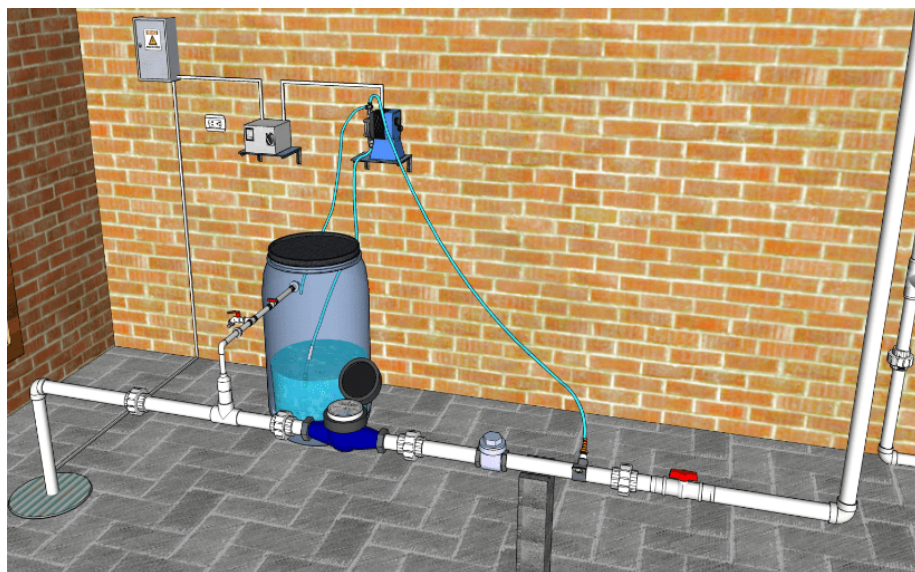


Figura 66 - Imagen orientativa de la posible distribución de la instalación.

#### 6.11.1 Materialidad y estructuración de la sala de bombeo

Se define la materialidad de la sala de bombeo/edificio laboratorio. La misma está compuesta por un módulo de 6m<sup>2</sup> en planta materializada en mampostería portante de ladrillo hueco de 22 cm de espesor, las cuales se fundan sobre cimientos corridos de hormigón pobre y encadenados 20x30 cm, un contrapiso de hormigón pobre de 15 cm y una cubierta de hormigón de 12 cm de espesor.

#### 6.11.2 Línea de cloración

Comprende toda la instalación ubicada en el edificio laboratorio hasta la acometida del tanque de almacenamiento.

Para la dosificación de hipoclorito de sodio, se utiliza una bomba inyectora de cloro. Con respecto al dosificador, se necesita un dispositivo de control total de la dosificación. La bomba debe poder inyectar en forma automática cloro, variando su volumen inyectado según la señal eléctrica y/o de pulsos que reciba enviada desde el caudalímetro que se instala en la cañería de subida al tanque de almacenamiento. Además, se incluyen todos los dispositivos de válvulas, grifos y juegos de manguera necesarios.

Para establecer la dosificación del hipoclorito de sodio necesario, se utilizan las normativas de calidad de agua potable provistas por AYSA "Aguas y Saneamientos Argentinos" para determinar la concentración de cloro residual necesario en el agua.

2 - CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS		
2.1 SUSTANCIAS INORGÁNICAS		
ALCALINIDAD TOTAL (CO3CA)	mg/l	400
ALUMINIO RESIDUAL (AL)	mg/l	0,2
ARSÉNICO (AS)	mg/l	0,05
CADMIO (CD)	mg/l	0,005
CIANURO (CN-)	mg/l	0,10
CLORO RESIDUAL LIBRE <sup>(1)</sup>	mg/l	0,2
CLORUROS (Cl-)	mg/l	250
COBRE (CU)	mg/l	1,0
CROMO (CR)	mg/l	0,050
DUREZA TOTAL (CO3CA)	mg/l	400
FLUORURO (F-) <sup>(2)</sup>	mg/l	2,0
HIERRO TOTAL (FE) <sup>(2)</sup>	mg/l	0,10
MANGANESO (MN)	mg/l	0,05
MERCURIO (HG)	mg/l	0,001
NITRATO (NO3-)	mg/l	45
NITRITO	mg/l	0,10
AMONIACO (NH4+)	mg/l	0,20
PH (POZOS)	upH	6,5 - 8,5
PH (PLANTAS) <sup>(3)</sup>	upH	pH sat +/-1,0
PLOMO (PB)	mg/l	0,010
SELENIO (SE)	mg/l	0,010
RESIDUO CONDUCTIMÉTRICO <sup>(4)</sup>	mg/l	1000
SULFATOS (SO4=) <sup>(5)</sup>	mg/l	200
ZINC (ZN)	mg/l	5

Figura 67 - Normativa de calidad según AYSA

Por lo que se necesita una dosificación tal que se obtenga una concentración de cloro residual de 0.20 mg/l.

Además, se requiere un recipiente de polietileno cerrado con un volumen mínimo donde se almacena el hipoclorito de sodio (depósito de cloro).

## 6.12 Tanque de almacenamiento

### 6.12.1 Altura del tanque

La altura necesaria para el tanque se obtiene de la utilización del software de EPANET. Esta altura se propone y se va iterando para ejecutar el programa y verificar la red. Se itera la cantidad de veces necesarias para que el punto más comprometido de la red verifique la presión mínima de 6 mca.

En este caso, el punto más comprometido de la red es el nodo 6, como puede verse en la figura 55. De aquí, se obtiene que la cota necesaria del tanque de abastecimiento es igual a 43 metros. Por lo que, sí a la

cota necesaria para el tanque, se le resta la cota del punto más comprometido (35.13m), podemos obtener la altura necesaria del tanque. Resulta entonces, que la altura del tanque es igual a 8 metros.

#### 6.12.2 Dimensionamiento del tanque

En cuanto a la capacidad de almacenamiento del tanque de almacenamiento, la misma se calcula de la siguiente manera. Se diseña el mismo para el caudal medio y para obtener una reserva de 6hs.

$$Q_{medio} = Q_{diseño}/\alpha = 0.985 \text{ lts/s}$$

$$Q_{diseño} = 2.62 \text{ lts/s}$$

$$\alpha = 2.66$$

$$Reserva = 6 \text{ hs} = 21,600 \text{ s}$$

Por lo que, resulta:

$$Capacidad \ de \ almacenamiento = 21,600 \text{ s} \times 0.985 \text{ lts/s} = 21275.19 \text{ lts} = 21.27 \text{ m}^3$$

Se adopta que el tanque de almacenamiento sea una cisterna de PRFV prefabricada de 25,000 litros de capacidad, apoyada sobre torre de estructura metálica prefabricada de 10 metros de altura, siendo esta capacidad y altura las que se encuentran en el mercado.

Se puede observar a continuación un esquema representativo del sistema.

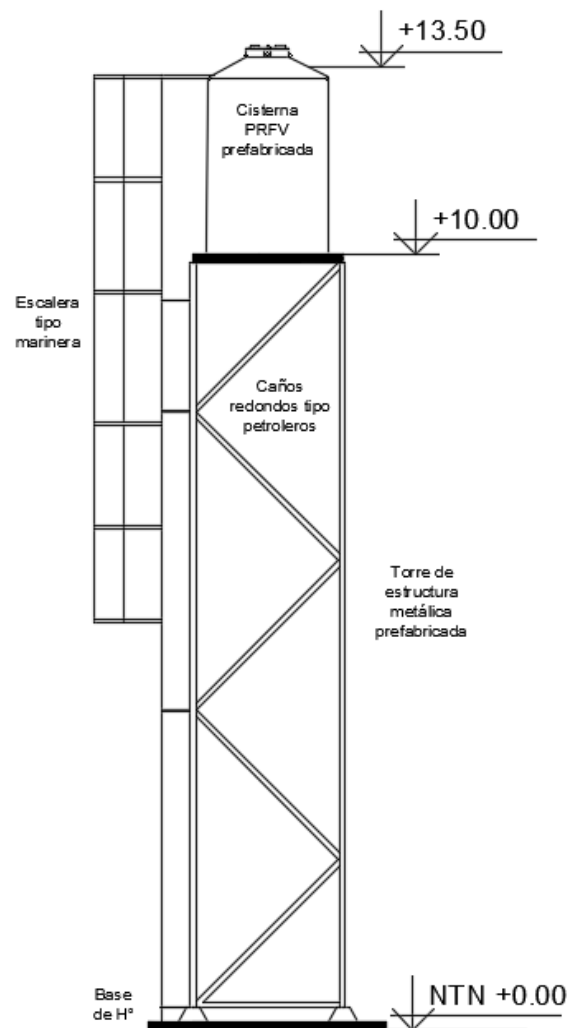


Figura 68 - Esquema representativo del tanque y torre metálica.

### 6.13 Elección de bombeo

Se selecciona una bomba sumergible con el fin de captar el agua de la perforación y disponerla dentro del tanque de almacenamiento para una posterior distribución en la red.

Para el dimensionamiento de la bomba se utilizan los siguientes parámetros:

- Caudal = 9.43 m<sup>3</sup>/h
- Nivel de terreno natural = +0.00
- Nivel estático = - 13.44 m
- Nivel dinámico = - 18.44 m
- Nivel de llenado del tanque = 13.50 m

Se estima que la bomba se coloca a una profundidad de 60 metros dentro de la perforación respecto al NTN, además se conoce el nivel de llenado del tanque y adoptando una longitud horizontal de la cañería de impulsión, se puede obtener una longitud total aproximada de cañería. Esta última depende de la posición final de la casilla de cloración y ubicación del tanque de almacenamiento. En este caso, se supone que esta distancia es de unos 5 metros en horizontal.

$$\text{Longitud trayectoria de cañería} = (13.5m) - (-60m) + 5m = 78.50m$$

Al tratarse de un proyecto académico esta longitud es aproximada y deberá ajustarse según propuesta futura.

Para el cálculo de las pérdidas de energía en la trayectoria de la cañería se utiliza la teoría de Hazen-Williams.

$$j = 10.61 \times \frac{1}{C^{1.85}} \times \frac{1}{D^{4.87}} \times Q^{1.85}$$

$$h_{\text{continuas}} = j \times \Sigma L$$

Los coeficientes C para cada material se determinan a partir de la figura 69.

Material	C: Williams-Hazen
Plástico (PE, PVC)	140 – 150
Poliéster Reforzado con Fibra de Vidrio	140
Acero nuevo	140 – 145
Hierro Galvanizado	130
Fundición	130 – 140
Hormigón o Revest. de Hormigón	120 - 140

Figura 69 - Coeficientes C para los distintos materiales.

El cálculo de las pérdidas localizadas debido a los accesorios de la cañería de impulsión se expresan como una proporción de la altura de velocidad, como se ve a continuación.

$$h_{i \text{ localizadas}} = k \times \frac{V^2}{2g}$$

Los coeficientes k adoptados para cada accesorios se muestran en la figura 70.

Accesorio	Coefficiente k
Válvula de pie	1.75
Curva 22.5°	0.04 a 0.10
Curva 45°	0.08 a 0.16
Curva 90°	0.16 a 0.25
Codo 90°	0.90
Codo 45°	0.40
Ramales entrantes a 45°	0.70 a 0.82
Reducción gradual	0.03
Ampliación gradual	0.06
Desembocaduras	1.00

Figura 70- Coeficientes K para los distintos accesorios.

Para la selección de la bomba se utiliza el software comercial "Xylect", al cual se le introduce el punto de trabajo (caudal y altura de impulsión total) y muestra las posibles bombas a seleccionar que cumplen con dichos requisitos.

El punto de trabajo necesario es el siguiente:

- Caudal:  $Q = 9.43 \text{ m}^3/\text{h}$
- Altura de impulsión total:  $H_t = 32.08\text{m}$

Los resultados del procesamiento se pueden ver en detalle en el Anexo 10.7.1.

Se seleccionan dos bombas sumergibles marca LOWARA Z616 03-40S o similar, esta es la de mayor rendimiento para las condiciones de trabajo requeridas. Una de ellas queda de reserva por posibles fallas de la bomba principal. Las especificaciones de la bomba pueden encontrarse en el Anexo 10.7.1.



Figura 71 - Bomba Lowara Z616 03-40S.

### 6.14 Recomendaciones

Al tratarse de un proyecto académico, hay que mencionar los alcances del mismo. En este apartado sobre la proyección de la red del agua en el barrio, hay que destacar los siguientes aspectos que no aborda este documento:

- Situación dominial de los terrenos destinados para la ubicación del pozo de extracción de agua.
- Disponibilidad de la energía eléctrica necesaria para la alimentación del sistema de bombeo y cloración del agua.
- Utilización de un perfil estratigráfico y ensayo de bombeo propios del barrio (ya que se utilizaron estudios cercanos, con la hipótesis de que las condiciones no resultan tan cambiantes).  
Readecuación de las condiciones de borde según lo antes mencionado.

## **7. RED CLOACAL**

Para el correcto análisis de la red cloacal del barrio Cumehue debe estudiarse desde el caudal a evacuar hasta el punto de vuelco del mismo. Es allí donde este proyecto se ve limitado debido a que no se cuenta con la información suficiente acerca de la red existente. Se conoce que existe una estación elevadora en barrio Chimpay cercano a Cumehue (alrededor de 3 km), por lo que el alcance de este proyecto es trazar la red cloacal y plantear cómo podría conectarse a la red existente de contar con la información adecuada. En el plano N°16 se presenta el detalle de la estación elevadora de barrio Chimpay, de ser necesario colocar una estación para los caudales del barrio, sería coherente seguir los lineamientos que se presentan en dicho plano para actuar en concordancia con la Secretaría de Obras Sanitarias de San Nicolás y/o los organismos provinciales con incumbencias en las redes de desagües cloacales en la localidad.

El sistema de drenaje será separativo, es decir que los desagües cloacales y pluviales se evacuan por redes independientes, pudiéndose adaptar a un mejor tratamiento y logrando así contaminar menores volúmenes de agua.

La red de desagües se proyectará para un horizonte de 20 años, donde la población estimada es de aproximadamente 425 habitantes (los cálculos se encuentran en el Anexo 10.8).

Se debe minimizar la posibilidad de que el material sólido pueda sedimentar, así como también, considerar la accesibilidad necesaria para futuras tareas de limpieza y mantenimiento.

### 7.1 Objetivos

Trazar, diseñar y dimensionar el sistema de desagües cloacales del sector comprendido entre las calles Hornero, Colibrí, Tacuarita y Brasita de Fuego.

### 7.2 Criterios

Antes de comenzar con el trazado preliminar, se realizaron las siguientes consideraciones:

- El escurrimiento es por gravedad y a superficie libre dentro del barrio. Se utiliza la ecuación de Chezy-Manning.
- Las colectoras seguirán alineaciones rectas entre las bocas de registro. Solo se admiten pequeñas curvaturas.
- Las cañerías serán ubicadas debajo de una de las veredas, siendo necesario utilizar “tuneleras” para las conexiones de los vecinos que se encuentren en la vereda opuesta.
- El diseño está condicionado por el trazado vial de la localidad. Se deben identificar puntos bajos y las divisorias de agua.
- Se realizará el trazado desde los puntos más altos hacia los más bajos de la zona en estudio, es decir, siguiendo la topografía del terreno. En caso de no ser posible, se utilizarán estaciones de bombeo, únicamente en casos extremadamente necesarios.
- Se buscará reducir el movimiento de suelos con el fin de disminuir el costo de ejecución de la obra.
- Se adoptará como pendiente mínima aquella con un valor de 3‰, en caso de no ser posible, se adoptará una pendiente mayor.
- Se deberá respetar velocidades máximas y mínimas para el escurrimiento.
- Se considera un diámetro mínimo de 160mm.
- Se considera un sistema de distribución simple.
- Se considera una tapada mínima de 0.80m para colectores que posean solamente conexiones cortas y tapada mínima de 1.20m para colectores que posean conexiones desde ambos lados.
- Las bocas de registro deberán instalarse en toda intersección de colectores y en todo cambio de dirección, pendiente, diámetro o material de conducción.
- Se deben ubicar puntos de ventilación y limpieza. Se admite una longitud máxima de 150 m entre bocas de registro para la ventilación.

### 7.3 Trazado tentativo

El trazado de la red de cloacas del barrio se ve influenciado en gran medida por la división de lotes del mismo. Gracias a que cada manzana cuenta con dos lotes en su lado menor, como puede verse en la figura 6, se puede evitar pasar el caño colector por la calle Calandria por donde pasa la acequia debajo de la calzada. De este modo, el diseño se elige teniendo en cuenta la disminución de interferencias y, por consiguiente, de conflictos que podrían suceder al ejecutar la obra.

Para el dimensionamiento de la red de cloacas es necesario un trazado preliminar de la red. Para ello, se tienen en cuenta los criterios mencionados anteriormente. El procedimiento se resume en los siguientes puntos:

1. Se determinan las cotas de pavimento, optando por la más baja de cada esquina.
2. Se determinan las cotas de intradós de cada cañería, teniendo en cuenta tapadas mínimas según las conexiones a realizar a la vereda opuesta, como así también las pendientes mínimas y la distancia necesaria para la ventilación de la red. Cabe destacar, que se ubica, como mínimo, un punto de ventilación cada 150 m.
3. Se plantean conexiones simples bajo la vereda, ya que el ancho de las mismas es adecuado para realizar los trabajos de ejecución necesarios.

### 7.4 Dimensionamiento de la red

Una vez definido el trazado se calcula el gasto hectométrico de toda la red. Esto es realizado calculando primeramente el caudal domiciliario como:

$$Q = \frac{C \times \alpha \times \delta \times P}{86400}$$

Donde:

- Coeficiente de vuelco, de valor 0.8.
- Dotación de agua potable (l/hab/día), de valor 200 utilizado en el apartado 6. AGUA POTABLE.
- Población de diseño, de valor 425 habitantes, calculado en en el apartado 3. ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN FUTURA.

Al no contar con caudales puntuales, el caudal domiciliario es el caudal que se utiliza para el diseño de la red.

Caso domiciliario	Usuarios	Dotación de diseño		litros/día	litros/s	Qvuelco [lts/s]	Qvuelco + infiltr [lts/s]
Conexiones domiciliarias con medidor	425	200	(lts/hab/día)	85,000.00 0	0.984	-	-
Q domiciliario = Q diseño				202,300.0 00	2.341	1.873	1.967

*Figura 72: obtención del caudal de diseño.*

De esta manera, luego de calcular el caudal de diseño (domiciliario), se obtiene el gasto hectométrico mediante el cociente entre el mismo y la longitud total de las cañerías de la red.

Gasto hectométrico	
Q dis [lts/s]	1.97
Longitud total [m]	6120.75
Gasto hectométrico [lts/s m]	0.00032

*Figura 73: obtención del gasto hectométrico.*

Cabe aclarar que el caudal en ruta gr de cada tramo se obtiene como el producto del gasto hectométrico y la longitud real de la cañería analizada.

Posteriormente, es posible asignarle a cada tramo anteriormente citado, su gasto en ruta, en unidades de [l/s]. No se consideran caudales puntuales debido a que no existen en el barrio y tampoco existirán debido a la naturaleza residencial del mismo.

Finalmente, el caudal total a evacuar en toda la red de cañerías cloacales resulta de 1.97 l/s y el caudal total evacuado por cada tramo surge de la suma del caudal en ruta.

Cabe aclarar que se verificó que la suma de los caudales en el punto de vuelco fuera el mismo que el caudal calculado de manera teórica, obteniendo resultados satisfactorios.

En esta instancia, es posible dimensionar el tamaño de las cañerías de la red, las cuales serán constituidas por caños de PVC. Primeramente se propone un diámetro de 160mm, valor mínimo a adoptar. Luego, se calculan las propiedades geométricas de la sección (área, perímetro mojado, radio hidráulico) y el

caudal admisible que permite evacuar dicho tramo a partir de las formulaciones de Chezy-Manning como sigue:

$$Q_{adm} = A \cdot \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{S}$$

Posteriormente, se compara el caudal admisible y el caudal total que circula por cada tramo, para luego establecer la relación en porcentaje de ocupación de la cañería, como la relación entre el caudal circulante y el caudal admisible, obteniendo finalmente todos valores menores al 100%.

Puede verse claramente que los conductos que recogen y transportan las aguas provenientes de otros caños, tendrán un mayor porcentaje de ocupación de la misma en comparación del porcentaje de ocupación de los caños que únicamente transportan el caudal de la cuadra analizada.

Finalmente se calcula la velocidad con el caudal circulante con Chezy-Manning como sigue:

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

La última verificación realizada es la comparación de la velocidad con sus límites superior e inferior. Por recomendación de la cátedra, los mismos resultaban:

$$0,6 \text{ m/s} < V < 4 \text{ m/s}$$

De esta manera, se iteran los diámetros elegidos para cada tramo de manera de verificar tanto la ocupación de la cañería como la velocidad admisible. Es así como se obtienen todas cañerías de  $\varnothing 160$  mm, concluyendo así el dimensionamiento de todos los tramos de la red de desagües cloacales.

En el Anexo 10.8 se encuentran las tablas utilizadas para el cálculo de la red cloacal. Queda a disposición el cálculo realizado para su uso como anteproyecto e incorporación a la red existente.

## 8. ANÁLISIS AMBIENTAL

El barrio Cumehue se encuentra en una zona donde se han sufrido anegamientos anteriormente. Desde el portal local "El Informante" han publicado imágenes sobre la inundación sufrida en 2014 en la zona de estudio.

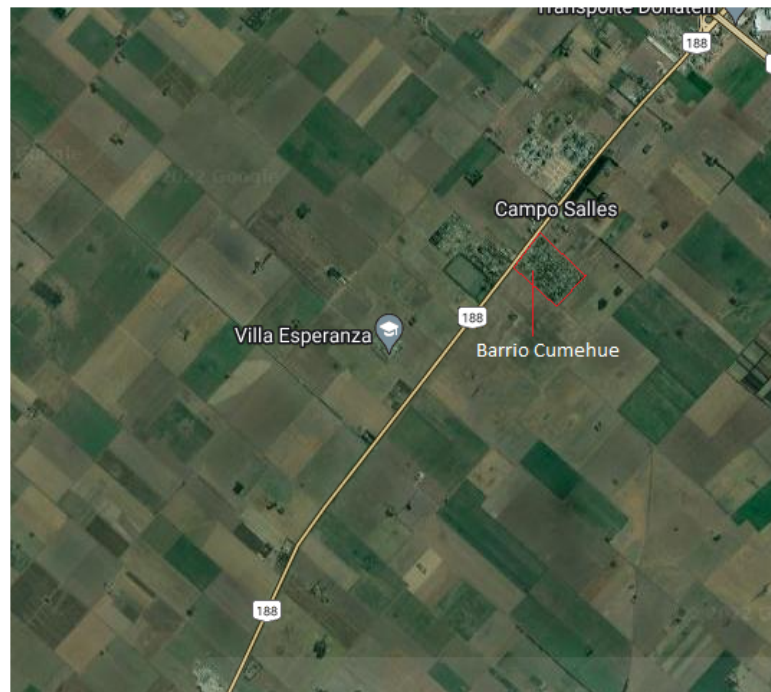


Figura 74 - Barrio Cumehue y alrededores

Es observable que aun en 2022 es una zona casi completamente rural, de hecho Cumehue es lindero a campos en todas sus fronteras excepto aquella en la cual existe la Ruta Nacional 188. Desde el artículo periodístico se narra la siguiente escena con respecto a lo ocurrido en febrero de 2014:

*“En la delegación de Campos Salles no hay viviendas afectadas, ya que la barrera hecha con bolsas de arena en medio de la ruta frena el paso del agua. No sucede lo mismo con Villa Esperanza donde hay 40 personas que debieron ser evacuadas y están siendo asistidas en la Iglesia, el Salón Comunitario y el Dispensario. Mientras que el agua avanzó hacia el barrio Autopista acumulándose cerca de 20 centímetros en las calles y los hogares. **La misma suerte corre el barrio Cumehue donde la altura de la inundación llega a 25 cm.**”*

Según un artículo publicado por Agrositio en los últimos días de febrero del 2014 llovió 320 mm en 36 hs, afectando a las localidades de San Nicolás, Pergamino, Arrecifes y Ramallo. Dentro del área conformada por estas cuatro localidades se centra el barrio en estudio que tiene acceso a través de la ruta nacional 188 a la altura del km 10. El mismo artículo menciona que *“en la ruta nacional 188, entre el kilómetro 7 y el 69, debido a las intensas lluvias que provocaron el anegamiento de la calzada, la transitabilidad vehicular se vio interrumpida en su totalidad en ambos sentidos de circulación”* Se debe tener en cuenta que la ruta tiene una cota superior al barrio y que el barrio se vio severamente afectado.

Es por ello que, conociendo los antecedentes de la región, el área más trascendental de estudio del corriente proyecto fue la correcta conducción del flujo superficial debido a que no se puede permitir una situación similar debido a que la permanencia de los propietarios de Cumehue ya tiende a ser definitiva y no más una casa quinta como uso temporal.



*Figura 75 - Imágenes de la inundación del 2014*

Es difícil tomar dimensión del desastre provocado por una inundación por lo que se adjuntan imágenes que ayudan a observar la magnitud de lo sucedido. Si bien puede sonar repetitivo, la necesidad de evacuar los caudales precipitados son de extrema prioridad cuando se proyecta una urbanización en un barrio. Los desagües pluviales, en este proyecto materializados en canales y acequias no son de carácter arquitectónico sino que se rigen por la funcionalidad a partir de las probabilidades de ocurrencia de una precipitación como la que ha causado el anegamiento del que se viene hablando.

La municipalidad de San Nicolás de los Arroyos ejecutó, en el barrio Cumehue, un canal perimetral por calle Hornero para proteger al mismo del escurrimiento de aguas superficiales que provienen de aguas arriba. Actualmente, este canal no se encuentra en buenas condiciones con respecto a su mantenimiento. Además, a partir de un relevamiento obtenido de las secciones transversales del mismo, se obtiene que las mismas presentan una irregularidad de sus dimensiones y que además no verifican la capacidad de conducción de los caudales provenientes de aguas arriba para una recurrencia de diseño de 5 años (ver Anexo 10.4.3). Es por esto que, se decide modificar este canal en el proyecto en estudio, debido a la importancia de evitar y contrarrestar los efectos negativos de un posible anegamiento.

En cuanto a los alcances y propósitos de desarrollo sostenible a los que apunta la urbanización de Cumehue, cabe mencionar los objetivos de la ONU (Organización de las Naciones Unidas) en los cuales se

basa este proyecto. Los mismos se mencionan a continuación, junto con las metas perseguidas y medidas propuestas para este proyecto en particular.

- Objetivo 6: Garantizar la disponibilidad de agua y su gestión sostenible y el saneamiento para todos.

**-Metas:**

*“6.3. De aquí a 2030, mejorar la calidad del agua reduciendo la contaminación, eliminando el vertimiento y minimizando la emisión de productos químicos y materiales peligrosos, reduciendo a la mitad el porcentaje de aguas residuales sin tratar y aumentando considerablemente el reciclado y la reutilización sin riesgos a nivel mundial.*

*6.4. De aquí a 2030, aumentar considerablemente el uso eficiente de los recursos hídricos en todos los sectores y asegurar la sostenibilidad de la extracción y el abastecimiento de agua dulce para hacer frente a la escasez de agua y reducir considerablemente el número de personas que sufren falta de agua.*

*6.b. Apoyar y fortalecer la participación de las comunidades locales en la mejora de la gestión del agua y el saneamiento.”*

**-Medidas:**

Construcción de la red de agua para el acceso a una fuente de agua potable, segura y sostenible para los habitantes del barrio Cumehue.

- Objetivo 8: Promover el crecimiento económico inclusivo y sostenible, el empleo y el trabajo decente para todos.

**-Metas:**

*“8.2. Lograr niveles más elevados de productividad económica mediante la diversificación, la modernización tecnológica y la innovación, entre otras cosas centrándose en los sectores con gran valor añadido y un uso intensivo de la mano de obra.*

*8.5. De aquí a 2030, lograr el empleo pleno y productivo y el trabajo decente para todas las mujeres y los hombres, incluidos los jóvenes y las personas con discapacidad, así como la igualdad de remuneración por trabajo de igual valor.*

*8.8. Proteger los derechos laborales y promover un entorno de trabajo seguro y sin riesgos para todos los trabajadores, incluidos los trabajadores migrantes, en particular las mujeres migrantes y las personas con empleos precarios.”*

**-Medidas:**

Es de conocimiento general, que la obra pública es una herramienta y un motor de crecimiento económico y genera puestos de trabajo. Es por esto, que la materialización del proyecto de urbanización del barrio Cumehue, es una fuente de trabajo asegurada.

- Objetivo 9: Construir infraestructuras resilientes, promover la industrialización sostenible y fomentar la innovación

**-Metas:**

*“9.1. Desarrollar infraestructuras fiables, sostenibles, resilientes y de calidad, incluidas infraestructuras regionales y transfronterizas, para apoyar el desarrollo económico y el bienestar humano, haciendo especial hincapié en el acceso asequible y equitativo para todos.”*

**-Medidas:**

Ejecutar las infraestructuras destinadas para el proyecto (pavimento, red de agua, cloacal y pluvial) de manera eficiente, que garantice el bienestar de los habitantes y que sea económicamente viable su mantenimiento y ejecución.

- Objetivo 11: Lograr que las ciudades sean más inclusivas, seguras, resilientes y 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.*

*11.3. De aquí a 2030, aumentar la urbanización inclusiva y sostenible y la capacidad para la planificación y la gestión participativas, integradas y sostenibles de los asentamientos humanos en todos los países.*

*11.5 De aquí a 2030, reducir significativamente el número de muertes causadas por los desastres, incluidos los relacionados con el agua, y de personas afectadas por ellos, y reducir considerablemente las pérdidas económicas directas provocadas por los desastres en comparación con el producto interno bruto*

*mundial, haciendo especial hincapié en la protección de los pobres y las personas en situaciones de vulnerabilidad.”*

**-Medidas:**

La realización del proyecto, contribuye a reducir los efectos negativos de los anegamientos como se profundizó a lo largo del informe. Además, se busca garantizar el acceso a servicios básicos de calidad para la población asentada en el barrio Cumehue.

## 9. CONCLUSIONES

El barrio Cumehue cuenta con la infraestructura mínima con la que debe contar un barrio urbanizado. Al estar rodeado casi en su totalidad por zonas rurales es común que no accedan a todos los servicios.

El proyecto tiene una escala considerable por lo que debería realizarse un análisis técnico-económico para entender si es conveniente la ejecución del proyecto conociendo que la población afectada al uso de la obra terminada representa menos del 1% de la población de la ciudad.

La propuesta original de la Secretaría de Obras Públicas aborda solamente la pavimentación del barrio, sería conveniente realizar además los servicios restantes y la red de desagües pluviales para que el pavimento ya no deba ser modificado a lo largo de su vida útil.

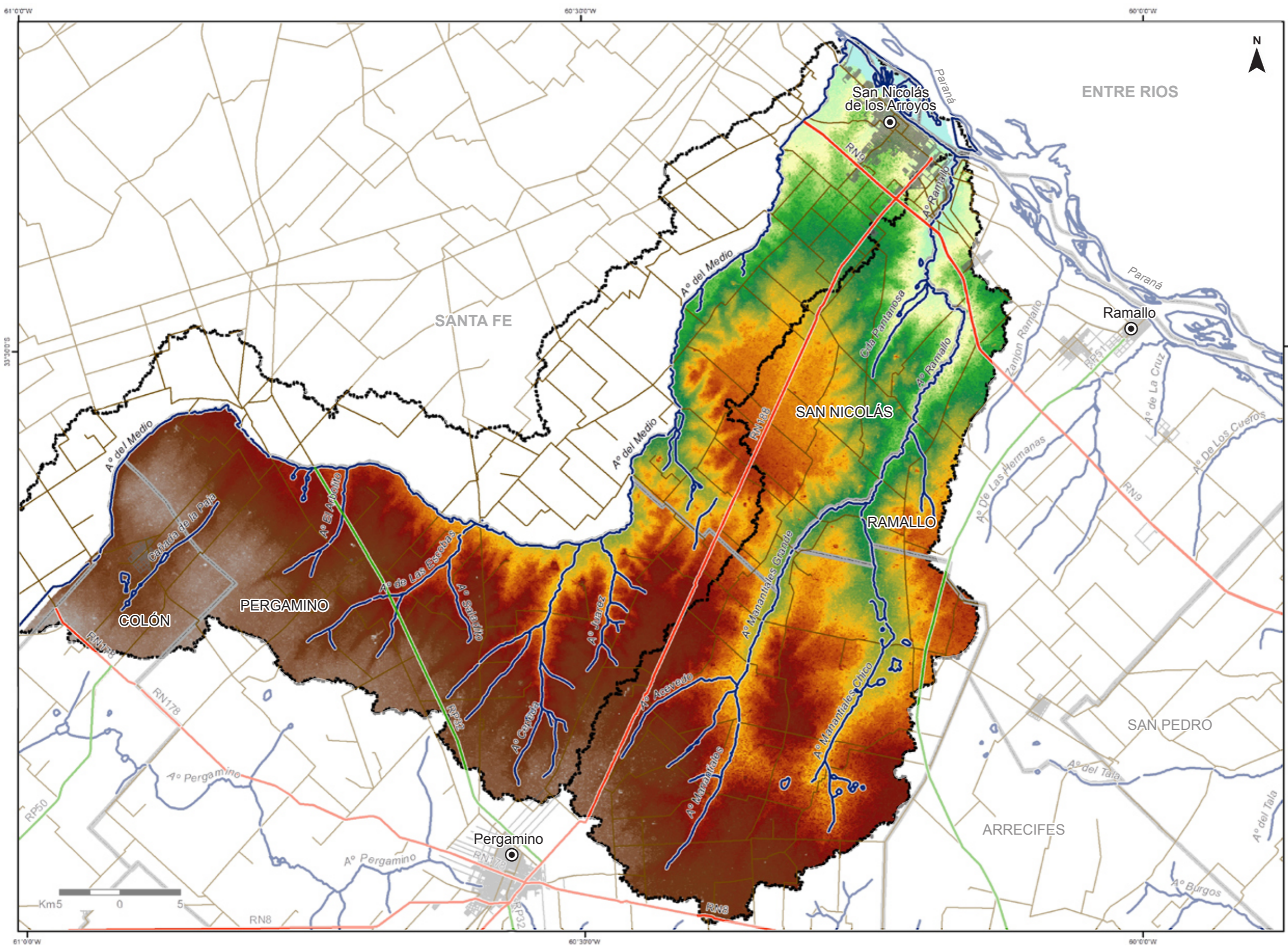
De tomarse la decisión de ejecutar el proyecto, se recomienda realizar estudios puntuales tanto de calidad de agua como de perfil estratigráfico del suelo y relevamiento topográfico en puntos característicos como ser el punto de extracción de agua y las zonas los canales y acequias. Con respecto a la red pluvial, no debe dejar de considerarse un relevamiento exhaustivo de la situación actual previo a la ejecución del pavimento definitivo para no encontrar obstáculos a la hora de evacuar el flujo.

El nivel de detalle obtenido en este proyecto alcanza para un anteproyecto pero de ninguna manera un proyecto ejecutivo. Es de vital importancia reconocer que se encontraron ciertas dificultades para acceder a la información acerca de los posibles puntos de vuelco de la red pluvial y cloacal. Cabe aclarar que al ser lindero con la ruta nacional y con una red ferroviaria en desuso, las limitaciones en cuanto a poder actuar sobre ellas son excesivas por pertenecer a otras dependencias ajenas a la Secretaría de Obras Públicas de San Nicolás de los Arroyos.

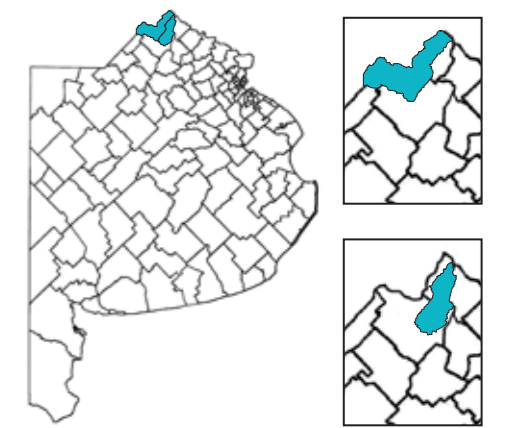
Posteriormente, se debe concretar el proyecto ejecutivo para luego realizar el pliego que tendrá que responder a los organismos correspondientes y llamar a licitación. En el avance del proyecto no se llegó a un análisis de costos.

Al finalizar el proyecto los alumnos resaltan la importancia de realizar un análisis integral de la zona a intervenir desde la fase proyectual. Ninguna intervención urbanística/estructural viene sin alteraciones al medio ambiente con lo que se entiende que un estudio de las condiciones naturales previas es fundamental para que la obra no resulte en un impacto hacia las condiciones previas.

## **10. ANEXOS**



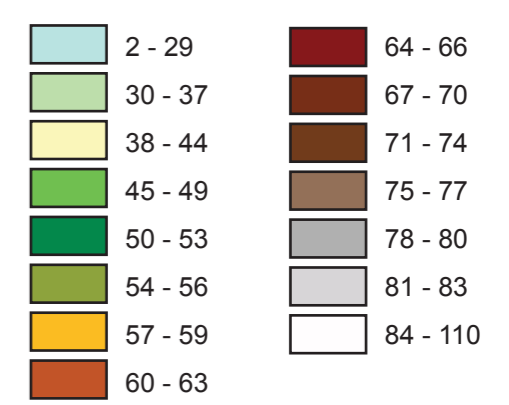
### CUENCA HIDROGRÁFICA A° DEL MEDIO y A° RAMALLO



#### Referencias

- Cuenca
- Red Hidrográfica
- Partidos
- Cabecera de Partido
- Ruta Nacional
- Ruta Provincial
- Camino Vecinal

#### Modelo Digital de Elevación msnm



#### Datos de la Cuenca

NOMBRE	A° DEL MEDIO
Área de la cuenca (km²)	1971,64 (Buenos Aires)
Naciente	Laguna Cañada de Gómez y Laguna de Cardozo
Curso principal	A° Del Medio
Tributarios	A° Juárez, A° de las Escobas, A° El Arbolito, A° Cepeda
Receptor	Río Paraná
Partidos	Colón, Pergamino, San Nicolás, Ramallo
Población de la cuenca	134513 habitantes (INDEC 2010)

NOMBRE	A° RAMALLO
Área de la cuenca (km²)	1127,91
Naciente	A° Manantiales Gde., A° Manantiales Chico (Pdo. Pergamino)
Curso principal	A° Ramallo
Tributarios	Cañada Pantanosa
Receptor	Río Paraná
Partidos	Pergamino, Ramallo, San Nicolás
Población de cuenca	26699 habitantes (INDEC 2010)



10.3 Verificación de cuencas

VERIFICACIÓN SUBCUENCAS												
Subcuenca	Área [m2]	Área [Has]	Cota IGM máx [m]	Cota IGM sección de cierre [m]	L [m]	i	Qmáx [m3/s]	Tc [min]	D [min]	i [mm/h s]	Q escurre [m3/s]	Qesc <= Qmáx
1	22454.54	2.25	35.53	35.13	291.54	0.14%	0.35	13.10	13.10	117.29	0.32	Verifica
2	20379.22	2.04	35.48	35.02	292.58	0.16%	0.38	13.13	13.13	117.20	0.29	Verifica
3	20441.89	2.04	35.40	34.91	294.00	0.17%	0.39	13.17	13.17	117.08	0.29	Verifica
4	20403.00	2.04	35.23	34.80	294.21	0.15%	0.36	13.17	13.17	117.06	0.29	Verifica
5	20565.52	2.06	35.12	34.69	294.11	0.15%	0.36	13.17	13.17	117.07	0.29	Verifica
6	16287.52	1.63	35.01	34.78	199.07	0.12%	0.32	10.53	10.53	125.97	0.25	Verifica
7	14581.69	1.46	35.23	35.03	200.10	0.10%	0.30	10.56	10.56	125.86	0.22	Verifica
8	17590.35	1.76	35.36	35.16	192.48	0.10%	0.31	10.35	10.35	126.64	0.27	Verifica
9	15467.63	1.55	35.23	35.04	195.96	0.10%	0.30	10.44	10.44	126.29	0.24	Verifica
10	15427.94	1.54	35.24	35.04	195.92	0.10%	0.30	10.44	10.44	126.29	0.24	Verifica
11	15504.01	1.55	35.03	34.83	195.75	0.10%	0.30	10.44	10.44	126.31	0.24	Verifica
12	15548.51	1.55	35.00	34.73	196.03	0.14%	0.35	10.45	10.45	126.28	0.24	Verifica
13	16685.83	1.67	34.66	34.46	203.12	0.10%	0.30	10.64	10.64	125.56	0.25	Verifica
14	9789.05	0.98	35.00	34.80	205.85	0.10%	0.30	10.72	10.72	125.28	0.15	Verifica
15	16368.39	1.64	35.50	34.87	582.60	0.11%	0.31	21.18	21.18	96.93	0.19	Verifica
16	5265.09	0.53	35.13	34.93	182.42	0.11%	0.26	10.07	10.07	127.69	0.08	Verifica

## Urbanización Barrio Cumehue, San Nicolás de los Arroyos

<b>17</b>	5496.74	0.55	34.90	34.70	192.49	0.10%	0.25	10.35	10.35	126.64	0.08	Verifica
<b>18</b>	7145.37	0.71	34.67	34.32	221.58	0.16%	0.31	11.16	11.16	123.73	0.11	Verifica

#### 10.4 Cálculo de caudal de Canal Hornero

El siguiente estudio se realizó con la documentación provista por la Secretaría de Obras Públicas de San Nicolás y se supone que la misma es acorde a la situación actual. En caso de que en un futuro se tenga nueva documentación o un nuevo estudio, el siguiente trabajo se debe actualizar. El material brindado es el que se describe a continuación:

- Relevamiento altimétrico de puntos de borde y fondo de canal. Estos datos fueron tomados el 21/08/2022
- Curvas de nivel
- Cuencas
- Curvas I.D.R. (Desde la secretaría utilizan las curvas de Rosario para todos los proyectos)
- Fotografías tomadas por los alumnos del estado de la cuneta y de la situación general del barrio.
- Otros recursos como Google Maps y Google Earth.

Para comenzar con el análisis se confeccionaron los perfiles transversales de la cuneta con los datos del relevamiento topográfico y se determinó el caudal mínimo que este podía transportar. Luego se calcula el caudal de aporte desde aguas arriba a esta canalización con el método racional y se compara si es factible que esta transporte dicho caudal. De ser posible, se verifica si además se pueden sumar los aportes de la calle Hornero y si no se propone un nuevo perfil transversal de forma de que esto sea posible. Además se debe analizar el camino que hace el agua hasta descargar en un curso más grande.

##### 10.4.1 Capacidad canal existente

Como se mencionó anteriormente, se contaba con datos de la nivelación en distintos puntos de la canalización relevados por parte de la Secretaría de Obras Públicas.

De muchos perfiles se tenían tres puntos, dos de borde y uno de fondo, pero en otros casos no se contaba con la altimetría del borde más alejado del barrio. Esto se debe a que las condiciones actuales en algunos lugares no son propicias para tomar los datos. En esos puntos se consideró que las cotas de borde son iguales.

En la siguiente tabla se muestra un resumen de cada sección relevada. Se calculó el caudal que puede conducir cada sección con la ecuación de Chezy-Manning.

Tabla I - Secciones de la cuneta paralela a Hornero.

Cuneta paralela a Hornero								
Sección	Dist.	Dist. Acum.	Área [m <sup>2</sup> ]	P [m]	Cota fc	i	R	Q [m <sup>3</sup> /s]
1	0	0	1.43	4.16	34.67		0.34	0.00
2	29.82	29.82	4.05	5.75	34.6	0.23%	0.70	3.88
3	26.25	56.07	1.83	4.54	34.49	0.42%	0.40	1.62
4	70.92	126.99	2.05	4.59	34.35	0.20%	0.45	1.33
5	83.29	210.28	2.44	4.78	34.3	0.06%	0.51	0.95
6	36.02	246.3	1.98	4.03	34.28	0.06%	0.49	0.73
7	59.22	305.52	2.36	4.34	34.24	0.07%	0.54	1.02
8	118.63	424.15	2.07	4.21	34.51	0.23%	0.49	1.54
9	85.98	510.13	2.66	4.86	34.44	0.08%	0.55	1.27
							MÍNIMO	0.73

Se observa que se tiene una gran amplitud de caudales. Se toma para este análisis el más determinante, es decir el mínimo.

$$Q \text{ admisible por el canal} = 0.73 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para determinar el coeficiente de Chezy se utilizó la siguiente tabla, donde para canales muy irregulares y mal conservados se tiene que  $n=0.04$ .

Tabla II - Coeficiente de Chezy

Descripción	<i>n</i>
Mampostería de piedra bruta	0.020
Mampostería de piedras rectangulares	0.017
Mampostería de ladrillos, sin revestido	0.015
Mampostería de ladrillo, revestida	0.012
Canales de concreto, terminación ordinaria	0.014
Canales de concreto, con revestimiento liso	0.012
Canales con revestimiento muy liso	0.010
Canales de tierra en buenas condiciones	0.025
Canales de tierra con plantas acuáticas	0.035
Canales irregulares y muy mal conservados	0.040
Conductos de madera cepillada	0.011
Barro (vitrificado)	0.013
Tubos de acero soldado	0.011
Tubos de concreto	0.013
Tubos de hierro fundido	0.012
Tubos de asbesto cemento	0.011

Esta caracterización del canal se pudo observar a través de la visita realizada al barrio por los alumnos el día 21/08/2022. A continuación se puede observar una fotografía que permite caracterizar el estado del canal.



Figura I - Estado actual de la cuneta.



Figura II - Ubicación cuneta.

#### 10.4.2 Aporte internos del barrio

Del análisis expresado anteriormente en los aportes pluviales de pavimento se obtuvo que lo que descarga en la cuneta es de  $0.56 \text{ m}^3/\text{s}$  para una recurrencia de 5 años.

#### 10.4.3 Aportes externos del barrio

Se propone calcular el aporte de aguas arriba, del agua proveniente de los campos) con el método racional. Este método es aplicable ya que es adecuado para pequeñas cuencas y proyectos de sistemas de drenaje urbano.

El método racional plantea la proporcionalidad entre el caudal máximo y la intensidad de la lluvia a partir de una cuenca de área  $A$ , en donde el tiempo de concentración  $T_c$  es igual al tiempo de duración  $D$  de una lluvia  $P$ . Para determinarlo, se necesita conocer el coeficiente de escurrimiento  $C$ , la intensidad máxima de lluvia y el área de la cuenca.

- El coeficiente de escurrimiento, entre otros aspectos, depende de la superficie absorbente del suelo. Se determinó caracterizando el uso del suelo de los campos cultivados a través de una vista satelital.

- La intensidad de lluvia se calcula con las curvas IDR de la ciudad de Rosario. La Secretaría de Obras Públicas nos informó que es la que usan para calcular todas sus obras y que tienen un buen resultado. Es importante aclarar que si en un futuro existen estudios sobre curvas IDR en la ciudad de San Nicolás, debería modificarse este cálculo.
- El área de aporte se midió en AutoCAD. Se tienen las curvas de nivel, cursos de agua y división de cuencas provistas por en un plano general por la Secretaria de Obras Públicas de San Nicolás.

#### 10.4.4 Cuenca de aporte

Observando el plano N°1 de la ubicación general del barrio con respecto a la ciudad y N° 2 de curvas de nivel se observa que el agua escurre hacia el Paraná. A su vez, toda el agua que se encuentra aguas arriba del barrio es colectada por la canalización existente que se encuentra a un lado de calle Hornero.

#### 10.4.5 Área de la cuenca

Para poder determinar el área de aporte a la canalización existente, a través de las curvas de nivel se pueden trazar las cuencas y subcuencas de la zona. En este caso ya se encontraba con esta información, por lo que para ello se limitó a calcular dicha área.

En el plano N°18 se observa la delimitación de cuencas, calles, y curvas de nivel.

El área de aporte se encuentra delimitada por la subcuenca y los caminos. Se entiende que los caminos presentan cuneta a los lados con excepción de uno que se encuentra marcado como camino rural porque se trata de un camino abierto de forma irregular. Además a la izquierda se presenta la la cuneta de la ruta 188.

Área de aporte medida en AutoCAD: 1.00 km<sup>2</sup>

#### 10.4.6 Coeficiente de escurrimiento

Se adoptan los valores que brinda Chow, (Chow et al. 1994) en la siguiente tabla.

Tabla III -Tabla de valores de coeficientes de escurrimiento C

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

*Nota:* Los valores de la tabla son los estándares utilizados en la ciudad de Austin, Texas. Utilizada con Autorización.

En la siguiente imagen satelital se observa el uso del suelo de la cuenca de aporte a la cuenca en estudio. Se distingue un predominio puramente rural aguas arriba de la cuneta.

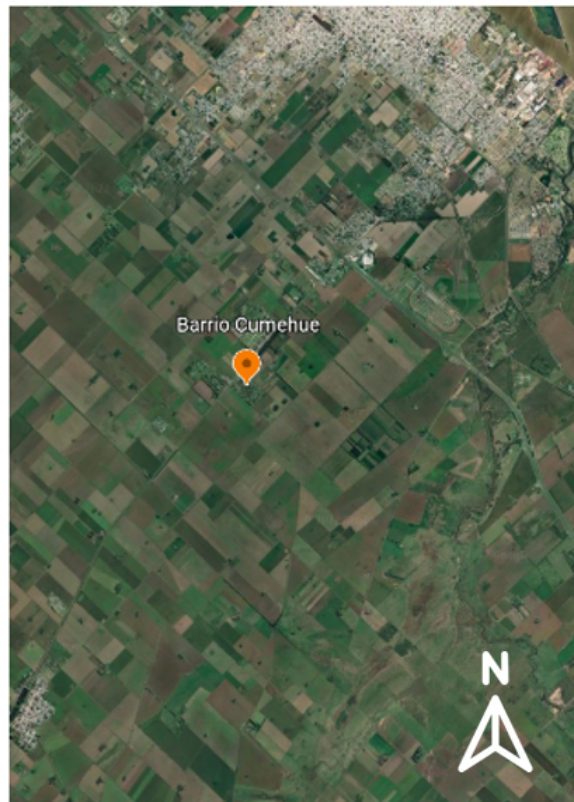


Figura III- Vista satelital Barrio Cumehue y alrededores

Se adopta  $C=0.34$ , que se corresponde con una superficie cultivada de baja pendiente y para una recurrencia de 5 años.

Se adopta una recurrencia de 5 años ya que el cálculo del pavimento se realizó para dicha recurrencia. Por lo tanto, para poder compatibilizar el diseño, es necesario que estos sean calculados con el mismo criterio.

#### 10.4.7 Tiempo de concentración

Para calcular el tiempo de concentración se utiliza la ecuación brindada por la FEDERAL AVIATION AGENCY, ya que es aplicable a flujos mantiformes predominantes. La expresión es la siguiente:

$$T_c = 22.73 (1.1 - C) * L^{(0.5)} * S^{(-0.33)}$$

Donde L se expresa en km, S en m/m y Tc en min.

- $L=2021 \text{ m} = 2.021 \text{ km}$

- $S = (36.25\text{m} - 35\text{m})/2021 \text{ m} = 0.000391 \text{ m/m} = 0.391 \text{ ‰}$

Reemplazando resulta:

$$T_c = 22.73 (1.1 - 0.37) * 2.021^{(0.5)} * 0.000391^{(-0.33)} = 327 \text{ min} = 5.45 \text{ hs}$$

#### 10.4.8 Intensidad de Lluvia

Teniendo el tiempo de concentración y como  $T_c = D$ , se obtiene la intensidad con las curvas IDR correspondientes a la ciudad de Rosario para una duración mayores a 2 horas.

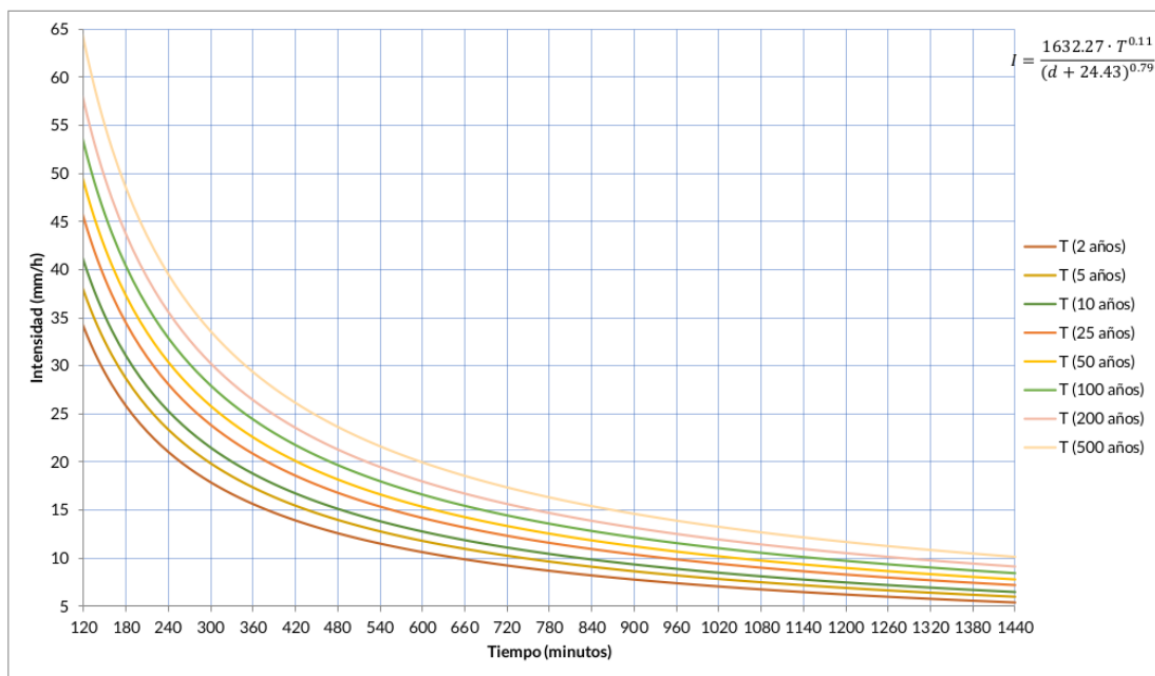


Figura IV - Curvas IDR para duraciones mayores a 2 horas. Fuente: Derivación y parametrización de curvas I.D.R para Rosario, Casilda y Zavalla (Santa Fe, Argentina) - Pedro a. Basile, Gerardo Riccardi y Hernán Stenta - 2012

Si usamos una recurrencia  $R=5$  años,  $D=T_c=367$  min entonces  $I= 18.98 \text{ mm/h}$

$$I = \frac{1632.27 \cdot T^{0.11}}{(d + 24.43)^{0.79}}$$

#### 10.4.9 Hidrograma triangular

El método propone adoptar el tiempo base como el doble del tiempo de concentración, entonces:

$$tb = 2 * Tc = 2 * 5.45hs = 10.9hs$$

Con los datos obtenidos se procede a realizar el hidrograma triangular suponiendo que  $Q_p$  se da en  $t = T_c$ . Con:

$$Q_p = \frac{C * i * A}{3.6} = 1.79 \frac{m^3}{s}$$

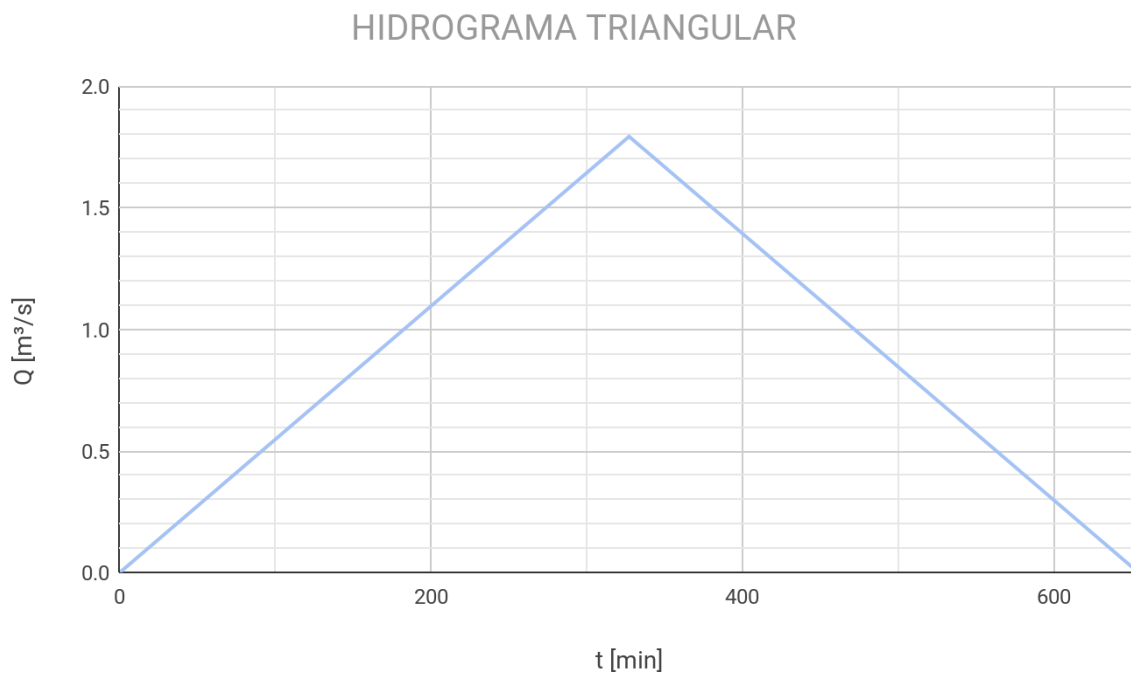


Figura V - Hidrograma triangular

#### 10.4.10 Conclusiones

Con los valores obtenidos se puede determinar la condición actual que presenta el canal existente. Fueron otorgados los resultados de la nivelación del canal a lo largo de su trayecto y se pudo calcular con la geometría obtenida y la ecuación de chezy manning cuales eran los caudales que podría transportar cada una de ellas, que a su vez son muy irregulares entre sí.

Tabla IV - Cálculo de la capacidad actual

Zanja de guardia paralela a Hornero								
Sección	Distancia	Dist. Acum.	Área	Perímetro	Cota fc	Pendiente	Radio hidráulico	Q [m <sup>3</sup> /s]
1	0	0	1.43	4.16	34.67		0.34	0.00
2	29.82	29.82	4.05	5.75	34.6	0.23%	0.70	3.88
3	26.25	56.07	1.83	4.54	34.49	0.42%	0.40	1.62
4	70.92	126.99	2.05	4.59	34.35	0.20%	0.45	1.33
5	83.29	210.28	2.44	4.78	34.3	0.06%	0.51	0.95
6	36.02	246.3	1.98	4.03	34.28	0.06%	0.49	0.73
7	59.22	305.52	2.36	4.34	34.24	0.07%	0.54	1.02
8	118.63	424.15	2.07	4.21	34.51	0.23%	0.49	1.54
9	85.98	510.13	2.66	4.86	34.44	0.08%	0.55	1.27
							<b>MÍNIMO</b>	<b>0.73</b>

De la tabla anterior resulta,

$$Q \text{ admisible por el canal} = 0.73 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por otro lado, según el método racional para una recurrencia de 5 años, el caudal que debería poder transportar el canal es de:

$$Q \text{ pico} = 1.79 \text{ m}^3/\text{s}$$

Y el caudal proveniente de la calle Hornero es de  $0.563 \text{ m}^3/\text{s}$ . Frente a esto, como  $Q \text{ adm} < Q \text{ Pico} + \text{Calle}$ , se debe proponer una nueva sección de canal para que este funcione correctamente frente a lluvias características de un  $R=5$  años.

10.5 Dimensionamiento de acequias

Tabla V - Cálculo de acequia Tacuarita

<b>Acequia Tacuarita</b>									
<b>Tramo</b>	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	15-16
<b>Cuencas/ Tramo aguas arriba</b>	-	C08	C08,C09	C08,C09,C016	C08,C09,C016,C10	C08,C09,C016,C10,C11	C08,C09,C016,C10,C11,C17	C08,C09,C016,C10,C11,C17,C12	C08,C09,C016,C10,C11,C17,C12,C13
A * C aguas arriba [Ha]	0.00	0.77	1.44	1.67	2.34	3.02	3.26	3.94	4.66
TC aguas arriba [min]	0.00	11.94	13.45	13.61	15.13	16.46	16.62	17.99	19.64
<b>Cuenca</b>									
Cuenca incorporada	C08	C09	C16	C10	C11	C17	C12	C13	C18
Área cuenca [Ha]	1.76	1.55	0.53	1.54	1.55	0.55	1.55	1.67	0.71
C esorrentia	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44
A*C [Ha]	0.77	0.67	0.23	0.67	0.68	0.24	0.68	0.73	0.31
A*C total [Ha]	0.77	1.44	1.67	2.34	3.02	3.26	3.94	4.66	4.98
TC mantiforme [min]	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
Longitud cunetas [m]	192.48	195.96	182.42	195.92	195.75	192.49	196.03	203.12	221.58
Velocidad cunetas [m/s]	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
TC en cunetas [min]	5.35	5.44	5.07	5.44	5.44	5.35	5.45	5.64	6.16
TC cuenca [min]	10.35	10.44	10.07	10.44	10.44	10.35	10.45	10.64	11.16
TC total [min]	10.35	11.94	13.45	13.61	15.13	16.46	16.62	17.99	19.64
Duración min [min]	10.35	11.94	13.45	13.61	15.13	16.46	16.62	17.99	19.64
Intensidad [mm/h]	126.64	121.04	116.21	115.72	111.31	107.74	107.35	103.97	100.20

<b>Acequia Tacuarita</b>									
<b>Tramo</b>	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	15-16
<b>Caudal [m3/s]</b>	<b>0.27</b>	<b>0.48</b>	<b>0.54</b>	<b>0.75</b>	<b>0.93</b>	<b>0.98</b>	<b>1.17</b>	<b>1.35</b>	<b>1.38</b>
<b>Conducto</b>									
Cota inicial [m]	34.18	34.08	33.99	33.98	33.87	33.78	33.77	33.66	33.54
Cota final [m]	34.08	33.99	33.98	33.87	33.78	33.77	33.66	33.54	33.52
Longitud [m]	88.79	84.23	10.42	96.99	85.01	10.62	95.10	114.58	14.43
Pendiente [m/m]	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011	0.0011
Material	H°A°	H°A°	H°A°	H°A°	H°A°	H°A°	H°A°	H°A°	H°A°
n Manning	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015
Bf [m]	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	2.05	2.05	2.05	2.05
Y útil [m]	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
Área [m2]	0.60	0.60	0.90	0.90	0.90	1.23	1.23	1.23	1.23
Radio Hidráulico	0.27	0.27	0.33	0.33	0.33	0.38	0.38	0.38	0.38
Caudal admisible [m3/s]	0.56	0.56	0.96	0.96	0.96	1.42	1.42	1.42	1.42
Q lluvia/ Qadm	0.48	0.87	0.56	0.79	0.98	0.69	0.83	0.95	0.97
Velocidad conducto [m/s]	0.93	0.93	1.06	1.06	1.06	1.16	1.16	1.16	1.16
Tiempo tránsito [min]	1.59	1.51	0.16	1.52	1.33	0.15	1.37	1.65	0.21
TC para siguiente cuenca [min]	11.94	13.45	13.61	15.13	16.46	16.62	17.99	19.64	19.85

Tabla VI - Cálculo de acequia Calandria

<b>Acequia Calandria</b>							
<b>Tramo</b>	1-2	2-3	3-4	4-6	5-6	6-7	6-7
<b>Cuencas/ Tramo aguas arriba</b>	-	C01	C01,C02	C01,C02,C03	-	C01,C02,C03,C04,C06	C01,C02,C03,C04,C06,C05

<b>Acequia Calandria</b>							
A * C aguas arriba [Ha]	0.00	0.98	1.87	2.76	0.00	4.36	5.26
TC aguas arriba [min]	0.00	14.83	16.57	18.08	0.00	19.59	21.23
<b>Cuenca</b>							
Cuenca incorporada	C01	C02	C03	C04	C06	C05	C07
Área cuenca [Ha]	2.25	2.04	2.04	2.04	1.63	2.06	0.61
C escorrentia	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44
A*C [Ha]	0.98	0.89	0.89	0.89	0.71	0.90	0.26
A*C total [Ha]	0.98	1.87	2.76	3.65	0.71	5.26	5.52
TC mantiforme [min]	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
Longitud cunetas [m]	291.54	292.58	294.00	294.21	199.07	294.11	92.44
Velocidad cunetas [m/s]	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
TC en cunetas [min]	8.10	8.13	8.17	8.17	5.53	8.17	2.57
TC cuenca [min]	13.10	13.13	13.17	13.17	10.53	13.17	7.57
TC total [min]	13.10	14.83	16.57	18.08	10.53	19.59	21.23
Duración min [min]	13.10	14.83	16.57	18.08	10.53	19.59	21.23
Intensidad [mm/h]	117.29	112.16	107.48	103.75	125.97	100.30	96.85
<b>Caudal [m3/s]</b>	<b>0.32</b>	<b>0.58</b>	<b>0.82</b>	<b>1.05</b>	<b>0.25</b>	<b>1.46</b>	<b>1.49</b>
<b>Conducto</b>	1-2	2-3	3-4	4-6	5-6	6-7	7-8
Cota inicial [m]	34.23	34.13	34.04	33.94	-	33.85	33.74
Cota final [m]	34.13	34.04	33.94	33.85	-	33.74	33.73
Longitud [m]	95.14	95.86	95.32	95.07	5.00	110.10	13.00
Pendiente [m/m]	0.0010	0.0010	0.0010	0.0010	0.0010	0.0010	0.0010
Material	H°A°	H°A°	H°A°	H°A°	H°A°	H°A°	H°A°
n Manning	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015

<b>Acequia Calandria</b>							
<b>Bf [m]</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>	<b>1.70</b>	<b>1.70</b>	<b>0.70</b>	<b>2.20</b>	<b>2.20</b>
Y útil [m]	0.60	0.60	0.60	0.60	0.50	0.60	0.60
Área [m <sup>2</sup> ]	0.66	0.66	1.02	1.02	0.35	1.32	1.32
Radio Hidráulico	0.29	0.29	0.35	0.35	0.21	0.39	0.39
Caudal admisible [m <sup>3</sup> /s]	0.61	0.61	1.07	1.07	0.27	1.48	1.48
Q lluvia/ Qadm	0.53	0.96	0.77	0.98	0.92	0.99	1.0
Velocidad conducto [m/s]	0.92	0.92	1.05	1.05	0.77	1.12	1.12
Tiempo tránsito [min]	1.73	1.74	1.51	1.51	0.11	1.64	0.19
TC para siguiente cuenca [min]	14.83	16.57	18.08	19.59	10.64	21.23	21.42

#### 10.6 Cálculos de losas canales y acequias

El cálculo de los momentos, esfuerzos de corte y esfuerzos normales, así como de las tensiones originadas por los mismos se realizará en general con arreglo a la teoría de la elasticidad suponiendo que el hormigón es un material homogéneo, isótropo y elástico que obedece a la ley de Hooke de proporcionalidad entre tensiones y deformaciones y que las armaduras se deforman solidaria y conjuntamente con el hormigón en razón de la adherencia entre ambos materiales. En particular se supone que las secciones sometidas a flexión simple o compuesta, permanecen planas después de deformarse.

Las losas dimensionadas a continuación no tienen el mismo rango de cargas, esto es debido a que la losa de las acequias de Calandria está dimensionada para el tránsito de vehículos por encima de ella, mientras que las losas de los canales únicamente deben resistir el paso de peatones o ciclistas por encima de ellas. Pueden diferenciarse entre losas transitables, aquellas que permiten el paso de vehículos motorizados, y no transitables. Sea cual sea la tipología de las losas, se las va a calcular a flexión.

### 10.6.1 Losas transitables

Tabla VII - Losas transitables.

<b>Espesor de losa propuesto</b>	<b>12 cm</b>
----------------------------------	--------------

<b>Cargas permanentes</b>		
Capa de arena	0.7	kN/m <sup>2</sup>
Adoquines	2.5	kN/m <sup>2</sup>
Losa de H°	3	kN/m <sup>2</sup>
<b>Total</b>	<b>6.2</b>	

<b>Sobrecarga</b>		
Multitud compacta	6	kN/m <sup>2</sup>

<b>Momento último</b>		
Pu D	5.57	kN/m
Pu L	13.44	kN/m
Mu	6.08	kNm

<b>Momento de diseño</b>		
d	9.50	cm
Mn	676.01	kNcm
mn	0.0300	
we	0.0305	
a	0.341	
c	0.401	
φ	0.007	
ec	0.068	solo tracción
Areq	1.73	cm <sup>2</sup> /m
A min	2.16	cm <sup>2</sup> /m

<b>Armadura propuesta</b>	
Se adopta 1Ø8 c/23 cm	

El tren de cargas adoptado por el reglamento de la DNV para caracterizar las sobrecargas debido al tránsito consiste en una muchedumbre compacta sobre la calzada y un vehículo tipo, denominado aplanadora. Dicha carga, conocida como multitud compacta se refiere a la carga uniformemente distribuida aplicada fuera de la zona ocupada por aplanadoras.

### 10.7 Agua

#### 10.7.1 Resultados del procesamiento y datos de la bomba adoptada

Se muestran a continuación los datos cargados para el cálculo de las pérdidas de carga y la altura de impulsión total.

**Rozamiento en la pérdida de carga**

<b>Fluido bombeado</b> Agua	<b>Altura estática</b> 31,94	<b>Opciones de visualización</b> Instalación sumergida
<b>Caudal</b> 9,43 m <sup>3</sup> /h	<b>Número de bombas</b> 1	<b>Modelo de cálculo</b> Hazen-Williams
<b>Viscosidad</b> 1,569 mm <sup>2</sup> /s	<b>Tipo de estación de bombeo</b> Una bomba sola	

Tipo	Ø (mm)	? o L	Cant.	v (m/s)	k (mm)	ΔH (m)
<b>Ø = Diámetro v = Velocidad k = Rugosidad tubería ΔH = Pérdidas de carga</b>						
<b>Tubería de descarga común - Plastic / PVC PN 10 / DN 100 (110x5,3 mm) / New piping</b>						
Longitud tubería	99,4	78,5 m	1	0,3376	0,01	0,09965
Codos	99,4	0,9	3	0,3376		0,005227
Válvulas antirretorno	99,4	0,9	1	0,3376		0,005227
Pieza en T	99,4	0,8	2	0,3376		0,004646
VÁLVULA	99,4	0,9	3	0,3376		0,005227
<b>Pérdidas de carga totales</b>						<b>0,12</b>
Pérdidas de carga						0,12 m
Presión estática						31,94 m
<b>Altura de imp. total</b>						<b>32,06 m</b>

Figura VI - Pérdida de carga.

Seguidamente se presentan los datos técnicos de la bomba adoptada y las curvas de funcionamiento

10.8 Cálculos desagüe cloacal

Tabla VIII - Desagüe cloacal.

Nro de tramo	Longitud [m]	Tapada mínima [m]	1er cota esquina [m]	2da cota esquina [m]	1er cota intradós [m]	2da cota intradós [m]	Pendiente	Φ propuesto [mm]	1er excavación [m]	2da excavación [m]	¿Prof >3m?	Cañerías Subsidiaria
1	96.00	0.80	35.53	35.42	33.85	33.56	0.30%	160	1.84	2.02	NO	NO
2	96.00	0.80	35.42	35.31	33.39	33.10	0.30%	160	2.19	2.37	NO	NO
3	96.00	0.80	35.31	35.20	33.10	32.81	0.30%	160	2.37	2.55	NO	NO
4	96.00	0.80	35.20	35.09	32.81	32.52	0.30%	160	2.55	2.73	NO	NO
5	96.00	0.80	35.09	34.98	32.52	32.23	0.30%	160	2.73	2.91	NO	NO
6	96.00	0.80	34.98	34.87	32.23	31.95	0.30%	160	2.91	3.08	SI	SI

Nro de tramo	Longitud [m]	Tapada mínima [m]	1er cota esquina [m]	2da cota esquina [m]	1er cota intradós [m]	2da cota intradós [m]	Pendiente	Φ propuesto [mm]	1er excavación [m]	2da excavación [m]	¿Prof >3m?	Cañerías Subsidiaria
7	99.00	1.20	35.38	35.53	34.14	33.85	0.30%	160	1.40	1.84	NO	NO
8	99.00	1.20	35.33	35.48	33.68	33.39	0.30%	160	1.81	2.25	NO	NO
9	99.00	1.20	35.25	35.40	33.60	33.31	0.30%	160	1.81	2.25	NO	NO
10	99.00	1.20	35.09	35.23	33.45	33.16	0.30%	160	1.80	2.23	NO	NO
11	99.00	1.20	34.98	35.12	33.34	33.05	0.30%	160	1.80	2.23	NO	NO
12	99.00	1.20	34.89	35.01	33.28	32.99	0.30%	160	1.77	2.18	NO	NO
13	99.00	0.80	34.87	34.75	31.95	31.65	0.30%	160	3.08	3.26	SI	SI

Nro de tramo	Longitud [m]	Tapada mínima [m]	1er cota esquina [m]	2da cota esquina [m]	1er cota intradós [m]	2da cota intradós [m]	Pendiente	Φ propuesto [mm]	1er excavación [m]	2da excavación [m]	¿Prof >3m?	Cañerías Subsidiaria
14	99.00	0.80	35.24	35.38	34.44	34.14	0.30%	160	0.96	1.40	NO	NO
15	99.00	1.20	35.18	35.33	33.98	33.68	0.30%	160	1.36	1.81	NO	NO
16	99.00	1.20	35.10	35.25	33.90	33.60	0.30%	160	1.36	1.81	NO	NO
17	99.00	1.20	34.95	35.09	33.75	33.45	0.30%	160	1.36	1.80	NO	NO
18	99.00	1.20	34.84	34.98	33.64	33.34	0.30%	160	1.36	1.80	NO	NO
19	99.00	1.20	34.78	34.89	33.58	33.28	0.30%	160	1.36	1.77	NO	NO
20	99.00	0.80	34.75	35.03	31.65	31.35	0.30%	160	3.26	3.84	SI	SI

Nro de tramo	Longitud [m]	Tapada mínima [m]	1er cota esquina [m]	2da cota esquina [m]	1er cota intradós [m]	2da cota intradós [m]	Pendiente	Φ propuesto [mm]	1er excavación [m]	2da excavación [m]	¿Prof >3m?	Cañerías Subsidiaria
20.2	24.75	0.80	35.03	35.00	31.35	31.28	0.30%	160	3.84	3.88	SI	SI
21	99.00	0.80	35.36	35.21	34.56	34.26	0.30%	160	0.96	1.11	NO	NO
22	99.00	1.20	35.23	35.08	34.03	33.73	0.30%	160	1.36	1.51	NO	NO
23	99.00	1.20	35.24	35.09	34.04	33.74	0.30%	160	1.36	1.51	NO	NO
24	99.00	1.20	35.03	34.88	33.83	33.53	0.30%	160	1.36	1.51	NO	NO
25	99.00	1.20	35.00	34.85	33.80	33.50	0.30%	160	1.36	1.51	NO	NO
26	99.00	1.20	34.66	34.51	33.46	33.16	0.30%	160	1.36	1.51	NO	NO

Nro de tramo	Longitud [m]	Tapada mínima [m]	1er cota esquina [m]	2da cota esquina [m]	1er cota intradós [m]	2da cota intradós [m]	Pendiente	Φ propuesto [mm]	1er excavación [m]	2da excavación [m]	¿Prof >3m?	Cañerías Subsidiaria
27	93.00	0.80	35.00	34.85	31.28	31.00	0.30%	160	3.88	4.01	SI	SI
28	99.00	1.20	35.21	35.16	34.26	33.96	0.31%	160	1.11	1.36	NO	NO
29	99.00	1.20	35.08	35.04	33.73	33.44	0.30%	160	1.51	1.76	NO	NO
30	99.00	1.20	35.09	35.04	33.74	33.45	0.30%	160	1.51	1.75	NO	NO
31	99.00	1.20	34.88	34.83	33.53	33.24	0.30%	160	1.51	1.75	NO	NO
32	99.00	1.20	34.85	34.73	33.50	33.21	0.30%	160	1.51	1.68	NO	NO
33	99.00	1.20	34.51	34.46	33.16	32.87	0.30%	160	1.51	1.75	NO	NO

Nro de tramo	Longitud [m]	Tapada mínima [m]	1er cota esquina [m]	2da cota esquina [m]	1er cota intradós [m]	2da cota intradós [m]	Pendiente	Φ propuesto [mm]	1er excavación [m]	2da excavación [m]	¿Prof >3m?	Cañerías Subsidiaria
34	99.00	0.80	34.85	34.32	31.00	30.70	0.30%	160	4.01	3.78	SI	SI
35	96.00	0.80	35.16	35.04	33.96	33.67	0.30%	160	1.36	1.53	NO	NO
36	96.00	0.80	35.04	35.04	33.44	33.15	0.30%	160	1.76	2.05	NO	NO
37	96.00	0.80	35.04	34.80	33.15	32.86	0.30%	160	2.05	2.10	NO	NO
38	96.00	0.80	34.80	34.73	32.86	32.57	0.30%	160	2.10	2.32	NO	NO
39	96.00	0.80	34.73	34.46	32.57	32.28	0.30%	160	2.32	2.34	NO	NO
40	96.00	0.80	34.46	34.32	32.28	32.00	0.30%	160	2.34	2.48	NO	NO

Tabla IX - Dimensionamiento.

Dimensionamiento							
Tramo	Aporte	Longitud de tramo [m]	Longitud conexión [m]	Gasto en ruta [lts/s]	Q de cálculo [lts/s]	Pendiente S	DN [mm]
1	Simple	96.00	96.00	0.031	0.03	0.30%	160
2	Simple	96.00	96.00	0.031	0.06	0.30%	160
3	Simple	96.00	96.00	0.031	0.03	0.30%	160
4	Simple	96.00	96.00	0.031	0.06	0.30%	160
5	Simple	96.00	96.00	0.031	0.09	0.30%	160
6	Simple	96.00	96.00	0.031	0.03	0.30%	160
7	Doble	99.00	198.00	0.064	0.09	0.30%	160
8	Doble	99.00	198.00	0.064	0.16	0.30%	160
9	Doble	99.00	198.00	0.064	0.22	0.30%	160
10	Doble	99.00	198.00	0.064	0.06	0.30%	160
11	Doble	99.00	198.00	0.064	0.06	0.30%	160
12	Doble	99.00	198	0.064	0.13	0.30%	160
13	Simple	99.00	99.00	0.032	0.10	0.30%	160
14	Simple	99.00	99.00	0.032	0.03	0.30%	160
15	Doble	99.00	198	0.064	0.06	0.30%	160
16	Doble	99.00	198	0.064	0.19	0.30%	160
17	Doble	99.00	198	0.064	0.19	0.30%	160
18	Doble	99.00	198	0.064	0.19	0.30%	160
19	Doble	99.00	198	0.064	0.06	0.30%	160
20	Simple	99.00	99.00	0.032	0.03	0.30%	160
20.2	Simple	24.75	24.75	0.008	0.01	0.30%	160

Dimensionamiento							
Tramo	Aporte	Longitud de tramo [m]	Longitud conexión [m]	Gasto en ruta [lts/s]	Q de cálculo [lts/s]	Pendiente S	DN [mm]
21	Simple	99.00	99.00	0.032	0.03	0.30%	160
22	Doble	99.00	198	0.064	0.06	0.30%	160
23	Doble	99.00	198	0.064	0.25	0.30%	160
24	Doble	99.00	198.00	0.064	0.06	0.30%	160
25	Doble	99.00	198	0.064	0.28	0.30%	160
26	Doble	99.00	198.00	0.064	0.32	0.30%	160
27	Simple	93.00	93.00	0.030	0.15	0.30%	160
28	Doble	99.00	198.00	0.064	0.67	0.31%	160
29	Doble	99.00	198.00	0.064	0.88	0.30%	160
30	Doble	99.00	198.00	0.064	0.06	0.30%	160
31	Doble	99.00	198	0.064	0.13	0.30%	160
32	Doble	99.00	198	0.064	0.06	0.30%	160
33	Doble	99.00	198.00	0.064	0.06	0.30%	160
34	Simple	99.00	99.00	0.032	0.10	0.30%	160
35	Simple	96.00	96.00	0.031	0.22	0.30%	160
36	Simple	96.00	96.00	0.031	0.03	0.30%	160
37	Simple	96.00	96.00	0.031	0.06	0.30%	160
38	Simple	96.00	96.00	0.031	0.35	0.30%	160
39	Simple	96.00	96.00	0.031	0.03	0.30%	160
40	Simple	96.00	96.00	0.031	0.06	0.30%	160

Tabla X - Verificación de velocidades.

Verificación de velocidades								
Tramo	DN [m]	Øint [m]	A media [m <sup>2</sup> ]	P media [m <sup>2</sup> ]	R [m]	Pendiente S	V [m/s]	Verifica?
1	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
2	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
3	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
4	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
5	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
6	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
7	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
8	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
9	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
10	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
11	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
12	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
13	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
14	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
15	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
16	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
17	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
18	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
19	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
20	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
20.2	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
21	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
22	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
23	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
24	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
25	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
26	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
27	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
28	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.644	Verifica
29	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
30	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
31	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
32	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
33	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
34	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
35	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica

## Urbanización Barrio Cumehue, San Nicolás de los Arroyos

36	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
37	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
38	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
39	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica
40	160	0.154	0.018	0.384	0.046	0.003	0.637	Verifica

Tabla XI - Parámetros de cálculo.

Parámetros de cálculo	
<b>h/d</b>	0.9
<b>n (PVC)</b>	0.011
<b><math>\theta</math> [rad]</b>	4.996

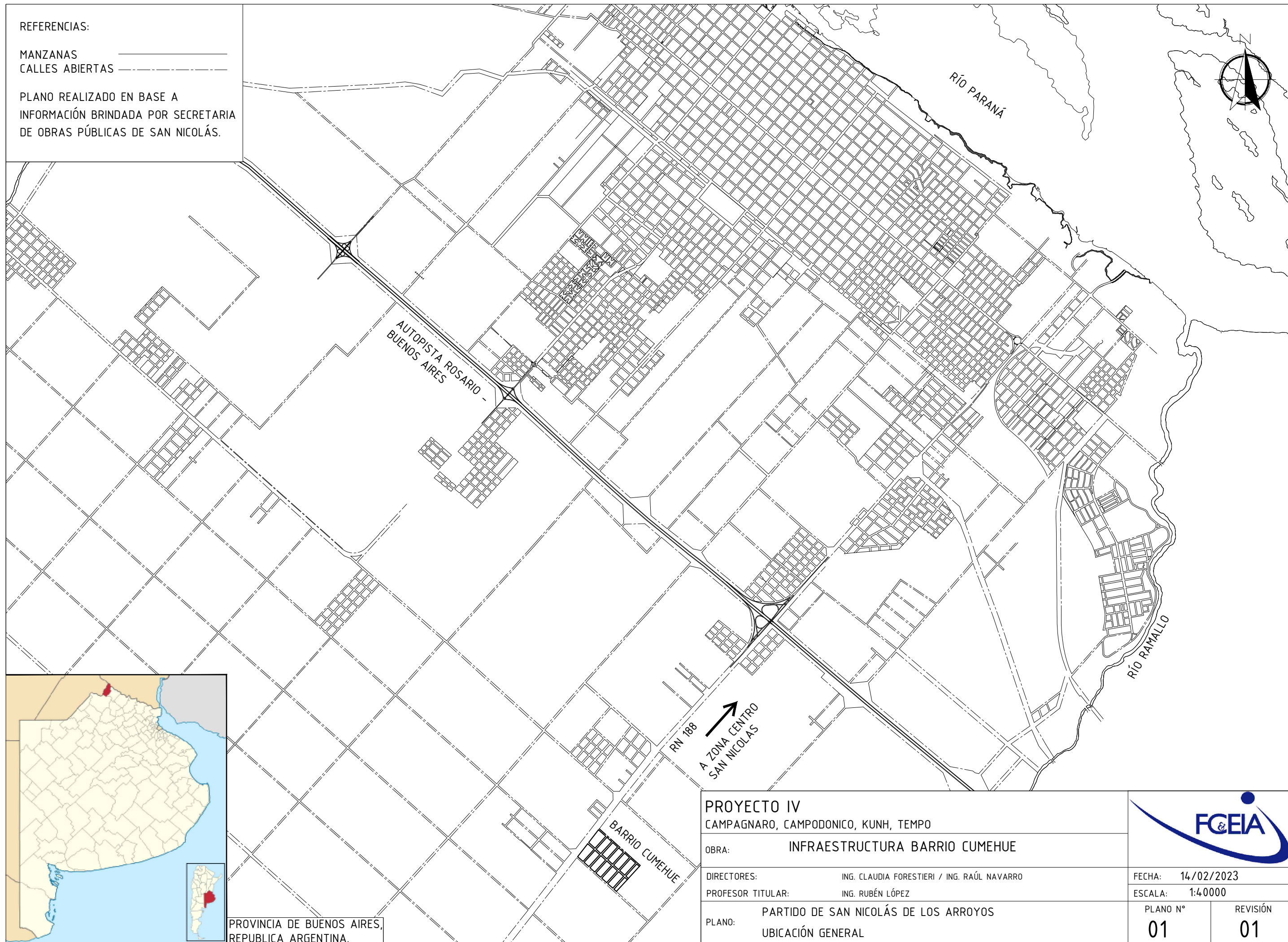
## **11. PLANOS**

En este apartado pueden observarse los planos referidos al proyecto en estudio.

REFERENCIAS:

MANZANAS ————  
CALLES ABIERTAS - - - - -

PLANO REALIZADO EN BASE A  
INFORMACIÓN BRINDADA POR SECRETARIA  
DE OBRAS PÚBLICAS DE SAN NICOLÁS.



PROVINCIA DE BUENOS AIRES,  
REPUBLICA ARGENTINA.

<b>PROYECTO IV</b> CAMPAGNARO, CAMPODONICO, KUNH, TEMPO	
OBRA:	INFRAESTRUCTURA BARRIO CUMEHUE
DIRECTORES:	ING. CLAUDIA FORESTIERI / ING. RAÚL NAVARRO
PROFESOR TITULAR:	ING. RUBÉN LÓPEZ
PLANO:	PARTIDO DE SAN NICOLÁS DE LOS ARROYOS UBICACIÓN GENERAL

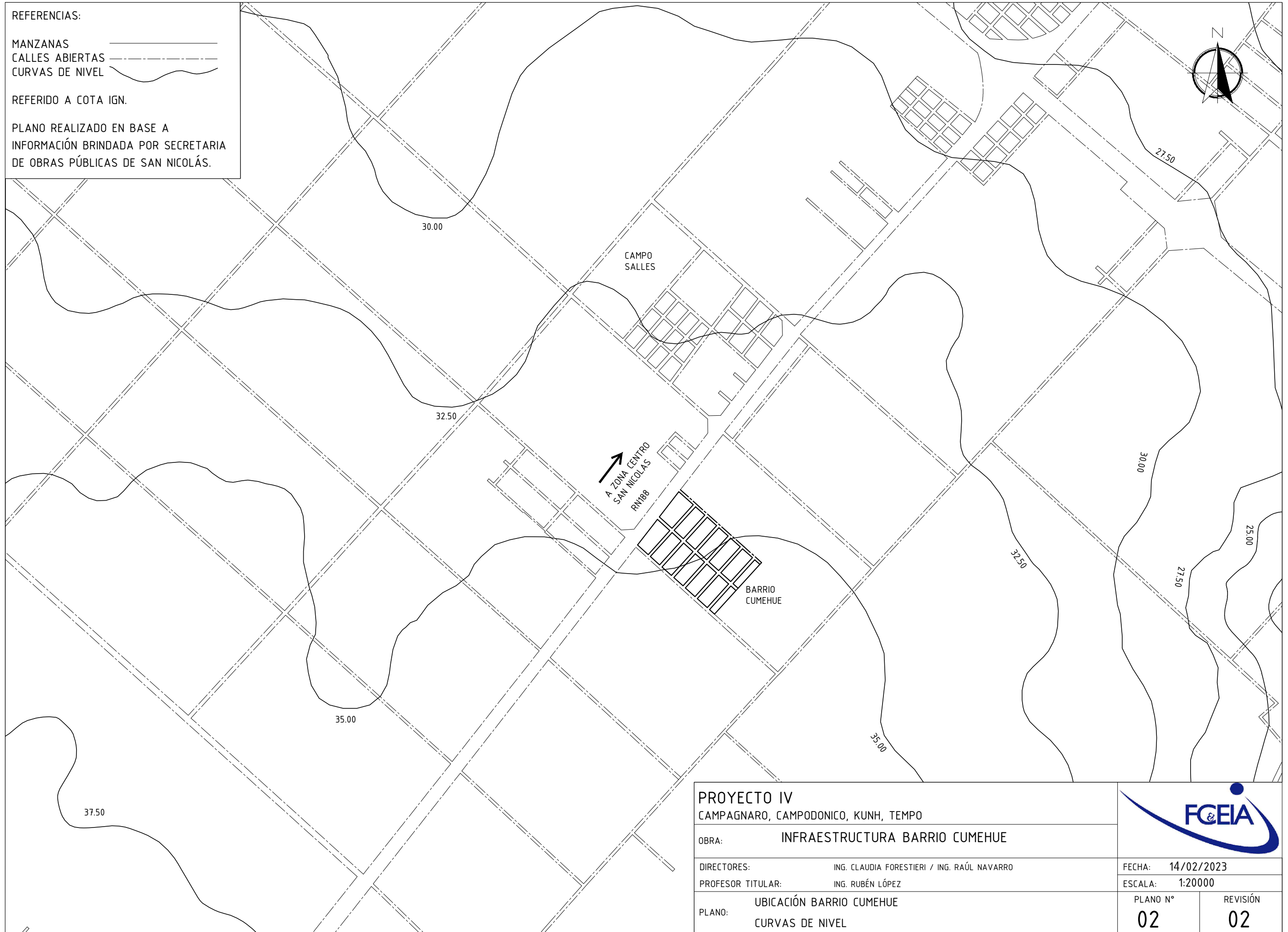
FECHA:	14/02/2023
ESCALA:	1:40000
PLANO N°	REVISIÓN
01	01

REFERENCIAS:

MANZANAS  
CALLES ABIERTAS  
CURVAS DE NIVEL

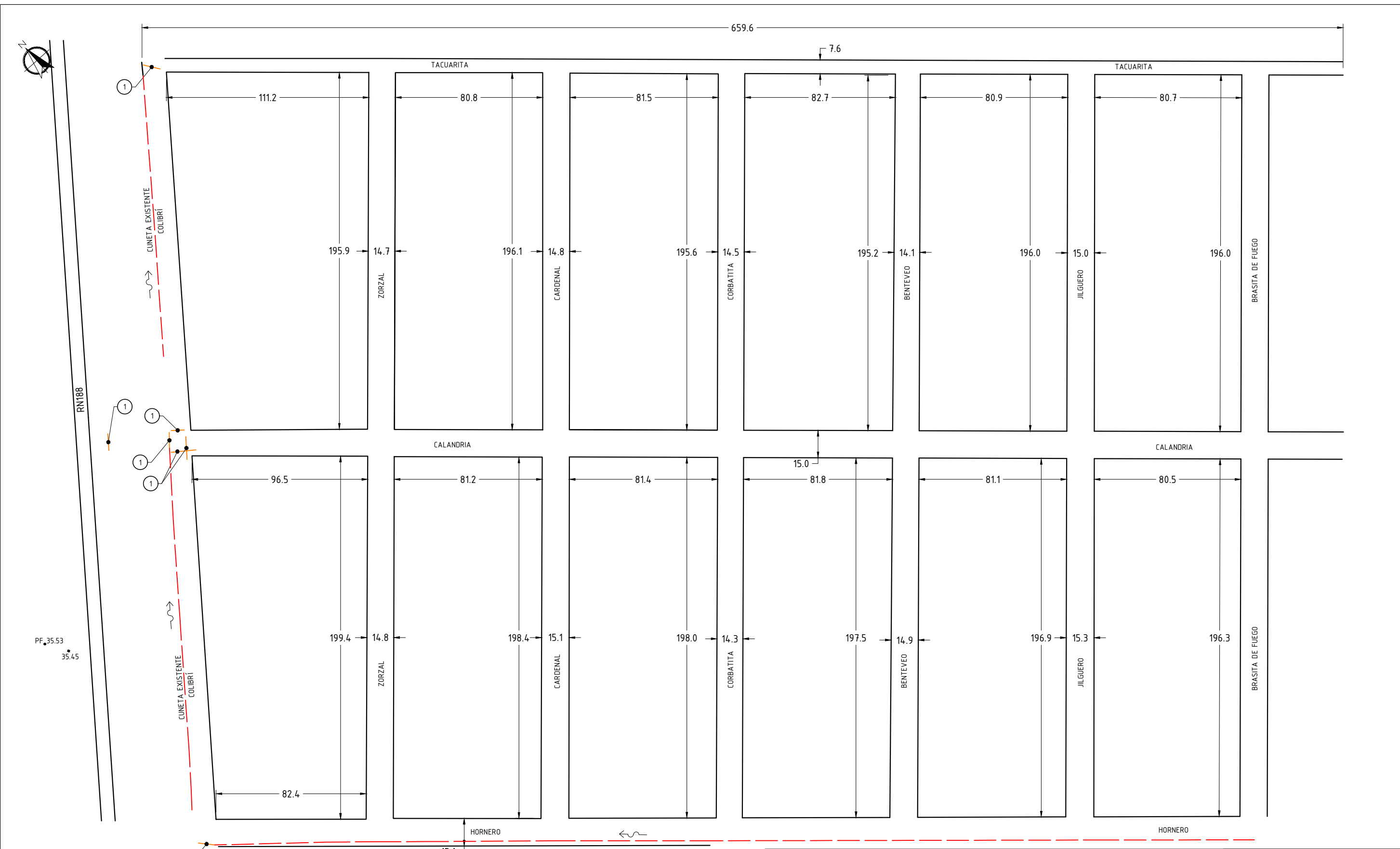
REFERIDO A COTA IGN.

PLANO REALIZADO EN BASE A  
INFORMACIÓN BRINDADA POR SECRETARIA  
DE OBRAS PÚBLICAS DE SAN NICOLÁS.



<b>PROYECTO IV</b> CAMPAGNARO, CAMPODONICO, KUNH, TEMPO	
OBRA: <b>INFRAESTRUCTURA BARRIO CUMEHUE</b>	
DIRECTORES:	ING. CLAUDIA FORESTIERI / ING. RAÚL NAVARRO
PROFESOR TITULAR:	ING. RUBÉN LÓPEZ
PLANO:	<b>UBICACIÓN BARRIO CUMEHUE</b> CURVAS DE NIVEL

FECHA:	14/02/2023
ESCALA:	1:20000
PLANO N°	REVISIÓN
<b>02</b>	<b>02</b>



**REFERENCIAS**

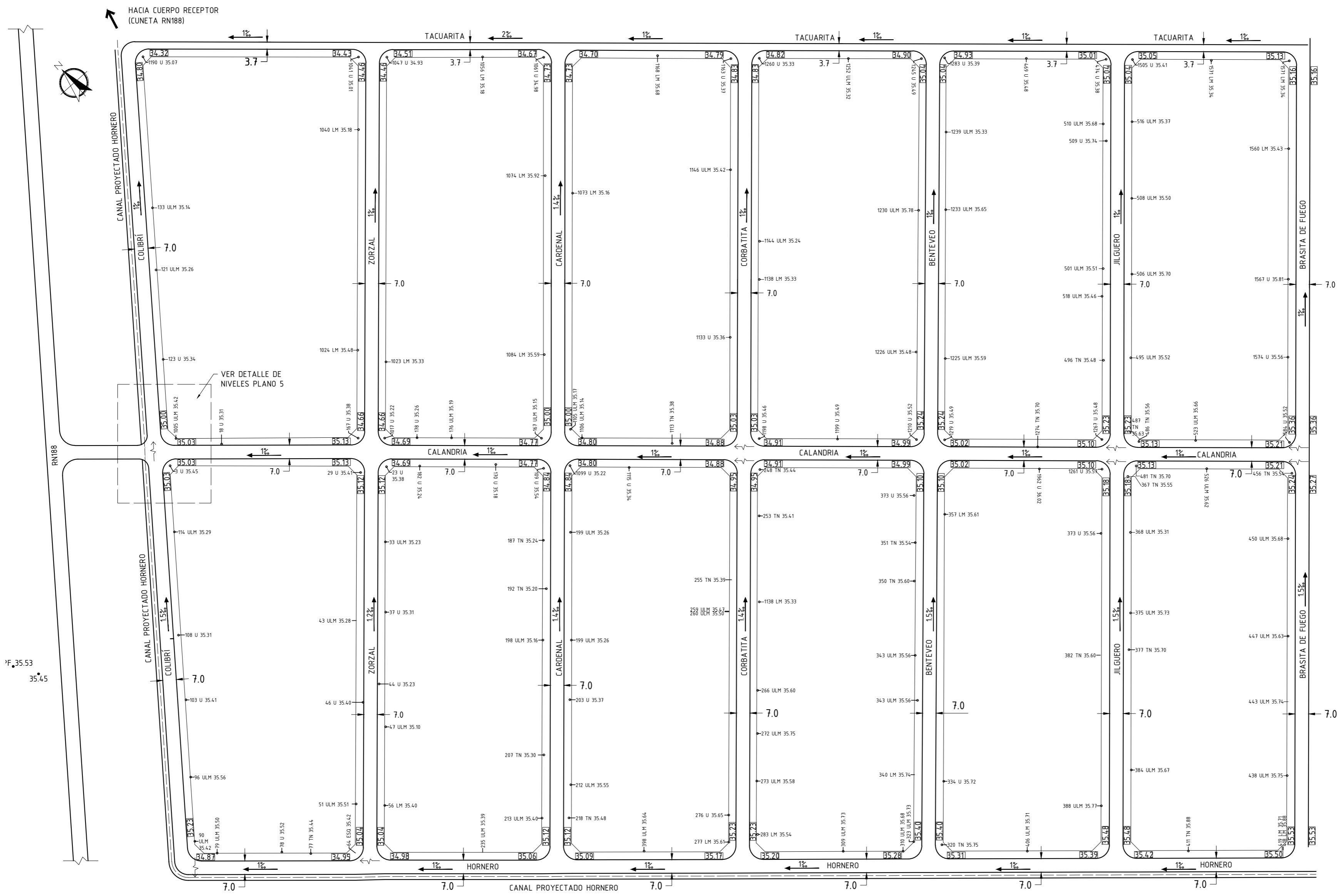
- ALAMBRADOS Y LINEA MUNICIPAL —————
- FONDO DE CUNETA - - - - -
- ALCANTARILLA EXISTENTE - - - - -
- ALCANTARILLA A ELIMINAR (1) ————
- PUNTO FIJO PF

NOTA: MEDIDAS EN METROS

<b>PROYECTO IV</b>	
CAMPAGNARO, CAMPODONICO, KUNH, TEMPO	
OBRA:	INFRAESTRUCTURA BARRIO CUMEHUE
DIRECTORES:	ING. CLAUDIA FORESTIERI / ING. RAÚL NAVARRO
PROFESOR TITULAR:	ING. RUBÉN LÓPEZ
PLANO:	HECHOS EXISTENTES
	ALCANTARILLAS, FONDOS DE CUNETA Y ALAMBRADO



FECHA:	14/02/2023
ESCALA:	1:2000
PLANO N°	REVISIÓN
<b>03</b>	<b>01</b>

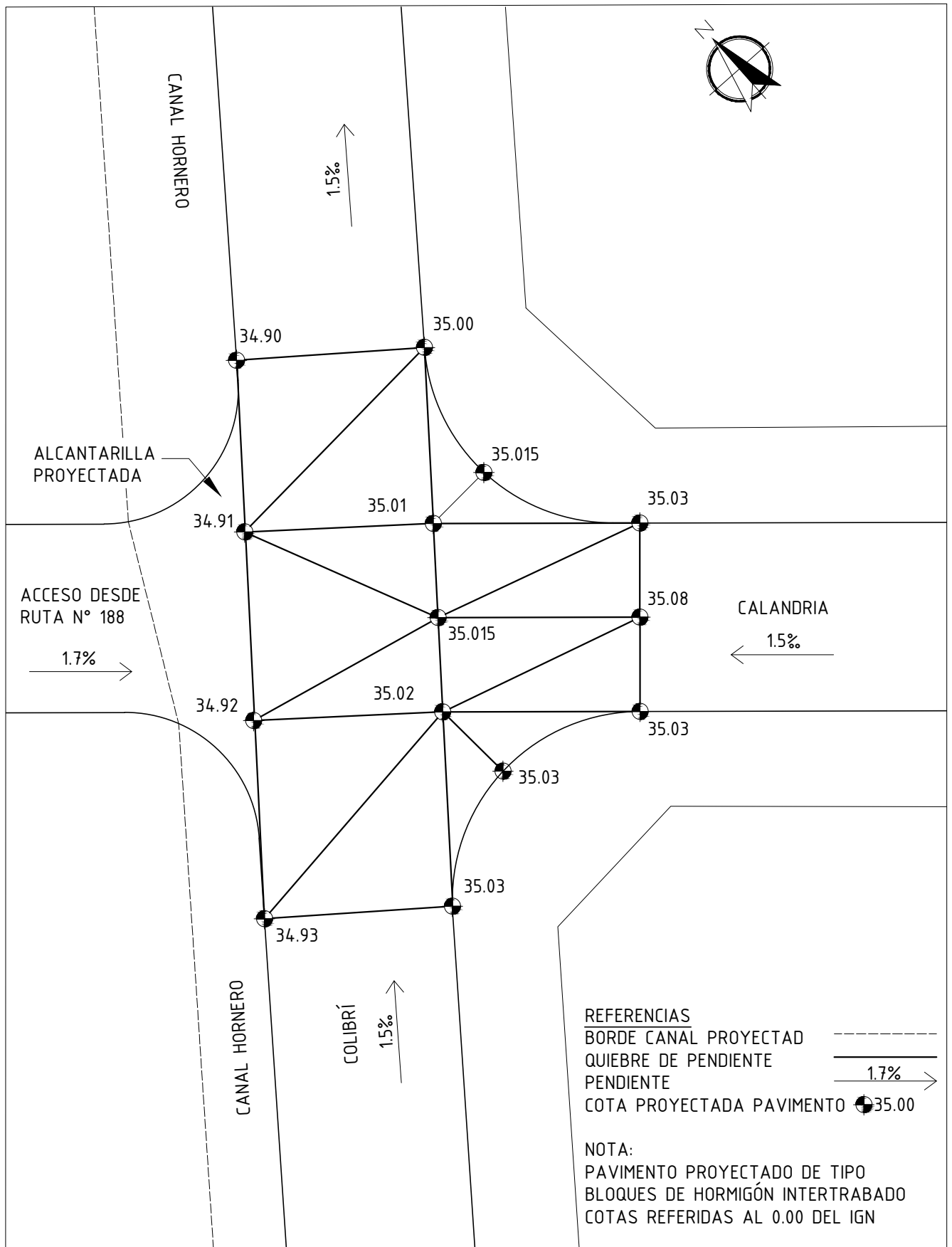


REFERENCIAS  
 U - UMBRAL  
 LM - LINEA MUNICIPAL  
 TN - TERRENO NATURAL  
 ULM - UMBRAL LINEA MUNICIPAL  
 BADEN  
 FONDO DE CUNETA EXISTENTE  
 ALCANTARILLA  
 COTA FONDO DE CUNETA PROYECTADA  
 PENDIENTE LONGITUDINAL

LAS COTAS DE UMBRAL, LINEA MUNICIPAL Y TERRENO NATURAL FUERON BRINDADAS POR LA SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS DE SAN NICOLAS  
 VER LOS PERFILES TRANSVERSALES EN PLANOS N°11/12/13  
 NOTA: MEDIDAS EN METROS

LINEA MUNICIPAL  
 NÚMERO DE PUNTO RELEVADO 1560 LM 35.43  
 COTA RELEVADA

<b>PROYECTO IV</b> CAMPAGNARO, CAMPODONICO, KUNH, TEMPO		
OBRA: INFRAESTRUCTURA BARRIO CUMEHUE		
DIRECTORES:	ING. CLAUDIA FORESTIERI / ING. RAÚL NAVARRO	FECHA: 14/02/2023
PROFESOR TITULAR:	ING. RUBÉN LÓPEZ	ESCALA: 1:1500
PLANO:	PROYECTO DE PAVIMENTO PENDIENTES Y COTAS DE CUNETA PROYECTADAS	PLANO N° <b>04</b>
		REVISIÓN <b>02</b>



**REFERENCIAS**

- BORDE CANAL PROYECTAD
- QUIEBRE DE PENDIENTE
- PENDIENTE
- COTA PROYECTADA PAVIMENTO 35.00

**NOTA:**

PAVIMENTO PROYECTADO DE TIPO BLOQUES DE HORMIGÓN INTERTRABADO  
COTAS REFERIDAS AL 0.00 DEL IGN

**PROYECTO IV**

CAMPAGNARO, CAMPODONICO, KUNH, TEMPO

OBRA: **INFRAESTRUCTURA BARRIO CUMEHUE**

DIRECTORES: ING. CLAUDIA FORESTIERI / ING. RAÚL NAVARRO

PROFESOR TITULAR: ING. RUBÉN LÓPEZ

PLANO: **DETALLE DE ACCESO**

**NIVELES DE PAVIMENTO PROYECTADO**



FECHA: 14/02/2023

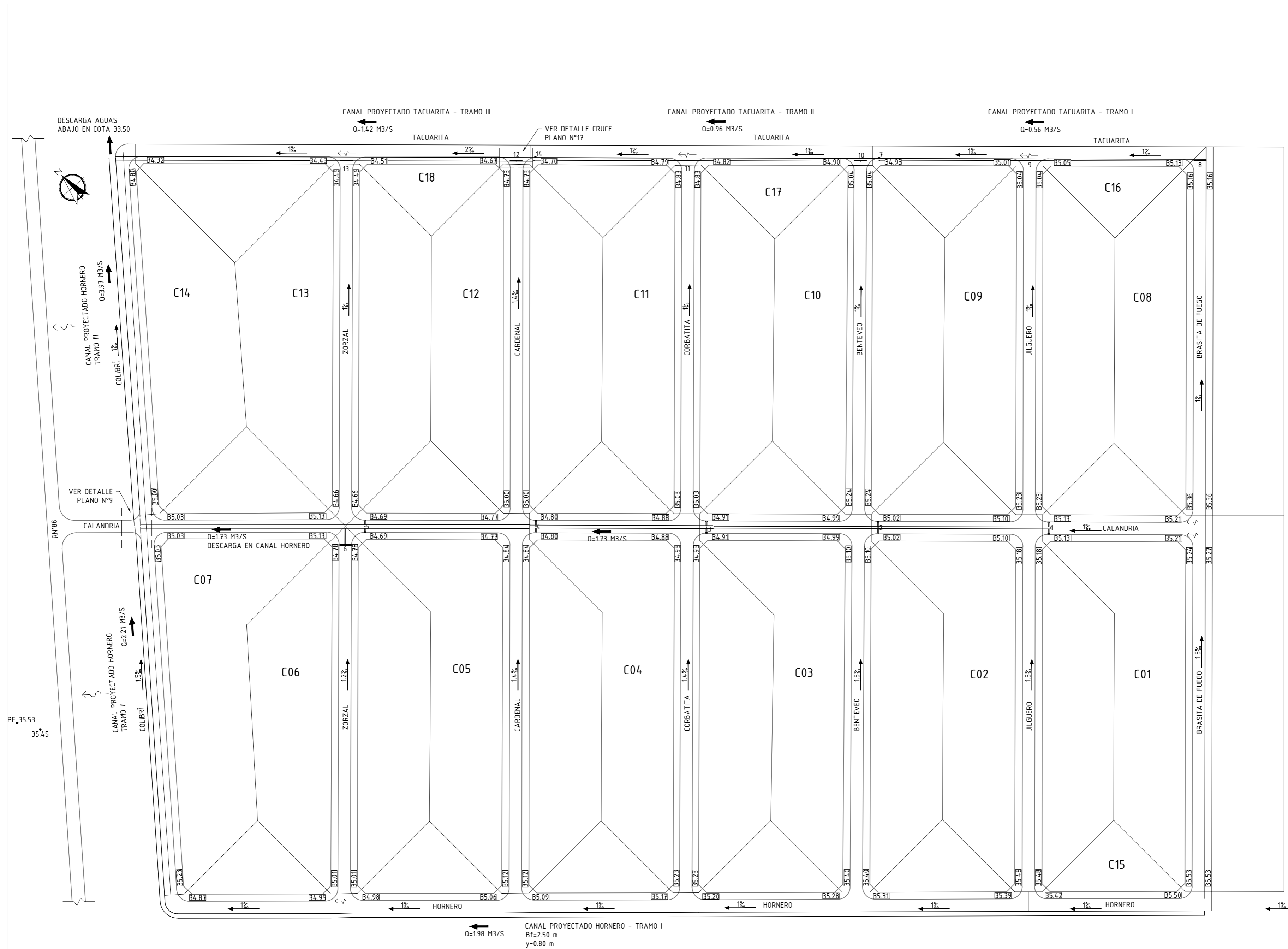
ESCALA: 1:200

PLANO N°

**05**

REVISIÓN

**01**




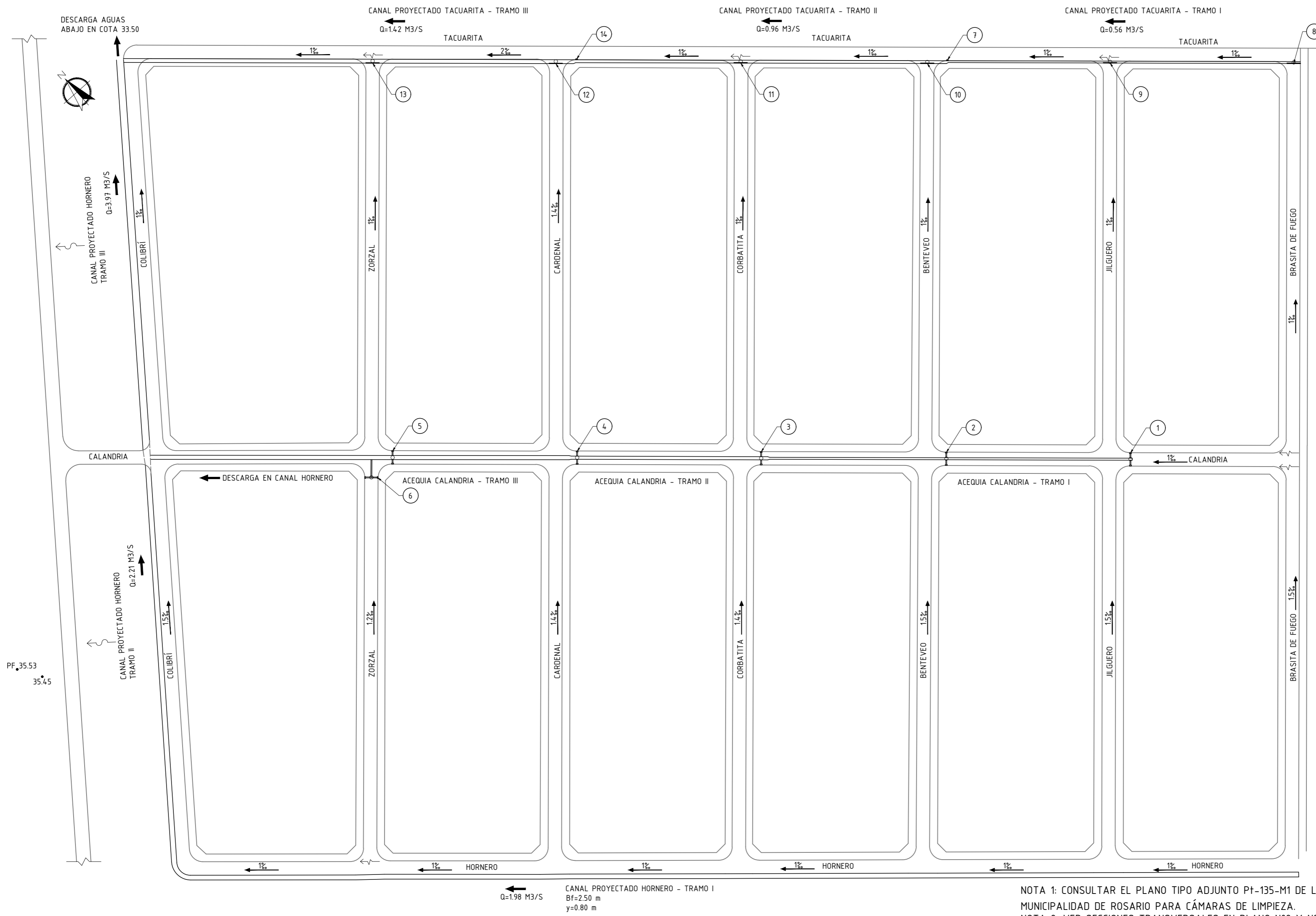
- REFERENCIAS
- C16 - NÚMERO DE CUENCA
  - BADÉN PROYECTADO
  - SUMIDERO HORIZONTAL PROYECTADO
  - SUMIDERO VERTICAL PROYECTADO
  - PUNTO DE CAPTACIÓN PROYECTADO
  - LÍMITE DE CUENCA
  - Q CAUDAL DE DISEÑO
  - 1‰ PENDIENTE LONG. PROYECTADA
  - B5.05 COTA FONDO DE CUNETA PROYECTADA

VER DETALLE CRECE CANAL Y CALLE EN PLANO N°17

CANAL PROYECTADO HORNERO - TRAMO I  
 Q=1.98 M3/S  
 Bf=2.50 m  
 y=0.80 m

FLUJO MANTIFORME PROVENIENTE DE AGUAS ARRIBA DEL BARRIO

<b>PROYECTO IV</b> CAMPAGNARO, CAMPODONICO, KUNH, TEMPO		
OBRA: <b>INFRAESTRUCTURA BARRIO CUMEHUE</b>		
DIRECTORES:	ING. CLAUDIA FORESTIERI / ING. RAÚL NAVARRO	FECHA: 14/02/2023
PROFESOR TITULAR:	ING. RUBÉN LÓPEZ	ESCALA: 1:1500
PLANO:	PLANO DE CÁLCULO - DESAGÜES PLUVIALES CUENCAS, ACEQUIAS Y CANALES	PLANO N° <b>06</b>
		REVISIÓN <b>01</b>



REFERENCIAS

- BADÉN ←
- NÚMERO SUMIDERO ①
- CÁMARAS DE LIMPIEZA ○

CANAL HORNERO			
TRAMO	y [m]	BASE [m]	LONGITUD [m]
I	0.8	2.50	580
II	0.8	2.70	205
III	0.8	4.40	205

ACEQUIA CALANDRIA			
TRAMO	y [m]	BASE [m]	LONGITUD [m]
I	0.60	1.10	190
II	0.60	1.70	100
III	0.60	2.20	200

ACEQUIA TACUARITA			
TRAMO	y [m]	BASE [m]	LONGITUD [m]
I	0.60	1.00	180
II	0.60	1.50	190
III	0.60	2.05	230

SUMIDEROS VERTICALES	
NÚMERO	LONGITUD [m]
1	4.00
2	4.00
3	4.00
4	4.00
5	4.00
6	3.00
7	5.00
14	5.00

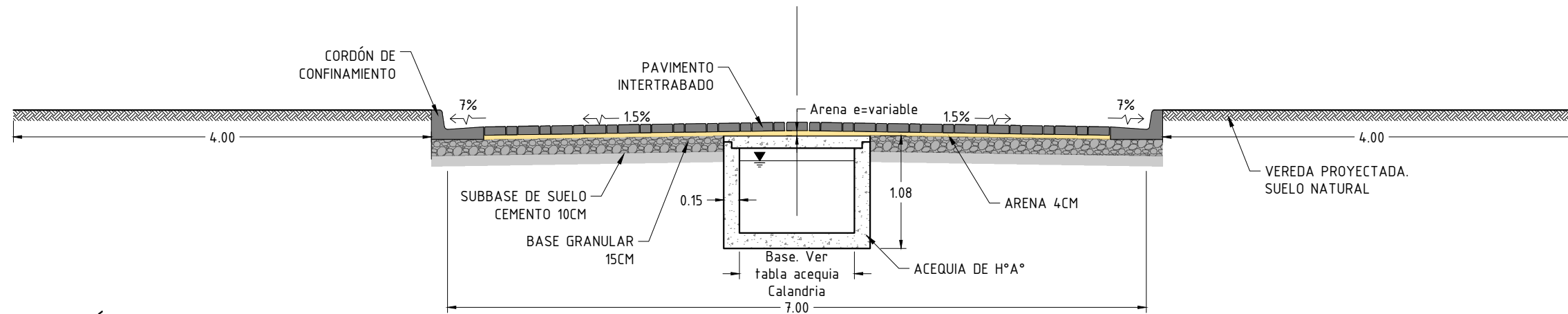
SUMIDEROS HORIZONTALES	
NÚMERO	LONGITUD [m]
8	7.00
9	7.00
10	7.00
11	7.00
12	7.00
13	7.00

NOTA 1: CONSULTAR EL PLANO TIPO ADJUNTO Pt-135-M1 DE LA MUNICIPALIDAD DE ROSARIO PARA CÁMARAS DE LIMPIEZA.  
 NOTA 2: VER SECCIONES TRANSVERSALES EN PLANO N°8 Y N°9

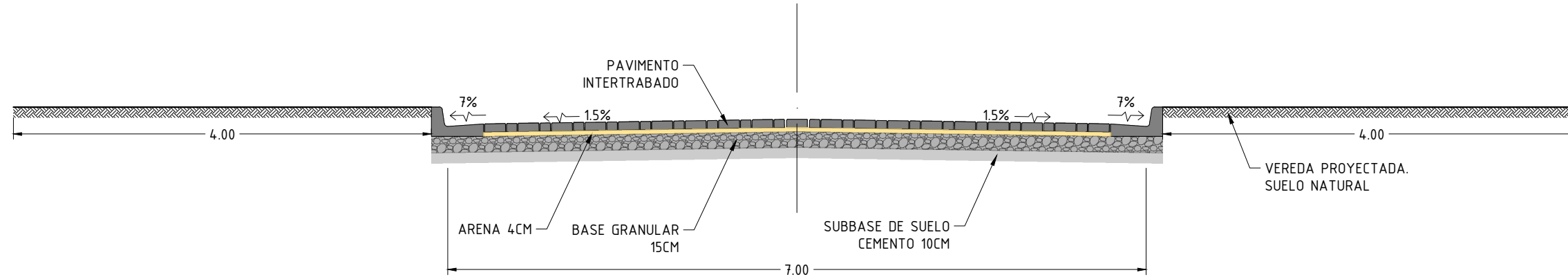
NOTA 3: SUMIDEROS HORIZONTALES TIPO REJILLA TDL REBATIBLE LÍNEA MEDIA. MÓDULOS DE 1m DE LARGO Y 25cm DE ANCHO. VER PLANO 17.  
 NOTA 4: SUMIDEROS VERTICALES VER PLANO N°8

<b>PROYECTO IV</b> CAMPAGNARO, CAMPODONICO, KUNH, TEMPO <b>OBRA:</b> INFRAESTRUCTURA BARRIO CUMEHUE		
<b>DIRECTORES:</b> ING. CLAUDIA FORESTIERI / ING. RAÚL NAVARRO <b>PROFESOR TITULAR:</b> ING. RUBÉN LÓPEZ		
<b>PLANO:</b> PLANO EJECUTIVO - DESAGÜES PLUVIALES ACEQUIAS Y SUMIDEROS		<b>FECHA:</b> 14/02/2023 <b>ESCALA:</b> 1:1500 <b>PLANO N°</b> 07 <b>REVISIÓN</b> 02

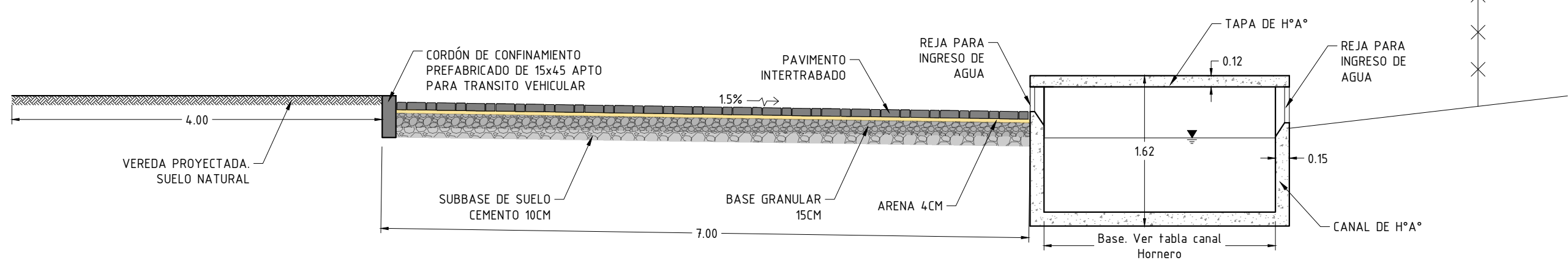
PERFIL TRANSVERSAL CALLE CALANDRIA  
ESCALA 1:50



PERFIL TÍPICO DE CALLES PERPENDICULARES A CALANDRIA  
ESCALA 1:50



PERFIL TÍPICO DE CALLE HORNERO  
ESCALA 1:50



ACEQUIA CALANDRIA			
TRAMO	y [m]	BASE [m]	LONGITUD [m]
I	0.60	1.10	190
II	0.60	1.70	100
III	0.60	2.20	200

CANAL HORNERO			
TRAMO	y [m]	BASE [m]	LONGITUD [m]
I	0.8	2.50	580
II	0.8	2.70	205
III	0.8	4.40	205

NOTA: ESTE PERFIL FUE REALIZADO SEGÚN EL PERFIL ADOPTADO EN EL PLIEGO DE LA OBRA DE CALLE PELLEGRINI EN LA LOCALIDAD DE FUNES.  
NOTA: MEDIDAS EN METROS.

PROYECTO IV  
CAMPAGNARO, CAMPODONICO, KUNH, TEMPO

OBRA: INFRAESTRUCTURA BARRIO CUMEHUE

DIRECTORES: ING. CLAUDIA FORESTIERI / ING. RAÚL NAVARRO

PROFESOR TITULAR: ING. RUBÉN LÓPEZ

PLANO: PERFILES TRANSVERSALES - DESAGÜES PLUVIALES  
PERFIL TÍPICO Y ACEQUIAS



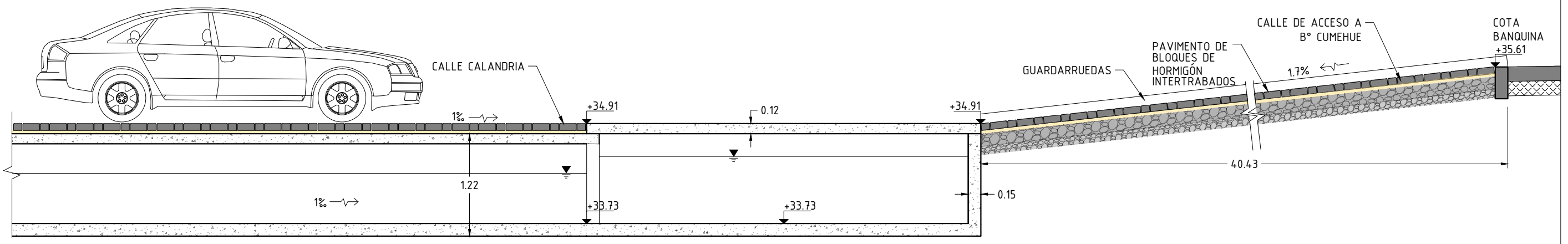
FECHA: 14/02/2023

ESCALA: 1:50

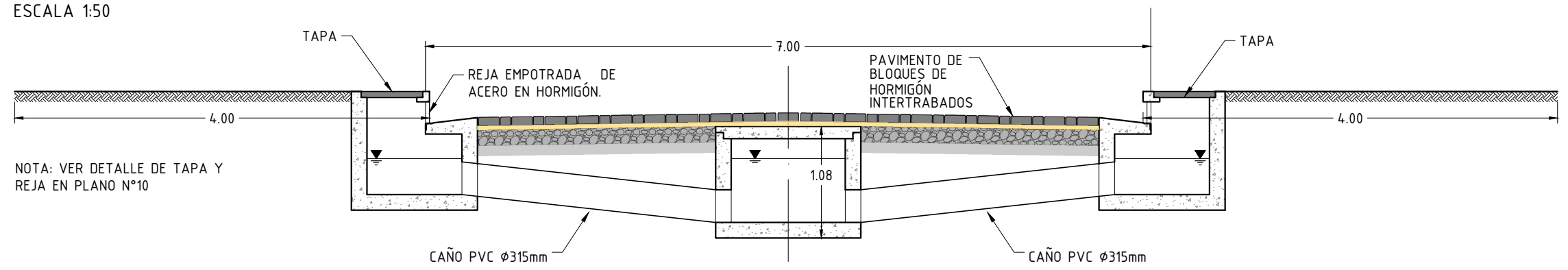
PLANO N°  
08

REVISIÓN  
03

PERFIL TÍPICO DE CALLE COLIBRÍ - TRAMO III  
ESCALA 1:50

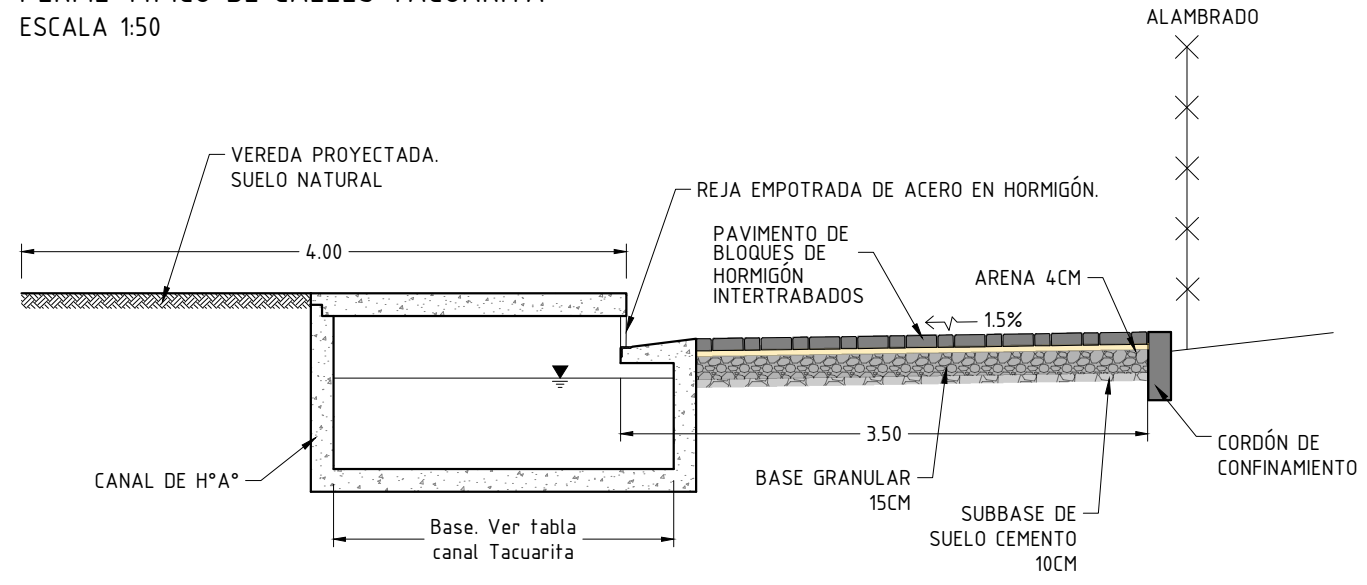


CORTE TÍPICO SUMIDEROS VERTICALES  
ESCALA 1:50



NOTA: VER DETALLE DE TAPA Y REJA EN PLANO N°10

PERFIL TÍPICO DE CALLES TACUARITA  
ESCALA 1:50



ACEQUIA TACUARITA			
TRAMO	y [m]	BASE [m]	LONGITUD [m]
I	0.60	1.00	180
II	0.60	1.50	190
III	0.60	2.05	230

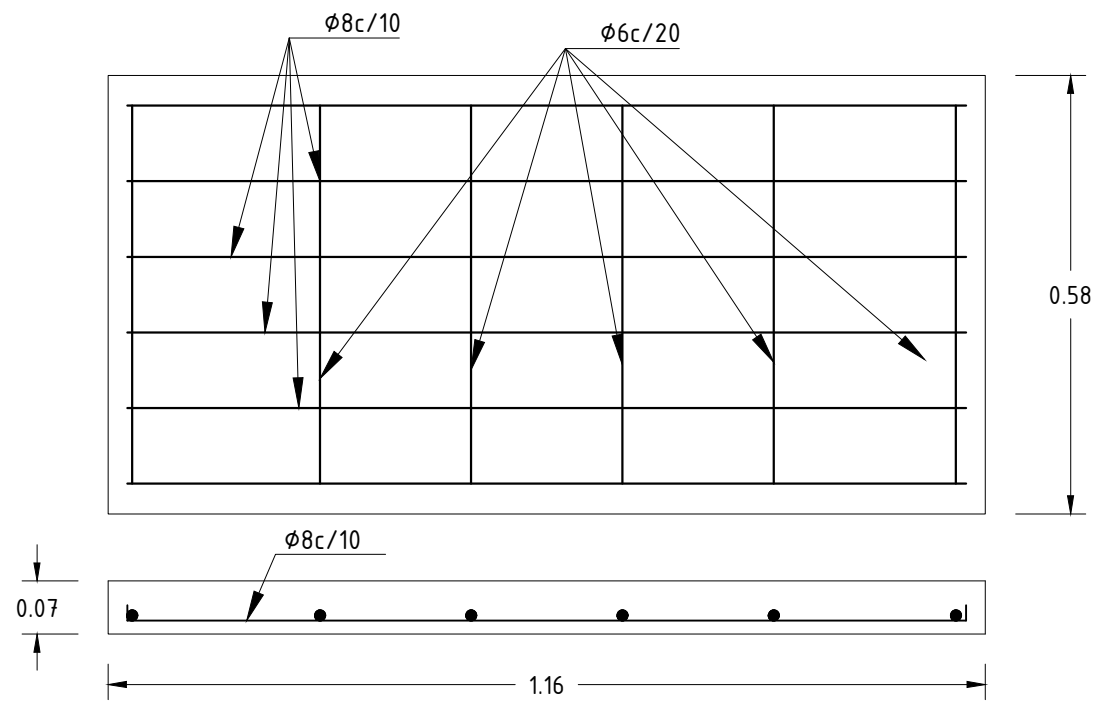
NOTA 1: MEDIDAS EN METROS.  
NOTA 2: COTAS REFERIDAS AL IGN

<b>PROYECTO IV</b> CAMPAGNARO, CAMPODONICO, KUNH, TEMPO			
OBRA: <b>INFRAESTRUCTURA BARRIO CUMEHUE</b>			
DIRECTORES: ING. CLAUDIA FORESTIERI / ING. RAÚL NAVARRO PROFESOR TITULAR: ING. RUBÉN LÓPEZ		FECHA: 14/02/2023 ESCALA: 1:50	
PLANO: <b>CORTES - DESAGÜES PLUVIALES</b> <b>PERFIL LONGITUDINAL Y SUMIDEROS</b>		PLANO N° <b>09</b>	REVISIÓN <b>01</b>

LOSETA DE H°A° H-21

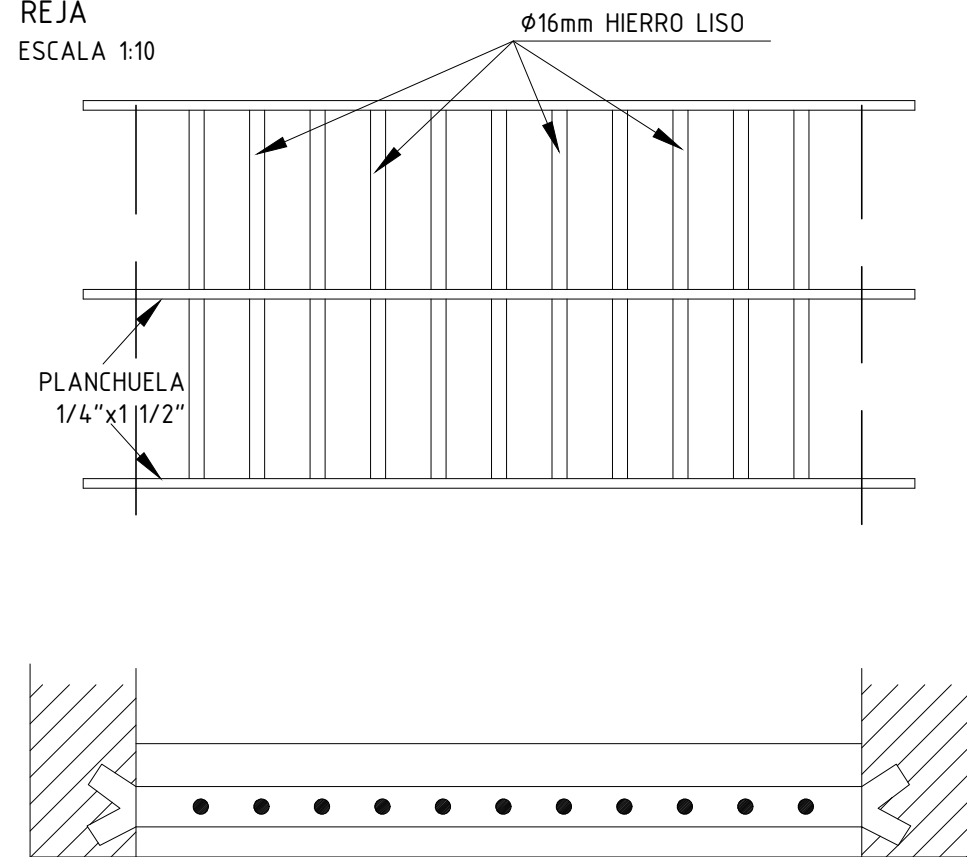
TAPA DE CÁMARA

ESCALA 1:10



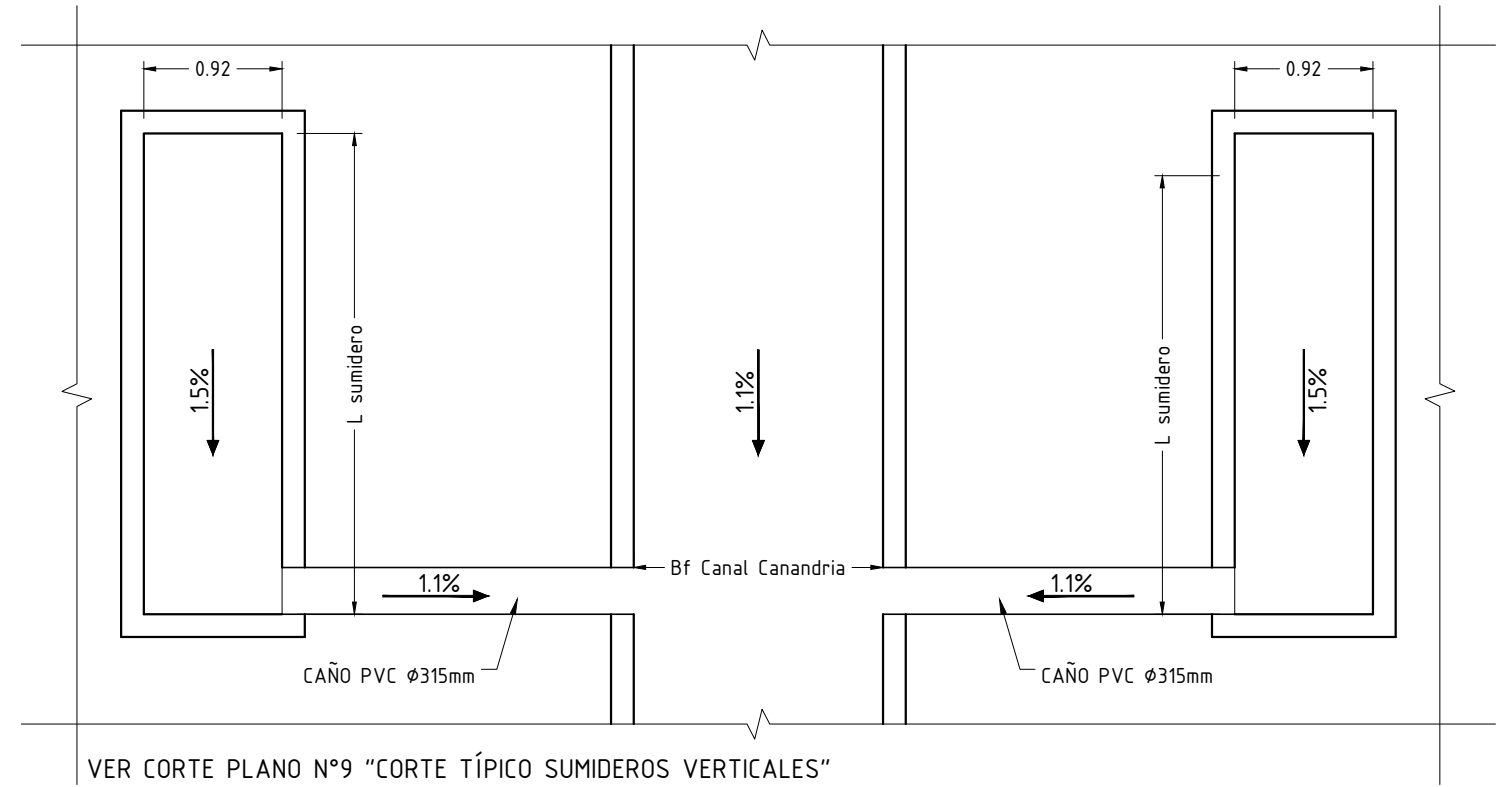
REJA

ESCALA 1:10

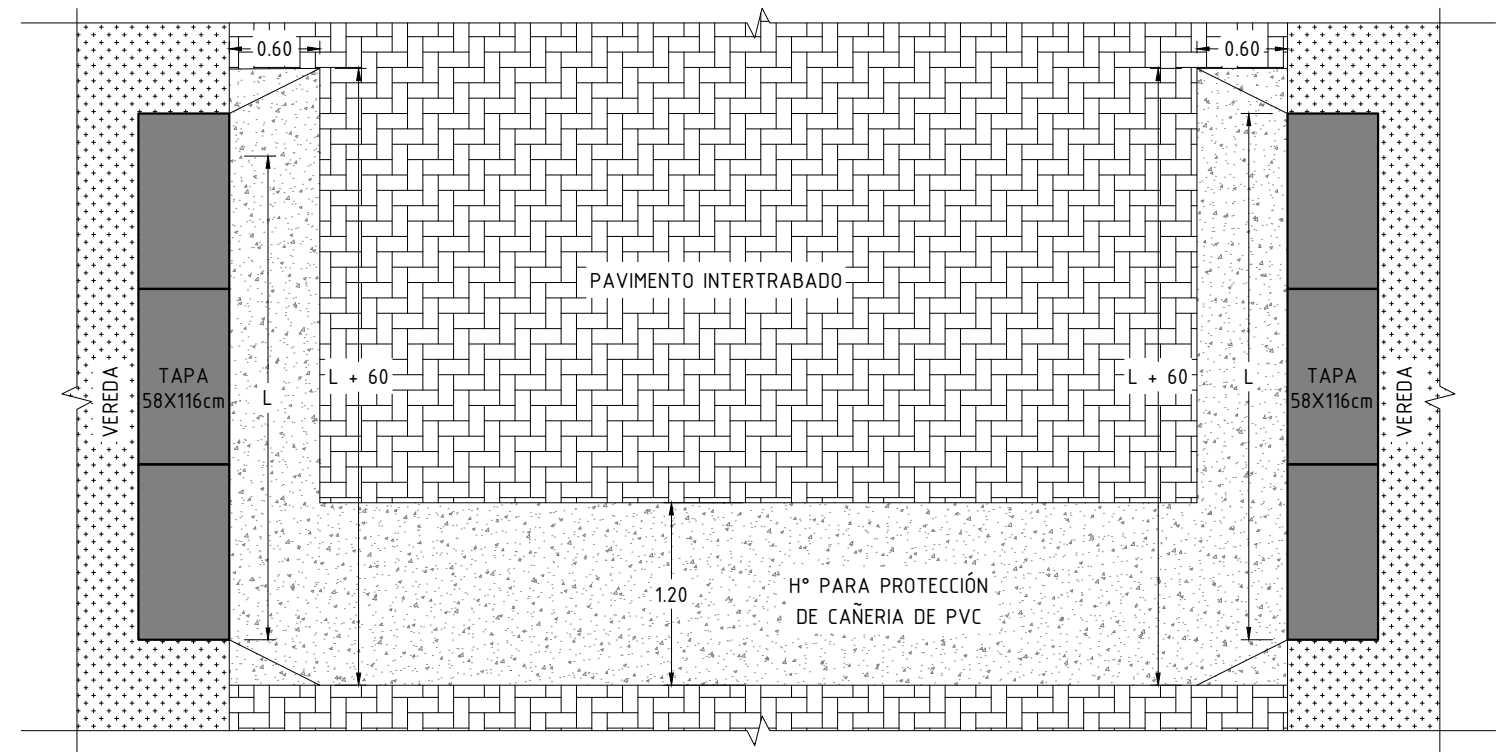


NOTA 1: ESTE DETALLE CORRESPONDE AL PLANO TIPO P†-109M2 DE LA MUNICIPALIDAD DE ROSARIO  
 NOTA 2: CALIDAD DE ACERO CONFORMADO Y LISO ADN420S  
 NOTA 3: MEDIDAS EN METROS

PLATA DETALLE TÍPICO BAJO NIVEL DE CALLE  
 ESCALA 1:50



PLATA DETALLE TÍPICO SUPERIOR  
 ESCALA 1:50



PROYECTO IV

CAMPAGNARO, CAMPODONICO, KUNH, TEMPO

OBRA: INFRAESTRUCTURA BARRIO CUMEHUE

DIRECTORES: ING. CLAUDIA FORESTIERI / ING. RAÚL NAVARRO

PROFESOR TITULAR: ING. RUBÉN LÓPEZ

PLANO: SUMIDROS Y DETALLES - DESAGÜES PLUVIALES

VISTA SUPERIOR SUMIDROS Y DETALLES



FECHA: 14/02/2023

ESCALA: INDICADAS

PLANO N°

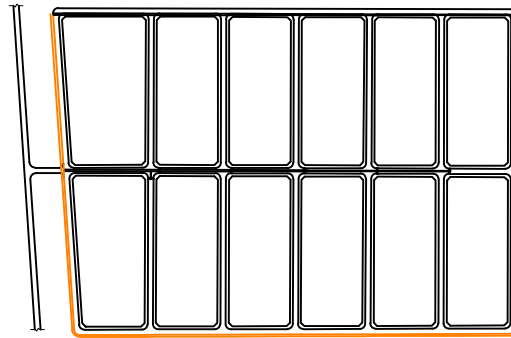
10

REVISIÓN

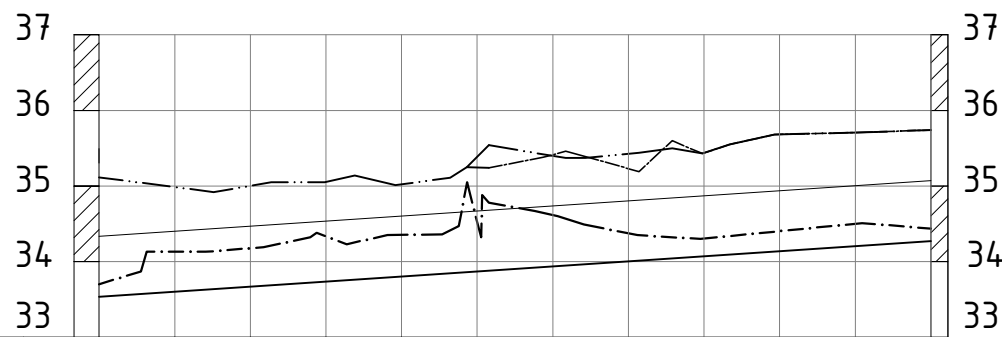
01

PERFIL LONGITUDINAL DE CANAL PARALELO A CALLE HORNERO y COLIBRÍ  
 ESCALAS: VERTICAL 1:100 - HORIZONTAL 1:10000


REFERENCIAS:



- TERRENO NATURAL MARGEN IZQ.
- TERRENO NATURAL MARGEN DER.
- FONDO
- RASANTE PROYECTADA
- TIRANTE UNIFORME (Y<sub>u</sub>)

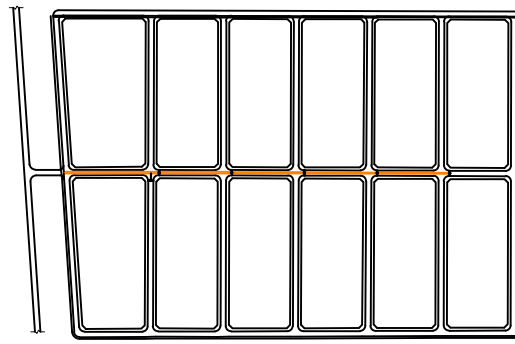


PROGRESIVAS (m)	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100
COTAS TN MARGEN IZQUIERDA (m)	35.11	34.99	35.00	35.05	35.02	35.24	35.41	35.23	35.44	35.68	35.70	35.74
COTAS TN MARGEN DERECHA (m)	35.11	34.99	35.00	35.05	35.02	35.38	35.40	35.43	35.44	35.68	35.70	35.74
COTAS FONDO (m)	33.70	34.13	34.18	34.33	34.35	34.52	34.62	34.37	34.30	34.40	34.50	34.44
COTAS PROYECT. RASANTE	33.54	33.60	33.67	33.74	33.80	33.87	33.94	34.00	34.07	34.14	34.21	34.27
Q(m <sup>3</sup> /s)	3.99		2.21		2.00							
PTE. LONG. PROJ. I	I=0.00067											
Bf(m)	4.40		2.70		2.50							
y(m)			0.8									
V(m/s)	1.13		1.02		1.00							

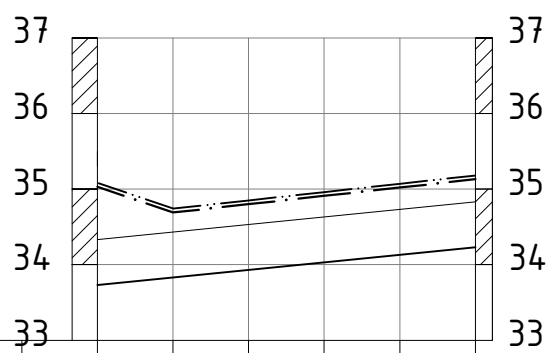
<b>PROYECTO IV</b> CAMPAGNARO, CAMPODONICO, KUNH, TEMPO			
OBRA: INFRAESTRUCTURA BARRIO CUMEHUE			
DIRECTOR: ING. CLAUDIA FORESTIERI PROFESOR TITULAR: ING. RUBÉN LÓPEZ		FECHA: 14/02/2023 ESCALA: INDICADAS	
PLANO: CANAL HORNERO - DESAGÜES PLUVIALES PERFIL LONGITUDINAL		PLANO N° <b>11</b>	REVISIÓN <b>02</b>

PERFIL LONGITUDINAL ACEQUIA POR DEBAJO DE CALLE CALANDRIA  
 ESCALAS: VERTICAL 1:100 - HORIZONTAL 1:10000

REFERENCIAS:



- COTAS PAVIMENTO
- - - COTAS CORDÓN
- COTAS PROYECTADA FONDO ACEQUIA
- TIRANTE UNIFORME (Yu)

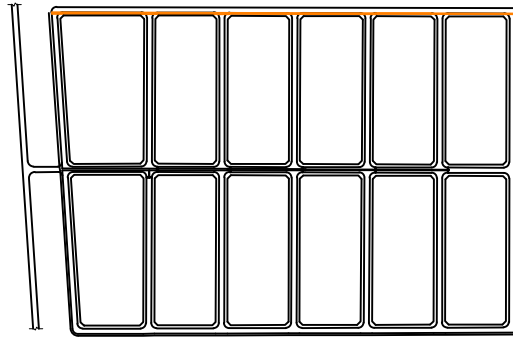


PROGRESIVAS (m)	0	100	200	300	400	500
COTAS PAV (m)	35.08	34.74	34.85	34.96	35.07	35.18
COTAS CORDÓN PROY. (m)	35.03	34.69	34.80	34.91	35.02	35.13
COTAS PROYECT. F. ACEQUIA (m)	33.73	33.83	33.93	34.03	34.13	34.23
Q(m <sup>3</sup> /s)	1.75	1.25	0.61			
PTE. LONG. I	0.001					
Bf(m)	2.20	1.70	1.10			
y(m)	0.60					
V(m/s)	1.17	1.09	0.95			

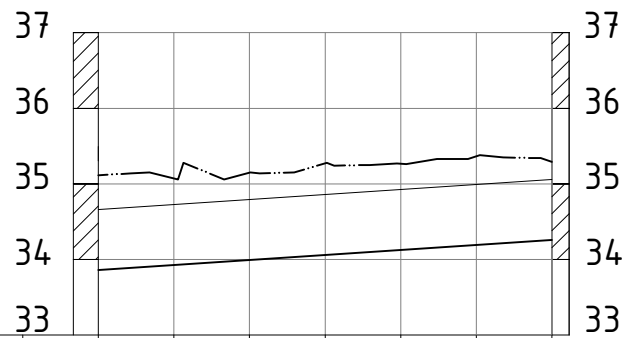
<b>PROYECTO IV</b> CAMPAGNARO, CAMPODONICO, KUNH, TEMPO			
OBRA: INFRAESTRUCTURA BARRIO CUMEHUE			
DIRECTOR: ING. CLAUDIA FORESTIERI PROFESOR TITULAR: ING. RUBÉN LÓPEZ		FECHA: 14/02/2023 ESCALA: INDICADAS	
PLANO: ACEQUIA CALANDRIA - DESAGÜES PLUVIALES PERFIL LONGITUDINAL		PLANO N° <b>12</b>	REVISIÓN <b>02</b>

PERFIL LONGITUDINAL DE CANAL PARALELO A CALLE TACUARITA  
 ESCALAS: VERTICAL 1:100 - HORIZONTAL 1:10000


REFERENCIAS:

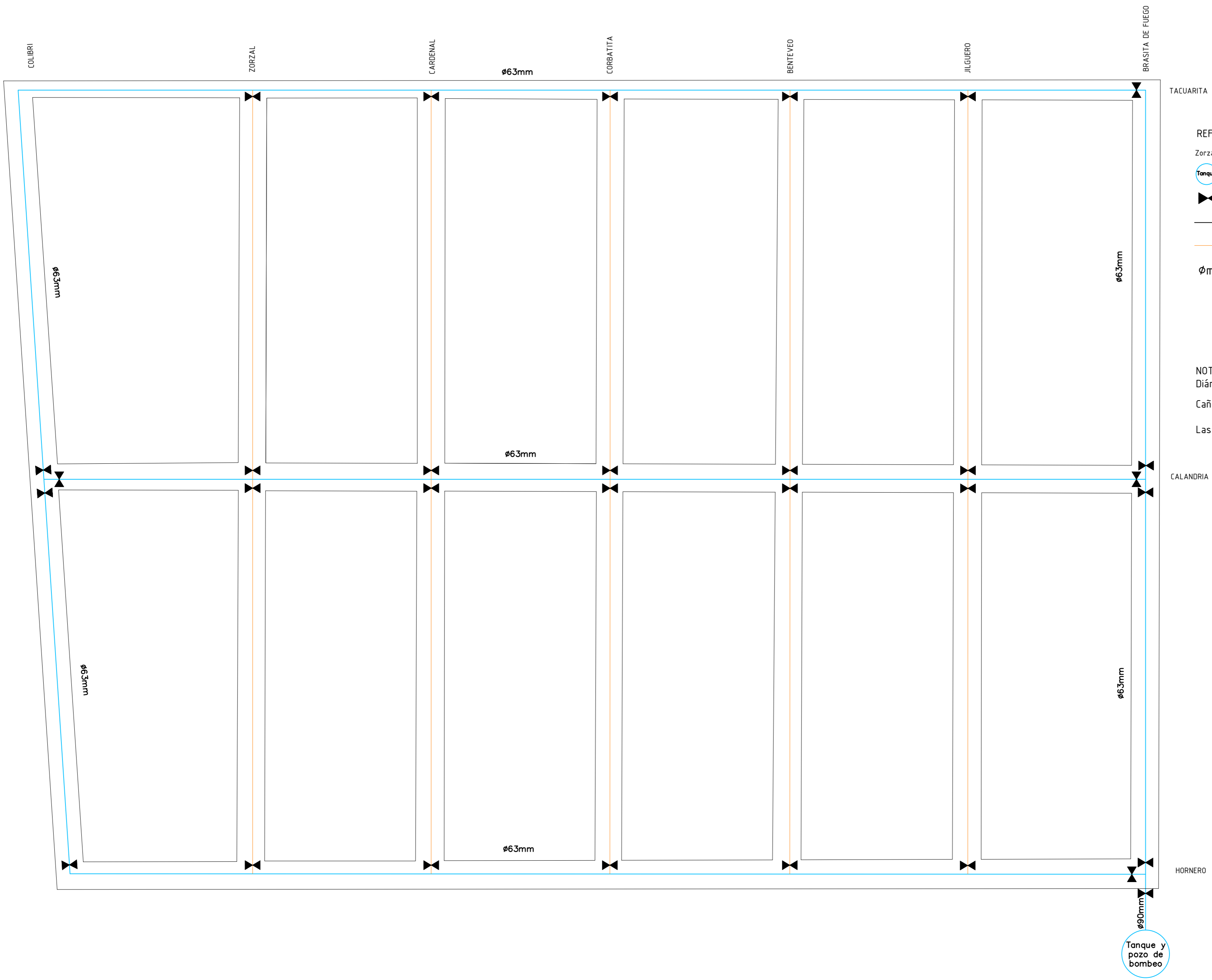


- TERRENO NATURAL
- . - . FONDO
- RASANTE PROYECTADA
- TIRANTE UNIFORME (Y<sub>u</sub>)



PROGRESIVAS (m)	0	100	200	300	400	500	600
COTAS TN (m)	35.11	35.07	35.15	35.27	35.27	35.36	35.29
COTAS PROYECT. RASANTE	33.86	33.93	33.99	34.06	34.13	34.19	34.26
Q(m <sup>3</sup> /s)	1.42		0.96		0.56		
PTE. LONG. I	0.0011						
Bf(m)	1.42		1.50		1.00		
y(m)			0.60				
V(m/s)	1.16		1.06		0.93		

<b>PROYECTO IV</b> CAMPAGNARO, CAMPODONICO, KUNH, TEMPO			
OBRA: INFRAESTRUCTURA BARRIO CUMEHUE			
DIRECTOR: ING. CLAUDIA FORESTIERI PROFESOR TITULAR: ING. RUBÉN LÓPEZ		FECHA: 14/02/2023 ESCALA: INDICADAS	
PLANO: ACEQUIA TACUARITA - DESAGÜES PLUVIALES PERFIL LONGITUDINAL		PLANO N° <b>13</b>	REVISIÓN <b>02</b>



**REFERENCIAS**

Zorzal Nombre de calle

Tanque de alimentación

Válvula de cierre

Red primaria

Red secundaria

$\phi$ mm Diámetros comerciales adoptados

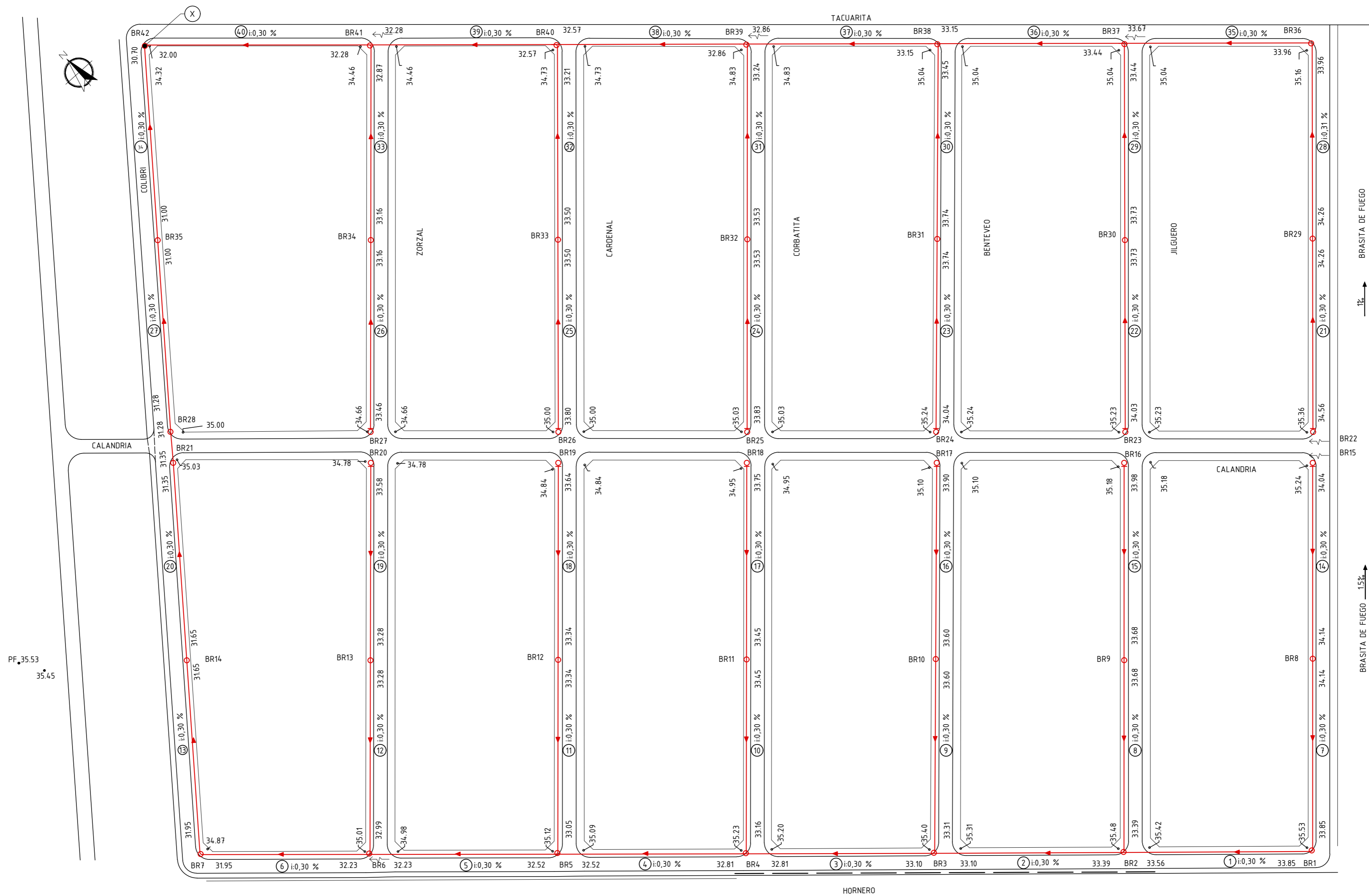
**NOTAS:**

Diámetros obtenidos mediante EPANET

Cañerías: PVC CLASE 6

Las cañerías sin indicación son PVC CLASE 6 Ø63

<b>PROYECTO IV</b> CAMPAGNARO, CAMPODONICO, KUNH, TEMPO		
OBRA: INFRAESTRUCTURA BARRIO CUMEHUE		
DIRECTORES: ING. CLAUDIA FORESTIERI / ING. RAÚL NAVARRO	FECHA: 14/02/2023	PLANO N° <b>04</b>
PROFESOR TITULAR: ING. RUBÉN LÓPEZ	ESCALA: 1:1500	
PLANO: PROYECTO DE PAVIMENTO PENDIENTES Y COTAS DE CUNETA PROYECTADAS		



**COMENTARIOS:**

SI LLEGADO EL CASO NO DIERAN LAS COTAS PARA LLEGAR A LA ESTACION ELEVADORA EXISTENTE, SE PODRIA LLEGAR A PLANEAR UNA CAÑERIA POR CADA VEREDA EN JILGUERO PARA REDUCIR LAS TAPADAS.

OTRA ALTERNATIVA PUEDE SER PLANEAR DOBLE COLECTORA POR CALLE CALANDRIA ASI SE RESPETARIA EL SENTIDO DE ESCURRIMIENTO SEGUN PAVIMENTO.

**CONSIDERACIONES**

- DISTANCIA MÁXIMA ENTRE BR: 150m
- TAPADA MÍNIMA: 1,20m
- ANCHO DE ZANJA: 0,45m
- PENDIENTE MÍNIMA: 3 por mil (0,003)
- COTAS IGM
- CAÑERÍAS DE PVC 160mm

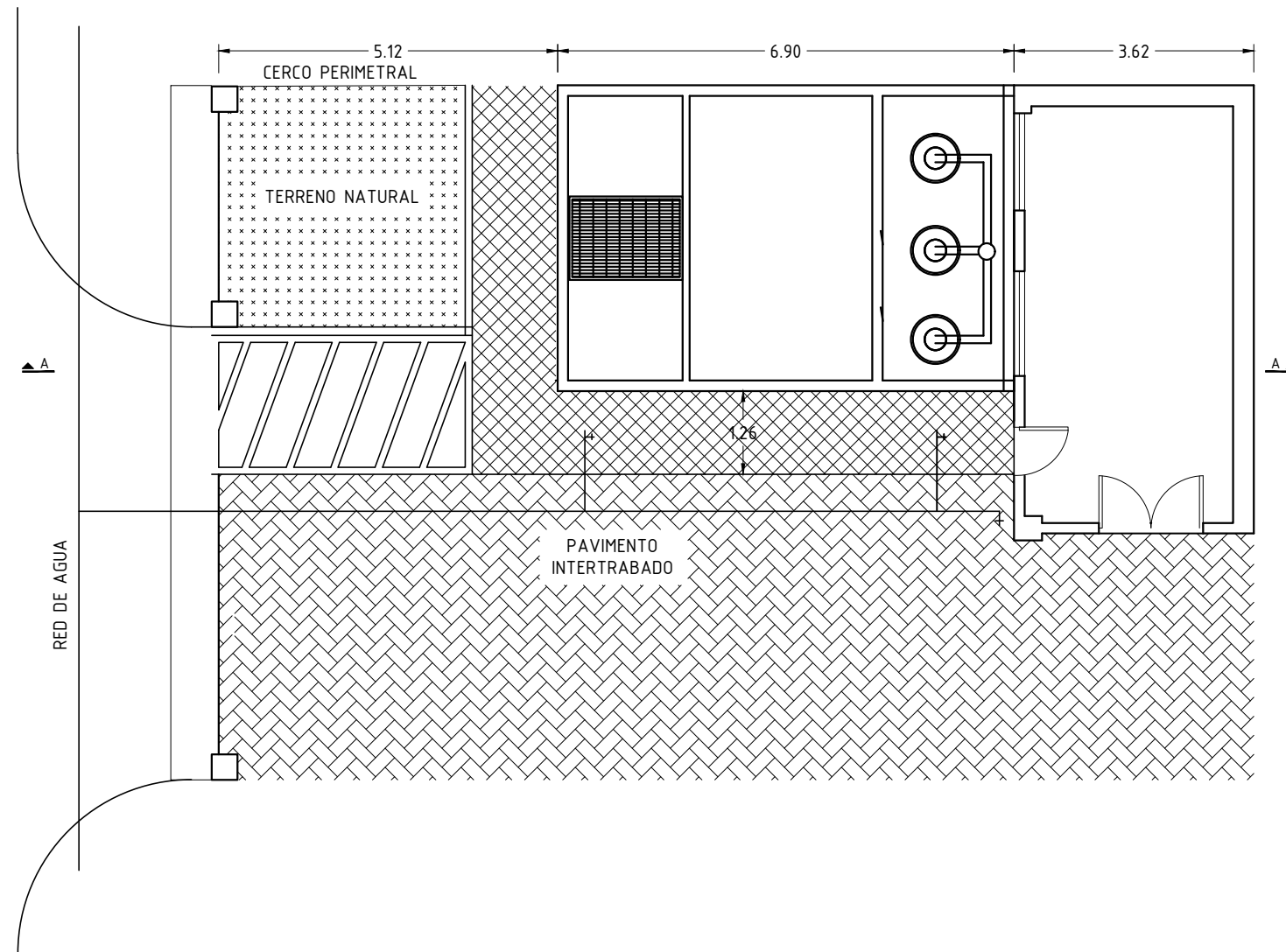
**REFERENCIAS**

- 1 NUMERACIÓN DE TRAMOS
- SENTIDO DE ESCURRIMIENTO DE LOS LÍQUIDOS CLOACALES
- BOCA DE REGISTRO

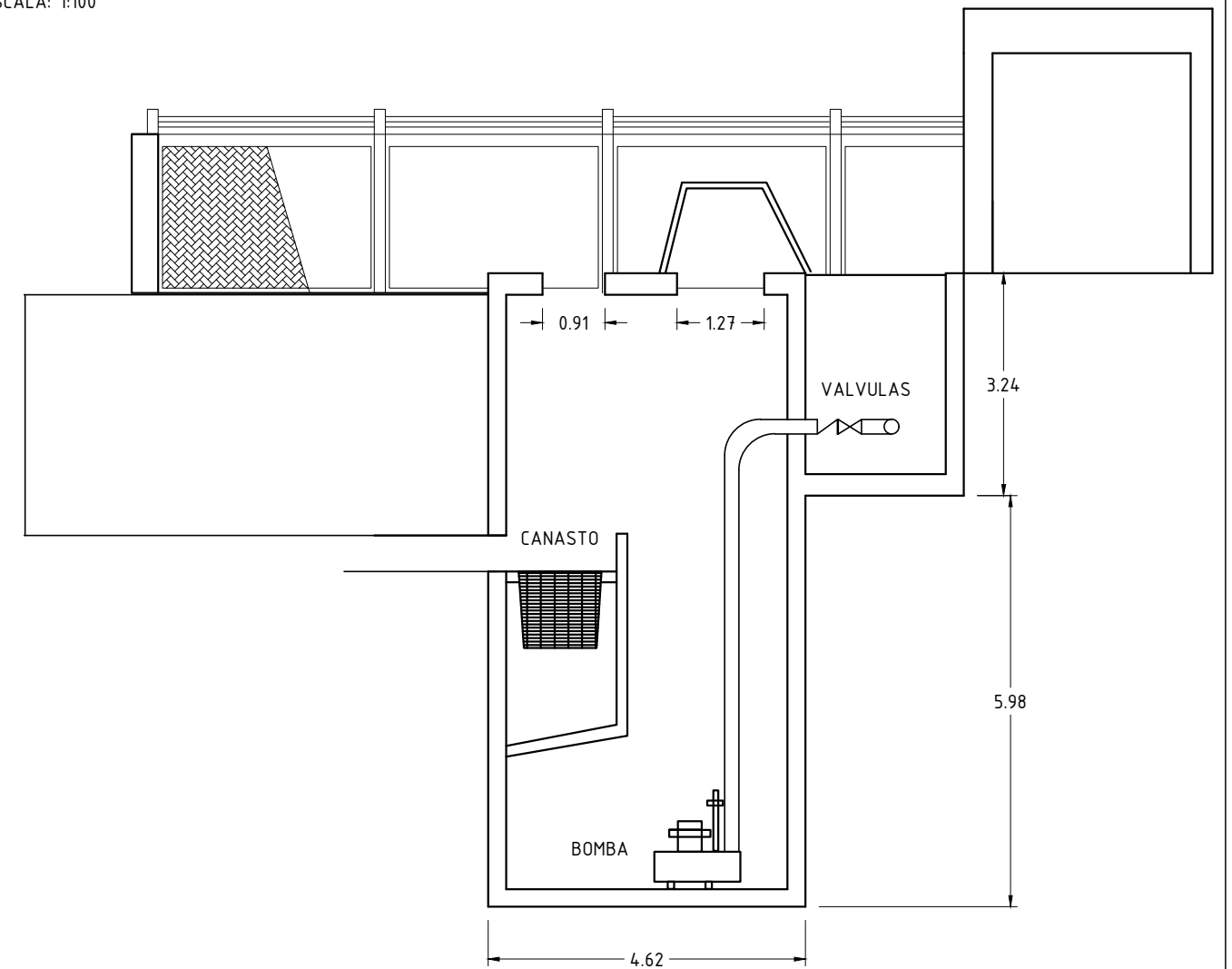
X - PUNTO DE VUELCO PROYECTADO. SE PROPONE CONECTAR A RED EXISTENTE DE CAMPO SALLES.

<b>PROYECTO IV</b> CAMPAGNARO, CAMPODONICO, KUNH, TEMPO			
OBRA: <b>INFRAESTRUCTURA BARRIO CUMEHUE</b>		FECHA: 14/02/2023	
DIRECTOR: ING. CLAUDIA FORESTIERI PROFESOR TITULAR: ING. RUBÉN LÓPEZ		ESCALA: 1:1500	
PLANO: RED CLOACAL TRAZADO DE RED TENTATIVA		PLANO N° <b>15</b>	REVISIÓN <b>01</b>

**PLANTA ESTACIÓN ELEVADORA**  
ESCALA: 1:100



**CORTE A-A**  
ESCALA: 1:100



NOTA: ESTE PLANO PERTENECE A LA ESTACIÓN ELEVADORA DE CAMPO SALLES. SE RECOMIENDAN SUS LINEAMIENTOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTACIÓN PROYECTADA PARA BARRIO CUMEHUE. ESTA INFORMACIÓN FUE BRINDADA POR LA SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS DE LA CUIDAD DE SAN NICOLÁS DE LOS ARROYOS.

**PROYECTO IV**  
CAMPAGNARO, CAMPODONICO, KUNH, TEMPO

OBRA: **INFRAESTRUCTURA BARRIO CUMEHUE**

DIRECTORES: ING. CLAUDIA FORESTIERI / ING. RAÚL NAVARRO

PROFESOR TITULAR: ING. RUBÉN LÓPEZ

PLANO: **ESTACIÓN ELEVADORA - DISEÑO ESQUEMATICO**  
**PLANTA Y CORTE**



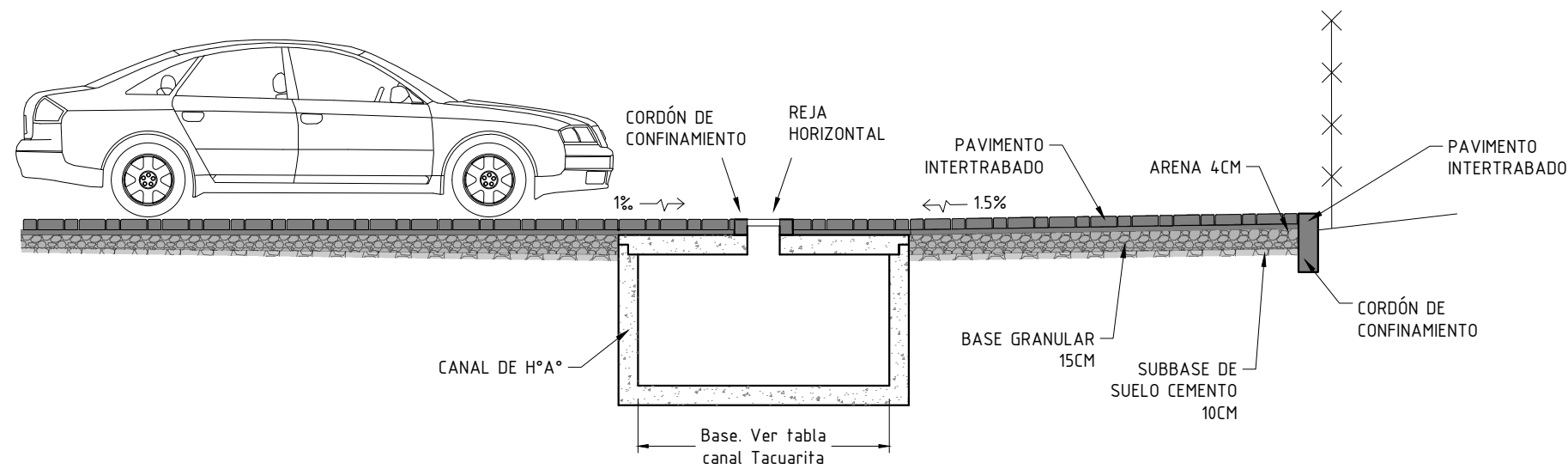
FECHA: 14/02/2023

ESCALA: INDICADAS

PLANO N°  
**16**

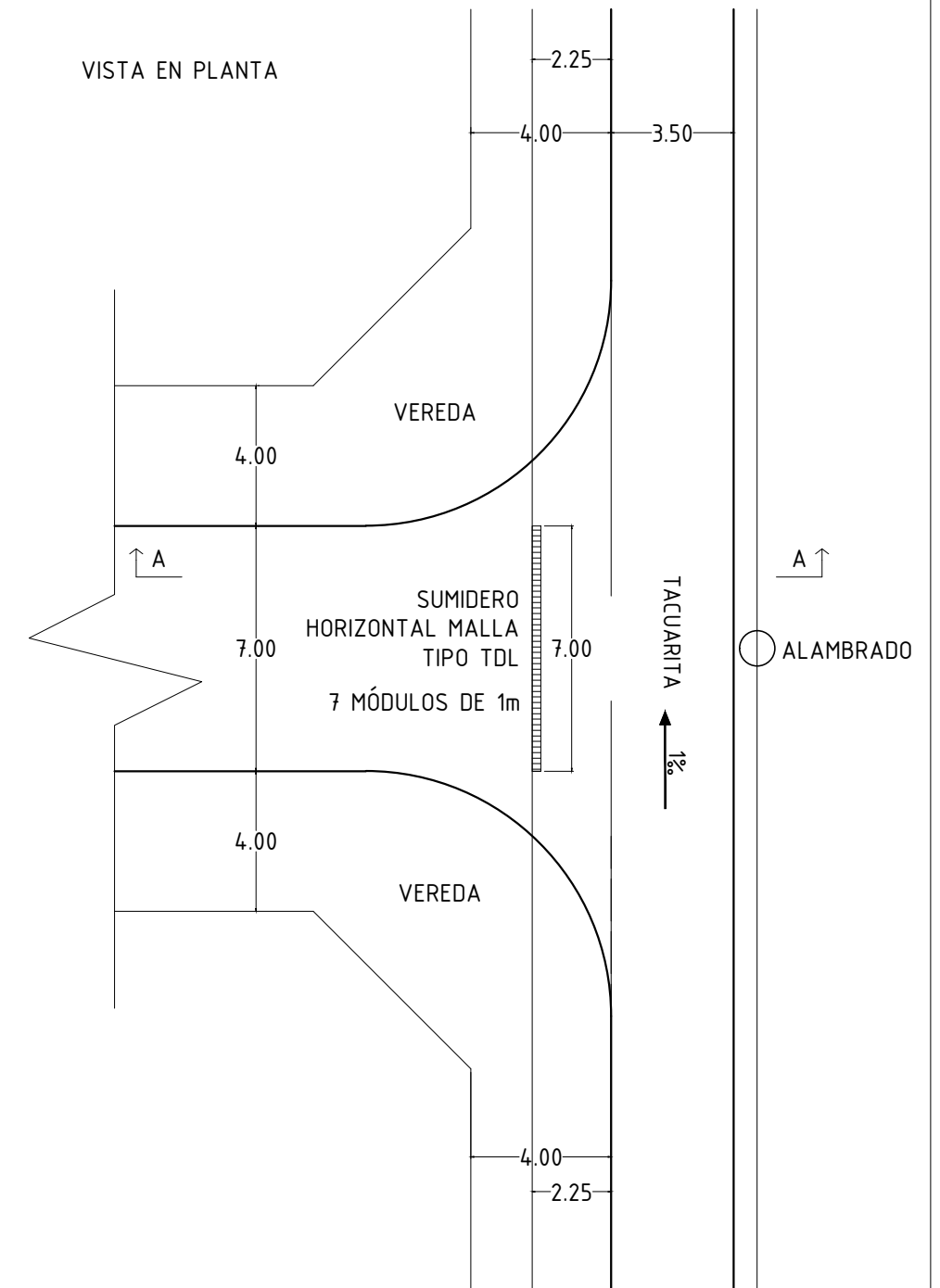
REVISIÓN  
**02**

CORTE A-A



ESCALA 1:50

VISTA EN PLANTA



ESCALA 1:200

PROYECTO IV  
CAMPAGNARO, CAMPODONICO, KUNH, TEMPO

OBRA: INFRAESTRUCTURA BARRIO CUMEHUE

DIRECTORES: ING. CLAUDIA FORESTIERI / ING. RAÚL NAVARRO

PROFESOR TITULAR: ING. RUBÉN LÓPEZ

PLANO: SUMIDERO HORIZONTAL - DESAGÜES PLUVIALES  
PLANTA Y CORTE



FECHA: 14/02/2023

ESCALA: INDICADAS

PLANO N°  
17

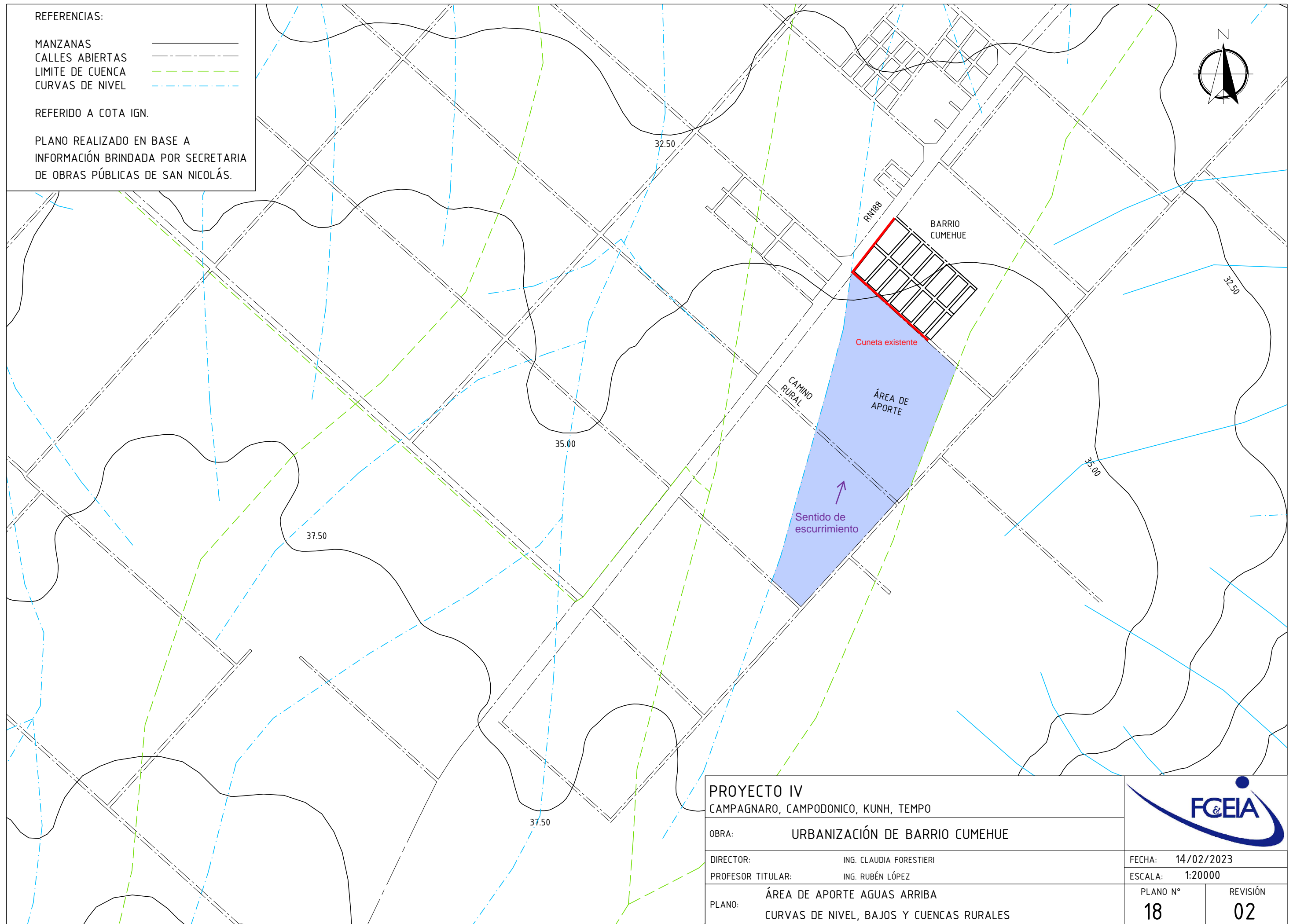
REVISIÓN  
02

REFERENCIAS:

- MANZANAS
- CALLES ABIERTAS
- LIMITE DE CUENCA
- CURVAS DE NIVEL

REFERIDO A COTA IGN.

PLANO REALIZADO EN BASE A  
INFORMACIÓN BRINDADA POR SECRETARIA  
DE OBRAS PÚBLICAS DE SAN NICOLÁS.



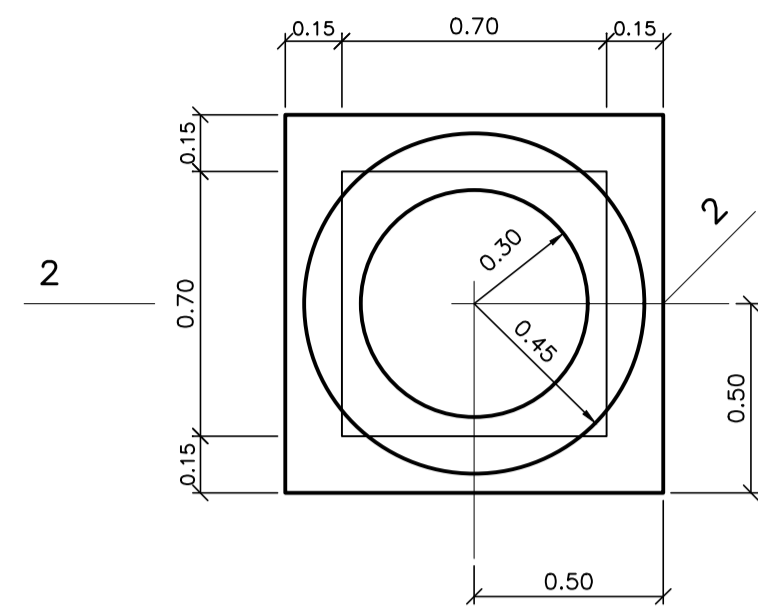
<b>PROYECTO IV</b>	
CAMPAGNARO, CAMPODONICO, KUNH, TEMPO	
OBRA:	URBANIZACIÓN DE BARRIO CUMEHUE
DIRECTOR:	ING. CLAUDIA FORESTIERI
PROFESOR TITULAR:	ING. RUBÉN LÓPEZ
PLANO:	ÁREA DE APORTE AGUAS ARRIBA CURVAS DE NIVEL, BAJOS Y CUENCAS RURALES

FECHA:	14/02/2023
ESCALA:	1:20000
PLANO N°	REVISIÓN
<b>18</b>	<b>02</b>

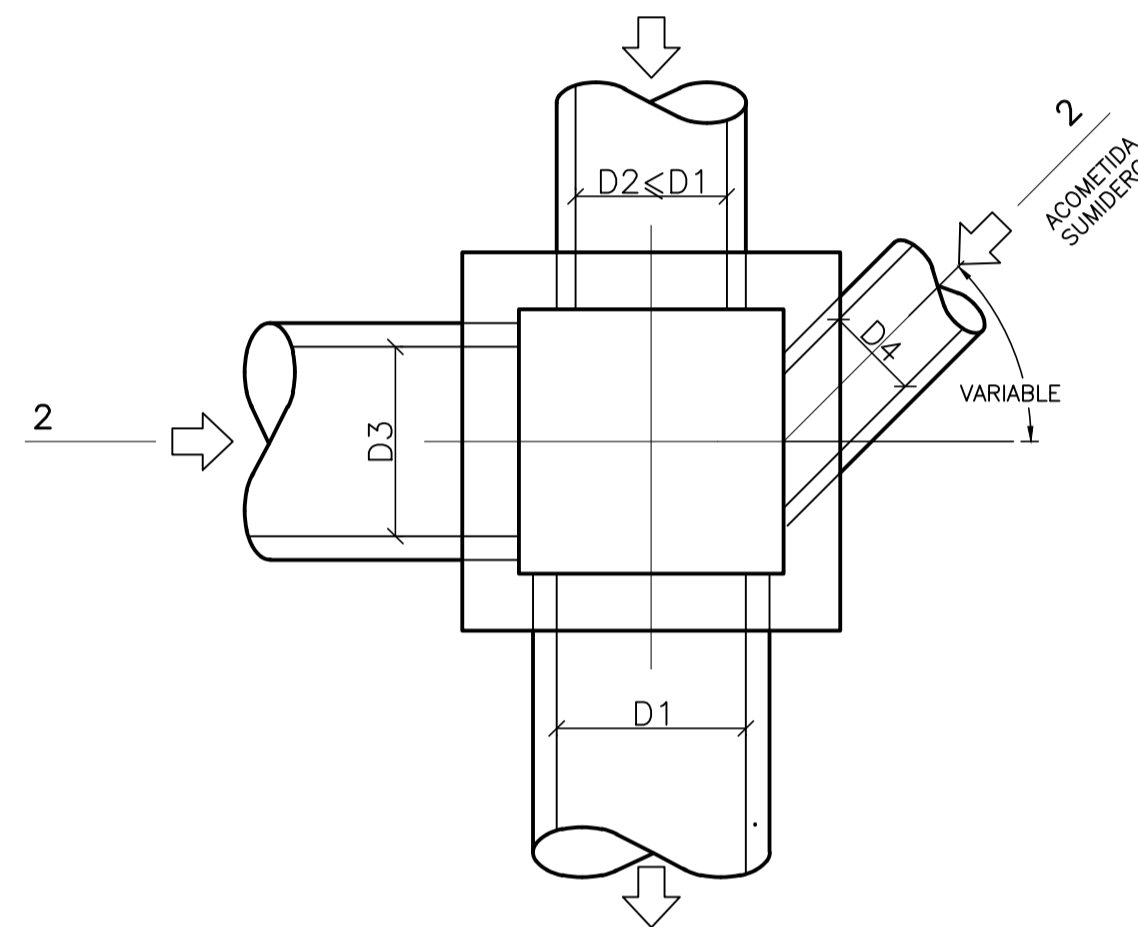
CAMARA PARA LIMPIEZA EN VEREDA  
DE 0.70m x 0.70m – Hmax=1.65m

ESCALA 1:20

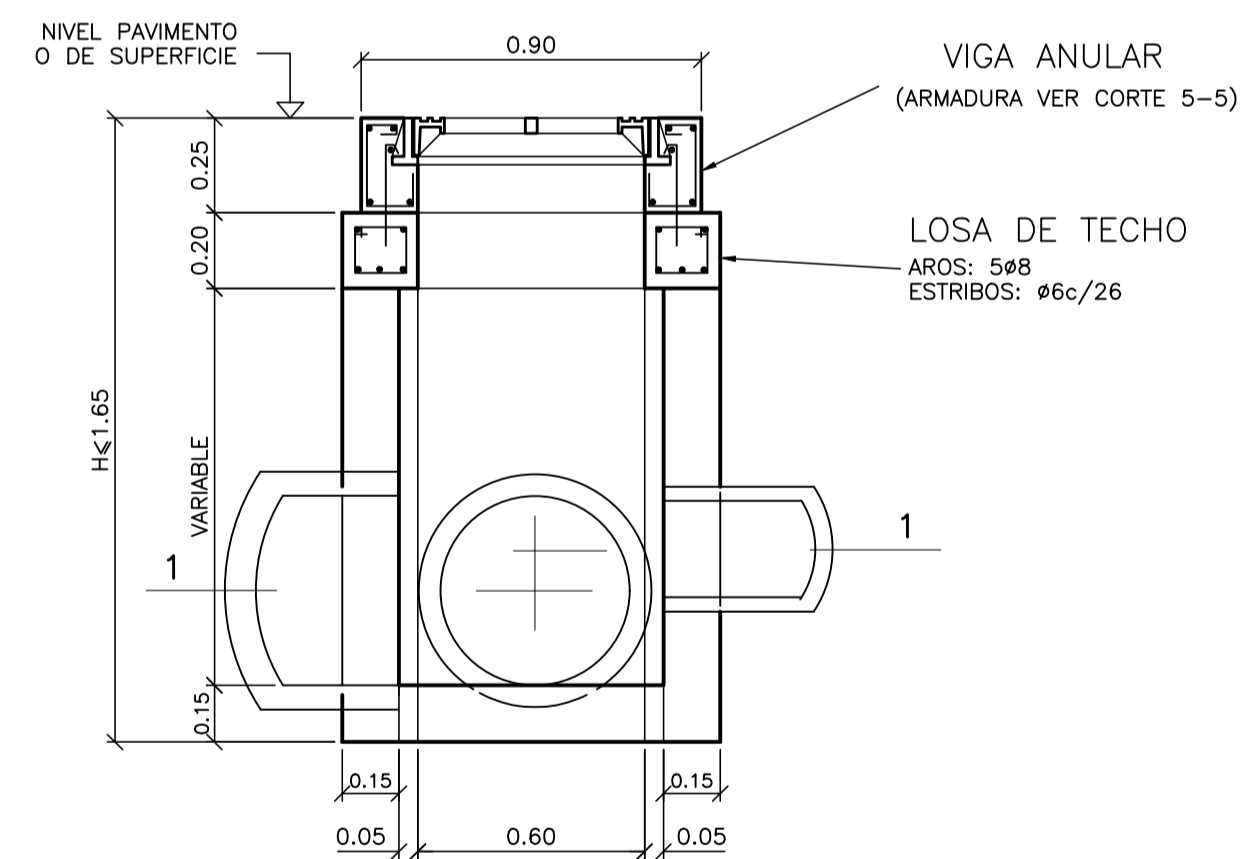
PLANTA



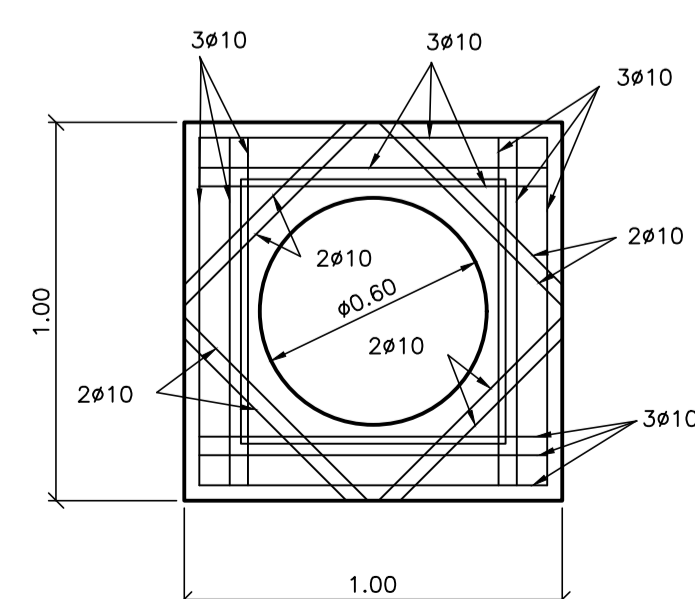
CORTE 1-1



CORTE 2-2



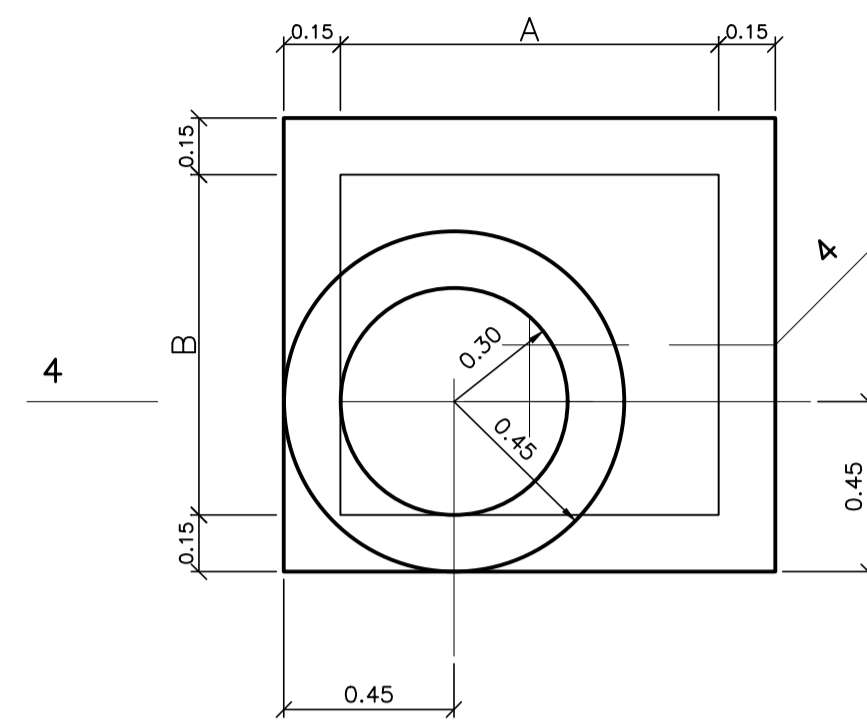
LOSA DE TECHO  
(MALLA INFERIOR)



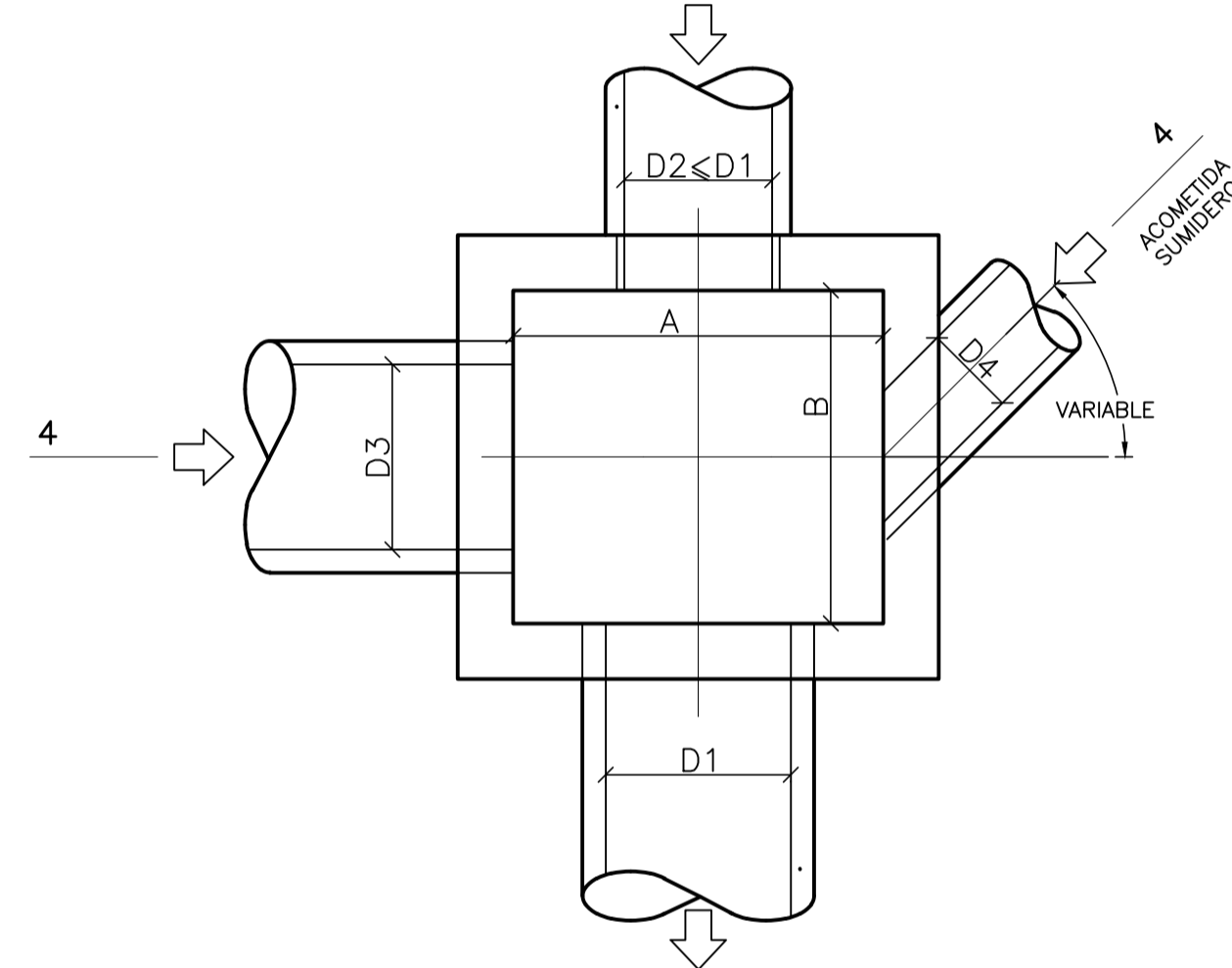
CAMARA PARA LIMPIEZA DE  
1.00m x 0.90m A 1.20m x 1.10m

ESCALA 1:20

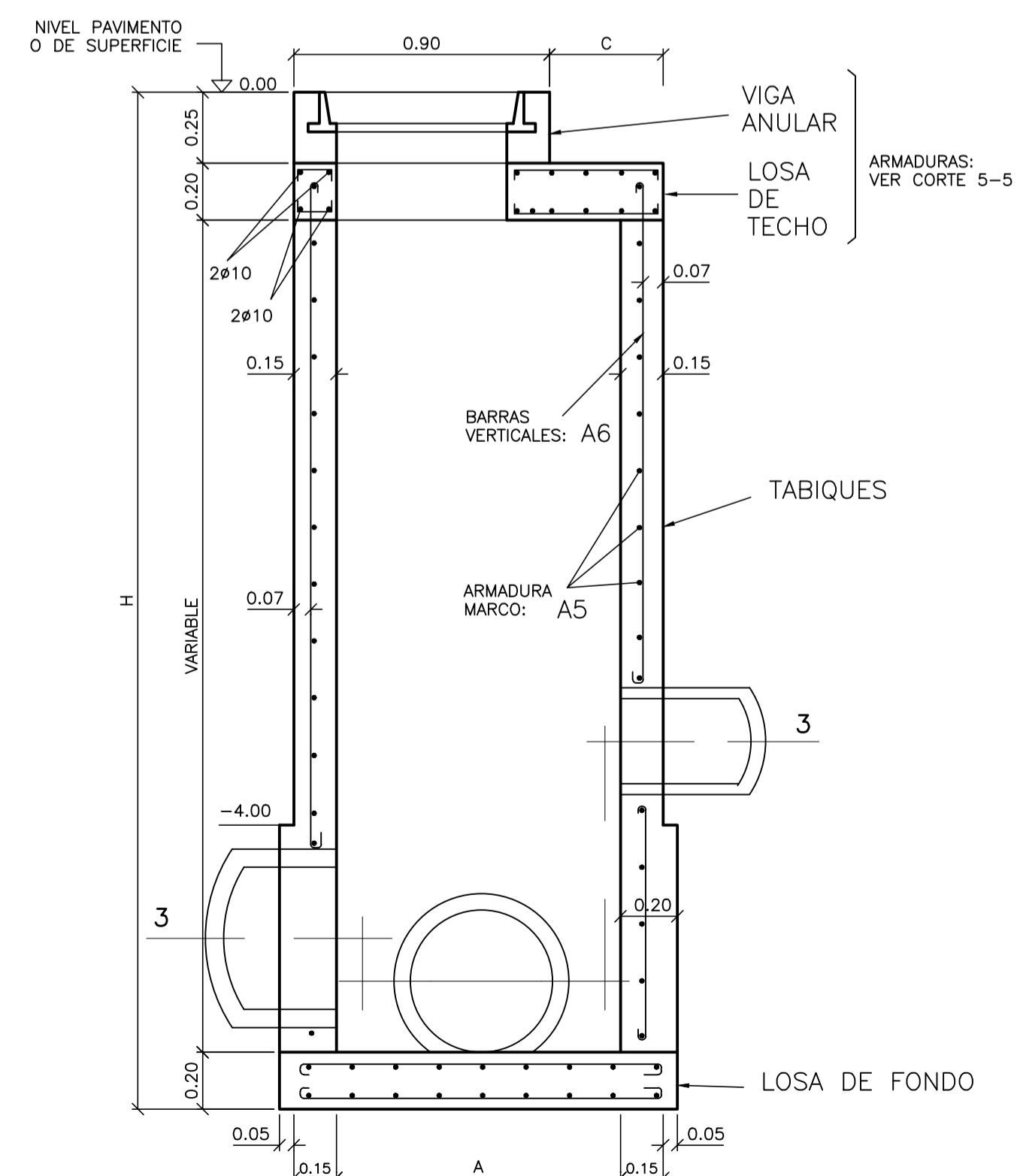
PLANTA



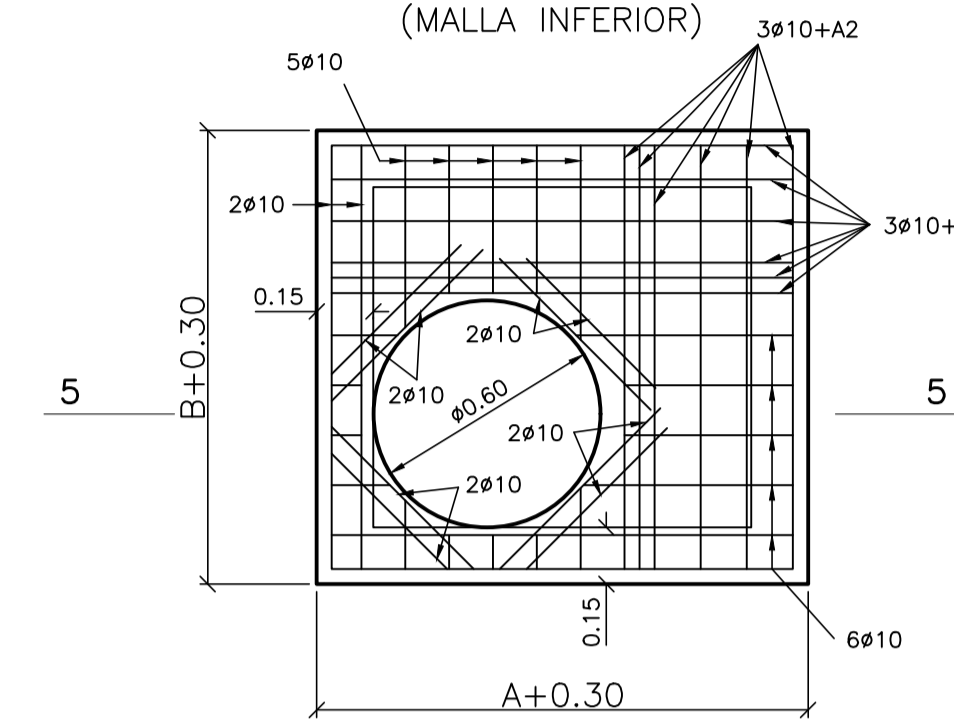
CORTE 3-3



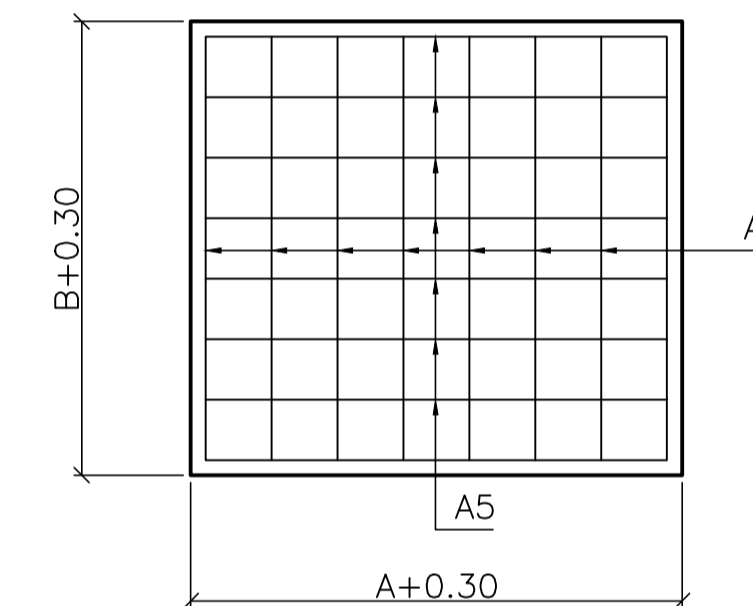
CORTE 4-4



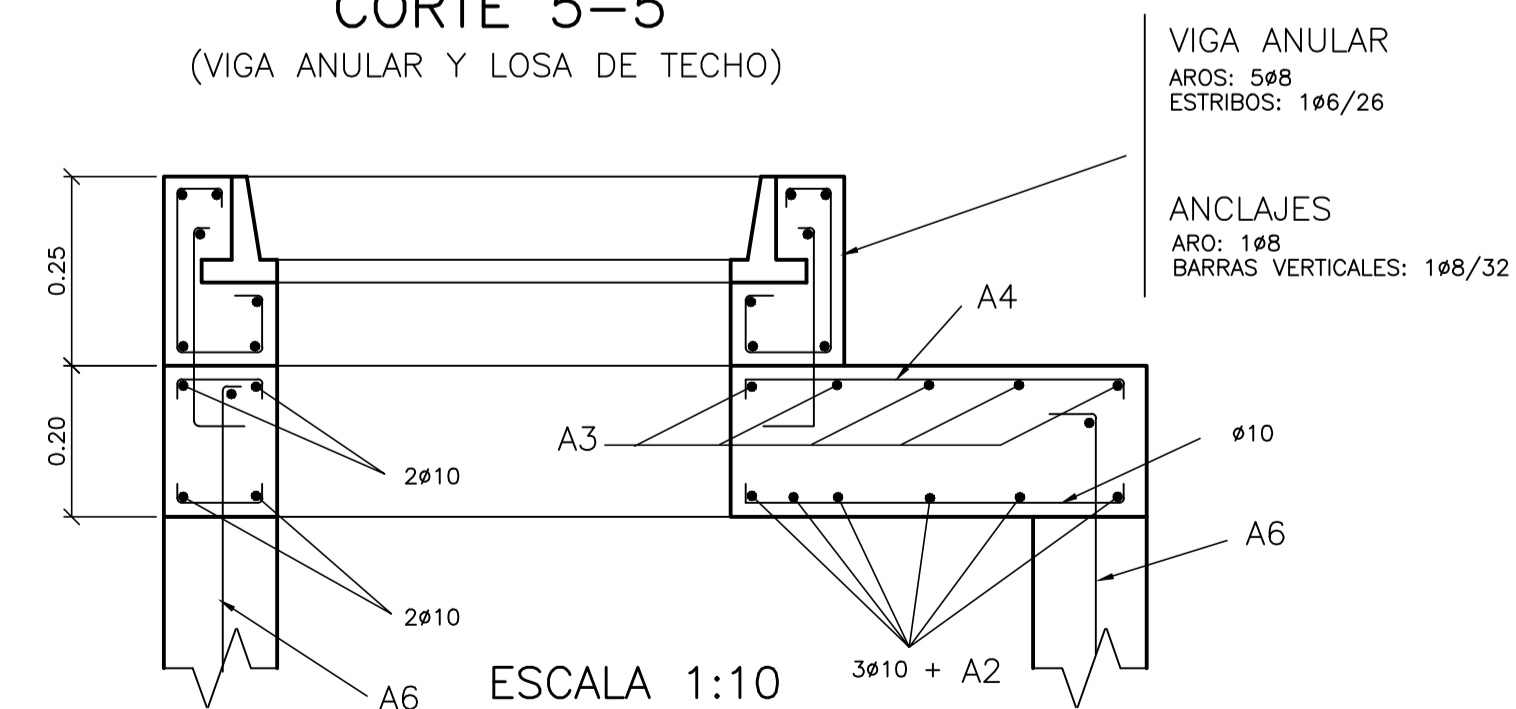
LOSA DE TECHO  
(MALLA INFERIOR)



LOSA DE FONDO  
(MALLAS INFERIOR Y SUPERIOR)



CORTE 5-5  
(VIGA ANULAR Y LOSA DE TECHO)



NOTAS

- \* LAS MEDIDAS LINEALES SE EXPRESAN EN METROS
- \* LA CAMARA DE 0.70m x 0.70m, SE EMPLEARA SOLAMENTE PARA PROFUNDIDADES "H" MENORES DE 1.65m
- \* LOS RECUBRIMIENTOS DE ARMADURA, QUE NO SE INDICAN, SERAN DE 0.03m
- \* EL HORMIGON A EMPLEAR SERA H-21 Y EL ACERO EN BARRAS ADN-420 O ADM-420
- \* EL MARCO Y LA TAPA DE ACCESO SE AJUSTARAN AL DISEÑO DEL PLANO PT-148 Y/O ESPECIFICACIONES TECNICAS
- \* LA MALLA SUPERIOR DE LA LOSA DE FONDO, CORRESPONDIENTE A CAMARAS DE DIMENSIONES INTERNAS MAYORES A 0.70m x 0.70m, SE COLOCARA SOLAMENTE PARA PROFUNDIDADES H > 4.00m


DIMENSIONES CAMARAS

A (m)	B (m)	C (m)	D1 (m)	D2 (m)	D3 (m)	D4 (m)
0.70	0.70	VER CORTE 2-2	MAX: 0.50	≤ D1	MAX: 0.50	MAX: 0.40
1.00	0.90	0.40	MAX: 0.80	≤ D1	MAX: 0.70	MAX: 0.40
1.10	1.00	0.50	MAX: 0.90	≤ D1	MAX: 0.80	MAX: 0.50
1.20	1.10	0.60	MAX: 1.00	≤ D1	MAX: 0.90	MAX: 0.50

ARMADURAS CAMARAS

A (m)	B (m)	C (m)	A1	A2	A3	A4	A5	A6
0.70	0.70	VER CORTE 2-2	VER DETALLE	2#10	2#10	---	---	---
1.00	0.90	0.40	3#10	3#10	5#10	5#10	1#12/21	1#8/25
1.10	1.00	0.50	4#10	4#10	6#10	6#10	1#12/19	1#8/22
1.20	1.10	0.60	5#10	5#10	6#10	6#10	1#12/17	1#8/21

Este plano es adaptación del plano tipo PT-135-M1 de la Municipalidad de la ciudad de Rosario.

PROYECTO IV CAMPAGNARO, CAMPODONICO, KUNH, TEMPO			
OBRA: INFRAESTRUCTURA DE BARRIO CUMEHUE			
DIRECTOR:	ING. CLAUDIA FORESTIERI	FECHA: 14/02/2023	
PROFESOR TITULAR:	ING. RUBÉN LÓPEZ	ESCALA: 1:20000	
PLANO:	DIMENSIONES Y ARMADURA	PLANO N°	
	PLANO TIPO - CÁMARA DE LIMPIEZA	19	REVISIÓN 01

## 12. BIBLIOGRAFÍA

(n.d.). IPEC — Instituto Provincial de Estadística y Censos. Fecha de consulta: Diciembre 10, 2022, de <http://www.estadisticasantafe.gob.ar/>

(n.d.). Weather Spark: The Weather Year Round Anywhere on Earth. Fecha de consulta: Diciembre 10, 2022, de <https://weatherspark.com/>

Redatam, C.de D.de (2016) REDATAM::CEPAL/Celade - R+SP webserver, INDEC. Available at: [https://redatam.indec.gob.ar/argbin/RpWebEngine.exe/PortalAction?&MODE=MAIN&BASE=CPV2010A&M\\_AIN=WebServerMain.inl&\\_ga=2.180736295.1892782893.1662065559-1791279446.1662065559](https://redatam.indec.gob.ar/argbin/RpWebEngine.exe/PortalAction?&MODE=MAIN&BASE=CPV2010A&M_AIN=WebServerMain.inl&_ga=2.180736295.1892782893.1662065559-1791279446.1662065559) (Fecha de consulta: Octubre 17, 2022).

Basile, P. A., Riccardi, G., & Stenta, H. (2012). DERIVACIÓN Y PARAMETRIZACIÓN DE CURVAS IDR PARA ROSARIO, CASILDA Y ZAVALLA (SANTA FE, ARGENTINA) (ISBN 978-950-673-954-6). III Taller sobre Regionalización de Precipitaciones Máximas. [https://rephip.unr.edu.ar/bitstream/handle/2133/11545/Basile%20et%20al\\_Curvas%20IDR\\_2012.pdf?sequence=3&isAllowed=y](https://rephip.unr.edu.ar/bitstream/handle/2133/11545/Basile%20et%20al_Curvas%20IDR_2012.pdf?sequence=3&isAllowed=y)

Mapa Cuencas Hídricas - Hidráulica. (2020, Junio 8). Provincia de Buenos Aires. Fecha de consulta: Diciembre 10, 2022, de [https://www.gba.gob.ar/hidraulica/cuencas\\_hidricas/mapa](https://www.gba.gob.ar/hidraulica/cuencas_hidricas/mapa)

Mercado de trabajo: tasas e indicadores socioeconómicos — IPEC. (n.d.). Instituto Provincial de Estadística y Censos. Fecha de consulta: Diciembre 10, 2022, de <http://www.estadisticasantafe.gob.ar/mercado-de-trabajo-tasas-e-indicadores-socioeconomicos/>

Mancinelli, A. (2019). Hidráulica de canales abiertos.

Xylect Navigation. (n.d.). Xylect. Fecha de consulta: Diciembre 10, 2022, de <https://www.xylect.com/bin/Xylect.dll?RQID=selbyprodcls-2380429605231702>

MUNICIPALIDAD DE ROSARIO SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS. (n.d.). C.- PLIEGO DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS. Municipalidad de Rosario. Fecha de consulta: Diciembre 10, 2022, de <https://www.rosario.gob.ar/sitio/verArchivo?id=47220&tipo=docLFuente>

SUBSECRETARÍA DE PLANIFICACIÓN Y GESTIÓN SECRETARIA DE RECURSOS HÍDRICOS-MISPyH. (n.d.). “CONSTRUCCIÓN DE ACEQUIAS SOBRE CALLE PELLEGRINI - SANTA FE Y SUIPACHA DE LA LOCALIDAD DE

FUNES 2021. Gobierno de Santa Fe. Fecha de consulta: Diciembre 10, 2022, de [https://www.santafe.gob.ar/documentos/Pliego\\_construccion\\_acequias\\_calle\\_Pellegrini\\_en\\_Funes.pdf](https://www.santafe.gob.ar/documentos/Pliego_construccion_acequias_calle_Pellegrini_en_Funes.pdf)

DERIVACIÓN Y PARAMETRIZACIÓN DE CURVAS IDR PARA ROSARIO, CASILDA Y ZAVALLA (SANTA FE, ARGENTINA) - Pedro A. Basile, Gerardo Riccardi y Hernán Stenta - 2012.

ZIMMERMANN, E.D., ORSOLINI, H.E., & BASILE, P.A. (2017). HIDROLOGÍA PROCESO Y MÉTODOS (Cuarta ed.). UNR EDITORA.

Ente de Aguas de San Nicolás. (2022, Enero). Memoria Técnica de Construcción de Pozo de Explotación [Victoria y Aramburu].

TENSOLITE. (n.d.). TENSOQUINES. TENSOLITE. <https://tensolite.com/producto/tensoquines>

Ente de Aguas de San Nicolás. (2022). Ensayo de bombeo [Ensayo pozo definitivo y de estudio - Victoria y Aramburu].

"El Informante". (2014, Febrero 6). Zonas Complicadas por Anegamientos. [http://www.diarioelinformante.com.ar/nota-29993\\_zonas-complicadas-por-anegamientos](http://www.diarioelinformante.com.ar/nota-29993_zonas-complicadas-por-anegamientos).

AGROSITIO. (2014, Febrero 3). Radio: Inundaciones en el norte de Buenos Aires tras las intensas lluvias. <https://www.agrositio.com.ar/noticia/152661-radio-inundaciones-en-el-norte-de-buenos-aires-tras-las-intensas-lluvias>