

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA



-Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales-

PRACTICA PROFESIONAL SUPERVISADA

- **Título**

“Selección de alternativas de la toma de emergencia para la Planta de La Calera y modelación con Epanet de ésta con la aducción actual”

- **Autor:** ALBARRACIN, Juan Manuel (Matricula: 34699887)
- **Tutor Interno:** Ingeniero Civil Hugo Porchietto
- **Tutor Externo:** Ingeniera Civil Silvia Simonian
- **Fecha:** Viernes 31 de Enero de 2014.

AGRADECIMIENTOS

Primero y antes que nada, dar gracias a Dios, por estar conmigo en cada paso que doy, por fortalecer mi corazón e iluminar mi mente y por haber puesto en mi camino a aquellas personas que han sido mi soporte y compañía durante todo el periodo de estudio.

Agradecer hoy y siempre a mi familia por el esfuerzo realizado por ellos para poder haber llegado hasta donde estoy hoy, por el apoyo en mis estudios y en mi vida incondicionalmente. A mi madre en especial, sabiendo que jamás encontraré la forma de agradecer su constante apoyo y confianza, sólo espero que comprenda que mis ideales, esfuerzos y logros han sido también suyos e inspirados en ella, por su continua dedicación hacia sus hijos y su increíble fortaleza en la vida, y demás familiares por la alegría que me dan siempre para seguir adelante.

Un agradecimiento especial al Ingeniero Juan Bresciano, por la colaboración, paciencia, apoyo y sobre todo por la gran oportunidad que me brindó. A mis tutores Ing. Hugo Porchietto e Inga. Silvia Simonian por su colaboración y en especial a los señores Javier Tarletta y Santiago Vicario por todo su apoyo.

RESUMEN

• OBJETIVOS GENERALES DE LA PRACTICA:

El objetivo de las practicas supervisadas es que el alumno pueda tomar contacto con la vida profesional llevada a cabo por un ingeniero, manejar y resolver problemas planteados en cada paso e instancia de un proyecto y aprender a implementar los conocimientos adoptados dentro de la facultad en situaciones laborales reales.

• TAREAS REALIZADAS:

Como su título lo indica: “*Selección de alternativas de la toma de emergencia para la Planta de La Calera y modelación con Epanet de ésta con la aducción actual*” el presente informe está basado en la realización de dos tareas principales:

- Por un lado el planteo y selección de alternativas para la obra de toma de emergencia para la Planta Potabilizadora La Calera, en la cual se analizaron 3 alternativas de distintas ubicaciones sobre el Rio Primero y dentro de las cuales se plantearon diversas variantes teniendo en cuenta el entorno y las posibilidades constructivas. Esto permitió que la alternativa seleccionada sea la más representativa de las tareas que pudieren realizarse. Luego se desarrolló la alternativa seleccionada, confeccionando sus planos, memoria descriptiva y presupuesto aproximado.
- Por el otro la modelación mediante la utilización del programa Epanet de la aducción actual, lo cual permitió observar la variación de distintos valores y parámetros característicos de estas obras, mientras que al mismo tiempo, modelando con el mismo programa, se controlaba que los diseños de las alternativas tuvieran un funcionamiento correcto.

• OBJETIVOS PARTICULARES:

Con respecto a la modelación se quiere el alumno tome contacto y adopte herramientas informáticas antes desconocidas por el mismo, para evaluar el comportamiento de estructuras de aprovisionamiento de agua.

Con las salidas de campo se pretende que el alumno aprenda las distintas metodologías de trabajo en campaña y se familiarice con los métodos adoptados para el relevamiento de información in situ.

En cuanto a la participación de la elección de alternativas se espera que el alumno se interiorice con un grupo de trabajo y pueda, a partir de información relevada en campo, con cierto criterio de eficiencia, optar por la realización del proyecto más conveniente.

INDICE GENERAL

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN.....	9
1.1 Sistema de aprovisionamiento de agua.....	9
1.2 Descripción de la tarea planteada.....	11
1.3 Metodología de selección de alternativas.....	12
1.4 La Institución.....	12
1.4.1 Datos y Ubicación.....	12
1.4.2 Recursos Humanos.....	13
CAPITULO II: ESTUDIOS Y DISEÑO DE TOMAS EN RIO.....	14
2.1 Estudio de fuentes superficiales.....	14
2.1.1 Objetivo.....	14
2.1.2 Estudios Básicos.....	14
2.1.3 Estudios Relacionados con la Ubicación de la Obra de Toma.....	14
2.1.4 Calidad del Agua.....	15
2.1.5 Caudal Disponible.....	16
2.1.6 Crecida Máxima de Proyecto.....	17
2.2 Obras de toma.....	18
2.2.1 Generalidades.....	18
2.2.2 Capacidad Hidráulica.....	19
2.2.3 Calidad del Agua.....	19
2.3 Instalaciones complementarias de las obras de toma.....	20
CAPITULO III: PLANTA POTABILIZADORA LA CALERA.....	21
3.1 Ubicación y características.....	21
3.1.1 Ciudad de La Calera.....	21
3.1.2 Planta Potabilizadora La Calera.....	23
3.2 Sistema de Captación.....	26
3.2.1 Toma Sobre Canal.....	26
3.2.2 Aducción Actual PRFV 800 mm.....	27
3.2.3 Toma de Emergencia sobre Rio Primero.....	28

CAPITULO IV: ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS.....	29
4.1 Ubicación General.....	29
4.2 Descripción del Entorno Y Condicionantes.....	30
4.2.1 Alternativa I.....	30
4.2.2 Alternativa II.....	32
4.2.3 Alternativa III.....	35
4.3 Dimensionado y Desarrollo Técnico.....	37
4.3.1 ALTERNATIVA I.....	38
4.3.1.1 Variante A.	
4.3.1.2 Variante B.	
4.3.2 ALTERNATIVA II.....	50
4.3.3 ALTERNATIVA III.....	55
4.3.3.1 Variante A: Buen estado.	
4.3.3.2 Variante B: Mal estado.	
4.4 Computo y Presupuesto Comparativo.....	57
4.4.1 Descripción de la Metodología Empleada.....	57
4.4.2 Comparación Económica.....	57
4.4.2.1 Alternativa I (A).	
4.4.2.2 Alternativa I (B).	
4.4.2.3 Alternativa II.	
4.4.2.4 Alternativa III.	
4.4.3 Tabla Resumen y Conclusiones.....	62
4.5 Escenarios de Selección.....	62
CAPITULO V: DESARROLLO ALTERNATIVA I-A.....	65
5.1 Descripción de la obra – Memoria descriptiva.....	65
5.1.1 Ubicación.....	65
5.1.2 Obras a ejecutar.....	65
5.1.3 Monto de la Obra.....	67
5.2 Proceso de dimensionamiento y desarrollo técnico.....	67
5.2.1 Calculo de volumen pozo de bombeo.....	68
5.2.2 Dimensiones de las instalaciones.....	71
5.2.3 Sobrepresión y golpe de ariete.....	73
5.2.4 Anclajes.....	77

CAPITULO VI: MODELIZACION EN EPANET.....81

6.1 Características del Programa.....81

6.1.1 Características del modelo hidráulico.....	81
6.1.2 Características del modelo de calidad del agua.....	82
6.1.3 Componentes Físicos.....	83
6.1.3.1 Conexiones.	
6.1.3.2 Depósitos.	
6.1.3.3 Tanque.	
6.1.3.4 Tubería.	
6.1.3.5 Perdidas menores.	
6.1.3.6 Bombas.	
6.1.3.7 Válvulas.	
6.1.4 Componentes No Físicos.....	87
6.1.4.1 Curvas.	
6.1.4.2 Patrones de Tiempo.	
6.1.4.3 Controles.	
6.1.5 Modelo de Simulación Hidráulica.....	88
6.1.6 Modelo de Simulación de la Calidad del Agua.....	89
6.1.6.1 Transporte Básico.	

6.2 Hipótesis y Ecuaciones utilizadas por EPANET.....89

6.2.1 Hipótesis Simplificativas.....	89
6.2.2 Ecuaciones Fundamentales.....	89
6.2.3 Ecuaciones de Comportamiento de los Elementos de la Red.....	90
6.2.3.1 Tuberías.	
6.2.3.2 Bombas.	
6.2.4 Proceso Analítico de Resolución.....	92

6.3 Modelación Aducción ø800mm PRFV.....95

6.3.1 Tuberías y Nudos.....	95
-----------------------------	----

6.4 Modelación Alternativa I-A.....101

6.5 Modelación Conjunto (Alternativa I-A / Aducción Regular).....106

CAPITULO VII: CONCLUSIONES FINALES.....115

INDICE DE FIGURAS

CAPITULO I: Introducción.....	9
Fig. 1 – (Toma de agua de EPEC).....	9
Fig. 2 – (Conducto Ø3000 mm - Acero).....	10
Fig. 3 – (Esquema general de ubicación de las alternativas).....	11
Fig. 4 – (Ubicación Secretaria de Recursos Hídricos y Coordinación).....	13
CAPITULO III: Planta Potabilizadora La Calera.....	21
Fig. 5 – (Ubicación Ciudad de La Calera).....	21
Fig. 6 – (Limites departamentales de Córdoba).....	22
Fig. 7 – (Limites de pedanías departamento Colon).....	23
Fig. 8 – (Ubicación Ciudad de La Calera).....	25
Fig. 9 – (Ejecución obra de toma para La Calera).....	26
Fig. 10 – (Ejecución obra de aducción actual PRFV Ø800 mm).....	27
CAPITULO IV: Análisis de Alternativas.....	29
Fig. 11 – (Esquema general de las alternativas).....	29
Fig. 12 – (Ubicación Alternativa I).....	30
Fig. 13 – (Fotografías del Rio en Perfil 1).....	31
Fig. 14 – (Ubicación Alternativa II).....	32
Fig. 15 – (Fotografías del Rio en Perfil 2).....	33
Fig. 16 – (Ubicación alternativa III).....	35
Fig. 17 – (Sección del Rio en Alternativa III).....	36
Fig. 18 – (Fotografía Interior Alternativa III).....	36
Fig. 19 – (Perfil de traza de cañería de toma de emergencia existente).....	37
Fig. 20 – (Croquis de ubicación Alternativa I).....	38
Fig. 21 – (Croquis de ubicación Alternativa II).....	50
Fig. 22. – (Esquema general de Alternativa II).....	51
Fig. 23. – (Ubicación Alternativa III).....	55
CAPITULO VI: Modelización en Epanet.....	81
Fig. 24 – (Cotas Traza conducto Ø800 mm).....	96
Fig. 25 – (Presiones sobre conducto Ø800 mm).....	97
Fig. 26 – (Variación de caudal y velocidad en conducto Ø800 mm).....	101
Fig. 27 – (Presiones en alternativa I-A).....	102
Fig. 28 – (Velocidades en alternativa I-A).....	103
Fig. 29 – (Cotas conjunto Alternativa I-A / Aducción regular).....	107
Fig.30 – (Presiones y caudales en conjunto Alternativa I-A / Aducción regular).....	108
Fig. 31 – (Velocidades en conjunto Alternativa I-A / Aducción regular).....	109

INDICE DE TABLAS

CAPITULO II: Estudios y Diseño de Tomas en Rios.....	14
Tabla 1 – (Periodos de diseño para sistemas de agua potable).....	17
CAPITULO IV: Análisis de Alternativas.....	29
Tabla 2. (Calculo canal rectangular).....	40
Tabla 3. (Ranuras planas superiores –1/2 Caña - 2 DRENES).....	42
Tabla 4. (Ranuras planas superiores – 1/2 Caña – 4 DRENES).....	42
Tabla 5. (Ranuras planas superiores – 1/2 Caña – 3 DRENES).....	43
Tabla 6. (Dren con ranuras circulares – 2 DRENES).....	44
Tabla 7. (Dren con ranuras superior e inferior – 2 DRENES).....	45
CAPITULO V: Desarrollo alternativa I-A	65
Tabla 8. (Calculo canal de captación).....	73
CAPITULO VI: Modelización en Epanet.....	81
Tabla 9. (Valores de los parámetros A y B de perdidas).....	91

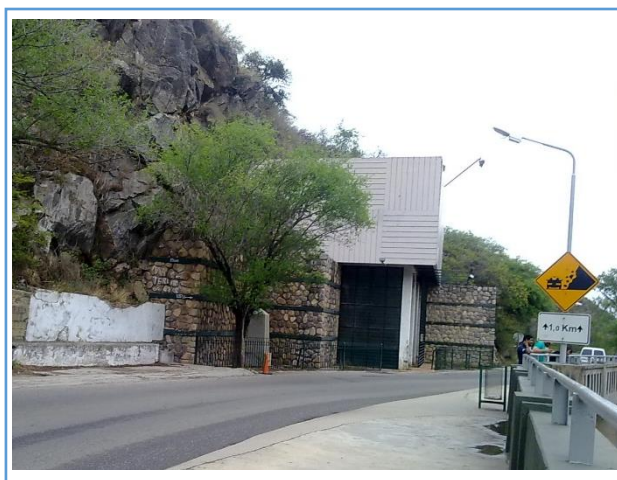
CAPITULO I

Introducción

1.1 SISTEMA DE APROVISIONAMIENTO DE AGUA

El dique San Roque detiene el paso del agua que escurre por el Rio, de manera de regular sus caudales. Cuando la cantidad de agua en el dique sobra se abren las compuertas y por el lecho del rio es conducida hacia “El Diquecito” (dique ubicado aguas abajo del dique San Roque). Aunque el agua no sobre en el dique, es necesario dejar pasar un caudal llamado “Caudal Ecológico”. Como se puede observar en la **Fig.1**, en la margen derecha del dique San Roque, la empresa EPEC (Empresa Provincial de Energía de Córdoba) toma agua del dique, la conduce por una tubería a presión hasta la usina hidroeléctrica ubicada 4 kilómetros aguas abajo, la usa para turbinar y producir energía eléctrica y la devuelve al cauce del Rio para mantener este caudal ecológico.

Fig. 1 – (Toma de agua de EPEC)



El caudal que puede turbinar la empresa eléctrica varía entre un mínimo de seis metros cúbicos y un máximo de doce metros cúbicos, por lo tanto el caudal ecológico del rio es de aproximadamente esa magnitud. El mismo es también conducido por el cauce hasta “El Diquecito”.

El agua que es tomada para abastecimiento continua luego del Diquecito por un canal a cielo abierto hasta un tramo donde debe cruzar la Ruta por lo tanto es entubado mediante una cañería de acero de 3000 milímetros de diámetro (Este tramo entubado es el que requiere de mantenimiento y el motivo de la toma de emergencia directamente del Rio Primero para la planta potabilizadora de La Calera) y continua de esa forma hasta transformarse en canal a cielo abierto nuevamente, donde se realizó la toma de la nueva aducción para la Planta potabilizadora de La Calera. Luego de cuatro metros aproximadamente se vuelve a entubar a una cañería de acero de 3000 milímetros de diámetro que la conduce hasta la cisterna de la usina La Calera donde

se vuelve a turbinar y luego continúa hacia la Planta Potabilizadora Suquía para abastecer a gran parte de la ciudad de Córdoba de agua Potable. A continuación en la **Fig. 2** se muestran algunas imágenes del recorrido:

Fig. 2 – (Conducto Ø3000 mm - Acero)



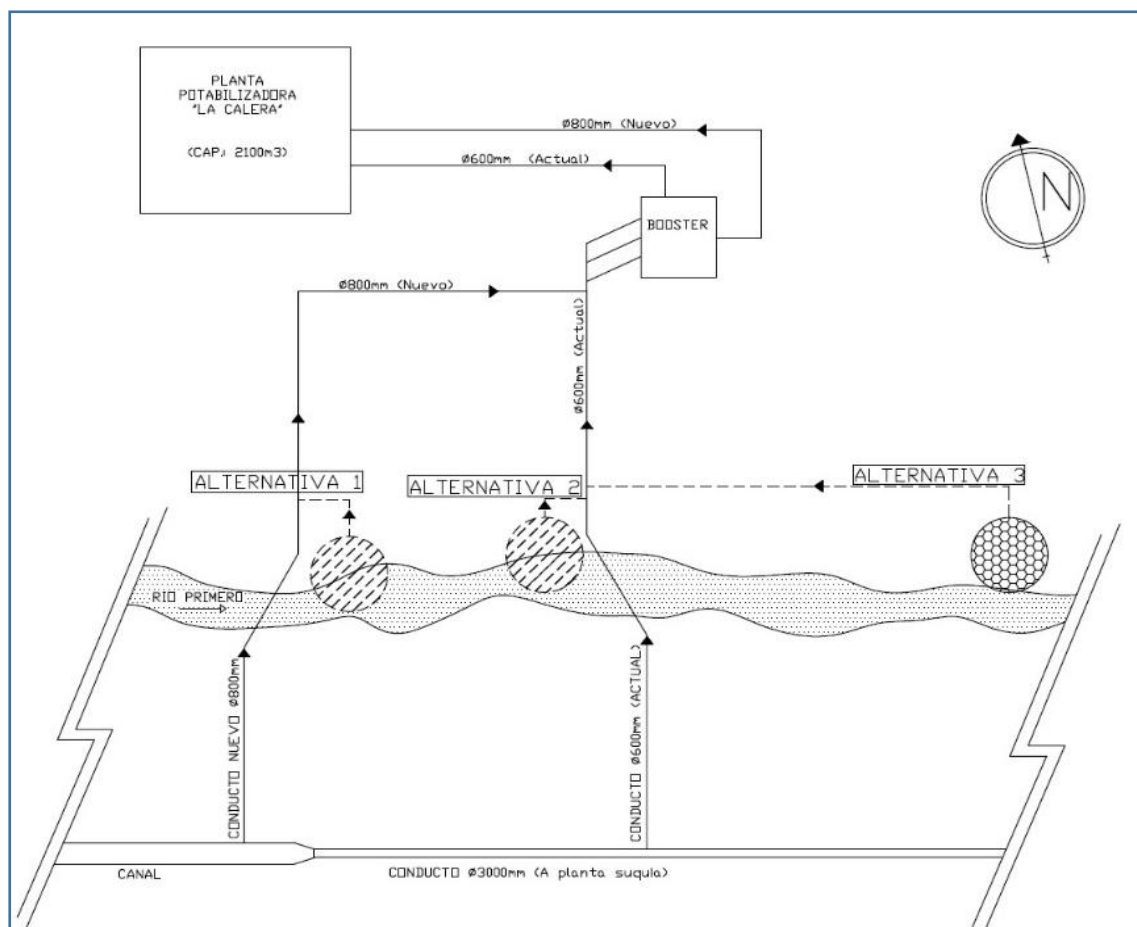
1.2 DESCRIPCION DE LA TAREA PLANTEADA:

La tarea planteada, fue encontrar la mejor ubicación para una obra de toma de emergencia sobre el Rio Primero para darle apoyo a la aducción regular de la planta potabilizadora de La Calera cuando ocurra algún inconveniente en el conducto de alimentación regular, que es la cañería de diámetro 3000 mm que une el azud El Diquecito con la Usina Hidroeléctrica La calera, además de dimensionarla y verificar su comportamiento modelándola en EPANET.

Debido a la importancia del agua potable para las personas, nuestro deber como ingenieros es asegurar el abastecimiento de la misma ante cualquier condición, ya sea climatológica, ante fallas u acciones que lleven a la interrupción del servicio. Es por ello que la realización de una obra de emergencia toma importancia, y es ella la que debe responder al abastecimiento en caso de emergencia.

En la **Fig. 3** se representan esquemáticamente las posiciones de las alternativas a evaluarse, pudiéndose observar la aducción actual de PRFV (Plástico Reforzado con Fibra de Vidrio) de 800 mm de diámetro y la antigua aducción de A°C° de 600 mm de diámetro.

Fig. 3 – (Esquema general de ubicación de alternativas)





1.3 METODOLOGIA DE LA SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS

Para la selección de alternativas se partió de ciertos datos provistos por la Secretaria de Recursos hídricos y Coordinación, se relevó información topográfica (perfiles del río) y en base a esta información se hicieron las siguientes consideraciones:

- Ámbito Económico: Se le dio una forma estándar (cilíndrica) y dimensiones aproximadas e iguales a las tres alternativas para aquellos elementos comunes a todas y se realizó el cálculo y dimensionado de aquellos elementos que por su ubicación eran particulares de cada una de ellas. Luego se realizó un cómputo y presupuesto aproximado de cada una y de esta manera encontramos la cantidad de dinero que las diferenciaba.
- Ámbito Funcional: En este ámbito se plantearon diferentes escenarios de funcionamiento y se observó cómo se comportaban cada una de las alternativas, identificando ventajas e inconvenientes de cada una de ellas.

Luego teniendo en cuenta estos dos aspectos (economía y funcionalidad) de cada una de ellas se podrán establecer cuál es la más conveniente.

En los capítulos siguientes desarrollaremos paso a paso cada uno de estos elementos del proceso de selección para poder concluir finalmente en el proyecto de la alternativa más eficiente.

1.4 LA INSTITUCION

1.4.1 DATOS Y UBICACIÓN

El edificio donde se encuentra la Secretaria de Recursos Hídricos y Coordinación, junto con El Ministerio de Agua, Ambiente y Energía se ubica en calle Humberto 1º

Nº 607 3º Piso de la Provincia de Córdoba (Fig. 4). Allí desempeñan sus actividades cotidianas, entre otros, los siguientes profesionales con los que tuve contacto a lo largo de la realización del trabajo:

- Ing. Juan Dante Bresciano, Director de Jurisdicción de Estudios y Proyectos
- Ing. Hugo Porchietto, Jefe de Área: Proyecto de Agua Potable y Desagüe Cloacal
- Inga. Silvia Simonian, Jefa de Departamento Desagües Cloacales.

En esta Institución se desarrollan y ejecutan importantes proyectos de desagüe cloacal y agua potable, entre los que se encuentra el proyecto de la Toma de Emergencia para la Planta Potabilizadora de La Calera, sobre lo que desarrolle mi Practica Supervisada.

1.4.2 RECURSOS HUMANOS

Este sector de la repartición pública cuenta con empleados altamente calificados en su función que desarrollan distintas tareas de proyecto y a su vez, alguno de ellos, desempeñan funciones de docencia en la Universidad Nacional de Córdoba, lugar donde me enseñaron muchos de los conceptos que aplique en este trabajo.

También trabajan allí futuros Ingenieros como Javier Tarletta y Santiago Vicario, que me brindaron sus conocimientos y fueron de gran ayuda en la realización del presente trabajo.

Fig. 4 – (Ubicación de la Secretaria de Recursos Hidricos y Coordinacion)



CAPITULO II

Estudios y Diseño de Tomas en Ríos

2.1 ESTUDIOS DE FUENTES SUPERFICIALES

2.1.1. OBJETIVO

Los estudios de aprovechamiento de fuentes de agua superficial, para la provisión de agua potable deben comprender básicamente la evaluación de:

- El caudal disponible en relación a la demanda del proyecto.
- La calidad del agua cruda y su variación estacional, para establecer el tratamiento de potabilización que permita ajustarla a las Normas de calidad de agua de consumo.
- La crecida máxima, en relación a la seguridad de la obra de toma.
- El caudal o volumen disponible depende de diversos factores entre los cuales los más importantes son la duración, intensidad y frecuencia de las precipitaciones, el clima, la vegetación, las características geográficas, topográficas y geológicas.
- La calidad del agua depende de los microorganismos y de las materias orgánicas y minerales presentes. Por otra parte, especialmente en las zonas habitadas, puede producirse la contaminación del agua por las descargas no controladas de efluentes cloacales o industriales.

2.1.2 ESTUDIOS BASICOS

Se deberán realizar los estudios topográficos y de suelos que se detallan en los Capítulos correspondientes de las Normas ENOHSa. Respecto a estos últimos, de acuerdo a la importancia y el tipo de obra, el ENOHSa podrá exigir entre otras, las determinaciones de cortes transversales geológicos y de la permeabilidad del suelo y del subsuelo.

2.1.3 ESTUDIOS RELACIONADOS CON LA UBICACIÓN DE LA OBRA DE TOMA

Deberán efectuarse los estudios técnico–económicos de alternativas, para la localización y diseño de la obra de toma, basados en lo siguiente:

- Localización de obras públicas y privadas existentes en la zona circundante que puedan ser afectadas por el proyecto o que puedan afectar al proyecto.

- Localización de posibles fuentes de contaminación, descarga o arrastre de materias orgánicas, líquidos cloacales y desagües industriales.
- Datos provenientes de estaciones limnimétricas, etc. en la zona circundante.
- Tipos de vegetación, cultivos y bosques en la zona tentativa de proyecto y circundante.
- Arrastre de sedimentos de la fuente de agua y que podrían ser interferidos por la obra de toma, particularmente en las crecidas.
- Efectos de las crecidas desde el punto de vista de la resistencia y estabilidad de la estructura de la obra de toma.
- Datos sobre la cimentación de obras hidráulicas existentes en las proximidades.
- Capacidad portante del suelo para la fundación de la estructura de la obra de toma.
- Cota mínima y de crecida del curso de agua.
- Riesgos de erosión de las márgenes del río frente a eventuales crecidas y estudio de la necesidad de protecciones.

2.1.4 CALIDAD DE AGUA

A los fines de asegurar la calidad del agua, se deberán extraer muestras para determinar en el laboratorio los parámetros establecidos en las Normas de calidad de agua de consumo que sean de aplicación. También, para la realización de ensayos de tratabilidad del agua.

Deberán incluirse determinaciones que permitan prever la aparición eventual de problemas de olor y sabor. Si la fuente es un canal de baja turbiedad se deberá realizar un estudio cualicuantitativo de fitoplancton y zooplancton. De detectarse la presencia de cianobacterias, se deberán realizar determinaciones analíticas con la finalidad de identificar la presencia de toxinas. En todos los estudios se deberán incluir determinaciones del número umbral de olor según la técnica establecida en los Métodos Estándar para el Análisis de Agua y Líquidos Residuales de la American Water Works, la American Health Public Association y la Water Environment Federation en su última edición. Podrán aceptarse otras técnicas cualitativas de determinación de sabor y olor si son debidamente justificadas por los proyectistas.

De no poder controlarse económicamente los problemas de sabor y olor, deberán buscarse fuentes alternativas.

Las muestras se deberán extraer durante las épocas de crecida y de estiaje, en los posibles lugares de toma y en los afluentes próximos de importancia.

2.1.5 CAUDAL DISPONIBLE

Se deberá requerir en todos los casos la información básica y los estudios complementarios que se mencionan en los puntos que siguen, destacándose que estos últimos no serán necesarios cuando se cuente con datos fehacientes de aforos de parte de entidades públicas o privadas reconocidas, de acuerdo con los cuales el caudal mínimo disponible sea compatible con el caudal y período de diseño.

Los Estudios a Realizar Comprenden:

Estudios climáticos

La información básica a recopilar deberá consistir en los datos existentes en lo que respecta al promedio de las precipitaciones mensuales, los registros de distintas tormentas y las temperaturas máximas y mínimas de invierno y verano.

Los estudios deben comprender como mínimo los siguientes aspectos:

- Precipitaciones mensuales en diversas localidades de la cuenca, obtenidas en el Servicio Meteorológico Nacional. Los mismos deben comprender por lo menos 25 años, salvo indicación en contrario del ENOHSa. En el caso de insuficiencia de datos podrá realizarse la correlación pluviométrica de la cuenca en estudio con otra cercanas de similares posibilidades de precipitación.
- Intensidad y dirección de vientos.
- Temperaturas medias mensuales.

Estudios hidrológicos

La información básica a obtener deberá consistir en la recopilación y análisis de los datos sistemáticos existentes de información hidrométrica y aforos de entidades públicas y privadas reconocidas, e informaciones locales y/o aforos directos para determinar caudales de crecida y estiaje.

En el caso de no contarse con la información citada, se deberán realizar aforos expeditivos tomados simultáneamente con las alturas hidrométricas, en distintas condiciones del río a fines de establecer la ley altura-caudal. Asimismo se deberá determinar el “caudal básico” mediante aforos en períodos de estiaje.

En aquellos casos donde todo lo anteriormente señalado no fuera posible, se requerirán las siguientes informaciones en la zona a estudiar:

- Determinación de la cuenca de aporte en base a las planchetas del IGM, mapas zonales, etc.
- Comparación de datos entre las series de las distintas estaciones pluviométricas.
- Determinación de la precipitación media en la cuenca por los métodos de media aritmética, de Thiessen o de las isohietas, y el análisis estadístico de máximas tormentas con la determinación de la ley de mejor ajuste.

- Análisis de tormentas. Registros, histograma de tormentas de no muy larga duración (entre 1/3 y 1/5 del tiempo de concentración de la cuenca).
- Si el ENOHSa lo considerara conveniente, se deberá determinar el volumen de evaporación media. La evapotranspiración potencial podrá establecerse mediante mediciones directas o en el caso en que éstas no sean factibles mediante fórmulas empíricas como las de Lugeon, Meyer o Thornthwaite.

Partiendo de los datos pluviométricos, se deberá establecer cuál será la lluvia neta. Esto último, se deberá determinar teniendo en cuenta la conformación de las subcuencas, la cobertura vegetal, el manejo actual agropecuario, la clasificación hidrológica de los suelos, la infiltración, etc.

En el caso de insuficiencia de datos, podrá utilizarse la comparación hidrológica con cuencas próximas similares a la cuenca en estudio.

2.1.6 CRECIDA MÁXIMA DE PROYECTO

Se procederá de la siguiente manera:

- Si existiera suficiente cantidad de datos sobre caudales, se llevará a cabo el análisis estadístico de los máximos caudales anuales, determinando la ley de mejor ajuste.
- La crecida de proyecto se obtendrá de esta última, para una recurrencia no inferior a la vida útil de la obra, la cual la obtenemos de la **Tabla 1** presentada a continuación:

TABLA 1: Periodos de diseño. Sistema de agua potable

Sector	Periodo de diseño en años
• Sistemas de Captación	
➤ Superficiales	20
➤ Pozos	10
• Líneas de impulsión ^a	15
• Plantas de Potabilización	
➤ Obras Civiles Básicas	20
➤ Obras Civiles Módulo de Tratamiento Primera Etapa	10
➤ Instalaciones electromecánicas	10
• Tanques y Cisternas de Almacenamiento ^b	10
• Redes de Distribución	15
• Estaciones de Bombeo	
➤ Obras Civiles	20
➤ Instalaciones electromecánicas	10
• Medidores domiciliarios	5 a 8

- Si no existiera suficiente cantidad de datos sobre caudales, la crecida de proyecto se calculará mediante el método del hidrograma unitario. El hidrograma de proyecto se obtiene multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario, por la precipitación neta correspondiente a la máxima tormenta para una recurrencia no inferior a la vida útil de la obra.

Para determinar el hidrograma unitario se podrá proceder de cualquiera de las dos maneras siguientes:

- En base a los datos correspondientes a varias tormentas de no muy larga duración, (duración entre 1/3 y 1/5 del tiempo de concentración de la cuenca).
- En base a métodos empíricos tales como el de Snyder u otros, en caso de no contar con registros de tormentas. Se determina así el hidrograma unitario sintético cuyos coeficientes de ajuste se deberán fijar en base a la correlación de las características físicas de la cuenca en cuestión con las correspondientes a cuencas similares de las cuales se poseen hidrogramas realmente registrados. Cuando el ENOHSa lo considere necesario deberán realizarse los siguientes estudios adicionales:
 - Cálculo de crecidas mediante ambos métodos indicados precedentemente, es decir llevando a cabo el análisis estadístico de máximos caudales anuales y por otra parte mediante el método del hidrograma unitario, a fines comparativos.
 - Determinación de las características medias mensuales del escurrimiento, déficit y superávits.
 - Estudios de erosión y defensas. Se deberán determinar las máximas fuerzas tangenciales y las consiguientes máximas velocidades que son capaces de soportar sin erosiones los suelos que conforman el perímetro del curso. En función de tales determinaciones se establecerá la necesidad o no de proyectar defensas.

2.2 OBRAS DE TOMA

2.2.1. GENERALIDADES

Al analizar una captación de agua superficial, el proyectista debe considerar en primer lugar los riesgos de contaminación y consecuentemente, las previsiones que deben tomarse para garantizar la confiabilidad y estabilidad de la calidad de agua.

Simultáneamente debe asegurar una capacidad hidráulica con un mínimo riesgo de interrupción, equivalente al caudal máximo diario para el final del período de diseño.

Para la verificación de estos objetivos, conviene distinguir las particularidades de los ríos o arroyos, y las de los lagos o embalses.

En todos los casos, se deben desarrollar los estudios hidrológicos, aforos, etc. que permitan definir el rendimiento y régimen de las cuencas de captación. Por otra parte, las características geográficas y topográficas, los estudios geotécnicos, los aspectos ambientales y legales, y los riesgos de contaminación, conforman con los primeros, los factores que influyen en la factibilidad, características técnicas y envergadura del proyecto de la obra de toma y por lo tanto, deben ser adecuadamente analizados.

Finalmente, de la comparación económica de alternativas técnicamente viables, debe surgir el diseño de captación a adoptar.

2.2.2 CAPACIDAD HIDRAULICA

La obra de toma debe ser capaz de captar el caudal de diseño, aún en las condiciones más desfavorables. Para ello, se debe determinar el caudal mínimo disponible del curso de agua, sustentado en datos de aforos y/o pluviométricos, obtenidos durante un período suficientemente prolongado para hacer confiables los resultados que se logren del procesamiento de dicha información.

El caudal de la fuente en época de estiaje, debe ser como mínimo el triple del caudal máximo diario para el final del período de diseño, admitiéndose que sea sólo el doble si el sistema integral se desarrolla por gravedad sin necesidad de bombeos intermedios.

Si el caudal mínimo no permitiera cubrir la demanda, pero el caudal promedio en un período que abarque el intervalo de ocurrencia del mínimo fuera suficiente, puede estudiarse la viabilidad de la construcción de un embalse cuyo volumen alcance para satisfacer los consumos de la época seca, evitando así cortes en la prestación del servicio.

Si la corriente fuera de muy pequeño caudal y tirante, puede proyectarse una presa de derivación para mantener la toma sumergida, garantizando en todo momento la captación del caudal de diseño y evitando el arrastre de aire.

Adicionalmente, el proyectista debe analizar para el diseño de la toma los siguientes aspectos:

- Los registros históricos de niveles de agua con la finalidad de definir:
 - La cota de la boca de toma que permita captar agua aún en la mínima bajante.
 - La cota de las máximas crecientes para evitar la inundación de las instalaciones electromecánicas y las obras civiles complementarias.
- En los casos en que la toma se encuentre en una zona donde el nivel del agua pueda sufrir grandes cambios, la obra debe estar en condiciones de adaptarse a los mismos.
- Las protecciones necesarias de la boca de captación mediante rejas o láminas perforadas, previendo además su limpieza periódica, frente a los riesgos de ingreso al sistema de elementos sólidos o cuerpos extraños que transporte el curso de agua y que pudieran causar daños u obstrucciones.
- La seguridad estructural, mediante un emplazamiento de la obra en un fondo estable y realizar las verificaciones a la flotación, al volcamiento y a las socavaciones, debiendo preverse, las instalaciones de alivio o descarga frente a las crecidas y las protecciones para el tránsito en el río.

2.2.3 CALIDAD DE AGUA

Las obras de toma pueden estar expuestas a contaminación por descargas cloacales, industriales, pluviales y/o por la presencia de vaciaderos de basura. Por lo

tanto, debe evitarse la ubicación de la obra de toma aguas abajo de las descargas mencionadas, a menos que:

- Se demuestre una adecuada capacidad de autodepuración del río o arroyo, sustentada en modelos matemáticos y/o análisis de calidad de agua realizados en épocas críticas.
- Se establezcan claramente los controles y responsabilidades respecto a las descargas contaminantes.
- Se prevean en el proyecto para el caso de contingencias, diferentes condiciones de operación tales como la utilización de fuentes complementarias o alternativas, variaciones en la potabilización del agua, etc. para disminuir los riesgos a niveles aceptables.

Es necesario tener en cuenta que se debe:

- Ubicar la toma en una zona con buena profundidad y en la orilla opuesta a la que acumule mayor cantidad de sedimentos. Para ello hay que verificar la capacidad de erosión del cauce en la orilla que tiene la competencia erosiva para verificar que no se llegue a trabajar dentro de límites inestables.
- Evitar la captación de aguas de crecientes o en caso contrario, prever las condiciones de operación del sistema para esa contingencia

2.3 INSTALACIONES COMPLEMENTARIAS DE LAS OBRAS DE TOMA

Para cada una de las instalaciones complementarias de la captación como rejas, caños filtros, desarenadores, conductos, canales, etc., se debe acompañar su diseño, cálculo de las pérdidas de carga, determinación de velocidades y la documentación gráfica que defina con precisión sus dimensiones, ubicación con relación a puntos fijos debidamente balizados y toda la información necesaria para su correcta ejecución.

CAPITULO III

Planta Potabilizadora La Calera

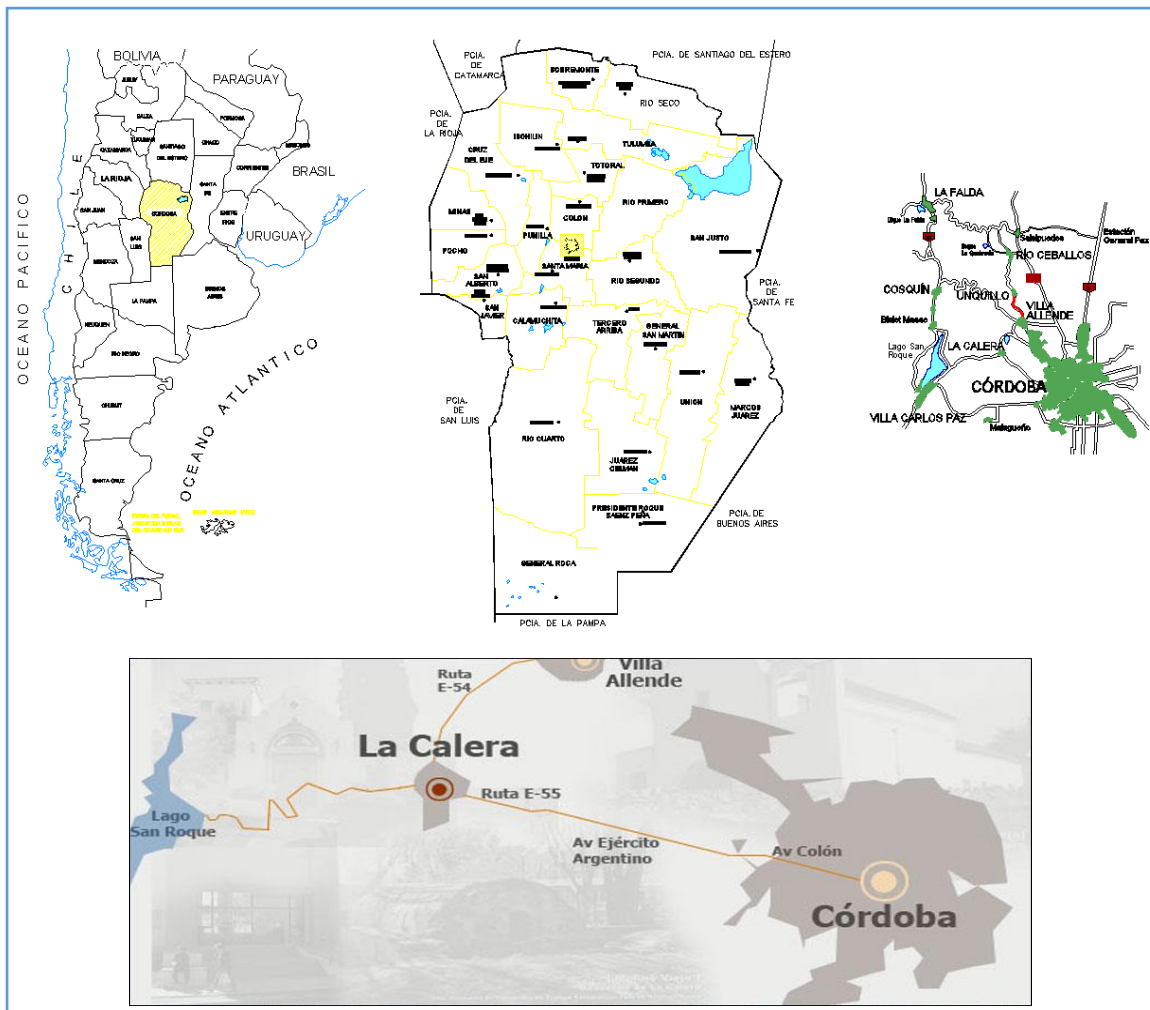
3.1. UBICACIÓN Y CARACTERISTICAS

3.1.1. CIUDAD LA CALERA

Como podemos observar en la **Fig. 5** La Ciudad de La Calera se encuentra dentro de la República Argentina, más precisamente en la Provincia de Córdoba.

Se ubica a 18 Km de la ciudad de Córdoba, entre ésta y el Dique San Roque por la Ruta E55.

Fig. 5 – (Ubicación de la Ciudad La Calera)



Dentro de la Ciudad de Córdoba se ubica en el departamento Colon justo en límite con el departamento Santa María, ubicación que se encuentra ilustrada en la **Fig. 6** donde se pueden observar los límites departamentales de la Provincia de Córdoba y más abajo en la **Fig. 7** los límites de Pedanías donde se puede ver que corresponde a la Pedanía Calera Norte

Fig. 6 – (Límites departamentales de Córdoba)

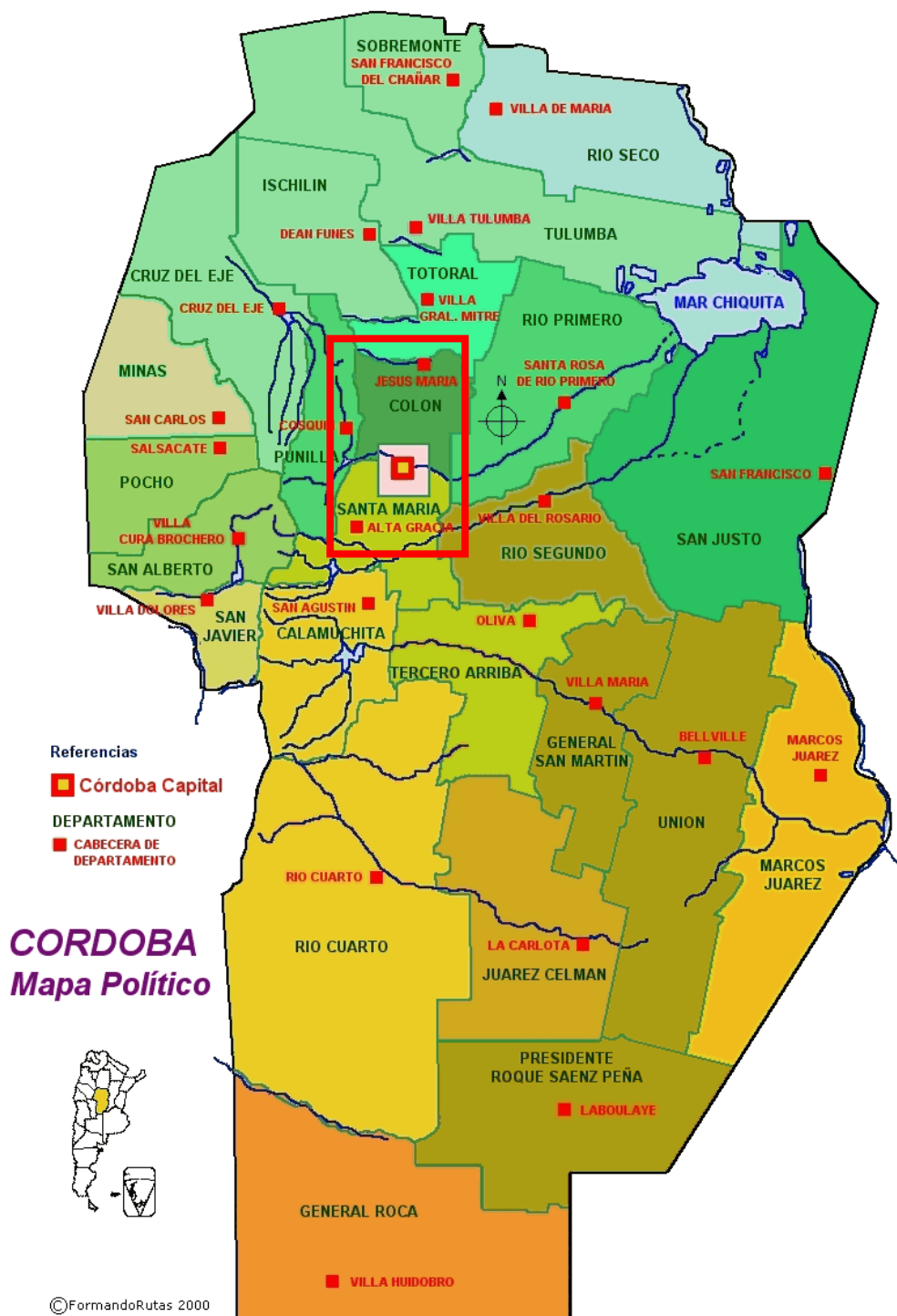
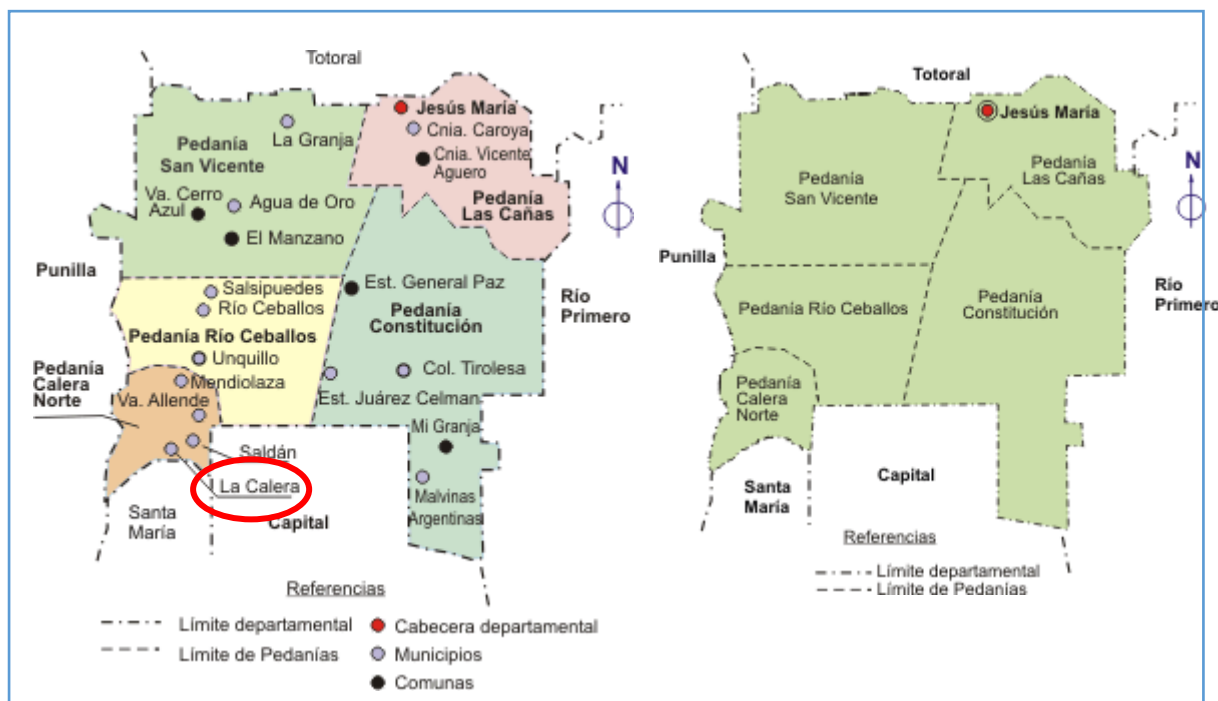


Fig. 7 – (Límites de Pedanías del departamento Colon)



De acuerdo a los resultados del Censo Provincial realizado el 28 de agosto, la ciudad de La Calera tiene 30.339 habitantes. Cabe recordar que el censo de 1996 había determinado para esta ciudad una población de 20.124, es decir que se ha producido un incremento de la población de 10.215 habitantes. Este crecimiento es proporcional al producido en el Departamento Colón, que fue el mayor de toda la provincia con el 19,1 por ciento.

La Calera, se encuentra a una altitud de 484.5 m s.n.m, posee una Temperatura media anual de 16.92 °C acompañada de una Precipitación Anual de 749 mm.

3.1.2 PLANTA POTABILIZADORA LA CALERA

La planta Potabilizadora de la Calera se encuentra ubicada en el departamento Colón, a 17 km al noroeste del centro de la ciudad de Córdoba, en la zona de contacto del piedemonte oriental de la Sierra Chica con la Llanura Pampeana, fue construida en la década del 40 y ampliada en los años 70. Abastecía con agua potable a la ciudad de la Calera y a las de Saldán y Villa Allende, llegando a potabilizar en sus momentos picos de aproximadamente hasta 550 m³/h.

Coordenadas de ubicación: 31°20'25" SUR – 64°20'24" OESTE

Ante el crecimiento demográfico y la emergencia hídrica que estaba sufriendo la región, especialmente en la zona donde se encuentran radicadas las ciudades de Río Ceballos, Mendiolaza, y Unquillo, surgió la necesidad de tratar una mayor cantidad de agua para satisfacer las necesidades de la población. De esta manera, gracias a la puesta en funcionamiento de la obra ampliación y remodelación de la planta en

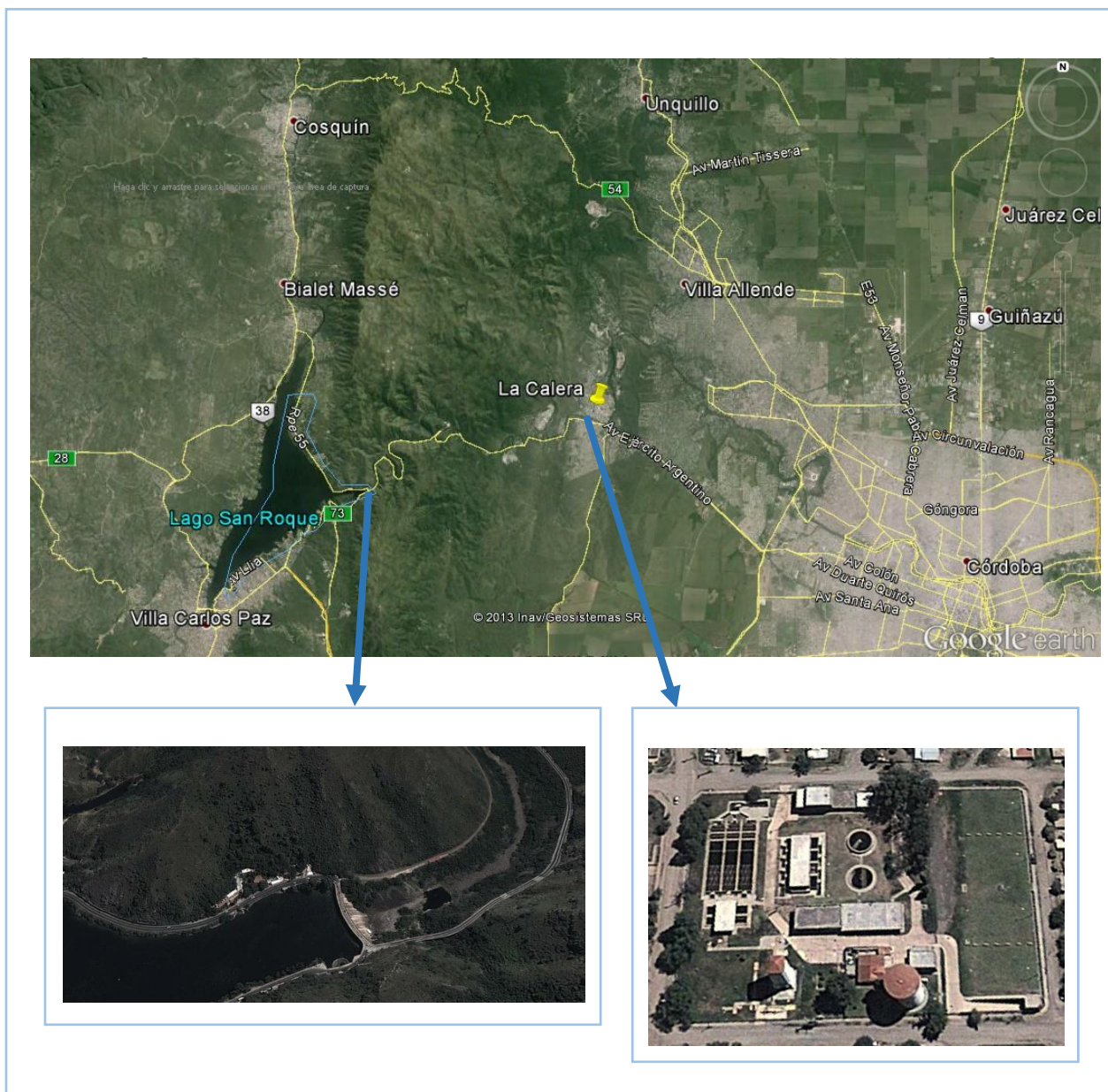
conjunto con la obra del acueducto Sierras Chicas, las ciudades más afectadas por tal crisis serán abastecidas por esta planta.

La obra de ampliación y remodelación realizada por la UTE Paschini construcciones SRL y Michelotti SRL, implica en una primera etapa la realización de: una nueva cámara de carga y canaleta Parshall de entrada, para aumentar la capacidad de conducción y aforo; la rehabilitación y mejoramiento de los sedimentadores y floculadores (proceso de clarificación); la puesta en funcionamiento de cuatro nuevos filtros rápidos; la habilitación de una nueva sala de cloración; la puesta en funcionamiento de la cisterna de 10.000 m³ y la estación de bombeo de agua. Esta estación de bombeo, está formada de tres bombas de 600 m³/hora cada una, de las cuales funcionan dos y bombean hacia la canaleta Parshall.

La segunda parte de este proyecto implica la integración de las obras, para la producción de los 2100 m³/hora previstos según los cálculos para el año de diseño 2028. Cabe destacar que para cumplir con tal objetivo se realizará: el tendido de la línea eléctrica de media tensión para la estación elevadora de presión (Booster) de cuatro electrobombas (centrífugas de carcasa partida) de 800 m³/hora cada una para salvar una carga de 20 metros hacia villa allende (ya que se deja el tanque elevado de la planta para consumo interno); se terminarán y se podrán en funcionamiento cuatro nuevos filtros rápidos restantes, se construirá y se pondrá en marcha un tanque de compensación, un concentrador de lodos y una cámara de acumulación para su transporte y disposición final mediante un camión atmosférico y finalmente se automatizará todo el sistema con intercomunicación con el acueducto de Sierras Chicas.

A continuación en la **Fig. 8** se muestra una figura con la ubicación relativa de la planta potabilizadora con respecto al dique San Roque, haciéndose una pequeña descripción del mismo.

Fig. 8 – (Ubicación Ciudad de La Calera)



Dique San Roque:

Coordenadas de ubicación: 31°22'41" SUR – 64°28'10" OESTE

Altitud 643 msnm

Área: 16 km²

Inauguración 1er. proyecto: 1891

- Inauguración Usina Hidroeléctrica Dique Molet: 1903

- Dos generadores Brown Boveri 1912: 250 rpm; 0,75 kV; 362 A; 375 kW
- Dos excitatrices Brown Boveri: 70 V; 50 A; 18 HP
- Potencia según la Concesionaria Mac Kinley: 1.190 kW

-Inauguración 2º proyecto: 1944

Profundidad media: 16 m

Volumen máximo: 180 millones de m³, hoy en día su capacidad se ve afectada por algunos de los propietarios de los terrenos que dan a él, en algunos casos se han ocupados terrenos (hasta 10.000 m²) rellenando y haciendo muros cuando este baja. Uno de los casos más sobresalientes es en la desembocadura del Río Los Chorrillos donde un propietario se apropió de una península y levantó muros llevándola de la cota 35 a la cota 38. Esta fuente tan importante de agua de la ciudad de Córdoba no posee controles que defiendan sus límites, y para complicar más las cosas, los planos del último relevamiento que se hizo han sido falseados por aquellos que están sacándole su capacidad de acumulación.

Cuenca aportante: Río San Antonio, Río Cosquin como los principales y los ríos Los Chorrillos y Las Mojarras como secundarios

Derivación: el embalse alimenta al Río Suquía

3.2 SISTEMA DE CAPTACION

3.2.1 TOMA SOBRE CANAL

La captación hacia la Planta Potabilizadora La Calera se produce a través de una Toma lateral sobre el canal que conduce el agua a cielo abierto desde el azud El Diquecito y la cisterna de la Usina hidroeléctrica La Calera. Esta toma lateral está compuesta por una cámara de carga y una cámara donde se encuentra la válvula exclusiva. En la **Fig. 9** se puede observar la toma lateral en ejecución, la cual fue visitada el día 01/07/2013.

Fig. 9 – (Ejecución Obra de Toma para La Calera)



3.2.2 ADUCCION ACTUAL PRFV 800 mm

Luego de la obra de toma, el agua es conducida a través de una cañería de PRFV (Plástico Reforzado con Fibra de Vidrio) de 800 mm de diámetro Clase 10, debiendo atravesar según su traza la Ruta Nacional 55, el Rio Primero (Rio Suquía) y la Línea del Ferrocarril, a continuación, en la **Fig. 10**, se adjuntan fotografías de la ejecución de la obra de la cañería de conducción en los diferentes frentes de construcción simultáneos.

Fig. 10 – (Ejecución obra de aducción actual PRFV 800 mm)



Esta cañería conduce el agua mediante gravedad hasta la estación de bombeo existente conocida como “Booster”, la cual le da la presión necesaria para que llegue hasta la planta potabilizadora.

3.2.3 TOMA DE EMERGENCIA SOBRE RIO PRIMERO

Acompañando a este sistema de aducción para la Planta Potabilizadora se pretende realizar una Toma Superficial de Emergencia sobre el Rio Primero, lo cual resulta objeto de este trabajo encontrar el tipo de obra a realizar y la ubicación más conveniente para lograrlo.

Para esto se analizaron las alternativas correspondientes, cada una con un conjunto de variantes en su interior, trabajo que se detalla en el capítulo IV siguiente.

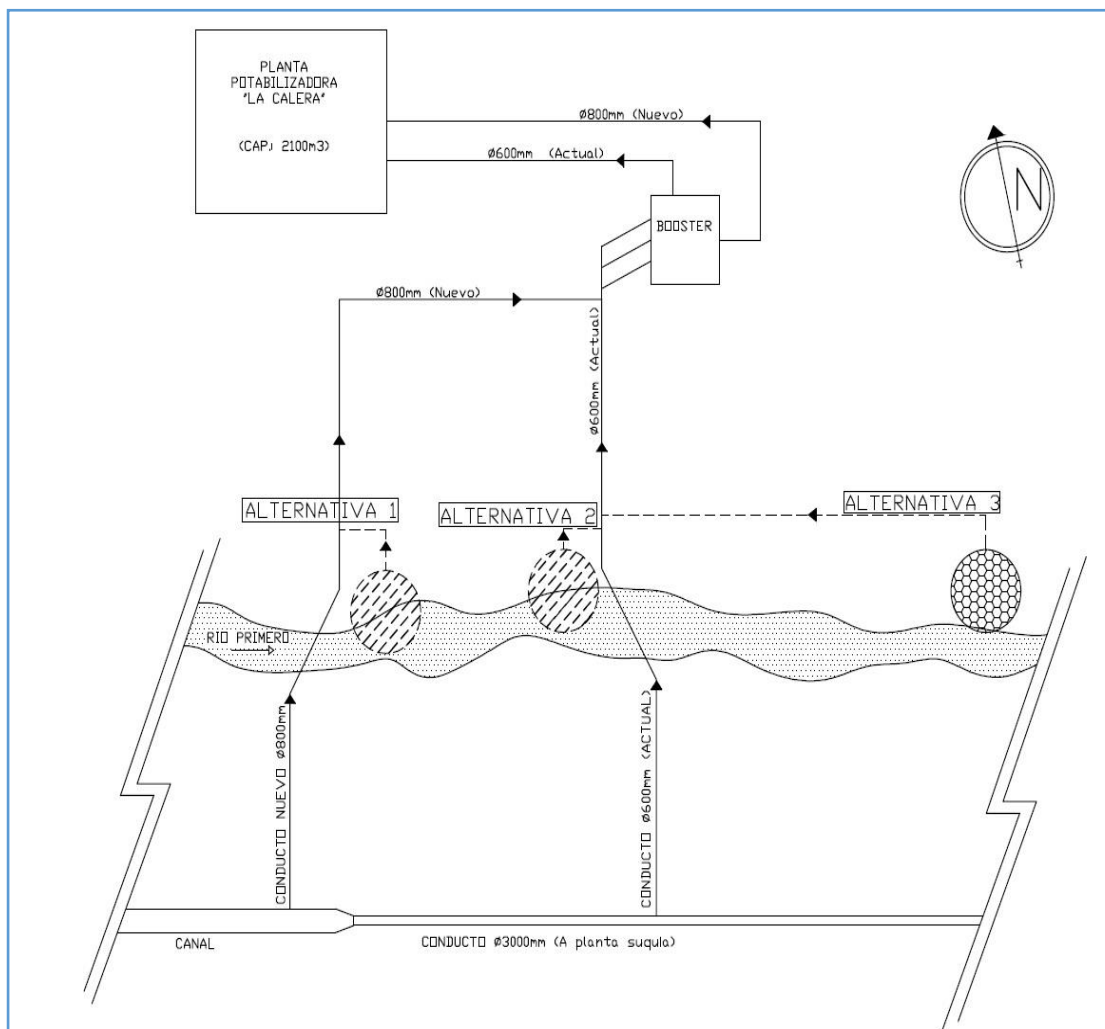
CAPITULO IV

Análisis de las Alternativas

4.1 UBICACIÓN GENERAL

Como se representa a modo esquemático en la **Fig. 11** – (Esquema general de las alternativas) observamos la ubicación de las posibles alternativas de toma sobre el Río Primero con respecto a la aducción nueva de 800 mm de diámetro y la antigua de 600 mm de diámetro.

Fig. 11 – (Esquema general de las alternativas)



Coincidiendo con lo esquematizado en la **Fig. 11**, las alternativas evaluadas fueron las siguientes:

- **ALTERNATIVA I:** Toma superficial conectada al nuevo conducto de aducción de PRFV de 800 mm de diámetro.
- **ALTERNATIVA II:** Toma superficial conectada al antiguo conducto de aducción de A°C° de 600 mm de diámetro.
- **ALTERNATIVA III:** Reacondicionamiento de la toma superficial existente con la realización de una nueva cañería de aducción de mayor diámetro conectada en el antiguo conducto de aducción de A°C° de 600 mm de diámetro.

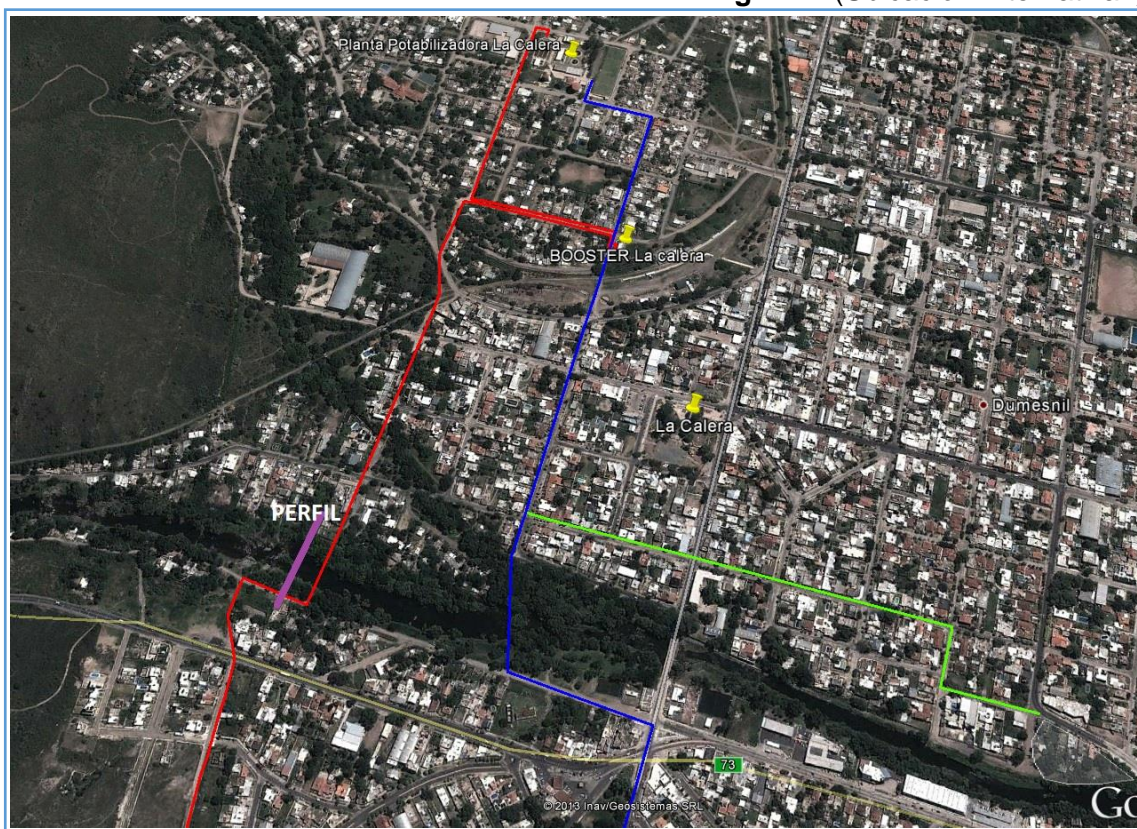
4.2 DESCRIPCION DEL ENTORNO Y CONDICIONANTES

4.2.1 ALTERNATIVA I

En esta alternativa analizaremos la posibilidad de instalar la toma de agua próxima el lugar de paso del nuevo conducto de aducción de 800 mm de diámetro y conectarla directamente a éste mediante la colocación de cámaras con válvulas de maniobra.

En la **Fig. 12** observamos la ubicación de la alternativa, indicada como “Perfil 1”, con la utilización de Google Earth.

Fig. 12 – (Ubicación Alternativa I)

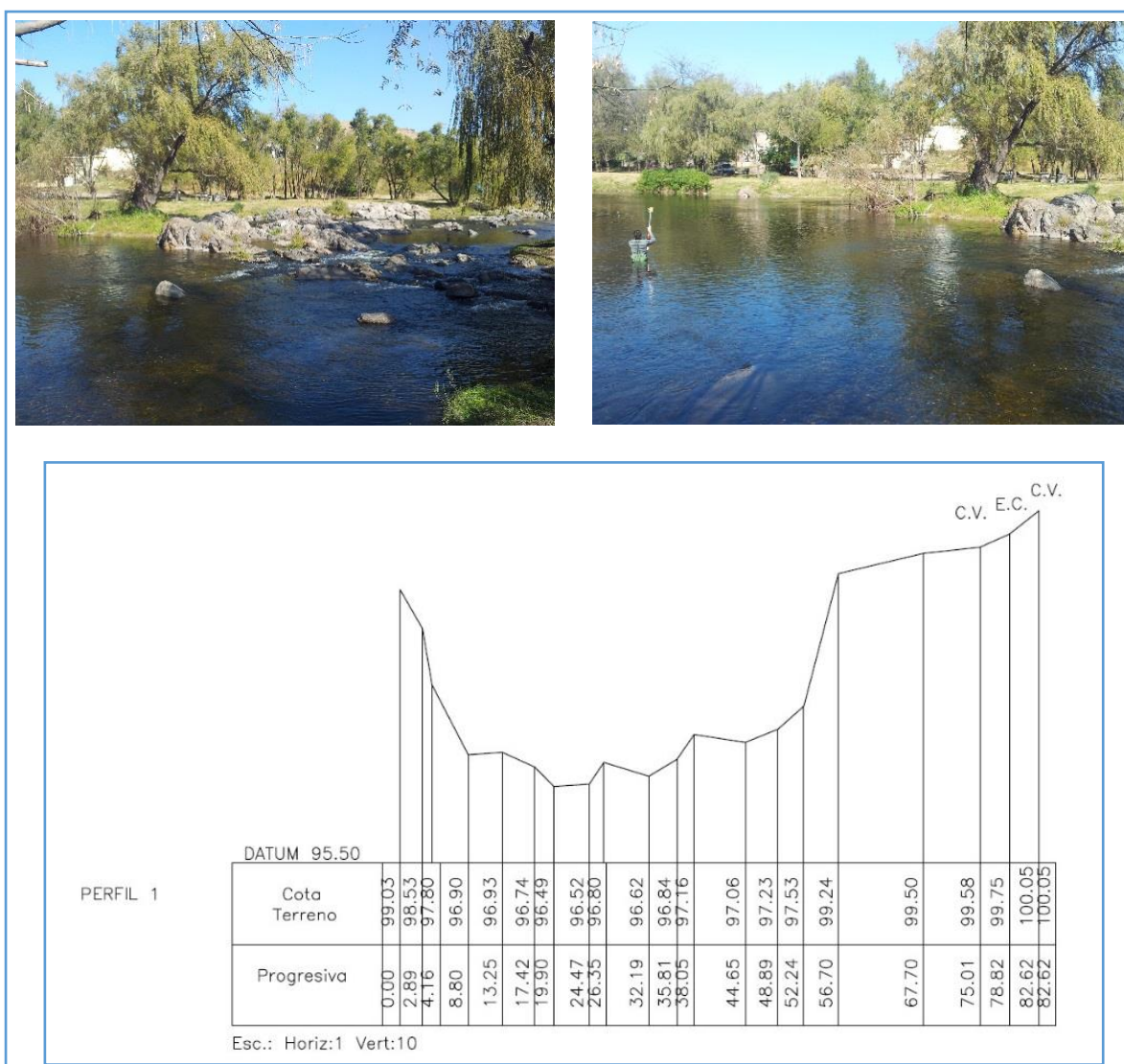


Como información previa contamos con los perfiles que realizamos con el topógrafo, el día 22/05/2013, de los cuales obtendremos las cotas del fondo del río para el dimensionado de las estructuras de toma.

En esta visita se pudo observar y tomar fotografías del fondo del lecho, ubicación general y condiciones de los alrededores pudiendo observar lo siguiente:

- El lecho del río en esta sección está compuesta principalmente por rocas y gravas de tamaño grande, siendo la continuación de una sección compuesta principalmente por roca, como podrán apreciar en la **Fig. 13**.
- La pendiente del fondo en esta sección del margen izquierdo del Río Primero (en sentido de escurrimiento) es bien marcada, como podemos observar en el perfil relevado, llegando a una *cota máxima* de fondo de aproximadamente 96.5mts respecto al plano de referencia adoptado por el topógrafo (95.50 M), lo cual nos está indicando según el nivel del pelo libre, una profundidad máxima aproximada de 1.8 m a 2 m. Podemos observarlo en los perfiles dispuestos en el ANEXO. (Nivel pelo agua s/plano ref.=97.80m)

Fig. 13 – (Fotografía del río en Perfil 1)

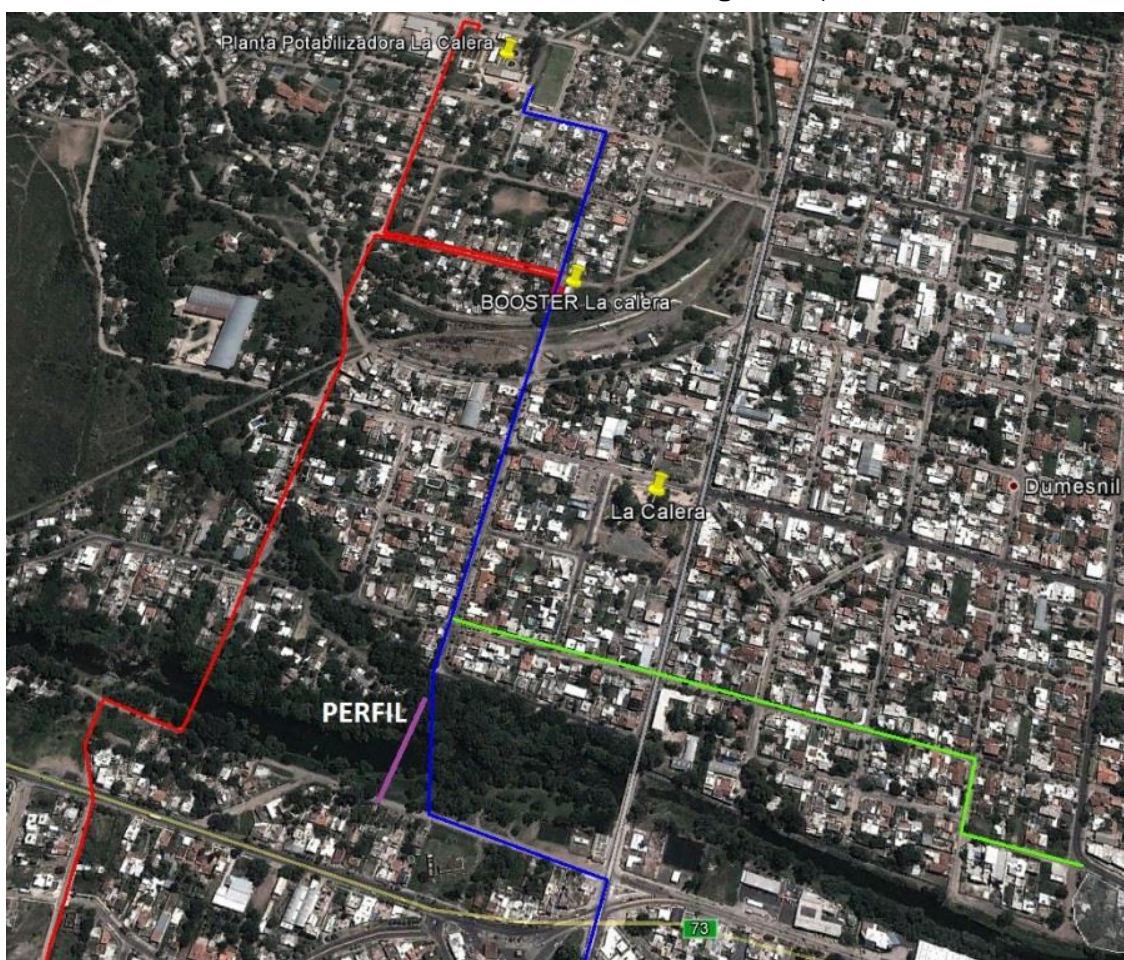


4.2.2 ALTERNATIVA II

Esta alternativa se basa en colocar la toma de agua en las cercanías del paso del antiguo conducto de A°C° de 600 mm de diámetro, a fin de poder conectarlo a dicha cañería con las respectivas ventajas que eso implica (Posteriormente analizaremos distintos escenarios de funcionamiento calificando las alternativas para una buena selección).

En la **Fig. 14** observamos la ubicación de la alternativa, indicada como “Perfil 2”, con la utilización de Google Earth.

Fig. 14 – (Ubicación Alternativa II)



Al igual que para el análisis de la alternativa I, el mismo día de visita a campo (22/05/2013) se relevaron perfiles del cauce del río para su respectiva evaluación, se sacaron fotografías y mediante la inmersión en el río (como lo amerita el método de relevamiento utilizado: Nivelación Geométrica) se tomó contacto con el fondo del lecho, siendo sus características las siguientes:

- El lecho del Río Primero en esta sección está compuesto de una base de arenas (Característico de los ríos) y una gran capa de aproximadamente 0.70 m - 0.90 m de barros (Suelos finos) depositados en el fondo. Se llegó a la apreciación de esta característica debido a la dificultad que genero para el

relevamiento del perfil, generando hundimientos considerables en el fondo debido al barro.

Creemos que esta característica se presenta debido a que la velocidad del agua es relativamente baja con respecto a las secciones anteriores debido a un ensanchamiento de los márgenes del río.

- En cuanto a la geométrica del cauce se puede observar que en la margen del Río puesta en análisis tenemos la llegada de un pequeño Arroyo, el cual le aporta su caudal al Río. (Nos pareció conveniente destacar esta característica ya que influirá seguramente en la decisión de ubicación de la obra de toma).

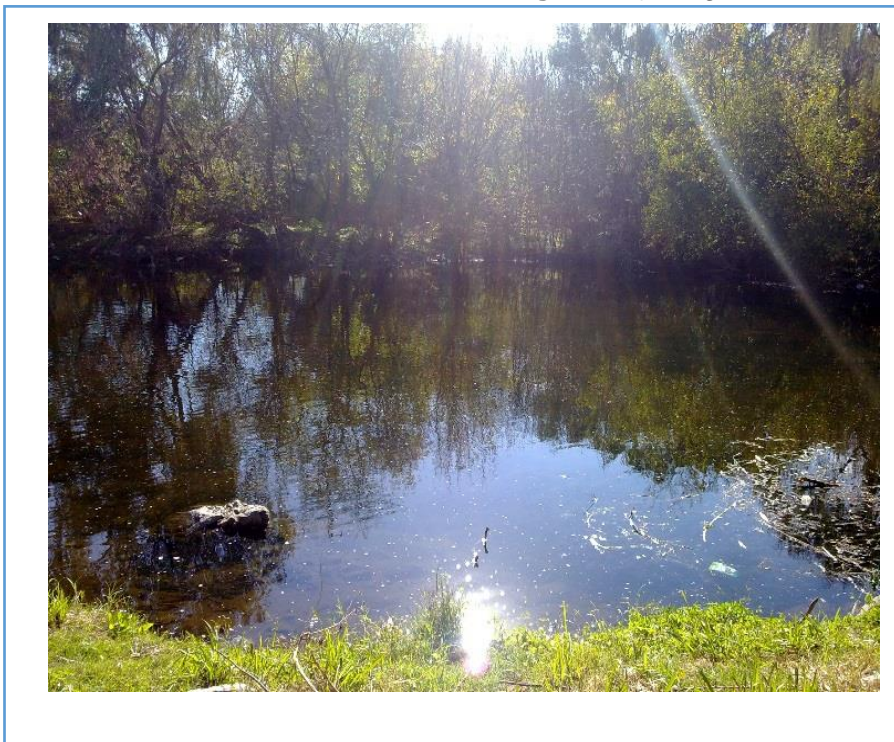
Hay que destacar la presencia de las obras necesarias para la operación del actual conducto de 600 mm de diámetro observadas y relevadas en el perfil. (Ver fotografía 15)

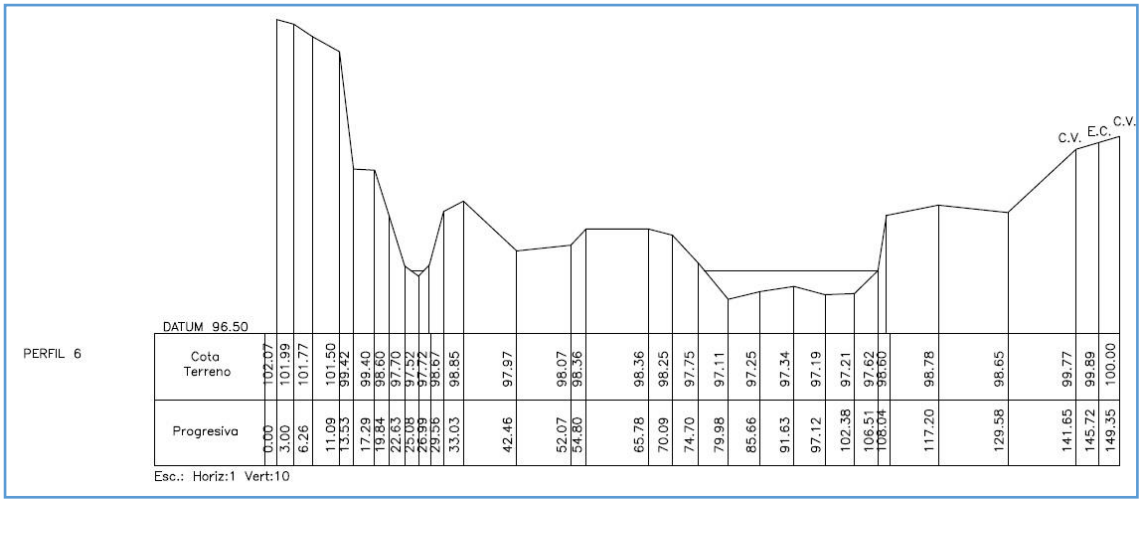
- La pendiente de fondo es bastante horizontal-llana sin cambios bruscos.
- La velocidad del flujo de agua en esta sección es muy baja, sin generar turbulencias (Por esta razón la cantidad apreciable de barros), con una incorporación del caudal del Arroyo de manera tranquila.

También se observó en esta sección un aumento del ancho del Río por lo que la velocidad se notó disminuida respecto de la sección rocosa anterior donde los tramos agitados y turbulentos eran característicos.

En la **Fig. 15** se puede observar algunas de las características anteriormente mencionadas en conjunto con un esquema del perfil relevado.

Fig. 15 – (Fotografías del Río en Perfil 2)



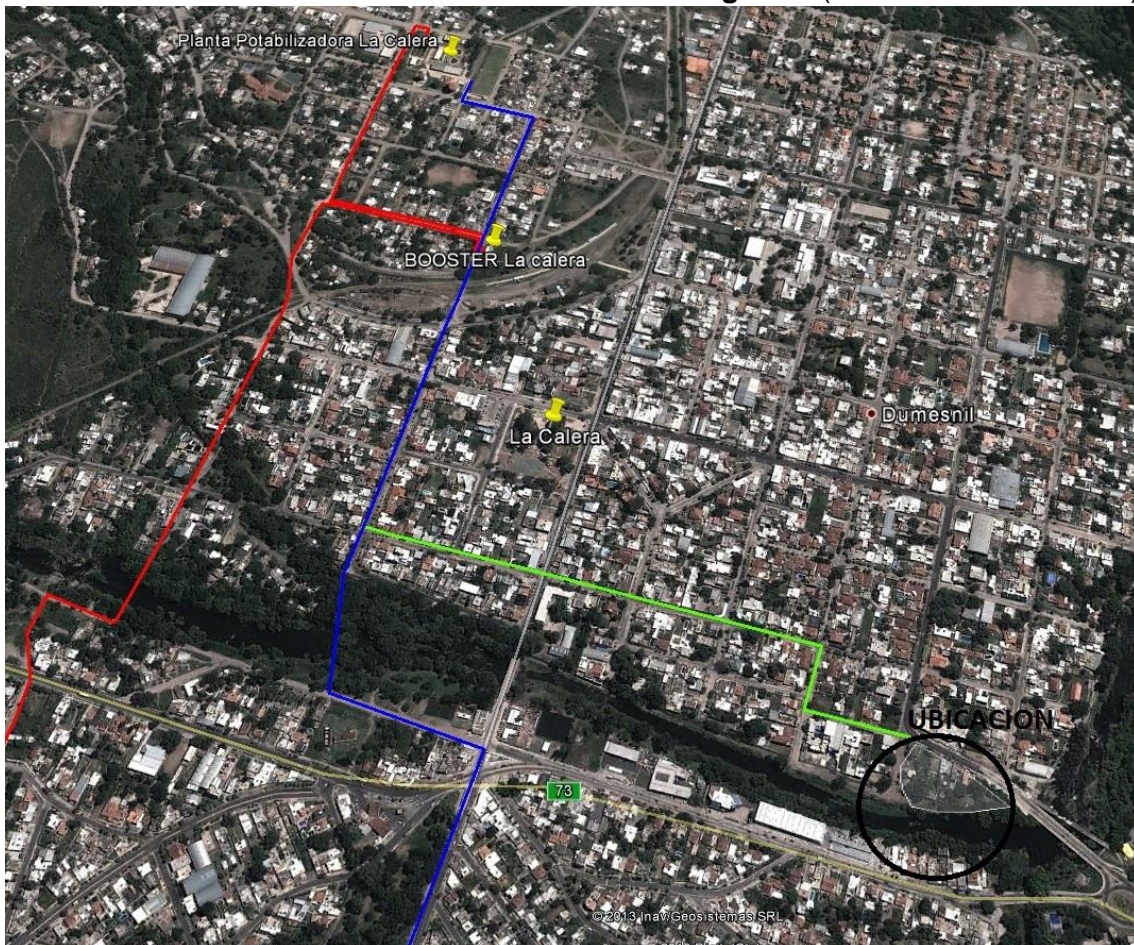


4.2.3 ALTERNATIVA III

Esta alternativa se basa en la rehabilitación de una toma de emergencia ya existente, y el cambio de los conductos actuales de conexión entre esta toma y la antigua aducción de 600 mm de diámetro, por otros de mayores diámetros (600 mm o superiores) para asegurar el caudal que deben abastecer las alternativas de 1000 m³/hs.

En la **Fig. 16** observamos la ubicación de la alternativa, indicada con un círculo color negro, con la utilización de Google Earth.

Fig. 16 – (Ubicación Alternativa 3)



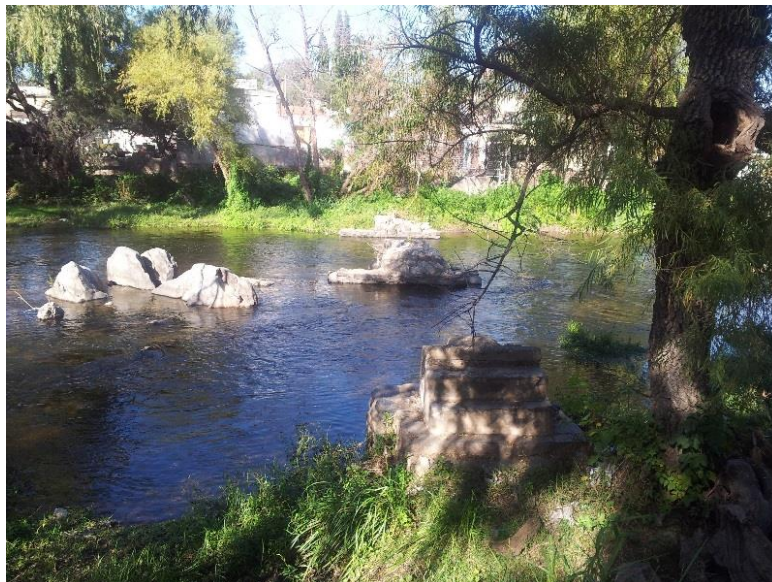
La zona se encuentra ubicada aguas debajo de las secciones anteriormente consideradas como posibles alternativas. Esta próxima a un cambio de dirección del cauce del río.

En el caso de esta alternativa no se realizó una visita ni se perfilo debido a que es una obra existente, pero si se cuenta con el *Informe de Relevamiento Técnico realizado en el mes de Mayo del año 2013* por un equipo compuesto por Tarletta Francisco y Vicario Santiago, del Área Proyectos Agua Potable y Desagües Cloacales de la Secretaría de Recursos Hídricos y Coordinación.

A continuación se exponen los resultados de ese relevamiento:

En la **Fig. 17** podemos observar la ubicación de la sección del Rio Primero.

Fig. 17 (Sección del Rio en Alternativa III)



En la **Fig. 18** presentamos las imágenes tomadas del interior del pozo de bombeo y los comandos existentes.

Fig. 18 – (Fotografía del interior de la Alternativa III)



Hay que destacar que hace ya más de 5 años se encuentra *fuera de uso* esta toma, con las correspondientes acciones que se deberán llevar a cabo para reacondicionarla.

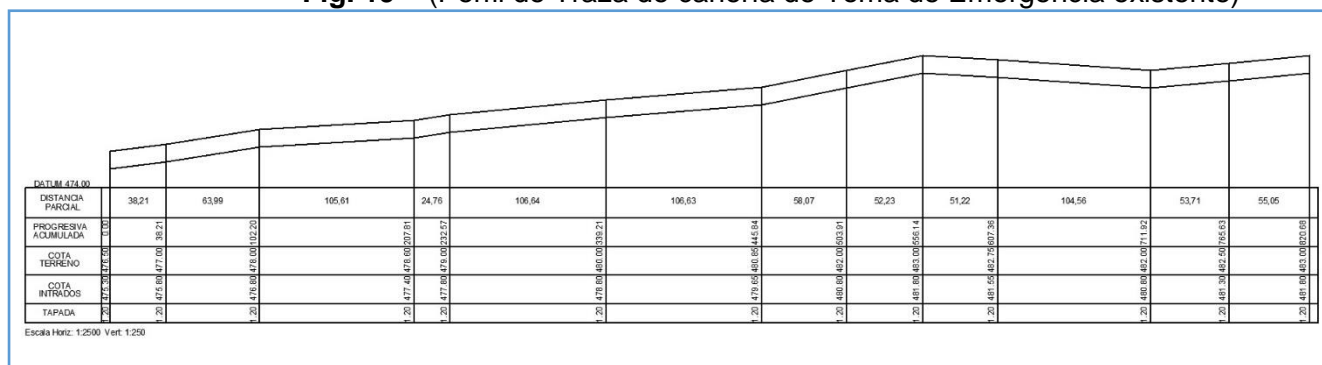
Destacaremos algunas de ellas:

- Intrusión de personal con equipamiento de Buzo para la inspección visual de las obras.
- Prueba del sistema de operación y evaluación del funcionamiento de todos los componentes actuales.

- Revisión de cumplimiento de las demandas actuales.
- Incorporación de nuevo equipamiento para cumplir con la nueva demanda (1000 m3/hs)
- Sustitución de equipo fuera de funcionamiento por equipo nuevo.
- Obras complementarias

Luego del análisis de la obra se deberá realizar la sustitución de la actual cañería de 500 mm de diámetro por una de 600 mm de diámetro, por el recorrido existente relevado por Tarletta Francisco y Vicario Santiago, del Área Proyectos Agua Potable y Desagües Cloacales de la Secretaría de Recursos Hídricos y Coordinación expuesto en la **Fig. 19**

Fig. 19 – (Perfil de Traza de cañería de Toma de Emergencia existente)



4.3 DIMENSIONADO Y DESARROLLO TECNICO

IMPORTANTE: Hay que destacar que a continuación se presenta el desarrollo de un dimensionado que fue de utilidad a la hora de identificar las características individuales de cada alternativa que serían necesarias para cumplir con el objetivo. **NO** son los dimensionados finales, como quedo expuesto en la introducción, a continuación se presentan los cálculos de los elementos individuales y característicos de cada alternativa que fueron de utilidad a los fines de definir los costos de cada una y poder compararlas económicamente, sin darle importancia a los elementos que eran comunes (como por ejemplo a las dimensiones y forma de la cámara de bombeo). Es por este motivo que probablemente muchas dimensiones no sean las que técnicamente deberían ser (de los elementos en común) o que en los planos se observen elementos fuera de escala.

De esta manera se simplifico el proceso de selección prestando especial atención y calculando correctamente aquellos elementos que por la ubicación de las alternativas era característicos de cada una de ellas para luego poder compararlas entre sí.

Se plantearon todas las alternativas con pozos colectores circulares y de dimensiones acordes a las capacidades de bombeo, para poder comparar elementos que no son comunes como por ejemplo el dimensionamiento de las bombas.

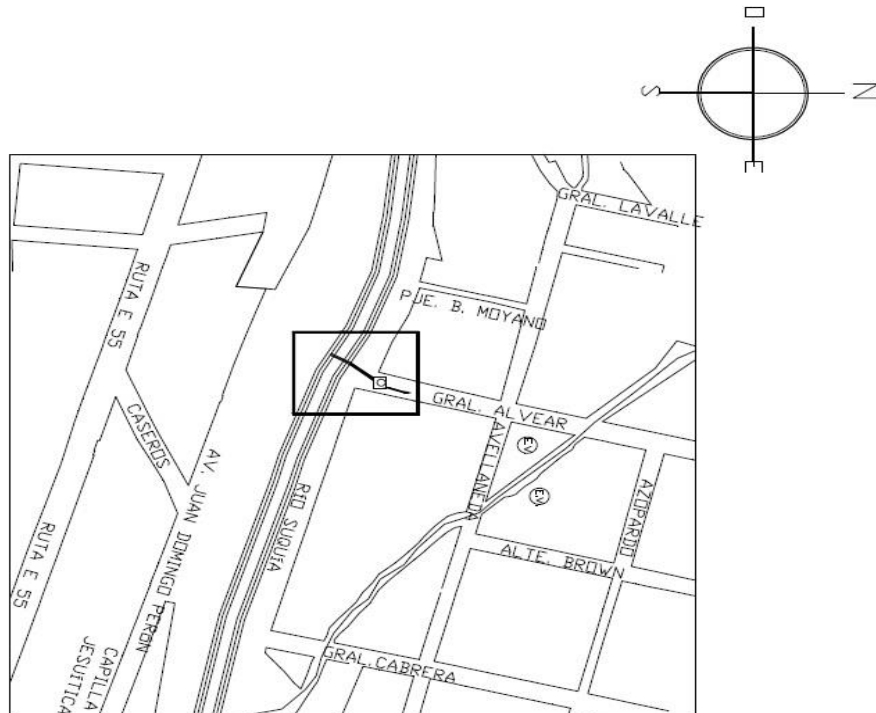
Luego del proceso de selección se realizó el dimensionamiento en detalle de la alternativa final según Norma ENOHSa. De esta alternativa ganadora más adelante

presentara los planos de detalles, la memoria descriptiva y un cómputo y presupuesto mucho más aproximado que el realizado para la comparación.

4.3.1 ALTERNATIVA I

En la **Fig. 20** observamos el croquis de ubicación: (Cruce conducto \varnothing 800 mm).

Fig. 20 – (Croquis de ubicación de Alternativa I)



En esta alternativa se pretende realizar la captación de agua superficial en la sección considerada y unirla directamente a la nueva aducción de PRFV de 800 mm de diámetro. Para esto se cuenta con perfiles relevados de los cuales se obtienen las cotas de las cañerías.

Para esta alternativa y a fin de hacer más abarcativas las soluciones planteadas frente al problema presentado, se analizaran 2 variantes:

- **Variante A:** Captación mediante un Canal rectangular con rejilla superior (para captación directa) ya que la topografía de la zona y la composición del lecho del Rio Primero en este perfil lo permite.
- **Variante B:** Captación mediante Cañerías filtrantes (Drenes).

4.3.1.1 Variante A:

CAPTACION: Canal Rectangular

Esta variante permite aprovechar las características del lecho rocoso meteorizado y realizar una captación más directa, la cual consta de un canal rectangular con una rejilla de acero inoxidable con una separación suficiente que permita el ingreso del agua rápidamente.

Debido a la falta de lecho filtrante y la rapidez del ingreso del agua se prevé tener una cantidad de arenas significativa en el pozo colector, para tener en cuenta este costo adicional se prevé aumentar el diámetro del pozo colector y colocar un tabique separador en la parte inferior de manera de dividirlo en una cámara de desarenación la cual tendrá una actividad de mantenimiento bastante más extensa que en las variantes de cañería filtrante y de esta manera evitar dañar el equipo de bombeo por falta de mantenimiento.

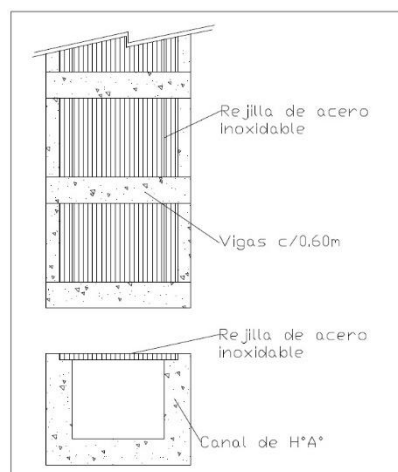
Para el cálculo del canal se tuvieron en cuenta los siguientes parámetros:

- Se adoptó una velocidad de 0.9 m/seg (si bien en canal rectangular podríamos adoptar una mayor, como luego será conducido por un conducto hasta el pozo colector, se adoptó la máxima permitida para circular dentro de este)
- Para el cálculo del Área a adoptar se tuvo en cuenta la sección rectangular hidráulicamente óptima despejada de la Ecuación de Manning, la cual indica para este tipo de canales que la base sea igual a 2 veces la altura ($b = 2h$).

Dimensiones del canal:

- Ancho: 2.00 metros
- Alto: 1.00 metros
- Largo: 8 mts (Debido al área de entrada disminuida por las rejas y vigas superiores)

Se tomó la velocidad de entrada máxima ya que al ser mediante una rejilla el ingreso al canal y tener el lecho superior una gran permeabilidad, el agua no presenta ninguna dificultad para ingresar.



A continuación, en la **TABLA 2**, se observa la planilla de cálculo utilizada:

TABLA 2. (Calculo canal rectangular)

Parametros	Valores
Q (m3/seg)	0,88
Vel adop (m/seg)	0,6 (0.6-0.9)
A nec (m2)	1,46
h (m)	1
b (m)	2
A trans (m2)	2
Vel entrada (cm/s)	10 (2.5-10)
A entrada necesaria(m2)	8,75
Longitud (m)	8
A entrada adop (m2)	16
Verifica:	si

Como se puede observar, el área adoptada por el canal se encuentra en el orden de 2 veces el área necesaria, esto se prevé así debido a que se debe permitir realizar la limpieza de la cámara desarenadora al mismo tiempo que la que la toma está en funcionamiento para no tener que parar el bombeo cuando se requiera evacuar la arena, la cual será una actividad bastante frecuente por el tipo de toma analizada.

Elementos a considerar y que serán necesarios en esta variante:

- Canal rectangular de H°A°
- Cañería conductora desde el Canal filtrante al Pozo colector ($\varnothing = 800$ mm; sección = 0.5 m2)
- Cámara desarenadora (dentro del pozo colector)
- Pozo Colector
- Bombas y equipo de operación y mantenimiento
- Cañería de impulsión
- Válvulas

4.3.1.2 Variante B:

CAPTACION: Cañería Filtrante

La cañería filtrante será calculada para el caudal de diseño, el cual desembocara en una cámara de bombeo, donde el equipo dimensionado y encargado de la realización de esta tarea llevará el agua hasta el Booster que se ocupara de levantar la presión y hacerlo llegar hasta la Planta Potabilizadora La Calera.

A continuación exponemos el cálculo aproximado de este dren a los fines que sea comparativo con las otras alternativas.

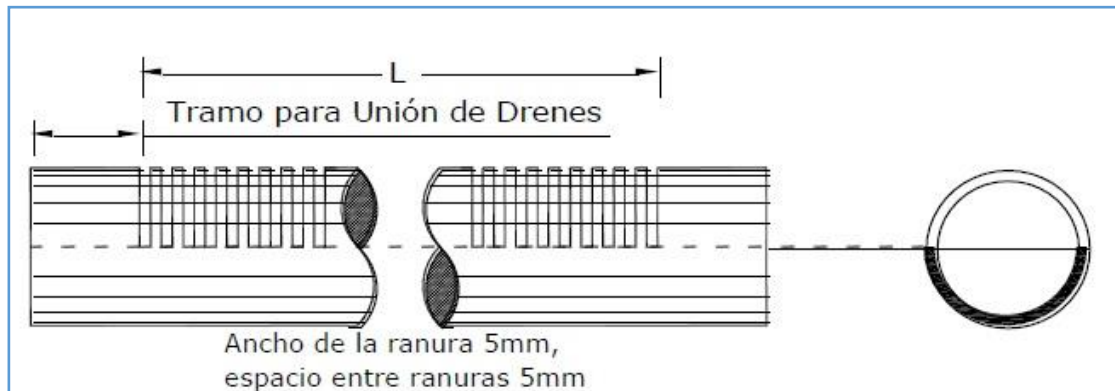
Los parámetros utilizados con sus respectivos valores fueron los siguientes:

- **Caudal necesario:** 1050 m³/hs (Correspondientes al 50% de la capacidad de tratamiento de la planta)
- **Velocidad en la cañería:** 0.7 m/s (Velocidad adoptada para evitar la sedimentación de las partículas finas, de esta manera las partículas serán arrastradas hasta la cámara colectora donde se las eliminara)
- **Velocidad de filtración:** 3 cm/s (Para evitar el ingreso de las partículas finas y quedar del lado de la seguridad en caso de futuras obstrucciones)
- **Coefficiente de contracción a la entrada de los orificios:** 0.55
- **Material:** Acero inoxidable
- **Diámetro:** 300 mm

Se realizaron cálculos para determinar la superficie filtrante necesaria, una vez obtenida ésta se buscaron variantes en diámetros de cañería filtrante y en diseños de perforación de la misma para cumplir con la superficie de filtración necesaria minimizando la inversión y los costos y cumpliendo con la exigencia técnico-funcional de la Toma.

A continuación se presenta el análisis realizado para encontrar el tipo y las dimensiones de ranuras en la cañería:

- **Orificios filtrantes: Ranuras planas ½ caña superior**



Al analizar esta variante, nos encontramos con que entregaba una superficie de filtración muy baja, por lo que se necesitaba la colocación de 2 DRENES de 38 mts de longitud.

Observando que excedía el ancho del Rio en esta sección se propuso aumentar la cantidad de drenes para estar en una longitud aproximada a la mitad del ancho del Rio. Realizado este encontramos que para la cantidad necesaria de superficie filtrante a una longitud de 19 mts sería necesaria la colocación de 4 DRENES, lo cual es bastante más costoso (aun sin hacer el análisis de costos) así que se recurrió a calcular la superficie filtrante con otro diseño de orificios.

A continuación, en la **Tabla 3 y 4** se muestran las planillas de cálculo utilizadas:

TABLA 3. (Ranuras planas superiores -1/2 caña – 2 DRENES)

CALCULO DE DRENES (Ranuras planas superiores-1/2 caña 2 DRENES)		
Caudal Necesario (m3/hs):	1050	
Velocidad de entrada (cm/s):	3	(2.5/10) cm/s
Velocidad en tuberia (m/s):	0,7	(0.6/0.9) m/s
Coefficiente de contraccion:	0,55	
Superficie de Filtracion (m2):	17,677	
Diametro del caño dren (mm)	300	
N° de Drenes (N°):	2	
Ancho ranuras (mm)	5	
Espacio entre ranuras (mm)	5	
N° de Ranuras por metro (N°/m):	100	
Superficie de 1 ranura (m2):	0,002356	
Area libre abierta/metro (m2)	0,235619	
Superficie de Filtracion obtenida (m2):	17,907	
Longitud Propuesta (m)	38	(32m ancho Rio)
verifica: (?)	SI	

TABLA 4. (Ranuras planas superiores -1/2 caña – 4 DRENES)

CALCULO DE DRENES (Ranuras planas superiores-1/2 caña 4 DRENES)		
Caudal Necesario (m3/hs):	1050	
Velocidad de entrada (cm/s):	3	(2.5/10) cm/s
Velocidad en tuberia (m/s):	0,7	(0.6/0.9) m/s
Coefficiente de contraccion:	0,55	
Superficie de Filtracion (m2):	17,677	
Diametro del caño dren (mm)	300	
N° de Drenes (N°):	4	
Ancho ranuras (mm)	5	
Espacio entre ranuras (mm)	5	
N° de Ranuras por metro (N°/m):	100	
Superficie de 1 ranura (m2):	0,002356	
Area libre abierta/metro (m2)	0,235619	
Superficie de Filtracion obtenida (m2):	17,907	
Longitud Propuesta (m)	19	(32m ancho Rio)
verifica: (?)	SI	

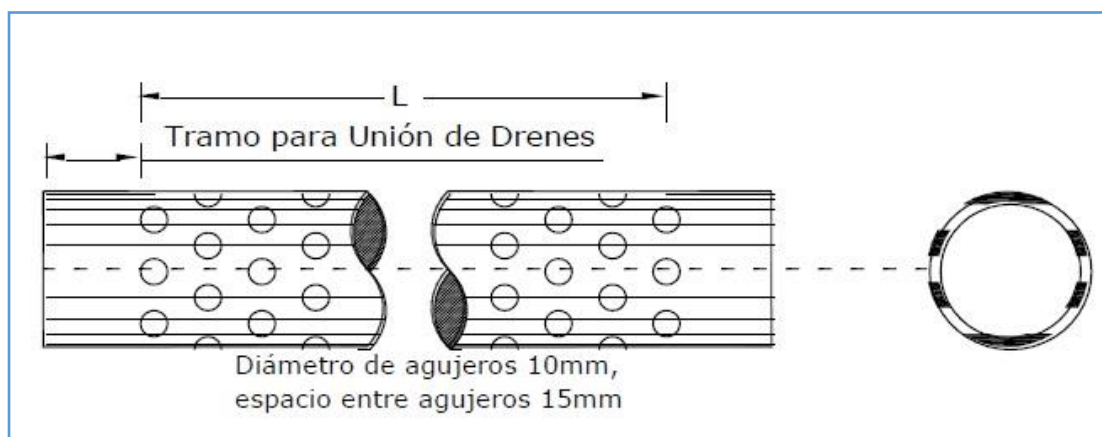
Un aporte realizado por Javier Tarletta del Área de Estudio y Proyecto de la Secretaria de Recursos Hídricos y Coordinación mostro la posibilidad de utilización de 3 Drenes, a continuación en la **Tabla 5** se muestra el cálculo.

Tabla 5 – (Ranuras planas superiores -1/2 caña – 3 DRENES)

CALCULO DE DRENES (Ranuras planas superiores 1/2 caña- 3 DRENES)		
Caudal Necesario (m3/hs):	1050	
Velocidad de entrada (cm/s):	3	(2.5/10) cm/s
Velocidad en tubería (m/s):	0,7	(0.6/0.9) m/s
Coefficiente de contraccion:	0,55	
Superficie de Filtracion (m2):	17,677	
Diametro del caño dren (mm)	300	
N° de Drenes (N°):	3	
Ancho ranuras (mm)	5	
Espacio entre ranuras (mm)	5	
N° de Ranuras por metro (N°/m):	100	
Superficie de 1 ranura (m2):	0,002356	
Area libre abierta/metro (m2)	0,235619	
Superficie de Filtracion obtenida (m2):	18,378	
Longitud Propuesta (m)	26	(32m ancho Rio)
verifica: (?)	SI	

No conformes aun con las cantidades proporcionados con ese cálculo se siguieron calculando distintos diseños de perforaciones los cuales necesitaban de distintas longitudes y cantidades de drenes.

• **Orificios filtrantes: Perforaciones circular de 1cm**



Realizado el cálculo con los mismos parámetros anteriores pero con una configuración de superficie filtrante como la expuesta en la figura anterior, encontramos que se necesita una longitud de conducto de 48 mts con la colocación de 2 DRENES, lo que aún es excesivo, por lo que se siguió buscando la configuración de perforación adecuada.

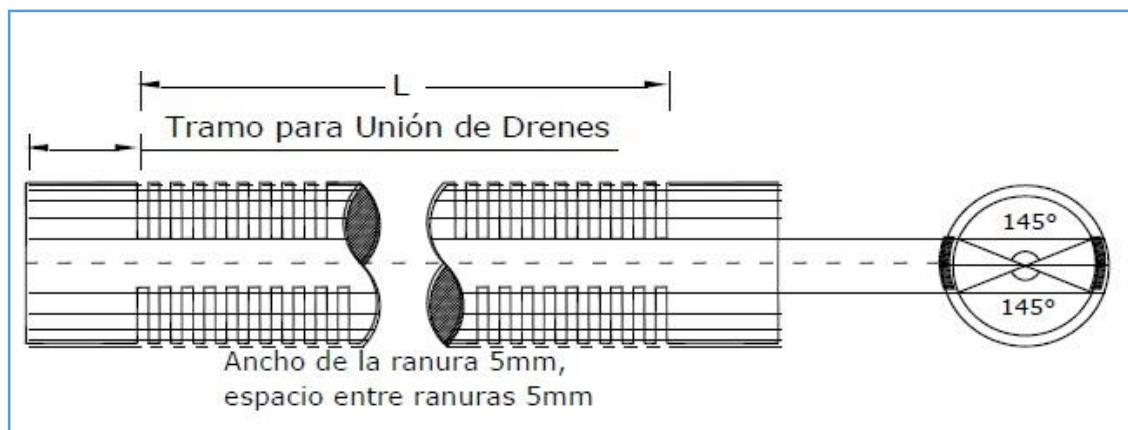
A continuación, en la **Tabla 6**, se adjunta la planilla de cálculo utilizada:

TABLA 6. (Dren con ranura circular – 2 DRENES)

CALCULO DE DRENES (Orificios circulares de 1 cm en todo el perimetro- 2 DRENES)

Caudal Necesario (m3/hs):	1050	
Velocidad de entrada (cm/s):	3	(2.5/10) cm/s
Velocidad en tubería (m/s):	0,7	(0.6/0.9) m/s
Coefficiente de contraccion:	0,55	
Superficie de Filtracion (m2):	17,677	
Diametro del caño dren (mm)	300	
N° de Drenes (N°):	2	
N° de Orificios por metro lineal (N°):	50	
Separacion entre orificios (mm)	15	
Diametro de los orificios (mm):	10	
N° de Orificios por perimetro (N°):	47,1	
Superficie de 1 orificio (m2):	0,000079	
N° de Orificios por metro (N°)	2355	
Area libre abierta/metro (m2)	0,185	
Superficie de Filtracion obtenida (m2):	17,75628168	
Longitud Propuesta	48	(32m ancho Rio)
verifica: (?)	SI	

• **Orificios filtrantes: Ranuras planas superior e inferior**



Esta variante surge del intento de minimizar los costos de construcción de la obra de Toma modificando y calculando una vez más la superficie de filtración. (Siempre con los mismos parámetros) El resultado de esta variante fue exitoso consiguiendo como resultado la necesidad de implementar **DOS DRENES** de aproximadamente **24mts de longitud**.

A continuación, en la **Tabla 7**, exponemos la planilla de cálculo utilizada:

TABLA 7. (Dren con ranuras superiores e inferiores – 2 DRENES)

CALCULO DE DRENES (Ranuras planas superiores e inferiores -2 DRENES)		
Caudal Necesario (m3/hs):	1050	
Velocidad de entrada (cm/s):	3	(2.5/10) cm/s
Velocidad en tubería (m/s):	0,7	(0.6/0.9) m/s
Coefficiente de contracción:	0,55	
Superficie de Filtración (m2):	17,677	
Diametro del caño dren (mm)	300	
N° de Drenes (N°):	2	
Ancho ranuras (mm)	5	
Espacio entre ranuras (mm)	5	
N° de Orificios por metro (N°/m):	100	
Superficie de 1 orificio (m2):	0,003770	
Area libre abierta/metro (m2)	0,376991	
Superficie de Filtración obtenida (m2):	18,096	
Longitud Propuesta (m)	24	(32m ancho Rio)
verifica: (?)	SI	

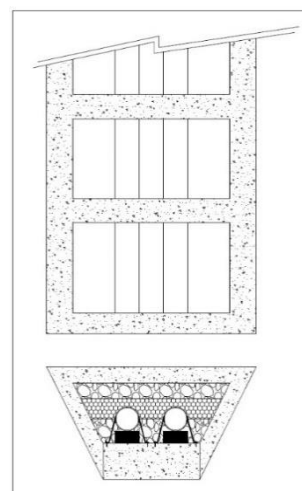
Luego de analizadas las distintas variantes de superficies filtrantes nos parece conveniente adoptar como característica de esta alternativa la opción de Ranurado inferior y superior, ya que técnico-funcionalmente se adapta a la necesidad del proyecto y genera los mínimos costos de construcción en cuanto a cantidad y longitud de drenes.

Esta cañería se dispondrá dentro de una estructura realizada para contener una cantidad de dos conductos filtrantes en paralelo. Dicha estructura se dimensiono y a continuación se exponen los resultados

Detalle constructivo del dren:

El Dren estará compuesto por 2 tubos de Acero inoxidable (A-312) Producto de FAMIQ con las siguientes características:

- Diámetro: 323.9 mm (Diámetro comercial)
- Largo: 24m
- Espesor 5mm
- Ranurado superior e inferior con una amplitud de 145° desde el centro de 5mm cada 5mm.



Como se puede observar en la imagen (A modo ilustrativo) estarán dentro de un canal de H°A° con vigas transversales para darle rigidez y evitar la pérdida del contenido por erosión y con un mando filtrante con las siguientes características:

- 1- Canto rodado Ø100mm (max) - 30cm
- 2- Arena Limpia Ø0.2-0.4mm (max) - 20cm
- 3- Grava Limpia Ø10-15mm (max) - 30cm

Serán sujetos mediante elementos resistentes para estas condiciones con el objetivo de que puedan quedar suspendidos y de esta manera asegurar el ingreso de agua por su ranurado inferior.

CAÑERÍA CONDUCTORA:

Esta cañería será de PRFV de 800 mm de diámetro sin perforaciones y será la encargada de tomar el agua de los conductos drenantes (ya sea el canal de captación o la cañería filtrante) y llevarla hacia el pozo colector mediante gravedad.

Tendrá una pendiente MINIMA de 0.003 m/m para asegurar la auto-limpieza, estará dispuesta dentro de un caño camisa de acero de 1200 mm de diámetro. Antes de ingresar al Pozo se colocara una válvula exclusiva de 800mm para posibles limpieza y vaciado de pozo.

POZO COLECTOR:

Caudal de diseño: 1050 m³/hs = 0.3 m³/seg

Adoptando una permanencia en el pozo de 5 min = 300 seg obtenemos un volumen necesario de 90 m³.

Fijando un diámetro de 5 m encontramos necesaria una profundidad de aproximadamente h = 4.6 mts. (Desde el pelo de agua hacia abajo hasta la cota necesaria) elevando luego las paredes del pozo hasta la superficie del terreno. En el caso de la *Variante A*, debido a la mayor cantidad de material de río que ingresa, el pozo colector se construirá de 6mts de diámetro, aumentando su área un 44% para la cámara desarenadora y será realizado en Hormigón Armado de 0.20 mts de espesor como mínimo y en calidad H21.

A una distancia de 70 cm del fondo se le colocara hasta superficie una escalera de hierro solidaria a la pared interior del pozo para permitir el ingreso del personal de mantenimiento.

A los 4.6m (altura del pelo de pelo de agua) se colocara una tapa de rejas (con posibilidad de apertura manual) a los fines de mantener cierta seguridad y evitar el ingreso de objetos de gran tamaño que puedan ingresar al líquido, y a partir de esa profundidad del fondo el pozo se extenderá en superficie hasta la cota de cordón de vereda de la calle Rodolfo Reyna en el perfil 2, pero sobre su ubicación en perfil 1 que es en la calle General Alvear, quedando de esta manera al resguardo de cualquier crecida evitando de esta manera la contaminación por agua superficial.

ESTACION DE BOMBEO Y OPERACIÓN:

Se ejecutara por sobre el pozo una losa de hormigón con una compuerta de rejas que permita el ingreso al mismo la cual contendrá una baranda de seguridad del 0.90mts rodeando la circulación interior y espacio suficiente en superficie para la colocación de equipamiento de operación de La Toma.

DIMENSIONADO DE BOMBAS:

Primero calculamos las perdidas por fricción con el método de Hazen-Williams, el cual es válido solamente para el agua que fluye en las temperaturas ordinarias (5 °C - 25 °C). La fórmula es sencilla y su cálculo es simple debido a que el coeficiente de rugosidad "C" no es función de la velocidad ni del diámetro de la tubería. Es útil en el cálculo de pérdidas de carga en tuberías para redes de distribución de diversos materiales, especialmente de fundición y acero:

$$hf = 10,674 \cdot [Q^{1,852} / (C^{1,852} \cdot D^{4,871})] \cdot L$$

En donde: (hf): pérdida de carga o de energía; (Q): caudal; (C): coeficiente de rugosidad del PRFV; (D): diámetro interno de la tubería; y (L): longitud de la tubería.

$$hf = 10.674 * \left[\left(\frac{0.3^{1.852}}{150^{1.852} * 0.8^{4.871}} \right) \right] * 798 = 0.25m$$

- Diferencia de altura desde la superficie= 26.58m
- Profundidad del Pozo Colector= 9m
- Altura total a suministrar por la bomba= 26.58m + 0.25m + 9m = 35.83m ≈ **36m**
- Caudal = **1050 m3/h**

Se realizó una reunión con personal de la empresa **Dimotec**, en la cual se pidió el producto necesario, quedando en definitiva para esta alternativa lo siguiente:

Alternativa 1 - CANTIDAD DE BOMBAS 2 (dos)

Electrobomba sumergible apta para montaje en cámara húmeda marca FLYGT modelo NP 3315 MT curva 632, Apta para las siguientes condiciones de servicio: Q: 150 l/s (540 m3/h) a 36 m.c.a y provista con:

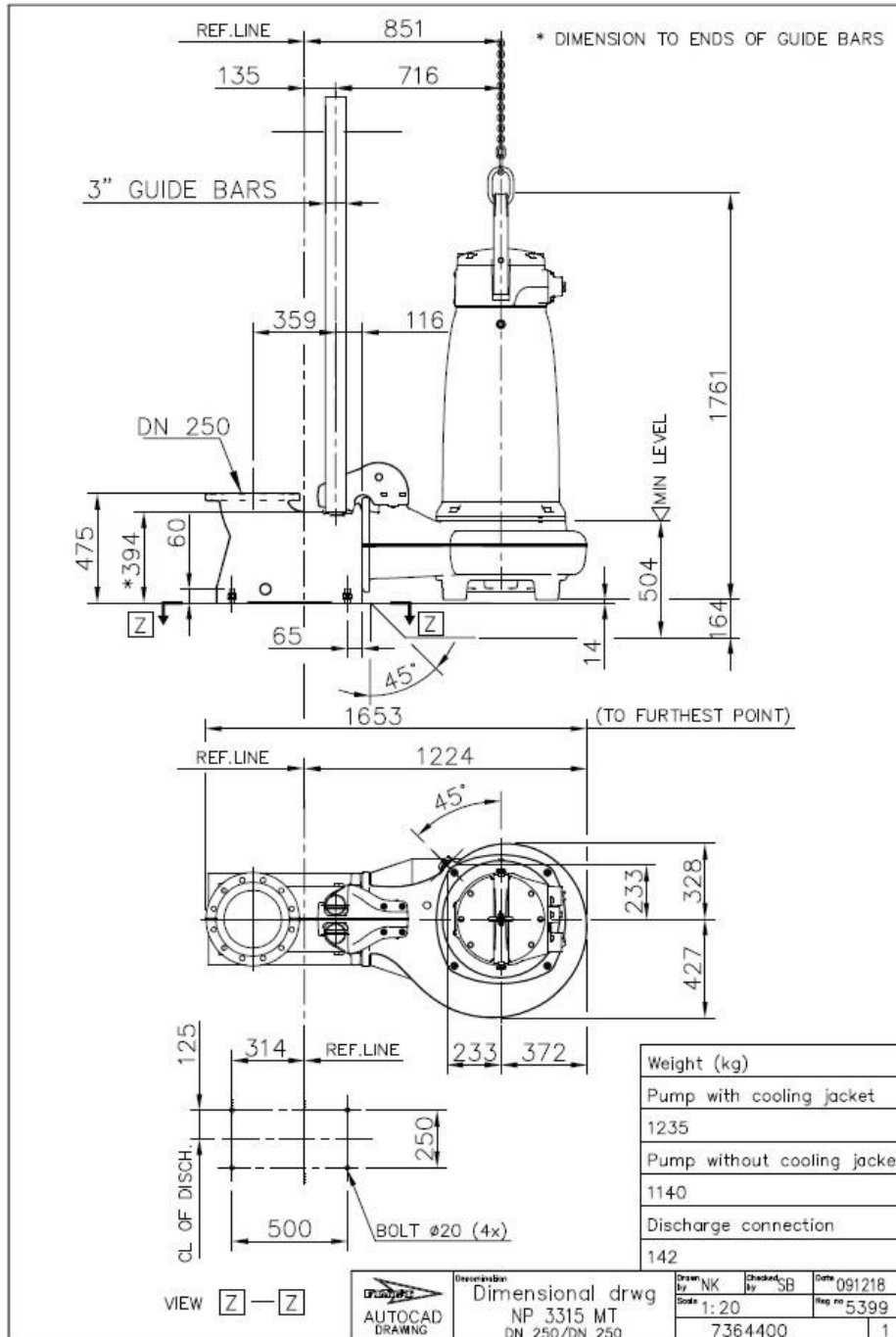
- Motor eléctrico de 90 kW a 950 rpm con aislación clase H (180°C) , para corriente alterna trifásica 380V - 50 Hz, arranque estrella triángulo / directo
- Cámara de refrigeración mediante circulación de líquido refrigerante en circuito cerrado.

- Codo base con salida a brida de \varnothing 300 mm.
 - Garra deslizante.
 - Soporte superior de barras guías
 - 10 metros de cable eléctrico sumergible , 2 x 4G16+2x 1,5 mm² (arranque estrella triangulo)
 - Contactos térmicos en el bobinado del estator con apertura a 140°C
 - FLS: Sensor de humedad en cámara de inspección
 - Minicas II: unidad de supervisión de sensores de humedad y temperatura para colocar en tablero
 - Impulsor N: multicanal, semiabierto, de álabes curvados hacia atrás, de diseño inatascable y auto limpiante, de alta eficiencia bombeando de líquidos residuales con contenido de sólidos o fibras largas. Este se complementa con ranura de descarga en la entrada de la voluta
 - Sello mecánico tipo cartucho que contiene el sello mecánico interno y externo, ambos con pistas de carburo de tungsteno resistente a la corrosión
 - Cámara de inspección: retiene el líquido que pueda pasar por el sello mecánico interno evitando que llegue al rodamiento inferior
 - Spin out: sistema de expulsión de partículas abrasivas del sello mecánico exterior
 - Manija de izaje en acero inoxidable
- Impulsor y Cuerpo: Fundición de hierro ASTM A 48 N° 35 B

CONDUCTO DE IMPULSION:

El conducto de impulsión será de PRFV de 600 mm de diámetro y 10 mts de longitud desde el Pozo Colector hasta una cámara donde se encontrar una válvula exclusiva de 600 mm luego mediante un elemento “T” se unirá a conducto de aducción de 800 mm de diámetro el cual llevara el agua hacia el Booster y desde allí a la Planta Potabilizadora La Calera.

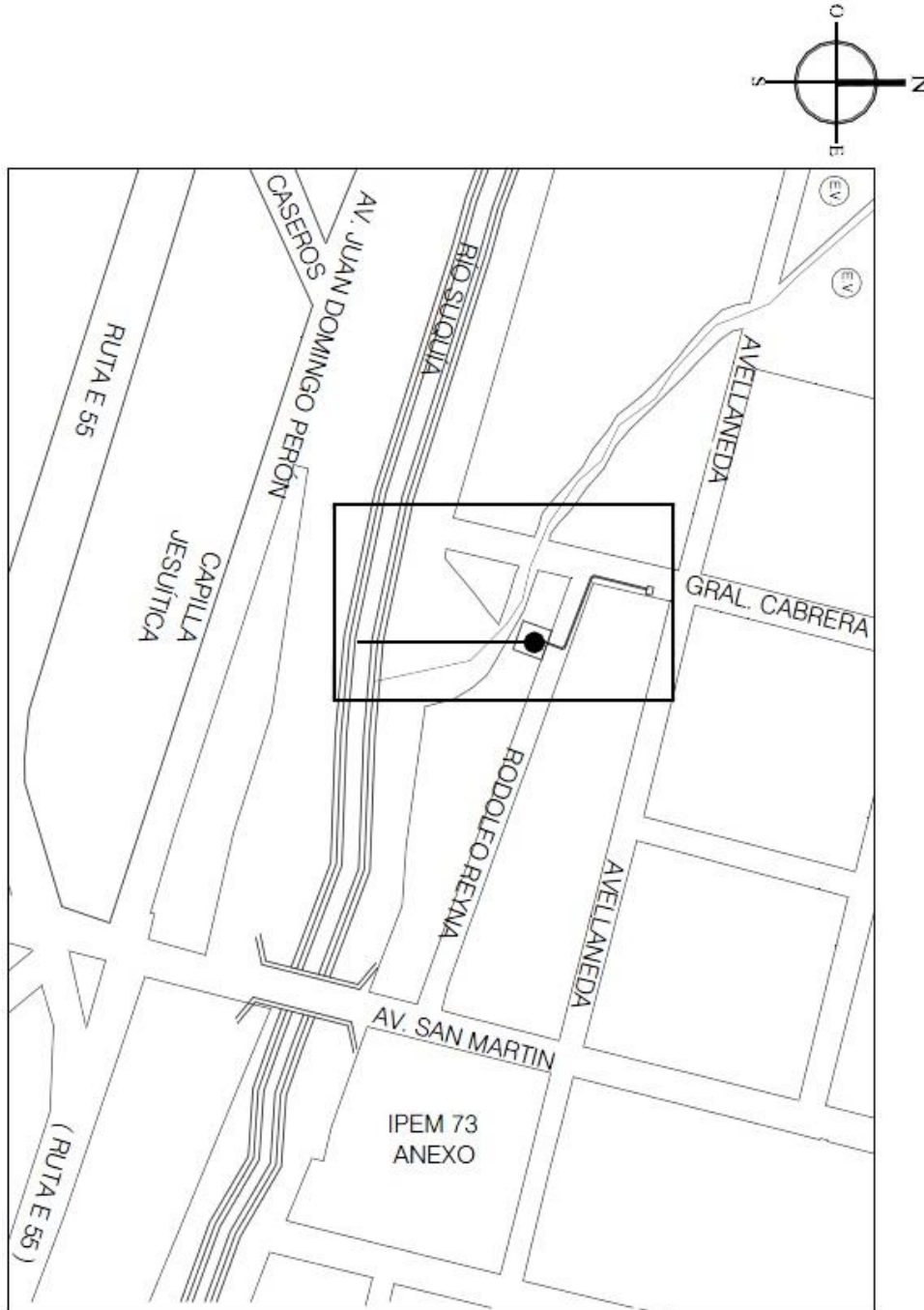
El conducto de impulsión tendrá una tapada mínima de 1.20m desde el pozo hasta la cámara donde se encontrara la válvula.



4.3.2 ALTERNATIVA II

En la **Fig. 21** observamos el croquis de ubicación: (Cruce antigua aducción \varnothing 600mm)

Fig. 21 – (Croquis de ubicación Alternativa II)



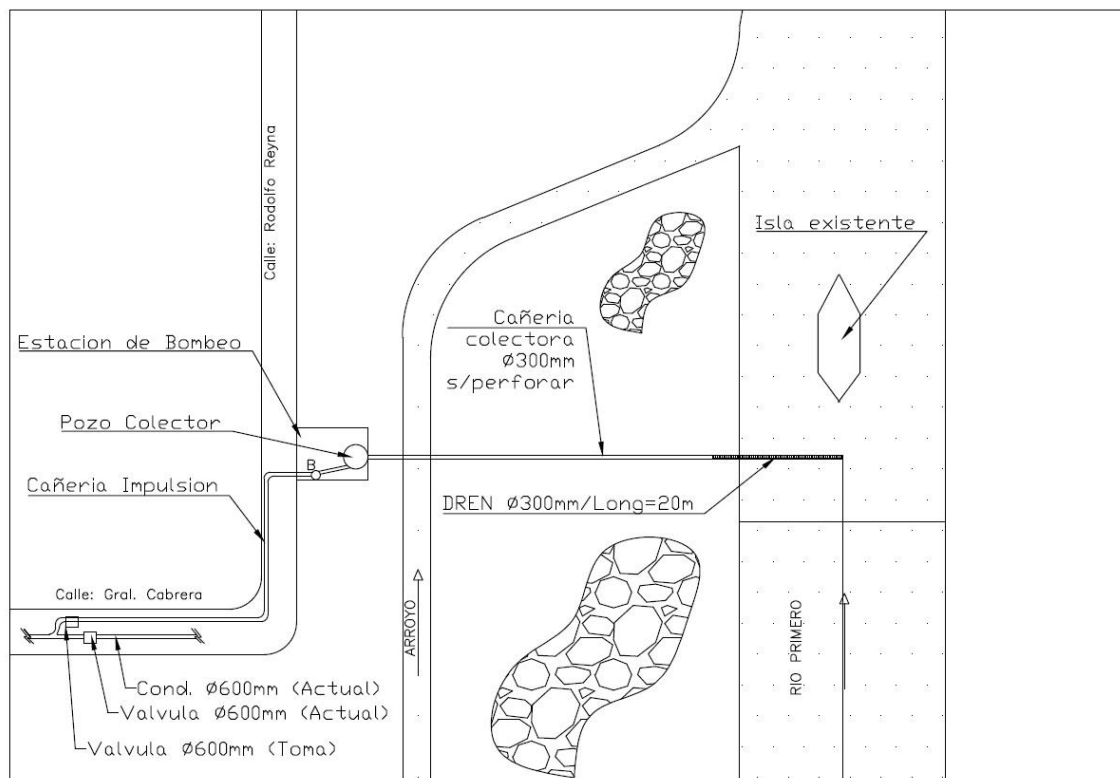
Para poder realizar una comparación entre las alternativas a tratar es necesario que cada una de ellas sea representativa del problema y sea correcta técnico-funcionalmente, para ellos hemos planteado una solución a esta alternativa valorando, explicando y dando un simple dimensionado a los fines de que el presupuesto final

obtenido sea representativo del problema y pueda ser comparado con las otras alternativas. (Leer aclaración **Punto 4.3**)

A continuación agregamos los detalles del tratamiento de esta alternativa en para la cual tuvimos en cuenta:

- Cañería filtrante sumergida debajo del Río
- Cañería colectora que lleva el agua desde el filtro al pozo colector
- Pozo colector
- Estación de bombeo y operación
- Cañería de impulsión hasta conectar con el conducto $\varnothing 600\text{mm}$ existente
- Válvula exclusiva
- Bombas con potencia suficiente para llevar el agua desde el pozo de bombeo hasta el Booster de la Planta Potabilizadora
- Desmontes y terraplenes así como la excavación necesaria.

Fig. 22 – (Esquema general de Alternativa II)



Analizando la zona de ubicación mediante el informe de descripción del entorno y consideraciones (**punto 4.2**) se prevé que la materialización de la Toma Superficial de Emergencia sea a través de drenes filtrante al igual que la "Variante B" de la Alternativa I, el cual será calculado para el caudal de diseño y el mismo desembocara

en una cámara de bombeo, donde el equipo dimensionado y encargado de la realización de esta tarde llevara el agua hasta el Booster que se ocupara de levantar la presión y hacerlo llegar hasta la Planta Potabilizadora La Calera.

Se podrá consultar el cálculo de los Drenes de esta alternativa en el **Punto 4.3.1.2, Pág. 40.**

Los parámetros utilizados con sus respectivos valores fueron los mismos que la Variante B de la alternativa I, y son los siguientes:

- **Caudal necesario:** 1050 m³/hs (Correspondientes al 50% de la capacidad de tratamiento de la planta)
- **Velocidad en la cañería:** 0.7 m/s (Velocidad adoptada para evitar la sedimentación de las partículas finas, de esta manera las partículas serán arrastradas hasta la cámara colectora donde se las eliminara)
- **Velocidad de filtración:** 3 cm/s (Para evitar el ingreso de las partículas finas y quedar del lado de la seguridad en caso de futuras obstrucciones)
- **Coefficiente de contracción a la entrada de los orificios:** 0.55
- **Material:** Acero inoxidable
- **Diámetro:** 300mm

POZO COLECTOR:

Caudal de diseño: 1050 m³/hs = 0.3 m³/seg

Adoptando una permanencia en el pozo de 5 min = 300 seg obtenemos un volumen necesario de 90 m³.

Fijando un diámetro de 5 m encontramos necesaria una profundidad de aproximadamente h = 4.6 mts. (Desde el pelo de agua hacia abajo hasta la cota necesaria) elevando luego las paredes del pozo hasta la superficie del terreno y será realizado en Hormigón Armado de 0.20 mts de espesor como mínimo y en calidad H21.

A una distancia de 70 cm del fondo se le colocara hasta superficie una escalera de hierro solidaria a la pared interior del pozo para permitir el ingreso del personal de mantenimiento.

A los 4.6m (altura del pelo de pelo de agua) se colocara una tapa de rejas (con posibilidad de apertura manual) a los fines de mantener cierta seguridad y evitar el ingreso de objetos de gran tamaño que puedan ingresar al líquido, y a partir de esa profundidad del fondo el pozo se extenderá en superficie hasta la cota de cordón de vereda de la calle Rodolfo Reyna, quedando de esta manera al resguardo de cualquier crecida evitando de esta manera la contaminación por agua superficial.

ESTACION DE BOMBEO Y OPERACIÓN:

Se realizara el relleno de espacio libre entre el pozo colector a nivel de terreno y el nivel de la calle mediante suelo compactado revestido con gaviones para protegerlo de la erosión y permitir la pendiente recta del talud vertical luego del relleno.

Sobre este relleno y siempre a nivel de CV se ejecutara por sobre el pozo una losa de hormigón con una compuerta de rejas que permita el ingreso al mismo la cual contendrá una baranda de seguridad del 0.90mts rodeando la circulación interior y espacio suficiente en superficie para la colocación de equipamiento de operación de La Toma.

DIMENSIONADO DE BOMBAS:

Primero calculamos las perdidas por fricción con el método de Hazen-Williams, el cual es válido solamente para el agua que fluye en las temperaturas ordinarias (5 °C - 25 °C).

La fórmula es sencilla y su cálculo es simple debido a que el coeficiente de rugosidad "C" no es función de la velocidad ni del diámetro de la tubería. Es útil en el cálculo de pérdidas de carga en tuberías para redes de distribución de diversos materiales, especialmente de fundición y acero:

$$hf = 10,674 \cdot [Q^{1,852} / (C^{1,852} \cdot D^{4,871})] \cdot L$$

En donde: (hf): pérdida de carga o de energía; (Q): caudal; (C): coeficiente de rugosidad del PRFV; (D): diámetro interno de la tubería; y (L): longitud de la tubería.

$$hf = 10.674 * \left[\left(\frac{0.3^{1.852}}{150^{1.852} * 0.6^{4.871}} \right) \right] * 489 = 0.63m$$

- Diferencia de altura= 21.37m
- Profundidad del Pozo= 9m
- Altura total a suministrar por la bomba= 21.37m + 0.63m + 9m = **31m**
- Caudal = **1050 m3/h**

Se realizó una reunión con personal de la empresa Dimotec, en la cual se pidió el producto necesario, quedando en definitiva para esta alternativa lo siguiente:

Alternativa 2 - CANTIDAD DE BOMBAS 2 (dos)

Electrobomba sumergible apta para montaje en cámara húmeda marca FLYGT modelo NP 3315 MT curva 632, provista con:

- Motor eléctrico de 75 kW a 950 rpm con aislación clase H (180°C) , para corriente alterna trifásica 380V - 50 Hz, arranque estrella triangulo / directo
 - Cámara de refrigeración mediante circulación de líquido refrigerante en circuito cerrado.
 - Codo base con salida a brida de Ø 300 mm.
 - Garra deslizante.
 - Soporte superior de barras guías
 - 10 metros de cable eléctrico sumergible , 2 x 4G16+2x 1,5 mm2 (arranque estrella triangulo)
 - Contactos térmicos en el bobinado del estator con apertura a 140°C
 - FLS: Sensor de humedad en cámara de inspección
 - Minicas II: unidad de supervisión de sensores de humedad y temperatura para colocar en tablero
 - Impulsor N: multicanal, semiabierto, de álabes curvados hacia atrás, de diseño inatascable y auto limpiante, de alta eficiencia bombeando de líquidos residuales con contenido de sólidos o fibras largas. Este se complementa con ranura de descarga en la entrada de la voluta
 - Sello mecánico tipo cartucho que contiene el sello mecánico interno y externo, ambos con pistas de carburo de tungsteno resistente a la corrosión
 - Cámara de inspección: retiene el líquido que pueda pasar por el sello mecánico interno evitando que llegue al rodamiento inferior
 - Spin out: sistema de expulsión de partículas abrasivas del sello mecánico exterior
 - Manija de izaje en acero inoxidable
- Impulsor y Cuerpo: Fundición de hierro ASTM A 48 N° 35 B
O´rings: Goma de nitrilo 70° IRH

Apta para las siguientes condiciones de servicio: Q: 150 l/s (540 m3/h) a 31 m.c.a.

(Misma imagen de bomba que alternativa 1)

CONDUCTOS:

El conducto de impulsión será de PRFV de 600 mm de diámetro y 60 mts de longitud desde el Pozo Colector hasta una cámara donde se encontrar una válvula exclusiva de 600 mm luego mediante un elemento “T” se unirá a conducto de aducción de 600 mm de diámetro el cual llevara el agua hacia el Booster y desde allí a la Planta Potabilizadora La Calera.

EXCAVACIONES Y TRAZAS DE CONDUCTOS:

El conducto desde el canal filtrante hasta el pozo colector tendrá una tapada mínima de 1m por debajo del lecho del rio hasta llegar al Pozo Colector con las alturas de tapada según perfil del rio relevado.

El conducto de impulsión tendrá una tapada mínima de 1.20m desde el pozo hasta la cámara donde se encontrara la válvula.

4.3.3 ALTERNATIVA III

En la **Fig. 23** observamos la ubicación de la Alternativa III:

Fig. 23. – (Ubicación Alternativa III)



Coordenadas de ubicación: Latitud: 31°20'02''

Longitud: 64°20'02''

DESCRIPCION:

En esta alternativa analizaremos las tareas necesarias para reacondicionar obra de toma existente, con todas las incertidumbres que nos existen en la actualidad sobre el estado de las instalaciones existentes.

- TAREAS NECESARIAS:
 - Verificar estado de las estructuras actuales y la condición de las mismas, verificando si cumplen con las exigencias actuales de captación de agua.
 - Cambio del equipo de bombeo, operación y mantenimiento
 - Cambio de las conducciones actuales de 250 mm por nuevas de 600 mm de diámetro como mínimo.
 - Excavaciones y terraplenes
 - Válvulas nuevas con los diámetros correspondientes.

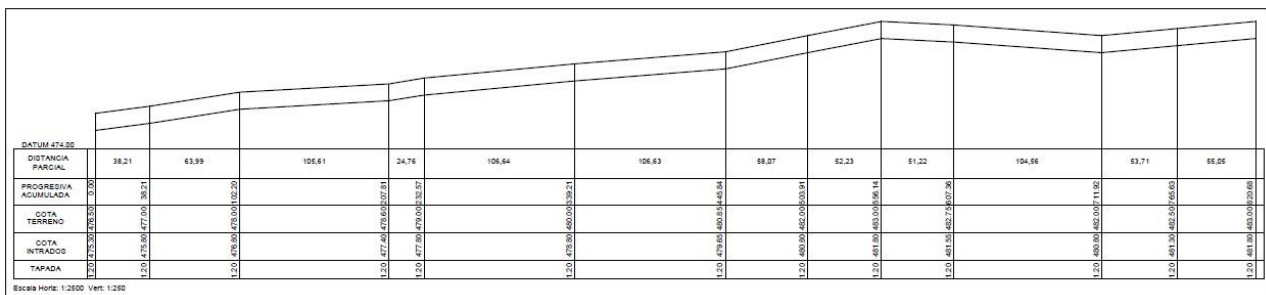
Debido a que se desconoce el estado actual de las instalaciones analizaremos 2 variantes:

- **VARIANTE A:** El estado actual de las instalaciones son adecuados y cumplen con las exigencias actuales de captación.
- **VARIANTE B:** El estado actual de las instalaciones no son los adecuados, se encuentran en mal estado o fuera de funcionamiento, para lo cual será necesario un recambio de todos sus componentes.

4.3.3.1 Variante A: Buen Estado

En esta variante no será necesarias obras de captación ni reacondicionamiento, pero si será necesario el cambio de los conductos de impulsión actuales por nuevo que cumpla con las exigencias con un diámetro mínimo de 600 mm.

La traza de la cañería de impulsión actual relevada es la siguiente:



Las tareas de recambio de la cañería incluiría tareas como:

- Excavación de toda la traza
 - Sacado de la cañería actual
 - Colocación nueva cañería de 600mm de diámetro
 - Cerrado de excavaciones
- La cañería será de PRFV de 600 mm de diámetro en toda la longitud.
 - Las tapadas se tomaran de 1.20 m como mínimo en cualquier lugar dela traza.
 - Las válvulas existentes serán cambiadas por válvulas exclusas de 600 mm.

Todas estas tareas serán tenidas en cuenta en la realización de computo métrico y presupuesto aproximado de cada una de las alternativas para luego ser comparadas entre si y elegir la más conveniente económicamente que cumpla con las exigencias técnicas funcionales.

IMPORTANTE: Hay que dejar claro que esta variante es una suposición bastante alejada de la realidad ya que es muy improbable que el estado sea bueno considerando que hace 5 años está en desuso y fue una obra proyectada para otros horizontes.

4.3.3.2 Variante B: Mal Estado

En caso de que el estado actual de sus componentes no sea adecuado a las exigencias necesarias en la actualidad para cumplir con el periodo de diseño de la obra de 20 años, será necesario un reacondicionamiento total de la Toma.

Para ello debido a que las condiciones del entorno son similares a las de la ALTERNATIVA 2 antes analizada serán adoptadas estas dimensiones con el agregado de la necesidad de cambiar los conductos de impulsión, el cual tendrá una tapada mínima de 1.20 m desde el pozo hasta la cámara donde se encontrara la válvula.

Se seguirá la Traza relevada por el personal de la Secretaria de Recursos Hídricos y Coordinación.

4.4 CÓMPUTO Y PRESUPUESTO COMPARATIVO

4.4.1 DESCRIPCION METODOLOGIA EMPLEADA

Una vez realizado el dimensionamiento aproximado de cada alternativa según posibilidades constructivas, funcionales y el entorno en el cual estarán emplazadas procedemos a la realización de un cómputo y presupuesto comparativo.

IMPORTANTE: Con esto nos referimos al detalle de las partes de cada alternativa que **NO** comparte con las otras, es decir, las que las diferencian y son propias de cada una. Con esta discriminación de los tipos de componentes se pidieron presupuestos estimativos a lugares específicos que comercialicen dichos elementos y se confeccionaron tablas para cada una de las alternativas llegando a la obtención de un “Costo final comparativo”, volvemos a repetir, no es un presupuesto de cada obra en su totalidad, sino de los elementos que las distinguen de las otras para poder compararlas económicamente.

Hay que tener en cuenta que muchos de los presupuestos fueron entregados en dólares, por lo cual e cambio se realizó con el valor al que se encontraba en el momento (\$ 5.55 aproximadamente). Es muy posible que muchos de estos costos hoy en día sean diferentes o estén muy alejados, pero aun así cuando se realizó el proceso de análisis de las alternativas estaban bastantes aproximados.

4.4.2 COMPARACION ECONOMICA

A continuación adjuntamos las tablas realizadas en las cuales se indica cada ítem referido a la tarea o conjunto al que pertenece, la cantidad necesaria, la unidad de medida y el costo unitario. Con ello obtenemos el costo de los ítems que luego sumado al resto representan el costo total comparativo.

4.4.2.1 Alternativa I (A):

COMPUTO Y PRESUPUESTO ALTERNATIVAS PARA TOMA DE EMERGENCIA DE LA PLANTA POTABILIZADORA LA CALERA				
ALTERNATIVA 1-VARIANTE A (CANAL FILTRANTE)				
ITEM	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNIT.	COSTO FINAL
CAPTACION				(\$)
Desvio del Rio y tareas previas				s/c
Excavacion de zanja en Rio				s/c
Rejillas de A°I° (1,2m x 1m)	11	Und.	1200	13200
Canal Rectangular H°A°	6,42	m3	504	3235,68
CAÑERIA CONDUCCION				
Caño PRFV ø800mm	40	m	1422,85	56914
Suelos para Instalacion Tipo1	48	m3	160	7680
Mala Geotextil	200	m2	7,43	1486
Cañeria Retrolavado				s/c
CAÑERIA IMPULSION				
Caño A° ø300mm	14	m	---	---
Manifold (2x300 a 600)	1	Und.	---	---
Caño PRFV ø600mm	30	m	928,4	27852
Excavacion	360	m3	150	54000
Elementos varios	s/t	und.		220048,9
POZO COLECTOR (ø6m)				
Excavacion 8,6m	244	m3	150	36600
Pozo de H°A° ø6m (8,6m)	22,5	m3	504	11340
Tabique divisor (H°A°)	5,2	m2	504	2620,8
Compuerta A°I° (0,6m x 0,6m)	1	Und.	1000	1000
Gavión 2x1x0,5 m (6x8/2,4 mm - Zn)	12	Und.	249,7	2996,4
Bomba: FLYGT modelo NP 3315 MT(90Kw)	2	Und.	271870,5	543741
Bombas desagote				0
		(\$)	TOTAL	982714,8

4.4.2.2 Alternativa I (B):

COMPUTO Y PRESUPUESTO ALTERNATIVAS PARA TOMA DE EMERGENCIA DE LA PLANTA POTABILIZADORA LA CALERA				
ALTERNATIVA 1-VARIANTE B (DREN)				
ITEM	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNIT.	COSTO FINAL
CAPTACION				(\$)
Desvio del Rio y tareas previas				s/c
Excavacion de zanja en Rio				s/c
Cañeria Filtrante \varnothing 300mm A°I°	40	m	1452,79	58111,6
Proteccion H°A°	20	m3	504	10080
CAÑERIA CONDUCCION				
Caño PRFV \varnothing 800mm	40	m	1422,85	56914
Suelos para Instalacion Tipo1	48	m3	160	7680
Mala Geotextil	200	m2	7,43	1486
Cañeria Retrolavado				s/c
CAÑERIA IMPULSION				
Caño A° \varnothing 300mm	14	m	---	---
Manifold (2x300 a 600)	1	Und.	---	---
Caño PRFV \varnothing 600mm	40	m	928,4	37136
Excavacion	480	m3	150	72000
Elementos varios	s/t	und.		179465
POZO COLECTOR (\varnothing5m)				
Excavacion 8,6m	169	m3	150	25350
Pozo de H°A° \varnothing 5m (8,6m)	18	m3	504	9072
Gavión 2x1x0,5 m (6x8/2,4 mm - Zn)	12	m2	249,7	2996,4
Bomba: FLYGT modelo NP 3315 MT(90Kw)	2	Und.	271870,5	543741
Bombas desagote				0
		(\$)	TOTAL	1004032

4.4.2.3 Alternativa II.

COMPUTO Y PRESUPUESTO ALTERNATIVAS PARA TOMA DE EMERGENCIA DE LA PLANTA POTABILIZADORA LA CALERA				
ALTERNATIVA 2-(DREN)				
ITEM	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNIT.	COSTO FINAL
CAPTACION				(\$)
Desvio del Rio y tareas previas				s/c
Excavacion de zanja en Rio				s/c
Cañeria Filtrante \varnothing 300mm A°I°	40	m	1452,79	58111,6
Proteccion H°A°	20	m3	504	10080
CAÑERIA CONDUCCION				
Caño PRFV \varnothing 800mm	40	m	1422,85	56914
Suelos para Instalacion Tipo1	48	m3	160	7680
Mala Geotextil	200	m2	7,43	1486
Cañeria Retrolavado				s/c
CAÑERIA IMPULSION				
Caño A° \varnothing 300mm	14	m	---	---
Manifold (2x300 a 600)	1	Und.	---	---
Caño PRFV \varnothing 600mm	80	m	928,4	74272
Excavacion	960	m3	150	144000
Elementos varios	s/t	und.		179465
POZO COLECTOR (\varnothing5m)				
Excavacion 4,6m	90	m3	150	13500
Relleno de suelo	86	m3	---	0
Pozo de H°A° \varnothing 5m (8,6m)	18	m3	504	9072
Gavión 2x1x0,5 m (6x8/2,4 mm - Zn)	24	m2	249,7	5992,8
Bomba: FLYGT modelo NP 3315 MT (75Kw)	2	Und.	253836	507672
Bombas desagote				0
		(\$)	TOTAL	1068245

4.4.2.4 Alternativa III (Combinada con todas las alternativas)

COMPUTO Y PRESUPUESTO ALTERNATIVAS PARA TOMA DE EMERGENCIA DE LA PLANTA POTABILIZADORA LA CALERA				
ALTERNATIVA 3-(Con todas las Alternativas)				
ITEM	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO FINAL
RECAMBIO CONDUCCION				
Excavacion de zanja	984	m3	150	147600
Cañeria PRFV (ø600min)	820	m	928,4	761288
MEJOR ALTERNATIVA				
Alternativa 1-B	-----	-----		1004032
		TOTAL		1912920

ITEM	CANTIDAD	Unidad Medida	COSTO UNITARIO	COSTO FINAL
RECAMBIO CONDUCCION				
Excavacion de zanja	984	m3	150	147600
Cañeria PRFV (ø600min)	820	m	928,4	761288
MEJOR ALTERNATIVA				
Alternativa 1-A	-----	-----		982714,78
		TOTAL		1891602,8

ITEM	CANTIDAD	Unidad Medida	COSTO UNITARIO	COSTO FINAL
RECAMBIO CONDUCCION				
Excavacion de zanja	984	m3	150	147600
Cañeria PRFV (ø600min)	820	m	928,4	761288
MEJOR ALTERNATIVA				
Alternativa 2	-----	-----		1068245,4
		TOTAL		1977133,4

4.4.3 TABLA RESUMEN Y CONCLUSIONES

A continuación se presenta una tabla resumen con los costos comparativos de las alternativas analizadas:

ALTERNATIVA	COSTO APROXIMADO	ALTERNATIVA BASE	DIFERENCIA (%)
1-B	1004032,00	1-A (982714,78)	2
1-A	982714,78		0
2	1068245,40		9
3 (1-B)	1912920,00		95
3 (1-A)	1891603,00		92
3 (2)	1977133,00		101

Como podemos observar, la Alternativa I-A resulta la más económica comparando los elementos particulares de cada una (Despreciando los elementos en común).

También se puede ver que los costos de la Alternativa III (en caso de encontrarse en mal estado y sea necesaria una rehabilitación total) son excesivos, llegando al doble del valor de cualquiera de las otras alternativas.

Hay que destacar que al no hacer un presupuesto total no podemos observar en estos números la sensibilidad de esta diferencia. El mismo debería hacerse con el proyecto definitivo de la obra, considero que en esta etapa de análisis de alternativas un presupuesto más preciso no tendría sentido (Recomiendo hacerlo en la etapa de proyecto).

Aun sin el presupuesto total, prediciendo que el mismo va a aumentar considerablemente estos costos, la diferencia entre alternativas con respecto a los totales disminuirán, por lo que consideramos que una simple elección económica no se justificaría debido a la escasa diferencia que encontramos entre una alternativa y otra, pudiendo sacar mucho más provecho de esta obra según la situación actual y futura. Por este motivo decidió plantear diversos escenarios y verificar cual sería la alternativa más conveniente en cada uno.

4.5 ESCENARIOS DE SELECCION

Escenario I: *Comparación Económica a tiempo cero*

En este escenario analizaremos la selección de las alternativas desde un enfoque puramente económico, en el cual se destacara la de menor costo.

Revisando los valores finales de los presupuestos comparativos obtenidos para cada alternativa, y escogiendo la alternativa según este criterio, la más conveniente es la Alternativa I-A (Canal Rectangular Filtrante) con una diferencia del 2% sobre la Alternativa I-B (Dren) que la seguía en segundo lugar.

Escenario II: *Mal estado de aducción antigua*

En el caso que el tramo de la aducción vieja de $\varnothing 600$ mm de Asbesto Cemento a la cual adosaremos la Alternativas II no se encuentre en condiciones de recibir las presiones generadas por esta toma (por este motivo recomiendo realizarle una prueba hidráulica antes de comenzar cualquier trabajo) y necesite una rehabilitación (Recomiendo tener en cuenta la tecnología de rehabilitación de tuberías desde adentro, de Amitech) o un recambio total, lo cual generaría un incremento de los costos considerablemente.

Por esos motivos, la solución que resulta ventajosa en este escenario es la Alternativa I en cualquiera de sus dos Variantes A o B.

Escenario III: *Falla en la Aducción Nueva*

Si bien es muy poco probable que se produzca una falla en la aducción nueva de PRFV de 800 mm de diámetro, en caso de suceder esto, la alternativa I (en sus dos variantes) pierde todas sus ventajas y su calidad de Toma de Emergencia al quedar fuera de servicio junto con la aducción nueva, cortando el suministro de agua a la Planta Potabilizadora La Calera.

En caso de que se produzca este escenario, debido a la importancia de la función que cumplen, la Alternativa II es la más conveniente, incluso si es necesario rehabilitar el tramo de la aducción vieja de 600mm de diámetro, debido a que primaría la continuidad del servicio en este escenario por sobre los costos económicos.

Escenario IV: *Necesidad de mayor caudal*

Este escenario representa la necesidad futura de proveer mayor caudal de agua cruda a la Planta Potabilizadora por un aumento en la demanda o algún otro motivo.

De acuerdo a la Modelación en EPANET realizada y disponible en el **Capítulo VI** se puede observar que la Alternativa I es la más conveniente debido a que sin ningún problema puede trabajar en conjunto con la aducción nueva de 800 mm de diámetro suministrando entre las 2 un total de 3100 m³/hs (883 lts/seg).

CONCLUSIONES:

Como conclusión quería destacar que la alternativa más conveniente será la que tome mayores ventajas según el escenario en que la analizamos, ya que como pudimos observar, la diferencia económica entre las 3 primeras es muy bajo teniendo en cuenta que su presupuesto final será del orden del doble o más cuando se consideren costos como el transporte, la mano de obra necesaria para cada tarea y equipos en común que no se tuvieron en cuenta en este análisis comparativo.

Si bien la alternativa I no se ve muy bien en el Escenario III, el cual consideraba una falla en la Aducción Nueva, son tan bajas las probabilidades de rotura de la misma frente a las altas probabilidades que, por ejemplo, presenta la alternativa III (Renovar toma existente) de estar en mal estado, o la alternativa II de no cumplir con las exigencias de prueba hidráulica que se hace mucho más adecuada la Alternativa I-A.

En el capítulo siguiente se expone el desarrollo completo de esta alternativa.

CAPITULO V

Desarrollo Alternativa I-A.

Esta alternativa es la que resulto ser la más conveniente desde el punto de vista económico y funcional según los escenarios planteados; Una vez acordado con personal de la Secretaria de Recursos Hídricos y Coordinación se procedió al dimensionado y desarrollo técnico completo de todos los elementos de esta obra (Planos, cómputo métrico y presupuesto, memoria descriptiva, etc.)

5.1 DESCRIPCION DE LA OBRA – MEMORIA DESCRIPTIVA

5.1.1 UBICACIÓN

La obra se encuentra ubicada en La Calera, Ciudad que se encuentra ubicada en el departamento Colon, Provincia de Córdoba. Se puede acceder por las Rutas Provinciales E55 desde Córdoba Capital y por la E54 desde Villa Allende.



Dentro de la Ciudad de la Calera la obra se ubicara en la intersección del Río Primero y la Calle Gral. Alvear, al Oeste de dicha Ciudad.

5.1.2 OBRAS A EJECUTAR

La presente obra tiene como objetivo proveer agua a la planta potabilizadora de La Calera en casos de emergencia. Estos casos se pueden presentar cuando ocurra

algún inconveniente en el conducto de alimentación regular que es la cañería de diámetro 3000 mm que une el azud El Diquecito con la Usina Hidroeléctrica La Calera.

Recientemente la Planta Potabilizadora de La Calera ha sido ampliada en su capacidad de tratamiento, la cual aún no puede obtenerse debido a que se encuentra limitada por el diámetro (600 mm) del conducto de A°C° que la alimenta y que actualmente está siendo reemplazado por uno nuevo de PRFV de 800 mm de diámetro.

La obra servirá de alimentación de emergencia a esta nueva aducción que se está realizando, interceptándola luego de cruzar el Rio Primero. De esta manera, ante cualquier eventualidad se pondrá en marcha la toma de Emergencia asegurando la continuidad del servicio de agua potable a las localidades de La Calera, Saldan, Villa Allende, Mendiolaza, Unquillo y parte de Rio Ceballos.

Por lo anteriormente expuesto, la Obra “Toma de Emergencia para la Planta Potabilizadora de La Calera” consiste en tomar agua cruda del Rio Primero, conducirla hasta una estación de bombeo que estará ubicada sobre la margen izquierda del mismo, donde se emplazaran 3 bombas sumergibles, las cuales elevaran el agua hasta el Booster existente, el cual la elevara aún más para que llegue a la Planta Potabilizadora de La Calera. La impulsión se realizara mediante la conexión a la aducción de PRFV de 800 mm de diámetro actualmente en construcción.

En resumen, las obras contempladas en el presente proyecto comprenden:

A. CAPTACION SOBRE RIO PRIMERO

1. Canal de captación de H°A° H21, de las siguientes dimensiones: 2 m de ancho, 1 m de profundidad y 8 m de largo, con un espesor mínimo de pared de 0.20 m. El mismo tendrá en la parte superior 4 rejillas de acero inoxidable por donde ingresara el agua, todo hecho según especificaciones técnicas.
2. Cañería de conducción del agua desde el canal captador hasta la estación de bombeo, materializado con un caño de PRFV C10 de 800 mm de diámetro ubicado dentro de una caño camisa de acero de diámetro 1200 mm y espesor 6.35 mm, colocándose los respectivos anclajes de hormigón en los quiebres de la traza.
3. Provisión e instalación de Válvula exclusiva Ø800mm.

B. ESTACION DE BOMBEO

1. Construcción de una cámara desarenadora según especificaciones técnicas.
2. Construcción del pozo de bombeo según especificaciones técnicas.
3. Provisión e instalación de bombas sumergibles de la siguientes características:

-Bomba sumergible para desagote: Cantidad: (1); Q: 70 l/s; H: 10 m

-Bomba sumergible de impulsión: Cantidad: (3); Q: 187 l/s; H: 34 m

4. Provisión e instalación de las cañerías de impulsión Ø250mm según especificaciones técnicas.
5. Provisión e instalación de (4) Válvulas exclusas tipo Wafer Ø 250 mm, (4) juntas elásticas de desarme Ø 250 mm y (4) Válvulas de retención a clapeta Ø 250 mm ubicadas según especificaciones técnicas.
6. Provisión e instalación de grupo electrógeno para proveer de energía a la estación.
7. Construcción arquitectónica de estación de bombeo con la instalación de todos los elementos detallados en las especificaciones técnicas.

C. EMPALME

1. Ejecución del empalme entre la salida de impulsión de la estación de bombeo de PRFV C10 Ø 600 mm y la aducción permanente de PRFV C10 Ø 800 mm mediante Ramal “T” bridado 600 mm x 800 mm según especificaciones técnicas.
2. Construcción de 2 cámaras de válvulas para maniobra de puesta en marcha ubicadas en el empalme entre la aducción permanente y la salida de impulsión de la estación de bombeo. La mismas estarán equipadas con:
 - (1) Válvula exclusiva tipo Wafer Ø600 mm y (1) Junta de desarme elástica Ø600 mm
 - (1) Válvula exclusiva tipo Wafer Ø800 mm y (1) Junta de desarme elástica Ø800 mm

5.1.3 MONTO DE LA OBRA

El monto de la obra se estima en pesos OCHO MILLONES DOSCIENTOS TRES MIL CUATROCIENTOS NOVENTA con 61/100 (\$ 8.203.490,61).-

(El monto de la obra fue basado en un presupuesto de obras similares en ejecución al momento de realizar la tarea y presupuestos pedidos en el momento del análisis de las alternativas. Puede distar mucho hoy en día del verdadero valor. Tómese este número como una aproximación para nada exacta)

5.2 PROCESO DE DIMENSIONADO Y DESARROLLO TECNICO

En esta alternativa se pretende realizar la captación de agua superficial en la sección considerada, para la cual se cuenta con perfiles relevados de los cuales se obtienen las cotas de las cañerías.

Esta alternativa consta de un Canal rectangular con rejilla superior para captación directa (ya que la topografía de la zona y la composición del lecho del Rio Primero lo permiten)

Elementos a considerar y que serán necesarios en esta variante:

- Canal rectangular de H°A°
- Cañería conductora desde el Canal filtrante al Pozo colector ($\phi = 800\text{mm}$; sección=0.5m²)
- Cámara desarenadora (dentro de la cámara colectora)
- Cámara de aspiración
- Bombas y equipo de operación y mantenimiento
- Cañería de impulsión
- Válvulas

Debido a la rapidez del ingreso del agua se prevé tener una cantidad de arenas significativa en la cámara de aspiración, esto se tendrá en cuenta en el aumento del volumen de la cámara y la colocación de un tabique divisor que permita generar dos cámaras: una que aquiete el líquido y de esta manera produzca la sedimentación de las partículas que pudiere contener (Cámara desarenadora) y otra donde se ubicaran las bombas de impulsión.

Para el cálculo del canal se tuvieron en cuenta los siguientes parámetros:

- Se adoptó una velocidad de 0.9 m/seg (si bien en canal rectangular podríamos adoptar una mayor, como luego será conducido por un conducto hasta el pozo colector, se adoptó la máxima permitida para circular dentro de este)
- Para el cálculo del Área a adoptar se tuvo en cuenta la sección rectangular hidráulicamente óptima despejada de la Ecuación de Manning, la cual indica para este tipo de canales que la base sea igual a 2 veces la altura ($b=2h$).

5.2.1 CALCULO DEL VOLUMEN DEL POZO DE BOMBEO

Según la norma ENOHSa los caudales a considerar en el cálculo del volumen mínimo de aspiración para una única cañería de impulsión y dos bombas en paralelo (Criterios básicos – Cap. 9 – Estaciones de bombeo de agua cruda y tratada/Pág. 4) son los siguientes:

$Q_b = m * Q_{E20}$ = caudal de bombeo total de las dos bombas impulsando en forma simultánea sobre una única cañería de impulsión

$$(Q_{b1} + Q_{b2}) / 2 > Q' = Q_b/2$$

$$Q_b < (Q_{b1} + Q_{b2})$$

$Q' = f_{s1} * Q_{b1}$ = caudal de bombeo de cada bomba cuando funcionan ambos equipos en forma simultánea

f_{s1} = factor de simultaneidad de las electrobombas

Si se dispone de la curva de la bomba brindada por el fabricante de la misma, el proyectista debe determinar los caudales " Q_{b1} " y " Q_{b2} " cuando funcionan las bombas " B_1 " y " B_2 " individualmente y establecer el " Q " cuando trabajen en conjunto.

Si no dispone de las curvas de las bombas brindadas por el fabricante, debe establecer el factor " f_s " como la relación que surja de bombas comerciales similares a las que se utilizan. Para bombas en paralelo iguales el valor de " f_s " pueden determinarse dentro del siguiente rango: $0,60 < f_s < 0,70$.

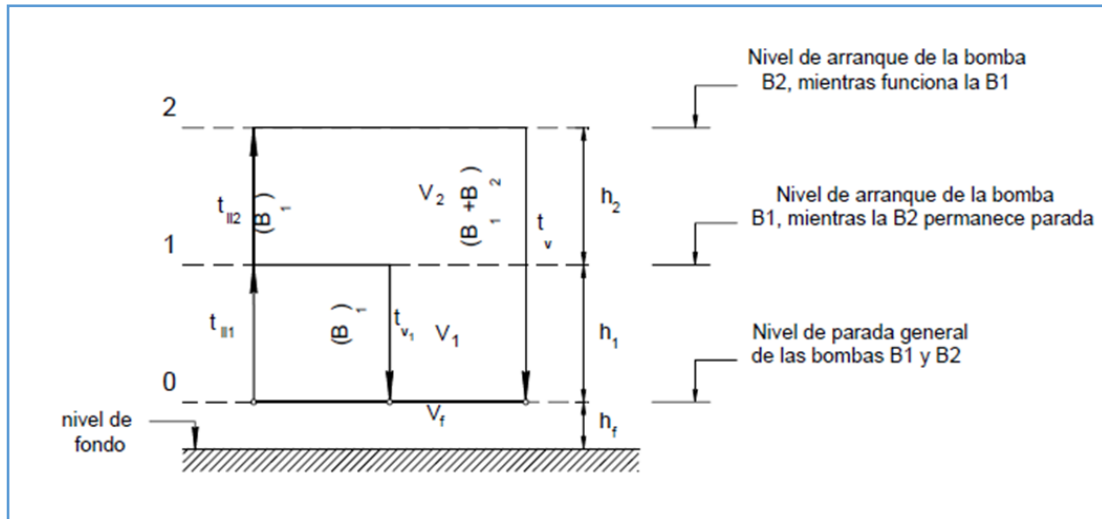
- Adoptando $f_s = 0.65$ tenemos:

$$Q_{b1} = Q_{b2} = 187 \text{ l/s}$$

$$Q' = 0.65 \cdot 187 = 121.55 < 187 \text{ l/s} \quad (\text{Verifica})$$

$$(Q_{b1} + Q_{b2}) = 374 \text{ l/s} > Q_b = 300 \text{ l/s} \quad (m=1)$$

La siguiente figura presenta el esquema de un pozo de bombeo con los niveles de arranque y parada de la bomba.



$$V_1 = c_1 \cdot Q_{b1} \cdot t_{cmin1} / 4 = c_1 \cdot Q_{b1} / (4 \cdot f_{cmáx1}) = \text{volumen mínimo útil de la cámara de aspiración}$$

c_1 = coeficiente de seguridad

Q_{b1} = caudal de bombeo de la bomba = $m \cdot Q_{En}$

Q_{En} = caudal máximo horario en el período considerado

m = coeficiente de bombeo

$t_{cmin1} = 1 / f_{cmáx1}$ = tiempo de arranque mínimo consecutivo de la electrobomba recomendada por el fabricante del equipamiento

$f_{cmáx1} = 1 / t_{cmin1}$ = frecuencia de arranque consecutiva máxima de la electrobomba recomendada por el fabricante del equipamiento

El proyectista debe adoptar siempre un coeficiente de seguridad $c_1 = 1,15$ para todas las instalaciones. En caso de adoptar un coeficiente mayor debe justificarlo.

Cuando se establezca un bombeo continuo de 24 (veinticuatro) horas diarias, el proyectista debe adoptar un coeficiente "m" que puede variar entre $m = 1,00$ para grandes instalaciones a $m = 1,25$ para pequeñas. Cuando el número de horas de bombeo diarias máximas establecidas para las bombas sea inferior a 20 (veinte) horas, el proyectista debe considerar siempre un coeficiente $m = 1,00$.

Cuando el proyectista no disponga de los datos del fabricante de electrobombas, se debe adoptar un $t_{cmin1} = 600$ sg, equivalente a una $f_{cmáx1} = 10$ arranques/hora.

- Adoptando esos valores encontramos lo siguiente:

$$V_1 = 1.15 * 187 * 600 / (4) = 33 \text{ m}^3$$

V_2 = volumen mínimo de la cámara de aspiración para la segunda bomba. Se establece en función del gráfico de la **Figura 3**. Se debe ingresar con la relación $\mu = Q_{b1}/Q_{b2}$ y establecer $V' = V_2 / V_1$ para obtener " V_2 "

El volumen mínimo útil total del pozo de aspiración debe ser determinado de acuerdo a la siguiente relación:

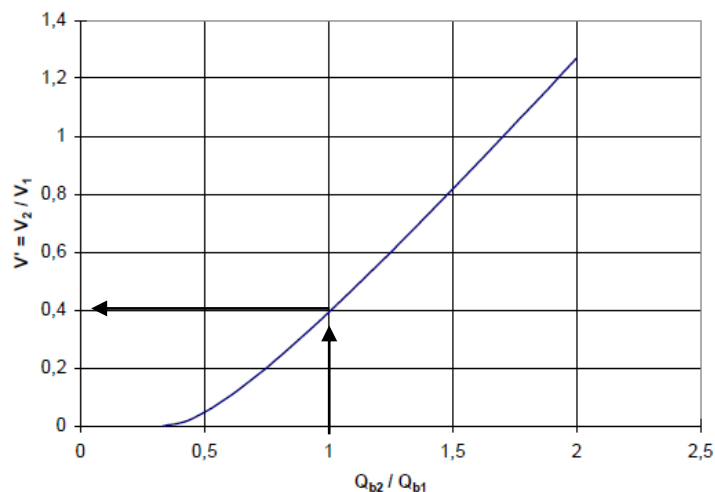
$$V_{\text{umín}} = V_1 + V_2 = \text{volumen útil mínimo del pozo de aspiración}$$

- Realizando los cálculos correspondientes encontramos:

$$\mu = 1 \text{ entonces } V' = 0.4 \text{ entonces } V_2 = 0.4 * V_1 = 13.5 \text{ m}^3$$

$V_f = 504\text{mm}$ dado por el fabricante. (Adoptaremos 0.60m)

Figura 2. Diagrama de arranque y detención en el caso de dos bombas



$$V_{\text{total}} = V_{(hf)} + V_1 + V_2 = 33 \text{ m}^3 + 13.5 \text{ m}^3 = V_{(hf)} + 46.5 \text{ m}^3$$

Adoptaremos $V_{(hf)} + 60 \text{ m}^3$

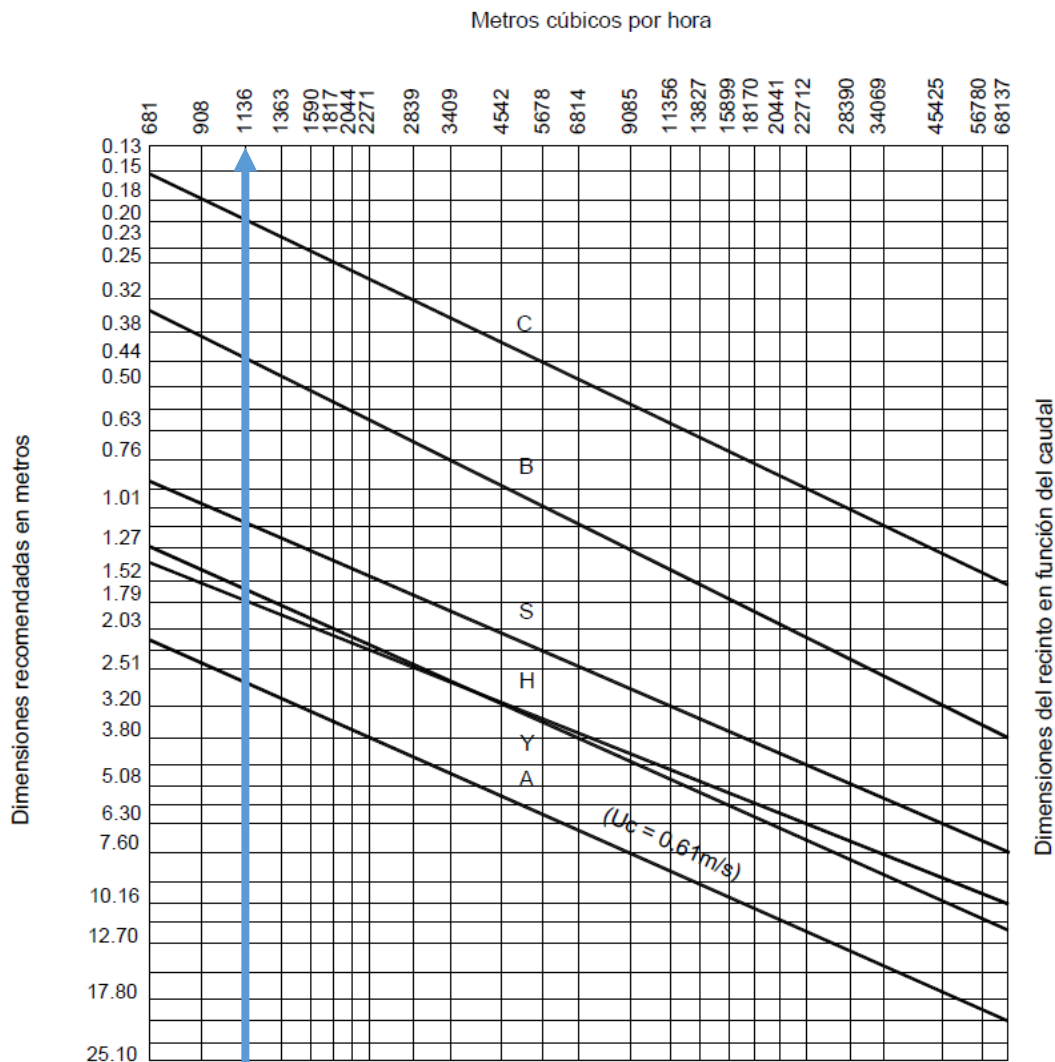
La Norma ENOHSa también nos presenta la siguiente tabla en la cual nos indica la cantidad de bombas de reserva por cantidad de bombas en funcionamiento.

Bombas en funcionamiento	Bombas de reserva
1 bomba	1 bomba
2 bombas	1 bomba
3 bombas	1 bomba
4 bombas	1 bomba
5 bombas	2 bombas
6 bombas	2 bombas

Se adoptara 1 bomba de reserva igual a las anteriores según la tabla.

5.2.2 DIMENSIONES DE LAS INSTALACIONES

CAMARA DE BOMBEO: La norma nos presenta el siguiente grafico del cual obtendremos las dimensiones recomendadas para las unidades de la obra en función del caudal de bombeo:



- Del grafico anterior sacamos las dimensiones recomendadas para el recinto, resultando las siguientes:

$C = 0.20 \text{ m}$

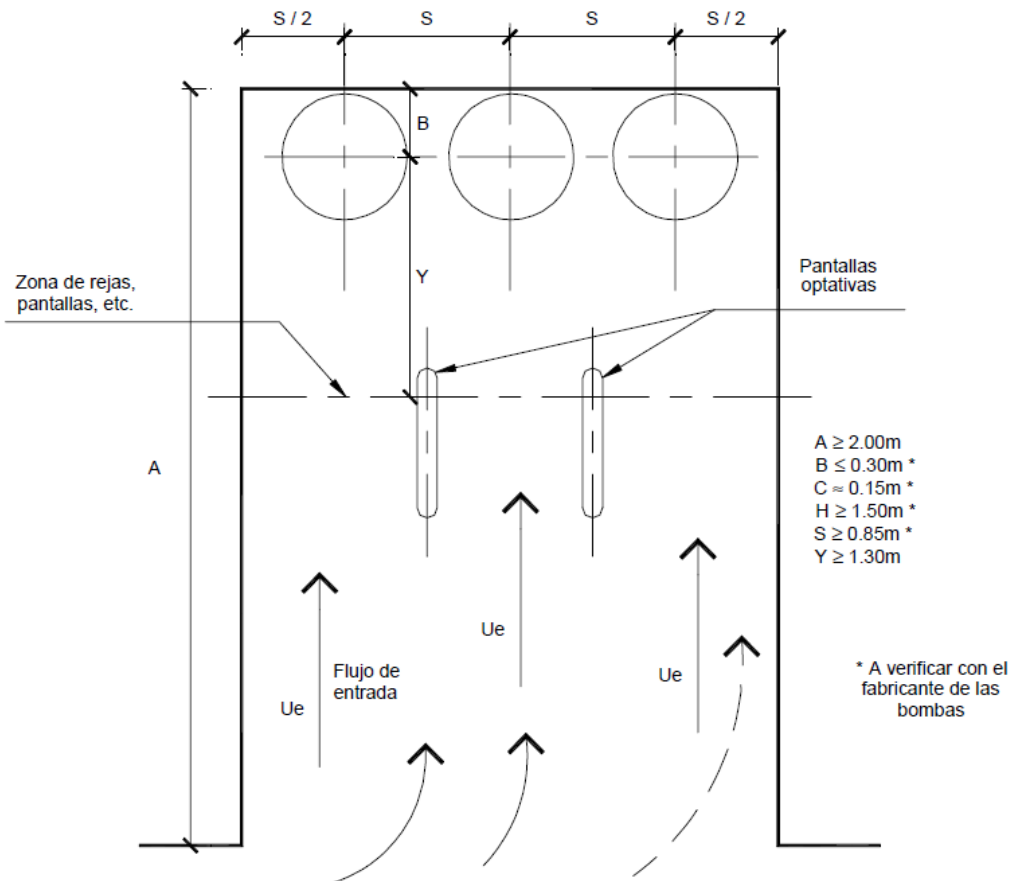
$B = 0.45 \text{ m}$

$S = 1.00 - 1.30 \text{ m}$

$H = Y = 1.30 - 1.40 \text{ m}$

$A = 2.00 - 2.20 \text{ m}$

A continuación mostramos un esquema donde se muestran todas esas referencias:



DIMENSIONES DEL CANAL:

- Ancho: 2m
- Alto: 1m
- Largo: 8mts

Se tomó la velocidad de entrada máxima ya que al ser mediante una rejilla el ingreso al canal y tener el lecho superior una gran permeabilidad, el agua no presenta ninguna dificultad para ingresar.

A continuación, en la **Tabla 8**, se observa la planilla de cálculo utilizada:

TABLA 8 – (Calculo canal de captación)

Parametros	Valores
Q (m3/seg)	0,88
Vel adop (m/seg)	0,6 (0.6-0.9)
A nec (m2)	1,46
h (m)	1
b (m)	2
A trans (m2)	2
Vel entrada (cm/s)	10 (2.5-10)
A entrada necesaria(m2)	8,75
Longitud (m)	8
A entrada adop (m2)	16
Verifica:	si

5.2.3 SOBREPRESION Y GOLPE DE ARIETE

La sobrepresión o golpe de ariete es el resultado de una súbita elevación o caída en la presión causada por un cambio brusco en la velocidad del líquido transportado por el sistema. La causa principal de estos cambios de flujo se debe a la repentina apertura o cierre de válvulas o el arranque o detención de bombas, como las producidas durante un corte de energía.

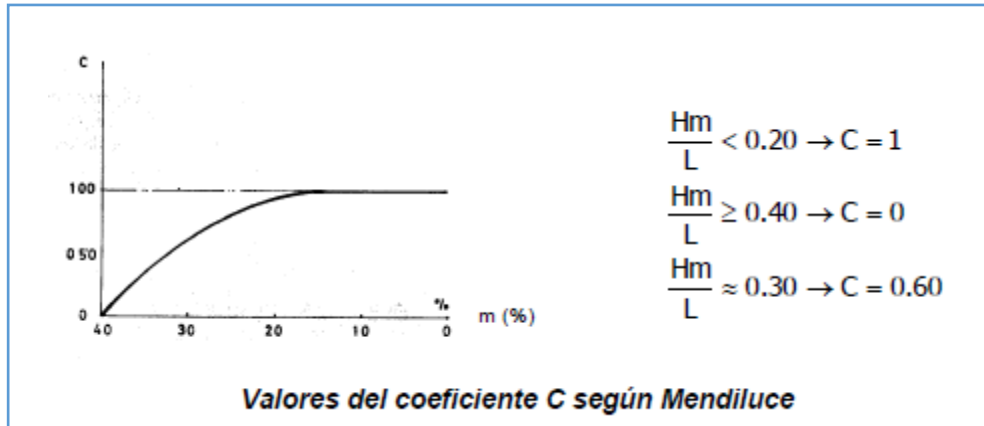
Los factores más importantes que influye en la sobrepresión por golpe de ariete son el cambio de velocidad (Tiempo de cierre de válvula), compresibilidad del fluido, rigidez de la tubería en la dirección circunferencial y el trazado físico de la tubería. Las sobrepresiones de las tuberías seleccionadas para nuestras alternativas y las utilizadas en el proyecto de la nueva aducción de 800mm de diámetro (PRFV FLOWTITE), bajo condiciones similares, equivalen al 50% de la de tubería de hierro dúctil y acero.

En las impulsiones el tiempo de parada viene impuesto y no es posible actuar sobre él, salvo adicionando un volante al grupo motobomba o un sistema similar. Mendiluce propone la siguiente expresión para el cálculo del tiempo de parada:

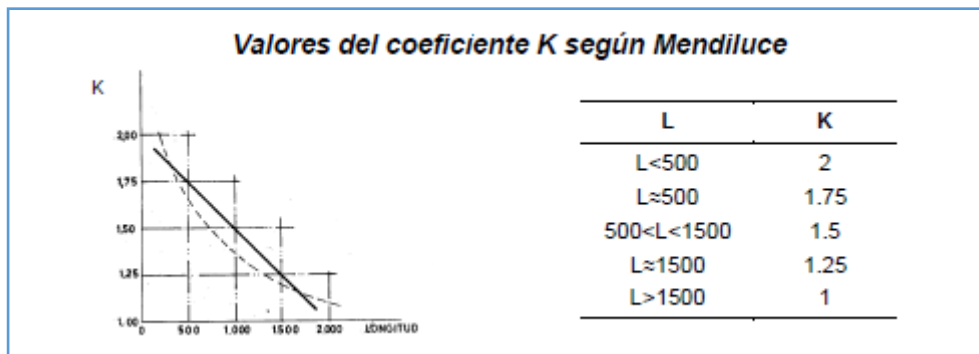
$$T = C + \frac{K * L * v}{g * Hm}$$

Siendo: (L): Longitud de la conducción (m); (v): Velocidad de régimen del agua (m/s); (g): Aceleración de la gravedad, 9.81 m/s²; (Hm): Altura manométrica proporcionada por el grupo de bombeo; (C y K): Coeficientes de ajuste empíricos

El coeficiente C (ver figura) es función de la pendiente hidráulica (m); Siendo m= Hm/L. Toma el valor C=1 para pendientes hidráulicas crecientes de hasta el 20%, y se reduce progresivamente a partir de este valor hasta hacerse cero para pendientes del 40%. Pendientes superiores al 50% implican paradas muy rápidas, aconsejándose considerar el golpe de ariete máximo de Allievi en toda la longitud de la tubería.



El coeficiente K depende de la longitud de la tubería y puede obtenerse a partir de la gráfica o de la tabla siguientes, propuestas por Mendiluce. Este autor recomienda la utilización de los valores de K redondeados recogidos en la tabla, ya que ha comprobado que las pequeñas diferencias respecto a la gráfica tienen una repercusión despreciable en el golpe de ariete y siempre del lado de la seguridad, y es de más sencillo manejo.



Puesto que L es la longitud de la tubería y la celeridad a es la velocidad de propagación de la onda de presión, $(a/2L)$ será el tiempo que tarda la onda de presión en dar una oscilación completa. Por lo tanto, si $T < (2L/a)$ la maniobra ya habrá concluido cuando se produzca el retorno de la onda de presión y tendremos un *cierre rápido*, alcanzándose la sobrepresión máxima en algún punto de la tubería. Sin embargo, si $T > (2L/a)$, estaremos ante un *cierre lento* y ningún punto alcanzará la sobrepresión máxima, ya que la primera onda positiva reflejada regresa antes de que se genere la última negativa.

$$T < \frac{2 \cdot L}{a} : \text{Cierre rápido}$$

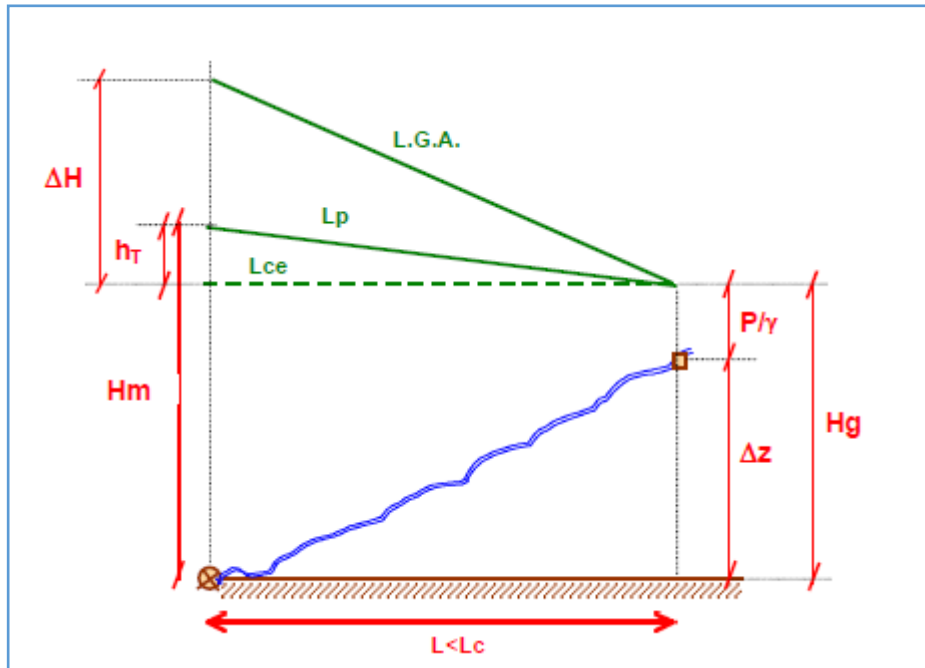
$$T > \frac{2 \cdot L}{a} : \text{Cierre lento}$$

El caso más desfavorable para la conducción (máximo golpe de ariete) es el cierre instantáneo ($T \approx 0$). En la práctica esto sólo ocurre en impulsiones de gran pendiente hidráulica, no siendo lo habitual.

La fórmula de Michaud para calcular la relación aproximada de la variación de presión en un punto determinado del sistema en caso de cierre lento, es la siguiente:

$$\Delta H = \frac{2 * L * v}{g * T}$$

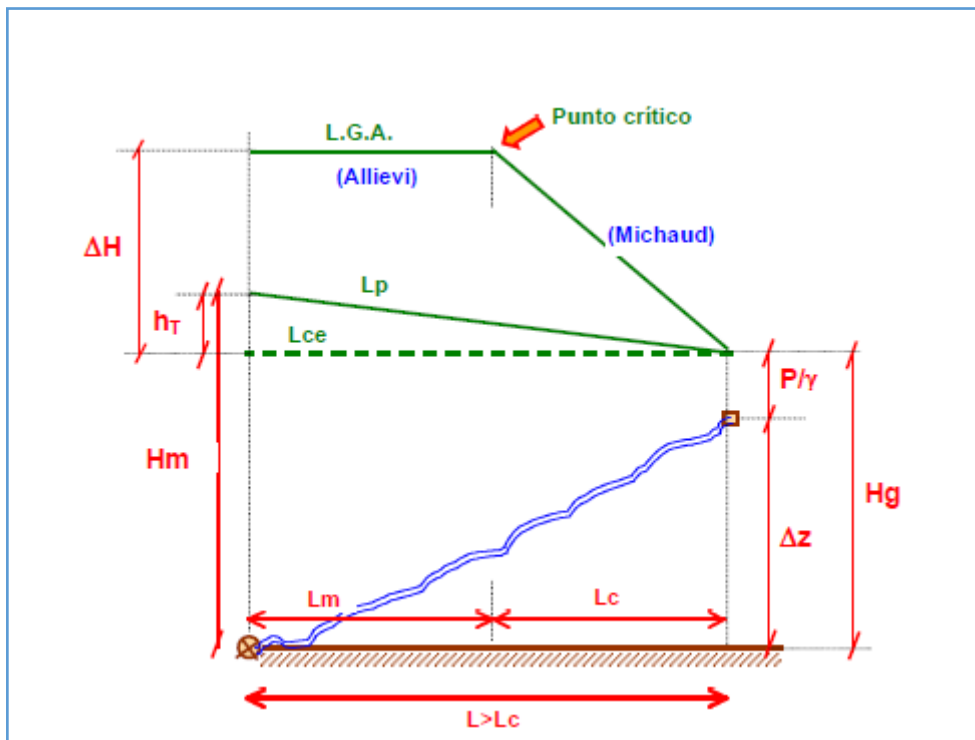
Dónde: (ΔH): Cambio de presión en metros; (L): Longitud de la Tubería en metros; (V): velocidad en régimen del líquido en metros/segundo; (g): Aceleración de la gravedad en m/seg²; (T): tiempo de cierre o de parada según el caso en segundos.



La fórmula de Allievi para calcular la relación aproximada de la variación de presión en un punto determinado del sistema en caso de cierre rapido, es la siguiente:

$$\Delta H = \frac{W * \Delta V}{g}$$

Dónde: (ΔH): Cambio de presión en metros; (W): celeridad de la onda en metros/segundo; (ΔV): Cambio de velocidad del líquido en metros/segundo; (g): Aceleración de la gravedad en m/seg²



A continuación analizaremos los cambios de presión en metros producidos por el descenso brusco de la velocidad en cualquier alternativa.

Para este cálculo adoptaremos el valor de **(g): 9.81 m/seg²** y el valor de (W) de la siguiente tabla provista por el fabricante de la cañería:

Celeridad de onda en tuberías FLOWTITE			
SN2500	m/s		
DN	300-400	450-800	900-2500
PN6	365	350	340
PN10	435	420	405
PN16	500	490	480
SN5000	m/s		
DN	300-400	450-800	900-2500
PN6	405	380	370
PN10	435	420	410
PN16	505	495	480
PN25	575	570	560

Celeridad de onda en las tuberías **(W): 420 m/s**

$L < L_c$	Impulsión corta	$T > \frac{2 \cdot L}{a}$	Cierre lento	Michaud	$\Delta H = \frac{2 \cdot L \cdot v}{g \cdot T}$
$L > L_c$	Impulsión larga	$T < \frac{2 \cdot L}{a}$	Cierre rápido	Allievi	$\Delta H = \frac{a \cdot v}{g}$

Alternativa I-A

- Hm/L: 34m/734m = 0.0463

Por lo tanto C=1; Y de la Tabla de valor del Coeficiente K tenemos que para L=734m, K=1.5.

- $T = 1 + \frac{1.5 \cdot 734 \cdot 1.06}{9.81 \cdot 34} = 4.5 \text{ seg}$
- $\frac{2 \cdot l}{a} = \frac{2 \cdot 734 \text{m}}{420 \text{ m/s}} = 3.5 \text{ seg.}$

Como $T > (2L/a)$ estamos en caso de cierre lento, calculando mediante la fórmula de Michaud obtenemos una variación de presión e m.c.a. de:

$$\Delta H = \frac{2 \cdot 734 \cdot 1.06}{g \cdot 4.5} = 35.25 \text{ m.c.a.}$$

La máxima presión en la cañería para esta alternativa es de 35.51 m.c.a., si le sumamos la variación de la presión por el Golpe de Ariete tenemos un total de 70.76 m.c.a. lo que es equivalente a 7.07 Bar.

En el caso de restarse la variación de altura por este fenómeno tenemos una sub presión de 0.26 m.c.a. equivalente a 0.03 Bar. Como nuestra cañería es de PRFV PN10, resiste una presión Nominal de 10 Bar, por lo que queda verificado el Golpe de Ariete para esta alternativa.

5.2.4 ANCLAJES

Para el dimensionado de los anclajes se tomaron en cuenta dos elementos característicos de todas las alternativas: CODOS 90° y conexiones T. Para esto se calculó el empuje que se genera en cada uno de ellos de acuerdo a la presión de prueba, que será de 10Kg/cm². En base a estas consideraciones se dimensionaron los anclajes de ambos elementos, los cuales se calcularon para que resistan mediante dos mecanismos:

- Empuje pasivo del suelo
- Resistencia por fricción del fondo del anclaje con el suelo.

Finalmente se verifico que la relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes sea mayor que un coeficiente de seguridad, que es igual a 1.30 según la norma para cargas de prueba de presión.

A continuación se adjuntan las planillas de cálculo utilizadas para esta tarea:

(Valores de parámetros de suelo se supusieron según las características del entorno, recomendando realizar nuevamente las verificaciones con los parámetros de suelos obtenidos de ensayos de la zona donde se ubicaran los mismos)

Codo 90°:

ANALISIS DE ALTERNATIVAS TOMA DE LA CALERA	
Calculo de Anclajes de Hormigon (Curvas Horizontales)	
Diámetro de la tubería D = 0,60	m
Ángulo de la Curva $\alpha_1 = 90$	(°)
Presión de Prueba P = 10,00	kg/cm2
Peso Específico del Hormigón $\gamma_h = 2,30$ tn/m3	
Peso Específico del Suelo $\gamma_s = 1,70$	tn/m3
Ángulo de Rozamiento Interno $\varphi = 30$	°
Coeficiente Rozamiento Hormigón-Terreno $\mu = 0,58$	
Fuerzas actuantes: (Empuje)	
$F_{e1} = 39,99$ tn	$F_e = \frac{\pi}{2} D^2 \times P \times \text{sen}\left(\frac{\alpha}{2}\right)$
FUERZAS ESTABILIZADORAS	
Empuje pasivo:	
Altura de Anclaje h = 1,50 m	$E_p = \frac{1}{2} \gamma \times h^2 \times \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$
$E_p = 5,74$ tn/m	
Longitud del Anclaje L ₁ = 5,00 m	
Resistencia por empuje $E_t = 28,69$ tn	
Resistencia por Rozamiento	
Ancho de Anclaje b = 2,50	$F_r = \mu \cdot W$
Área del anclaje A ₁ = 12,50 m2	
Peso del hormigón W = 43,13 tn	
$F_r = 25,01$ tn	

Resistencia Total	
R =	53,70 tn
F_{e1} =	39,99 tn

Coefficiente de Seguridad		
1,34	1,3	VERIFICA

- Como se observa en el cálculo, quedan verificados los anclajes para los Codos a 90° con una dimensión de:
 - **Alto: 1.5m**
 - **Largo: 5m**
 - **Ancho: 2.5m**

Ramal “T”:

ANALISIS DE ALTERNATIVAS TOMA DE LA CALERA	
Calculo de Anclajes de Hormigon (Ramal T)	
Diámetro del ramal D =	0,60 m
Ángulo de Salida α ₁ =	90
Presión de Prueba P =	10,00 kg/cm ²
Peso Específico del Hormigón γ _h =	2,30 tn/m ³
Peso Específico del Suelo γ _s =	1,70 tn/m ³
Ángulo de Rozamiento Interno φ =	30°
Coeficiente Rozamiento Hormigón-Terreno μ = 0,58	
FUERZAS ACTUANTES	
F_{e1} =	28,27 tn
$F_e = \frac{\pi}{4} D^2 \times P$	

Fuerzas estabilizadoras:		
Empuje pasivo:		$E_p = \frac{1}{2} \gamma \times h^2 \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$
h =	1,60 m	
E _p =	6,53 tn/m	
Longitud del Anclaje		
L ₁ =	4,00 m	
Resistencia por empuje		
E _t =	26,11 tn	
Resistencia por Rozamiento		$F_r = \mu \cdot W$
Ancho del anclaje		
b = (L/2) =	2,00 m	
Área del anclaje		
A (1,2*L) =	8,00 m ²	
Peso del hormigón		
W =	29,44 tn	
F _r =	17,08 tn	
Resistencia Total		
R =	43,19 tn	
F _{e1} =	28,27 tn	
Coeficiente de Seguridad		
	1,53	1,30 VERIFICA

- Como se observa en el cálculo, quedan verificados los anclajes para los Ramales “T” con una dimensión de:
 - **Alto: 1.6m**
 - **Largo: 4m**
 - **Ancho: 2m**

CAPITULO VI

Modelación con EPANET

6.1 CARACTERISTICAS DEL PROGRAMA

EPANET es un programa que realiza simulaciones en periodo extendido del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de distribución a presión.

Este programa determina el caudal que circula por cada una de las conducciones, la presión en cada uno de los nudos, el nivel de agua en cada tanque y la concentración de diferentes componentes químicos en la red durante un periodo de simulación analizado en diferentes intervalos de tiempo.

EPANET puede emplearse para multitud de aplicaciones en el análisis de sistemas de distribución. Esto incluye:

- Utilización alternativa de las fuentes de suministro en sistemas que disponen de múltiples fuentes de abastecimiento,
- Variación de los esquemas de bombeo, llenado y vaciado de los depósitos
- Uso de técnicas de tratamiento satélite, tales como la re-cloración en determinados depósitos de almacenamiento,
- Determinación de conducciones que deben ser limpiadas o sustituidas.

6.1.1 CARACTERISTICAS DEL MODELO HIDRAULICO

Epanet posee las siguientes características en relación al modelo hidráulico:

- No existe limite en el tamaño de la red
- Calcula las perdidas por fricción en las conducciones mediante las expresiones de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, Chezy-Manning.
- Incluye perdidas menores en elementos tales como codos, acoplamientos, etc.
- Modela bombas funcionando tanto a velocidad de giro constante como a velocidad de giro variables.
- Calcula la energía consumida y el costo de bombeo de las estaciones.

- Modela diferentes tipos de válvulas, incluyendo válvulas de regulación, de retención, de aislamiento, válvulas reductoras de presión, válvulas de control de caudal, etc.
- Permite el almacenamiento de agua en tanques que presenten cualquier geometría.
- Considera la posibilidad de establecer diferentes categorías de consumo en los nudos, cada una de ellas con su propia curva de modulación.
- Puede determinar el funcionamiento del sistema simplemente con el nivel de agua en el tanque y controles de tiempo o utilizar un complicado sistema de regulación temporal.

6.1.2 CARACTERISTICAS DEL MODELO DE CALIDAD DEL AGUA

En la modelización de la calidad del agua EPANET tiene las siguientes capacidades:

- Realiza el seguimiento en el tiempo de sustancias no reactivas que se encuentran en la red
- Modela el comportamiento de un material reactivo tanto si aumenta su concentración como si se disipa a lo largo del tiempo.
- Modela la edad del agua a lo largo de la red.
- Realiza el seguimiento de una porción de fluido desde un nudo dado a través de todos los demás a lo largo del tiempo.
- Modela reacciones en el seno del fluido y en la capa de la pared de la tubería.
- Utiliza ecuaciones cinéticas polinómicas para modelar las reacciones en el seno del fluido.
- Utiliza coeficientes y ecuaciones lineales para modelar las reacciones en la pared de la tubería.
- Permite el crecimiento o descenso de la reacción hasta una concentración límite.
- Emplea coeficientes generales en las reacciones que pueden ser modificados tubería a tubería.
- Permite que los coeficientes de las reacciones de pared sean correlativos con la rugosidad de la tubería.
- Permite a lo largo del tiempo entradas de concentración o masa en cualquier punto de la instalación.
- Modela los depósitos de tres formas: de mezcla completa, de flujo en pistón, o con dos compartimentos de mezcla.

Con todas las características descritas se puede estudiar cualquier fenómeno de la calidad del agua, tales como:

- Mezclado de aguas de diferentes fuentes.
- Edad del agua a lo largo del sistema.
- Disminuciones del cloro residual.
- Crecimiento de los subproductos de desinfección.
- Seguimiento de posibles situaciones de propagación de la contaminación.

El análisis de la calidad del agua escape el alcance del presente trabajo pero es importante destacarlo como una de las funciones que puede desarrollar el programa.

6.1.3 COMPONENTES FISICOS

El programa EPANET modeliza un sistema de distribución de agua como una serie de líneas conectadas a los nudos. Las líneas representan tuberías, bombas y válvulas de control. Los nudos representan conexiones, tanques y depósitos. A continuación se describen las características de cada componente físico del modelo:

6.1.3.1 Conexiones

Las conexiones son puntos en la red donde se unen las líneas o por donde entra o sale el agua de la red. La información que se requiere para las conexiones es:

- Cota
- Demanda de agua
- Calidad del agua inicial

Los resultados que obtengo de las conexiones a lo largo de toda la simulación son:

- Altura piezométrica
- Presión
- Calidad del agua

Las conexiones también pueden:

- Tener una demanda que varíe en el tiempo
- Tener diferentes categorías de demandas asignadas

- Tener una demanda negativa indicando que el agua entra en la red
- Ser fuente de calidad del agua por donde los constituyentes entran en la red
- Contener emisores o aspersores haciendo que el caudal descargado dependa de la presión

6.1.3.2 Depósitos

Los depósitos son utilizados para modelizar lagos, ríos y conexiones a otros sistemas.

Sus principales características son su altura piezométrica y su calidad inicial para el análisis de la calidad del agua. El depósito es un punto frontera de la red, su altura y calidad del agua no pueden verse afectadas por lo que ocurra en el resto del sistema. Por lo tanto no se ordenan características de salida. A pesar de todo, podemos hacer variar su altura con el tiempo si le asignamos un patrón de tiempo.

6.1.3.3 Tanque

Los tanques son nudos con capacidad de almacenamiento, donde el volumen de agua almacenada puede variar con el tiempo a lo largo de la simulación.

Las principales características de los tanques son:

- Cota
- Diámetro
- Valores iniciales máximos y mínimos de agua
- Calidad del agua inicial

Los principales valores que se piden a lo largo del tiempo son:

- Nivel de la superficie libre de agua
- Calidad del agua

Los tanques operan limitados por sus niveles máximo y mínimo. EPANET detiene el aporte de caudal si el nivel del tanque esta al mínimo y detiene el consumo de caudal si el nivel del tanque se encuentra en su máximo.

6.1.3.4 Tuberías

Las tuberías son líneas que llevan el agua de un punto de la red a otro. EPANET asume que todas las tuberías se encuentran completamente llenas en todo momento. Los parámetros hidráulicos más importantes para las tuberías son:

- Nudos de entrada y salida
- Diámetro
- Longitud
- Coeficiente de rugosidad
- Estado (abierta, cerrada o con una válvula)

Las características de la calidad del agua para las tuberías consisten en:

- Coeficiente de reacción del flujo
- Coeficiente de reacción de pared

Los principales valores que podemos obtener son:

- Caudal
- Velocidad
- Perdidas
- Factor de fricción Darcy-Weisbach
- Variación de la velocidad de reacción a lo largo de su longitud
- Variación de la calidad del agua a lo largo de su longitud

Las pérdidas de carga en la conducción debido a la rugosidad de las paredes de la tubería pueden medirse utilizando las ecuaciones siguientes:

1. Hazen-Williams
2. Darcy-Weisbach
3. Chezy-Manning

6.1.3.5 Pérdidas Menores

Las pérdidas menores (o pérdidas locales) se deben a la existencia de turbulencias en codos y conexiones.

La importancia de incluir estas pérdidas depende de la distribución en planta de la red y el grado de exactitud requerido. Pueden contabilizarse asignando a la tubería un coeficiente de pérdidas menores y multiplicando este coeficiente por la energía cinética de entrada en la tubería obtenemos las pérdidas menores en la tubería.

6.1.3.6 Bombas

Las bombas son elementos que aportan energía al fluido incrementando su altura piezométrica. Las características más importantes para una bomba son su entrada y salida y su curva característica (relación entre altura y caudal de la bomba).

Los parámetros de salida más importantes son el caudal y la carga.

Al igual que las tuberías, las bombas pueden activarse y desactivarse en determinados momentos establecidos por el usuario o bien cuando existan ciertas condiciones en la red. El caudal que atraviesa la bomba es unidireccional pero si las condiciones del sistema requieren que la bomba trabaje fuera de sus posibilidades, EPANET intentara desconectarla.

6.1.3.7 Válvulas

Las válvulas son líneas que limitan la presión y el caudal en puntos específicos de la red. Sus principales parámetros característicos son:

- Nudos de entrada y salida
- Diámetro
- Consigna
- Estado

Los valores de salida que arroja el programa suelen ser el caudal y las perdidas.

Los diferentes tipos de válvulas que incluye EPANET son:

- Válvulas Reductoras de Presión (VRP)
- Válvulas Sostenedoras de Presión (VSP)
- Válvulas de Rotura de Carga (VRC)
- Válvulas Controladoras de Caudal (VCQ)
- Válvulas Reguladoras por Estrangulación (VRG)
- Válvulas de Propósito General (VPG)

Cada tipo de válvula tiene un parámetro consigna que define su punto de operación (presión para las VRPs, VSPs y vecS; caudal para las VCQs; coeficiente de perdida para las VRGs, y curva característica de pérdidas para las VPGs)

Las válvulas pueden caracterizar su estado de control especificando si están completamente abiertas o completamente cerradas. El estado de una válvula y su consigna o tarado puede cambiarse durante la simulación utilizando los controles de estado.

6.1.4 COMPONENTES NO FISICOS

Además de los componentes físicos, EPANET utiliza tres tipos de objetos informativos: curvas, patrones y controles, que describen el comportamiento y los aspectos operacionales de un sistema de distribución.

6.1.4.1 Curvas

Las curvas son objetos que representan la relación existente entre pares de datos por medio de dos magnitudes o cantidades. Dos o más objetos pueden formar parte de la misma curva. Un modelo de EPANET puede utilizar los siguientes tipos de curvas:

- Curva de Características de una Bomba
- Curva de Rendimiento
- Curva de Volumen
- Curva de Perdidas

Paso a detallar brevemente cada una de las curvas mencionadas. La curva característica representa la relación entre la altura y el caudal que puede desarrollar a su velocidad nominal. La altura es la energía que la bomba aporta al agua y se representa en el eje vertical (Y) en metros. El caudal se representa en el eje horizontal (X) en unidades de caudal. Esta curva debe disminuir la altura a medida que aumenta el caudal.

La curva de rendimiento determina el rendimiento de la bomba como función del caudal de la bomba. Esta curva se usa únicamente para cálculos energéticos.

La curva de volumen determina como el volumen de agua en el tanque varía en función del nivel de agua. Se usa cuando es necesario representar exactamente tanques cuya sección transversal varía con la altura. Los valores máximos y mínimos de niveles de agua representados por la curva deben ser los niveles máximos y mínimos entre los que trabaja el tanque.

La curva de pérdidas se usa para representar las pérdidas en una válvula de propósito general en función del caudal. Esto nos da la posibilidad de modelizar dispositivos y situaciones con una relación de pérdidas-caudal específica, tales como válvulas de control de flujo o control de flujo inverso, turbinas y descenso dinámico del nivel en pozos.

6.1.4.2 Patrones de tiempo

Un patrón de tiempo es una colección de factores que pueden aplicarse a una cantidad para representar que varía a lo largo del tiempo.

Los patrones de tiempo pueden asociarse a demandas en los nudos, alturas de depósitos, programas de bombas y fuentes de calidad de agua. El intervalo de tiempo utilizado en todos los patrones es un valor fijo, determinado con las opciones de

tiempo del proyecto. Dentro de este intervalo la cantidad asociada permanece constante, igual al producto de su valor nominal y el factor en ese periodo de tiempo. Además todos los patrones deben utilizar el mismo intervalo de tiempo, cada uno puede tener un diferente número de periodos.

6.1.4.3 Controles

Los controles son consignas que determinan como la red trabaja a lo largo del tiempo. En ellos se especifica el comportamiento de las líneas seleccionadas como una función del tiempo, niveles de agua del tanque y presiones en puntos determinados del sistema. Existen dos categorías de controles que pueden utilizarse:

- Controles Simples
- Controles Programados

Es de destacar que los controles simples cambian el estado o el tarado de un elemento basándose en:

- El nivel de agua en el tanque
- La presión en una conexión
- El tiempo de simulación
- Hora diaria

Los controles programados permiten determinar el estado de un elemento y su caracterización por medio de una combinación de condiciones que podrían existir en el sistema después de que el estado inicial hidráulico este programado.

6.1.5 MODELO DE SIMULACION HIDRAULICA

El modelo de simulación hidráulica de EPANET calcula alturas en conexiones y caudales en líneas para un conjunto fijo de niveles de depósitos, niveles de tanques y demandas de agua a lo largo de una sucesión de instantes temporales. La solución de altura y caudal en un determinado punto a lo largo del tiempo supone el cálculo simultaneo de la conservación del caudal en cada conexión y la relación de pérdidas que supone su paso a través de los elementos de todo el sistema. Este proceso requiere métodos iterativos de resolución de ecuaciones no lineales. EPANET utiliza el “Algoritmo del Gradiente” con este propósito.

Un valor de intervalo bastante usado es el de 1 hora. Pueden darse intervalos de cálculo inferiores al normal cuando ocurra alguno de los sucesos:

- Cuando ocurre el siguiente periodo de obtención de resultados
- Cuando ocurre el siguiente periodo del patrón de tiempos
- Cuando se produce el llenado o vaciado de un tanque
- Cuando se activa un control simple o un control programado

6.1.6 MODELO DE SIMULACION DE LA CALIDAD DEL AGUA

6.1.6.1 Transporte Básico

El simulador de la calidad del agua de EPANET utiliza el Lagrangiano para aproximar el movimiento del agua a volúmenes discretos de agua que se mueven a lo largo de las tuberías y se mezclan en las conexiones en intervalos de longitud fija. Estos intervalos de tiempo para la calidad del agua son mucho más cortos que los intervalos de tiempo del modelo hidráulico para acomodarlos dentro de los intervalos de tiempo de desplazamiento dentro de las tuberías.

Para cada periodo de calidad del agua, el contenido de cada segmento está sujeto a una reacción, un incremento de la cantidad de la masa total y del volumen de caudal que entra en cada nudo se mantiene, y las posiciones de los segmentos son actualizadas

6.2 HIPÓTESIS Y ECUACIONES UTILIZADAS EN EPANET

6.2.1 HIPÓTESIS SIMPLIFICATIVAS

Cuando las variaciones de caudal y presión son pequeñas, podemos despreciarlas sin conducir a demasiados errores, considerando el sistema como permanente. De este modo, las hipótesis simplificativas serán las siguientes:

a. Hipótesis referentes al flujo:

- flujo unidimensional en el sentido del eje de la conducción.
- invariabilidad temporal de las variables relacionadas con el flujo.
- distribución uniforme de velocidad y presión en secciones transversales.

b. Hipótesis referentes al fluido:

- incompresible
- monofásico
- homogéneo
- newtoniano

c. Hipótesis referentes a las conducciones:

- homogeneidad y constancia en:
 - material
 - sección transversal
 - espesor

6.2.2 ECUACIONES FUNDAMENTALES

Se aplican los principios de conservación de masa y energía. De modo que las ecuaciones planteadas serán:

a. La ecuación de continuidad en nudos: enunciada de la siguiente manera:

“la suma algebraica de los caudales máscicos (o volumétricos, ya que el fluido es incompresible) que confluyen en el nudo debe ser 0”.

En lo que respecta a la conservación de energía, se aplica:

b. La ecuación de Bernoulli: expresada como sigue: “la energía por unidad de peso del fluido en la sección aguas arriba (E1), más la energía por unidad de peso cedida al mismo a través de elementos activos, tales como bombas (hb) en el trayecto de 1 a 2 es igual a la energía por unidad de peso en la sección aguas abajo (E2) más las pérdidas de energía por unidad de peso entre las secciones 1 y 2 (h1-2)”.

$$E_1 + h_b = E_2 + h_{1-2}$$

La energía por unidad de peso en una determinada sección está formada por tres componentes relacionados por la siguiente ecuación:

$$E = \frac{P}{\gamma} + Z + \frac{v^2}{2g}$$

Ecuación en la cual: (p/γ): altura de presión; (Z): cota geométrica; (v²/2g): altura cinética.

6.2.3 ECUACIONES DE COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DE LA RED

Son aquellas que establecen una relación entre la diferencia de alturas piezométrica entre los extremos del elemento y el caudal circulante.

6.2.3.1. Tuberías

La pérdida de carga o altura piezométrica en una tubería debida a la fricción por el paso del agua, puede calcularse con EPANET utilizando las siguientes formulaciones:

- Darcy-Weisbach (para todo tipo de líquidos y regímenes)
- Hazen-Williams (sólo para agua)
- Chezy-Manning (para canales y tuberías de gran diámetro)

La ecuación básica de estas tres fórmulas es:

$$h_L = A Q^B$$

Dónde: (h_L): pérdida de carga; (Q): caudal; (A): coeficiente de resistencia; (B): exponente de caudal.

Los valores de los parámetros A y B se encuentran representados en la TABLA 9 que adjuntamos a continuación:

TABLA 9 – (Valores de los parámetros A y B para perdidas)

<i>Fórmula</i>	<i>Coefficiente de Resistencia (A)</i>	<i>Exponente de Caudal (B)</i>
Hazen-Williams	$10.674 C^{-1.852} d^{-4.871} L$	1.852
Darcy-Weisbach	$0.0827 f(\varepsilon, d, Q) d^5 L$	2
Chezy-Manning	$10.294 n^2 d^{-5.33} L$	2

donde:
 C: coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams
 ε: coeficiente de rugosidad de Darcy-Weisbach (m)
 f: factor de fricción (depende de ε, d y Q)
 n: coeficiente de rugosidad de Manning
 d: diámetro de la tubería (m)
 L: longitud de la tubería (m)
 Q: caudal (m³/seg)

Fórmulas de Pérdida de Carga para tubería en presión

Los coeficientes de rugosidad que aparecen en las tres formulaciones se encuentran clasificados según el tipo de tuberías en la tabla 4.2.

<i>Material</i>	<i>C Hazen-Williams (universal)</i>	<i>ε Darcy-Weisbach (mm)</i>	<i>n Manning (universal)</i>
fundición	130 – 140	0.26	0.012 – 0.015
hormigón	120 – 140	0.3 – 3.0	0.012 – 0.017
hierro galvanizado	120	0.15	0.015 – 0.017
plástico	140 – 150	0.0015	0.011 – 0.015
acero	140 – 150	0.045	0.015 – 0.017
cerámica	110	0.3	0.013 – 0.015

Coefficientes de Rugosidad para Tubería Nueva

El factor de fricción f de la fórmula de Darcy-Weisbach se calcula, según el tipo de régimen, con uno de los siguientes métodos:

- Para flujo laminar ($Re < 2.000$) emplea la fórmula de Hazen-Poiseuille:

$$f = \frac{64}{Re}$$

- Para flujo turbulento ($Re > 4.000$) emplea la aproximación explícita de Swamee y Jain a la fórmula de Colebrook-White:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3.7d} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2}$$

- Para el flujo de transición ($2000 < Re < 4000$) aplica una interpolación cúbica al diagrama de Moody:

6.2.3.2. Bombas

En caso de bombas, la altura suministrada al fluido se considerará como pérdidas cambiadas de signo, según la siguiente expresión:

$$h_{ij} = -\omega^2 \left(h_0 - r \left(\frac{Q_{ij}}{\omega} \right)^n \right)$$

Dónde: (h_0): altura a caudal nulo; (ω): velocidad relativa de giro; (r) y (n): son parámetros de la curva de la bomba; (Q_{ij}): caudal que circula en la línea que une el nudo i al j .

El estado de las bombas se comprueba en cada instante de cálculo tras cada iteración sólo en las 10 primeras iteraciones. En las siguientes iteraciones deja de comprobarse hasta que se produce la convergencia.

Como consecuencia de la comprobación del estado, las bombas se paran si la altura que debe suministrar es superior a su altura a caudal cero. En este caso se fuerza el caudal de paso a un valor de 10^{-6} pies³/seg ($2.8316 \cdot 10^{-8}$ m³/seg), lo que se puede considerar como un caudal nulo que representa el cierre de la bomba. Ésta se pondrá en marcha de nuevo cuando dejen de darse altas demandas, siendo entonces el caudal de paso el que se obtiene al entrar en la curva característica de la bomba con la altura requerida en el nuevo intervalo.

6.2.4 PROCESO ANALÍTICO DE RESOLUCIÓN

EPANET aplica el método de iteraciones sucesivas conocido como Método del Gradiente, propuesto en 1987 por Todini y Pilati. Aúna técnicas basadas en métodos de optimización, así como técnicas basadas en el método de Newton-Raphson nodal. Comienza aplicando las técnicas de optimización, las cuales garantizan la existencia y unicidad de la solución minimizando la función objetivo, condiciones indispensables para que se produzca la convergencia posteriormente al utilizar las técnicas del método de Newton-Raphson. El problema es finalmente conducido a una solución algebraica mediante el proceso iterativo conocido como Algoritmo de Factorización Incompleta de Choleski / Gradiente Conjugado Modificado, cuyas siglas en inglés corresponden a ICF/MCG (Incomplete Choleski Factorization / Modified Conjugate Gradiente).

Propone dos sistemas de ecuaciones, uno basado en las pérdidas de carga de los elementos de la red, y otro aplicando la ecuación de continuidad en nudos, de modo que en ambos casos, las incógnitas son los caudales circulantes.

El método de resolución del gradiente comienza estimando inicialmente el caudal que atraviesa cada tubería, sin necesidad de cumplir la ecuación de

continuidad. Este caudal será el correspondiente a una velocidad de 1 pie/s (0,3048 m/s).

En cada iteración, el método calcula las alturas piezométrica en los nudos resolviendo el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\mathbf{TH} = \mathbf{F}$$

Dónde: (T): matriz Jacobiana (n, n); (H): vector de incógnitas nodales (n, 1); (F): vector de términos independientes (n, 1).

Los elementos de la diagonal principal de la matriz jacobiana vienen dados por:

$$T_{ii} = \sum_j P_{ij}$$

Los elementos no nulos que quedan fuera de la diagonal principal por:

$$T_{ij} = -P_{ij}$$

Dónde: (P_{ij}) es la inversa de la derivada respecto al caudal, de la pérdida de carga en la línea que va del nudo i al j :

$$P_{ij} = \frac{1}{BA|Q_{ij}|^{B-1} + 2m|Q_{ij}|}$$

Dónde: (A): coeficiente de resistencia; (B): exponente de caudal; (m): coeficiente de pérdidas menores.

Y para bombas:

$$P_{ij} = \frac{1}{n\omega^2 r \left(\frac{Q_{ij}}{\omega}\right)^{n-1}}$$

Dónde: (n) y (r): parámetros de la curva de la bomba.

Los términos independientes son la suma del caudal residual no equilibrado en el nudo más el factor de corrección y_{ij} según la siguiente expresión:

$$F_i = \left(\sum_j Q_{ij} - D_i \right) + \sum_j y_{ij} + \sum_f P_{if} H_f$$

Dónde: (f) es un nudo de altura conocida.

El factor de corrección del caudal se calcula en tuberías como:

$$y_{ij} = p_{ij} \left(A |Q_{ij}|^B + m |Q_{ij}|^2 \right) \text{sgn}(Q_{ij})$$

La función: {sgn (Qij)} vale 1 cuando el caudal circula del nudo i al nudo j y negativo en caso contrario.

En bombas el factor de corrección es de la forma:

$$y_{ij} = -p_{ij} \omega^2 \left(h_0 - r \left(\frac{Q_{ij}}{\omega} \right)^n \right)$$

Una vez que se ha resuelto el sistema matricial obteniéndose las alturas, los nuevos caudales se calculan como:

$$Q_{ij} = Q_{ij} - (y_{ij} - p_{ij} (H_i - H_j))$$

Si la suma, extendida a todas las líneas, del valor absoluto de la variación del caudal respecto al caudal total de cada línea es mayor que una cierta tolerancia se calcula de nuevo el sistema matricial.

Sin embargo, la mayoría de las veces la simulación tendrá lugar en periodo extendido, es decir, a lo largo de un cierto periodo de tiempo. En este caso EPANET tiene en cuenta una serie de consideraciones:

- Una vez que se ha solucionado el modelo para el instante actual, el incremento de tiempo adoptado para avanzar al instante siguiente será el mínimo entre los siguientes:
 - El instante en que comienza un nuevo periodo de demanda
 - El menor intervalo de tiempo que hace que se llene o vacíe algún depósito
 - El menor intervalo de tiempo en el que tiene lugar el cambio de estado de una línea
 - El próximo instante en el que debe actuar algunas de las leyes de control reguladas por tiempo o produzcan un cambio en la red.

Para calcular el instante en el que se alcanza un determinado nivel en un depósito, se supone que éste evoluciona linealmente según los caudales entrantes o salientes.

El instante de reactivación de las leyes de control basadas en reglas, se determina del siguiente modo:

- Las reglas se analizan a intervalos de tiempo fijos, cuyo valor por defecto es 1/10 del intervalo de cálculo hidráulico.
- Según este intervalo de tiempo, se actualizan la hora de la simulación y los niveles de agua en los depósitos.
- Las actuaciones derivadas del cumplimiento de reglas se añaden a una lista, prevaleciendo la actuación de prioridad más alta, o bien la que ya estaba en la lista.
- Si como consecuencia de dichas actuaciones el estado de una o más líneas cambia, se obtiene una nueva solución.
- Una vez determinado el intervalo de avance, se actualiza el tiempo de la simulación, se calculan las nuevas demandas, se ajustan los niveles en los depósitos y se verifican las reglas de control.
- Finalmente se desencadena un nuevo proceso iterativo para resolver el sistema de ecuaciones, partiendo de los caudales actuales.

Una vez que conocidas las posibilidades y limitaciones de EPANET en la modelización hidráulica de redes de abastecimiento se procede al cálculo del modelo de la aducción actual y de emergencia para la Planta Potabilizadora La Calera.

6.3 MODELACION ADUCCION \varnothing 800 mm PRFV

6.3.1 TUBERIAS Y NUDOS

Teniendo como base la planialtimetría del proyecto ejecutivo de obra de ejecución de la aducción de \varnothing 800 mm en PRFV se llevó a cabo la modelación de la misma en Epanet.

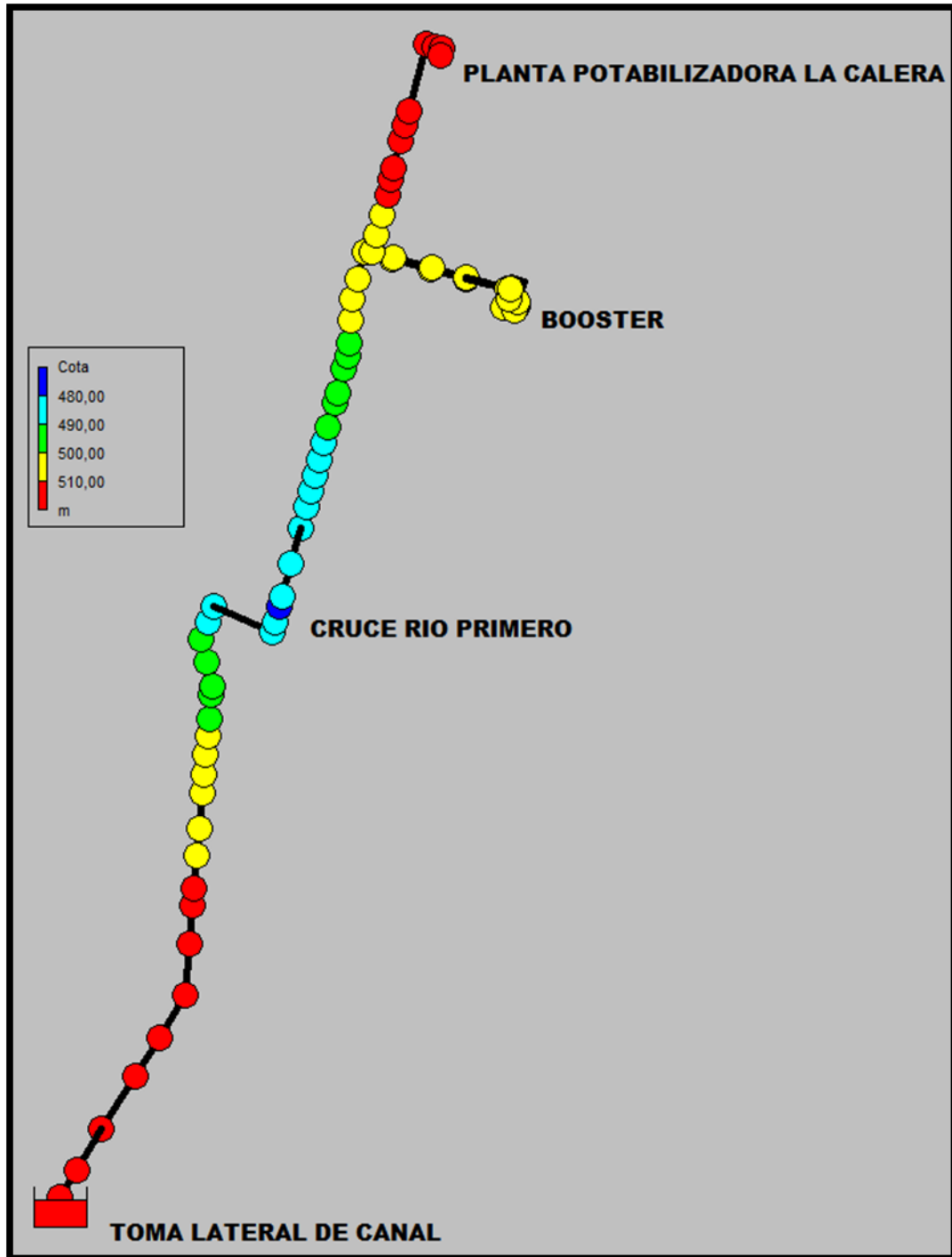
Primero se llevó el conducto de AutoCAD a Epanet con la ayuda del programa Epanet, el cual nos permitió pasar de una simple polilínea en AutoCAD al esquema de la cañería en Epanet.

Una vez introducida se verificó las cotas de los nudos y las propiedades de las tuberías, como ser la longitud, la rugosidad y el diámetro.

Se colocaron los componentes físicos representativos de la realidad para la modelación (Embalses y bombas) y se obtuvo la primera representación de la cañería.

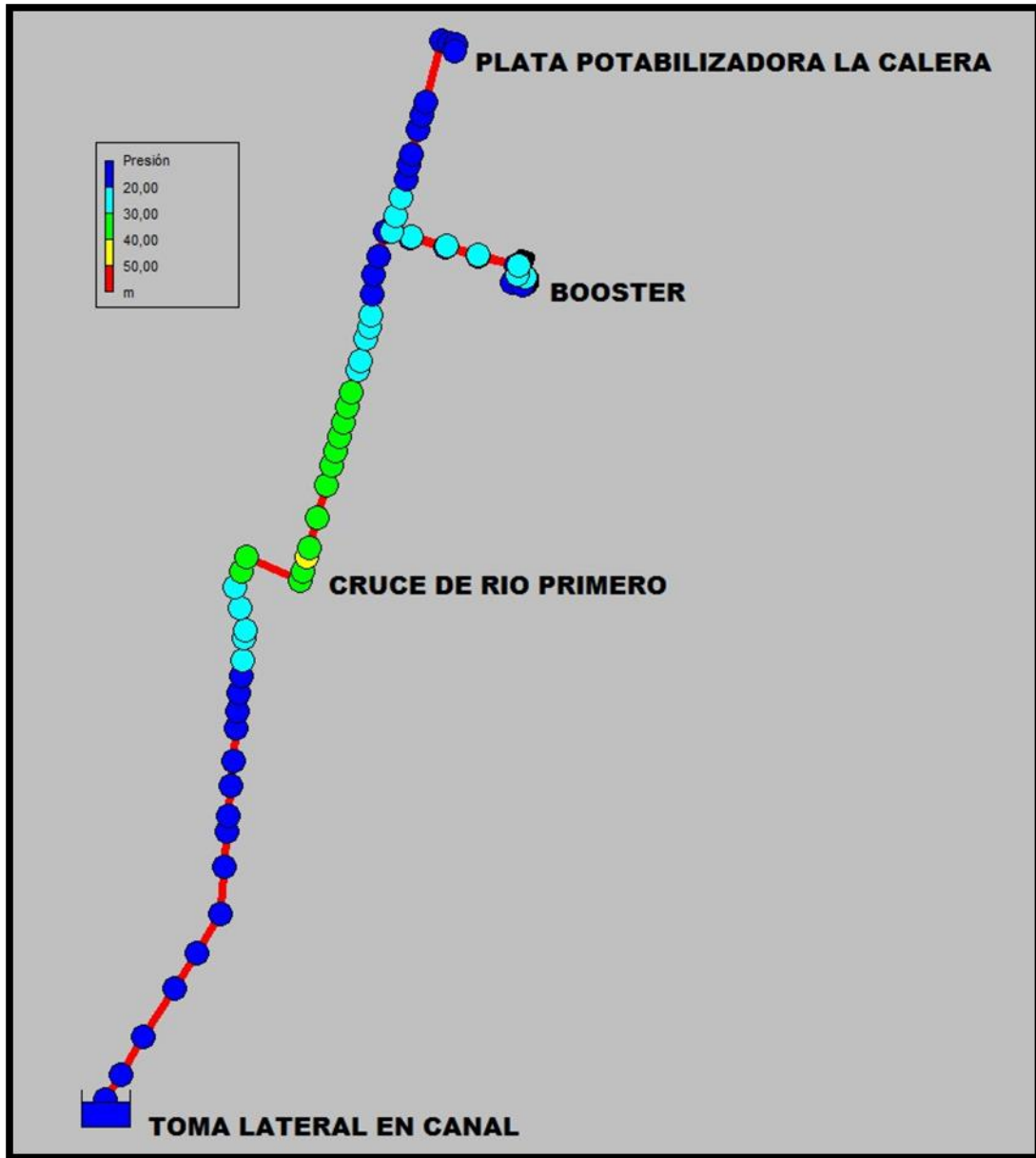
En la **Fig. 24** podemos observar la cota de los nudos en colores con sus respectivas referencias:

Fig. 24 - (Cotas traza conducto \varnothing 800 mm)

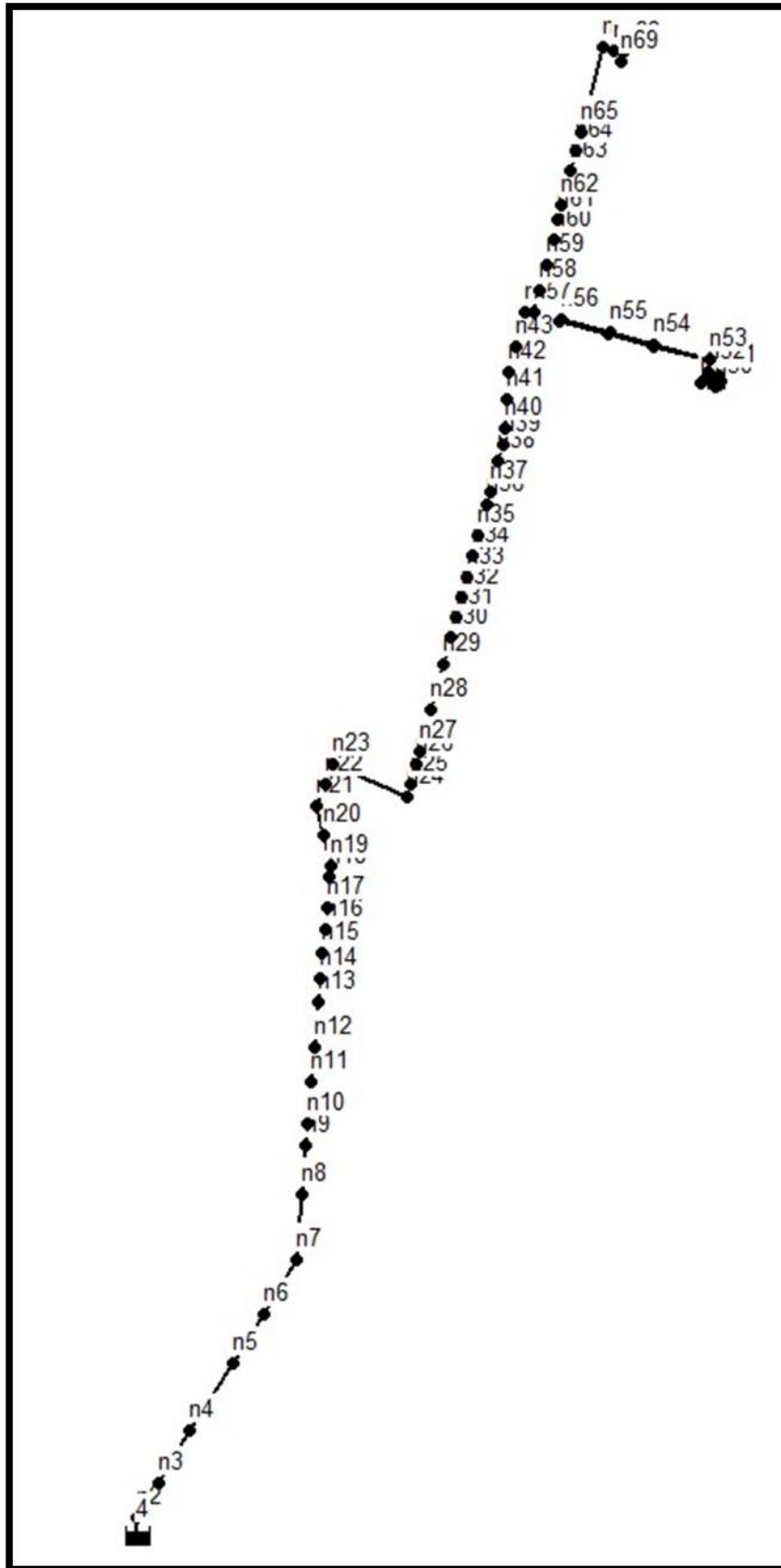


En la **Fig. 25** se pueden observar las presiones obtenidas cuando se encuentra en funcionamiento:

Fig. 25 – (Presiones sobre conducto \varnothing 800 mm)



A continuación se presenta la tabla correspondiente a los valores entregados por el programa:

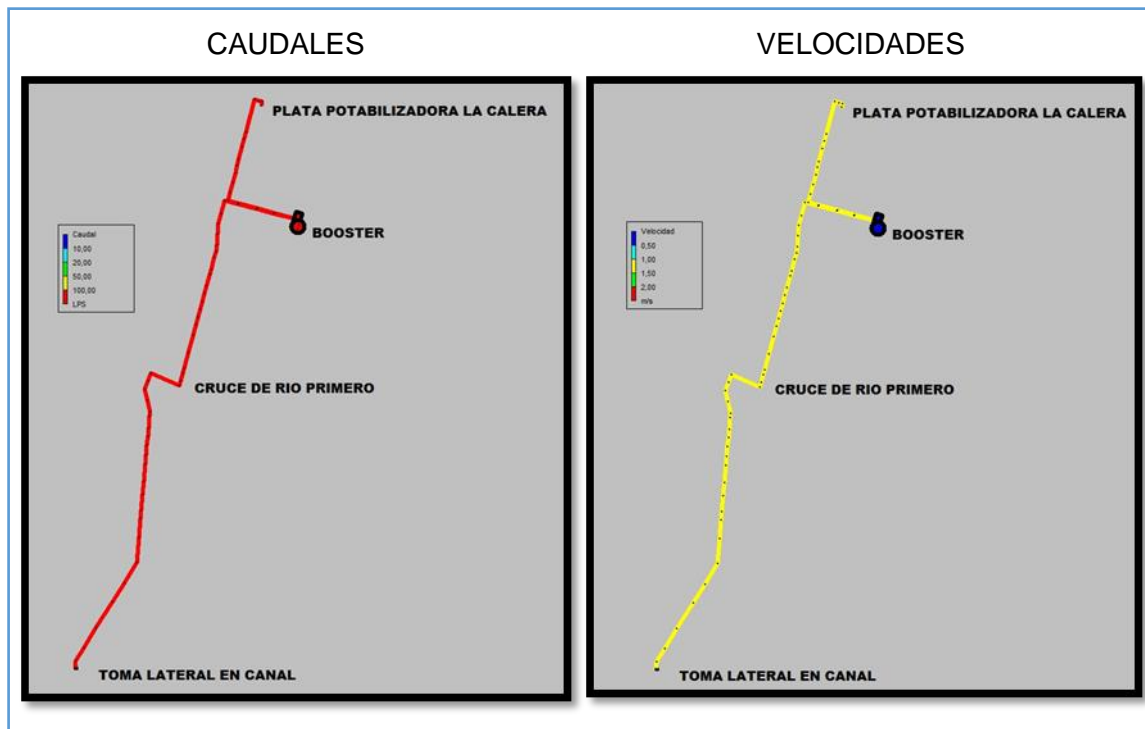


Estado de los Nudos de la Red	Cota	Presión
ID Nudo	(m)	(m.c.a.)
Nudo n2	516,59	5,38
Nudo n3	512,9	9,02
Nudo n4	511,56	10,29
Nudo n5	511,08	10,66
Nudo n6	510,69	10,98
Nudo n7	511,64	9,95
Nudo n8	511,43	10,08
Nudo n9	510,45	11
Nudo n10	510,19	11,23
Nudo n11	509,7	11,66
Nudo n12	509,09	12,23
Nudo n13	508,53	12,73
Nudo n14	507,29	13,94
Nudo n15	504,32	16,88
Nudo n16	501,71	19,46
Nudo n17	499,84	21,3
Nudo n18	495,91	25,19
Nudo n19	495,43	25,66
Nudo n20	493,83	27,22
Nudo n21	491,62	29,39
Nudo n22	487	33,98
Nudo n23	482,03	38,92
Nudo n24	481,92	38,93
Nudo n25	482,37	38,46
Nudo n26 (Cruce Rio Primero)	479,43	41,38
Nudo n27	482,22	38,57
Nudo n28	484,61	36,13
Nudo n29	486,53	34,15
Nudo n30	485,39	35,25
Nudo n31	483,57	37,04
Nudo n32	486,21	34,38
Nudo n33	487,38	33,18
Nudo n34	488,13	32,4
Nudo n35	490,1	30,41
Nudo n36	493,96	26,5
Nudo n37	495,39	25,06
Nudo n38	496,84	23,57
Nudo n39	499,28	21,11
Nudo n40	498,97	21,39

Nudo n41	500,67	19,66
Nudo n42	502,2	18,09
Nudo n43	504,19	16,07
Nudo n44	507,59	12,63
Nudo n45	507,86	12,31
Nudo n46	508,8	11,3
Nudo n47	507,78	12,27
Nudo n48	506,2	13,78
Nudo n49	506,31	13,64
Nudo n50 (In-Booster)	507,16	12,77
Nudo n51 (Out-Booster)	506,25	24,52
Nudo n52	506,61	24,14
Nudo n53	506,85	23,89
Nudo n54	507,81	22,85
Nudo n55	506,25	24,35
Nudo n56	507,9	22,64
Nudo n57	507,88	22,63
Nudo n58	508,83	21,65
Nudo n59	509,5	20,94
Nudo n60	510,49	19,92
Nudo n61	511,99	18,39
Nudo n62	512,39	17,97
Nudo n63	513,18	17,14
Nudo n64	513,88	16,41
Nudo n65	514,84	15,43
Nudo n66	515,2	14,96
Nudo n67	515,53	14,61
Nudo n68	516,19	13,94
Nudo n69	516,39	13,73
Pelo agua en Toma canal Lateral	522	0

También se muestran a continuación en la **Fig. 26** los valores para los caudales y las velocidades dentro de la cañería que, como se puede observar, se encuentran de los límites admisibles para un correcto funcionamiento:

Fig. 26 - (Variación de caudal y velocidad en conducto \varnothing 800 mm)



6.4 MODELACION ALTERNATIVA I-A

A continuación se muestran los resultados de la modelación de la mejor alternativa evaluada.

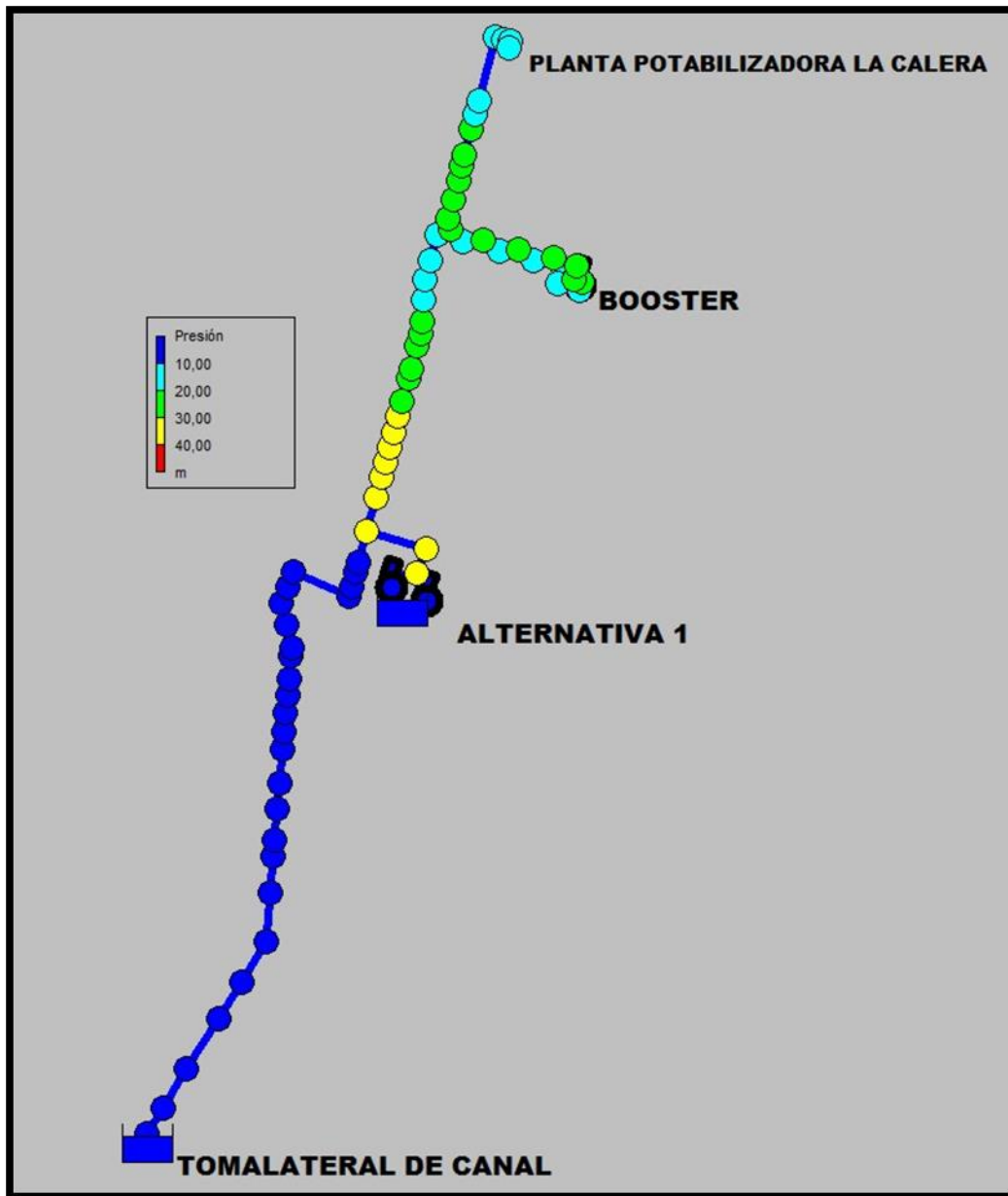
Se exponen resultados de las presiones y velocidades.

Como se podrá ver, solo el tramo que está en funcionamiento es desde la Toma de Emergencia sobre el Rio Primero hasta la Planta Potabilizadora La Calera, ya que el primer tramo se encuentra aislado simulando alguna falla e la aducción regular.

En el **Punto 6.5** se mostraran los resultados de una modelación en la que se hace trabajar conjuntamente la alternativa I-A con la nueva aducción regular a la planta.

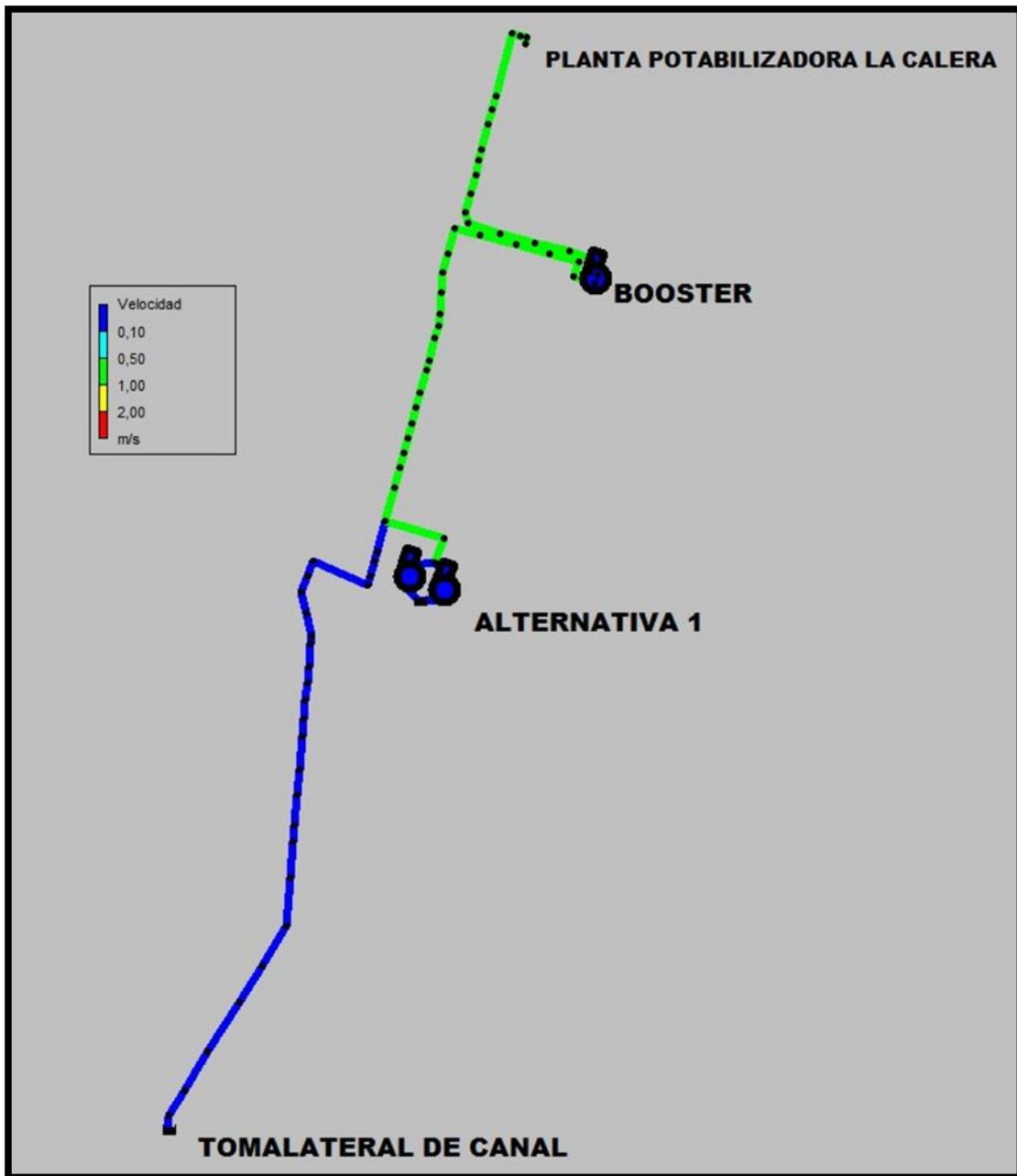
En la **Fig. 27** observaremos la variación de las presiones:

Fig. 27 – (Presiones en Alternativa I-A)



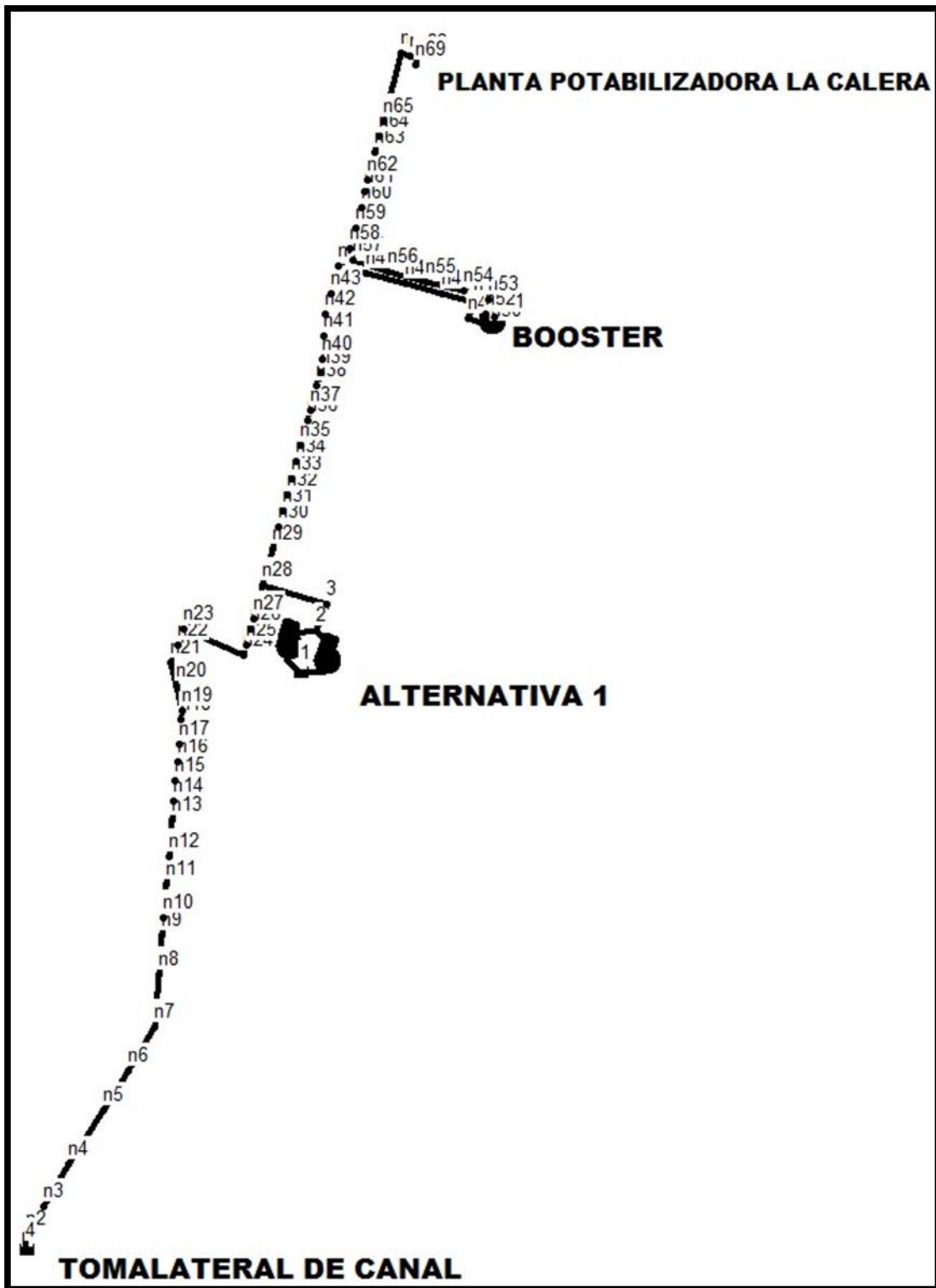
A continuación en la **Fig. 28** se muestran los resultados de la ariacion de velocidades en esta alternativa:

Fig. 28 – (Velocidades en Alternativa I-A)



Como se pudo observar los valores de presiones y velocidades están dentro del rango admisible de funcionamiento.

A continuación se muestra la designación de los nudos y los valores obtenidos luego de correr el programa:



Estado de los Nudos de la Red	Cota	Presión
ID Nudo	(m)	(m.c.a.)
Nudo n2	516,59	0
Nudo n3	512,9	0
Nudo n4	511,56	0
Nudo n5	511,08	0
Nudo n6	510,69	0
Nudo n7	511,64	0
Nudo n8	511,43	0
Nudo n9	510,45	0
Nudo n10	510,19	0
Nudo n11	509,7	0
Nudo n12	509,09	0
Nudo n13	508,53	0
Nudo n14	507,29	0
Nudo n15	504,32	0
Nudo n16	501,71	0
Nudo n17	499,84	0
Nudo n18	495,91	0
Nudo n19	495,43	0
Nudo n20	493,83	0
Nudo n21	491,62	0
Nudo n22	487	0
Nudo n23	482,03	0
Nudo n24	481,92	0
Nudo n25	482,37	0
Nudo n26 (Cruce Rio Primero)	479,43	0
Nudo n27	482,22	0
Nudo n28 (Cámara de unión)	484,61	35,51
Nudo n29	486,53	33,58
Nudo n30	485,39	34,71
Nudo n31	483,57	36,52
Nudo n32	486,21	33,87
Nudo n33	487,38	32,69
Nudo n34	488,13	31,94
Nudo n35	490,1	29,96
Nudo n36	493,96	26,09
Nudo n37	495,39	24,65
Nudo n38	496,84	23,19
Nudo n39	499,28	20,74
Nudo n40	498,97	21,05

Nudo n41	500,67	19,34
Nudo n42	502,2	17,8
Nudo n43	504,19	15,8
Nudo n44	507,59	12,38
Nudo n45	507,86	12,1
Nudo n46	508,8	11,14
Nudo n47	507,78	12,14
Nudo n48	506,2	13,7
Nudo n49	506,31	13,59
Nudo n50	507,16	12,73
Nudo n51	506,25	27,14
Nudo n52	506,61	26,77
Nudo n53	506,85	26,53
Nudo n54	507,81	25,55
Nudo n55	506,25	27,09
Nudo n56	507,9	25,42
Nudo n57	507,88	25,43
Nudo n58	508,83	24,47
Nudo n59	509,5	23,79
Nudo n60	510,49	22,79
Nudo n61	511,99	21,29
Nudo n62	512,39	20,88
Nudo n63	513,18	20,08
Nudo n64	513,88	19,37
Nudo n65	514,84	18,4
Nudo n66	515,2	18,01
Nudo n67	515,53	17,68
Nudo n68	516,19	17,01
Nudo n69	516,39	16,81
Nudo 2 Conexión	482,22	37,92
Nudo 3 Conexión	484,61	35,52
Pozo de bombeo	482,1	0
Pelo agua en Toma canal Lateral	522	0

6.5 MODELACION CONJUNTO (ALTERNATIVA I-A / ADUCCION REGULAR)

Me pareció interesante evaluar la posibilidad de un trabajo conjunto de la Toma de emergencia con la aducción regular para satisfacer una mayor demanda de caudales. Por ello se realizó la modelación y se obtuvieron los siguientes resultados:

Fig. 29 – (Cotas conjunto Alternativa I-A / Aducción regular)

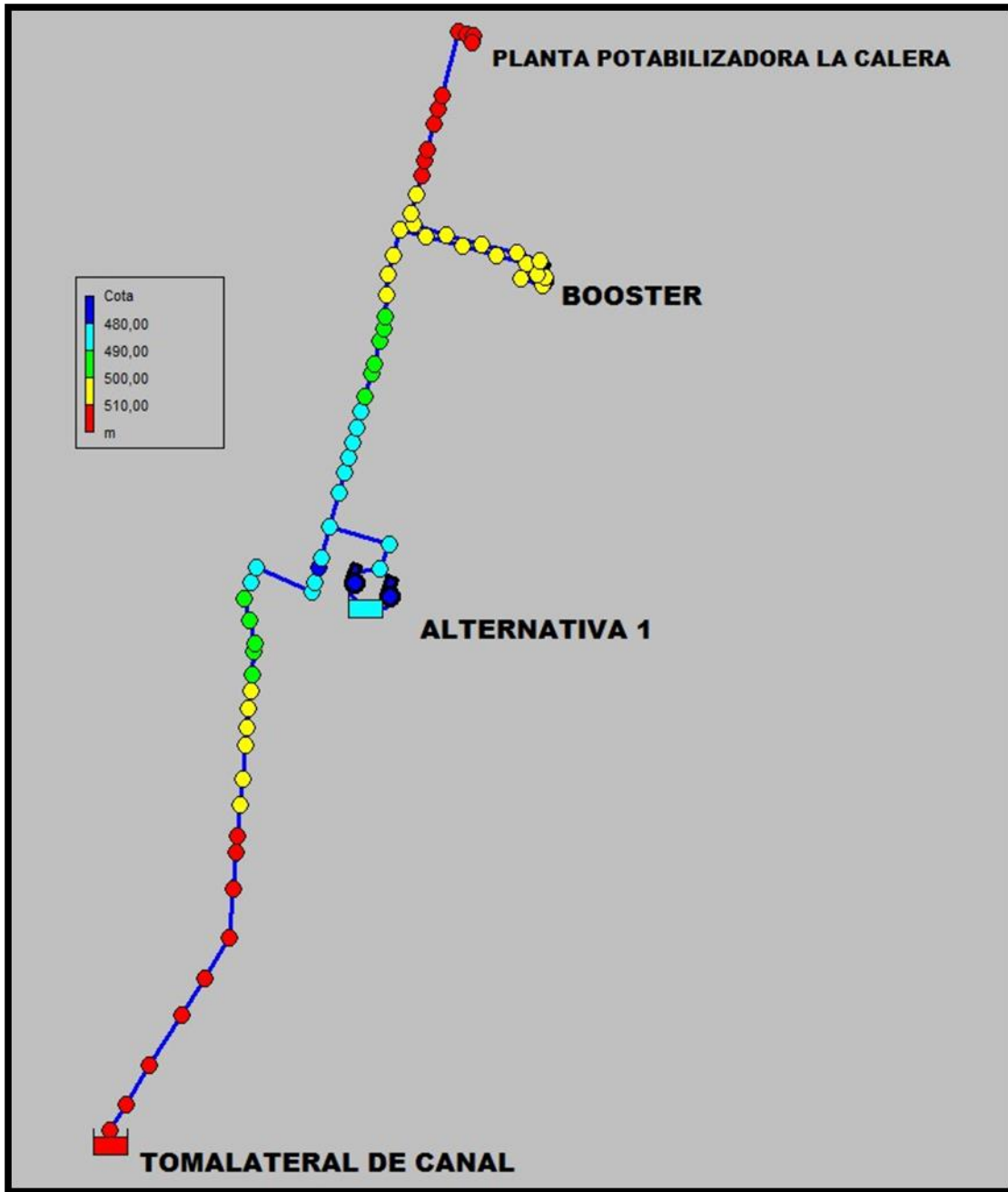


Fig. 30 – (Presiones y caudales conjunto Alternativa I-A / Aducción regular)

En los nudos (**Círculos**) se representan los valores de presiones y en los tramos (**Líneas rectas**) se representan los caudales.

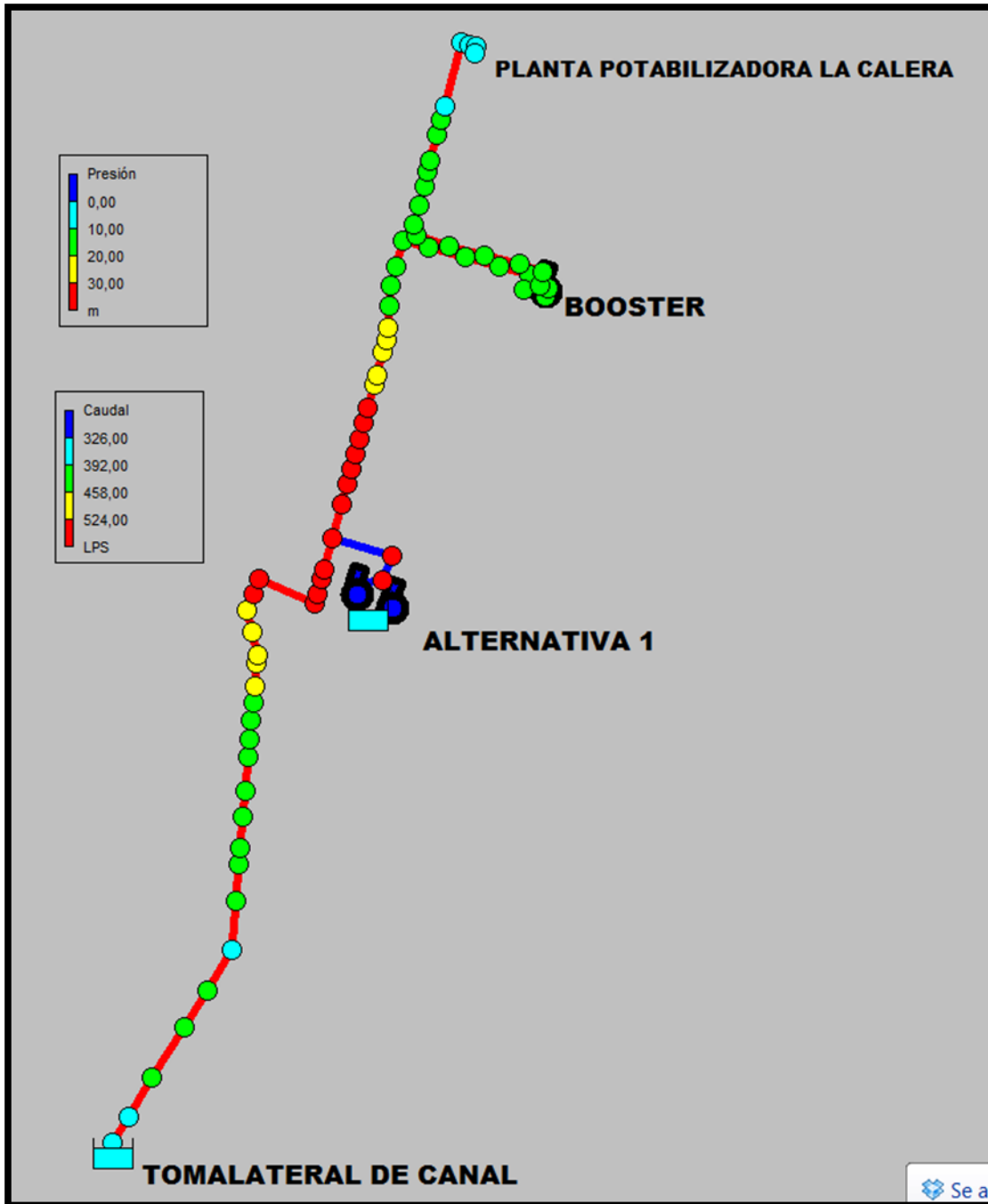
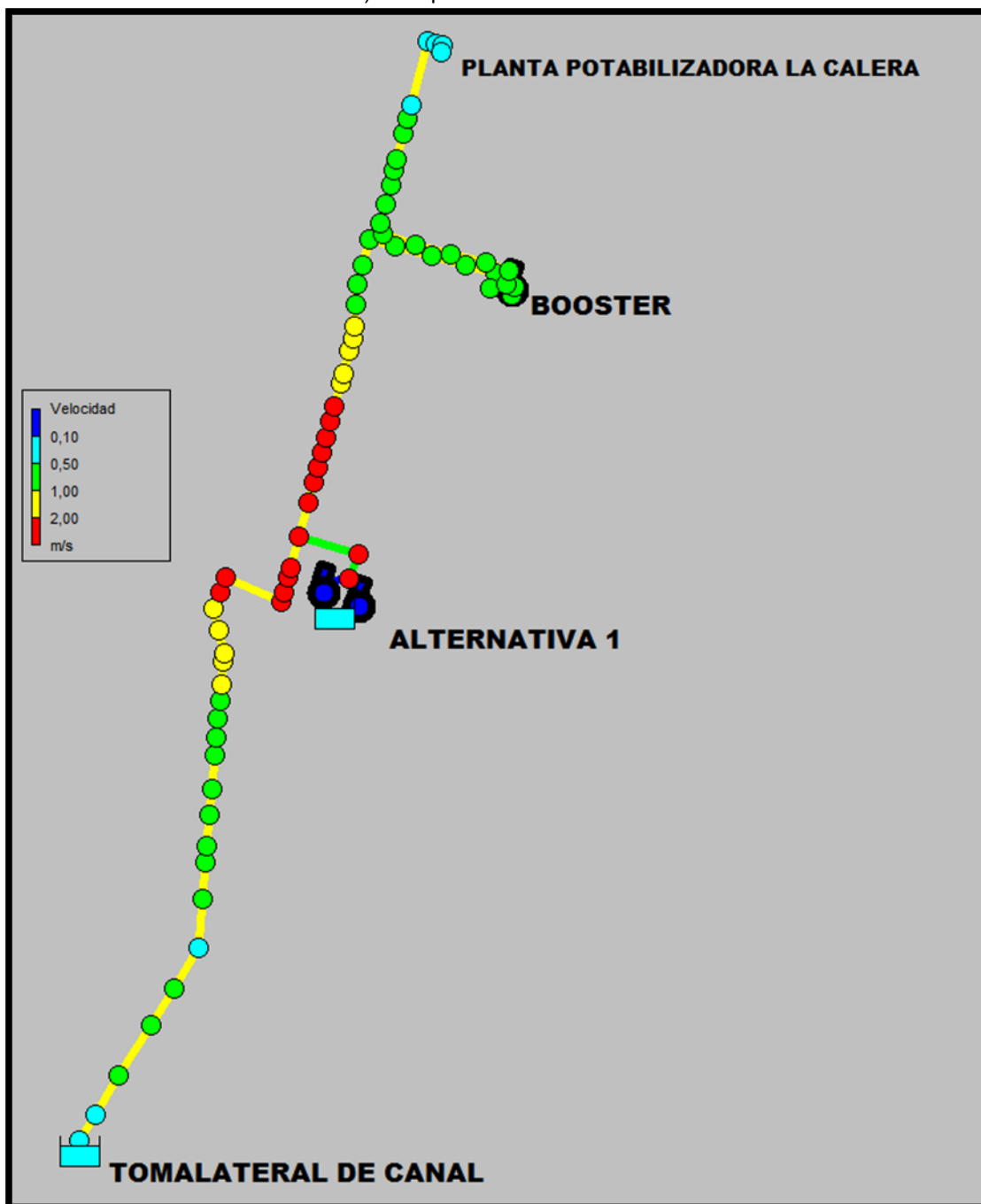


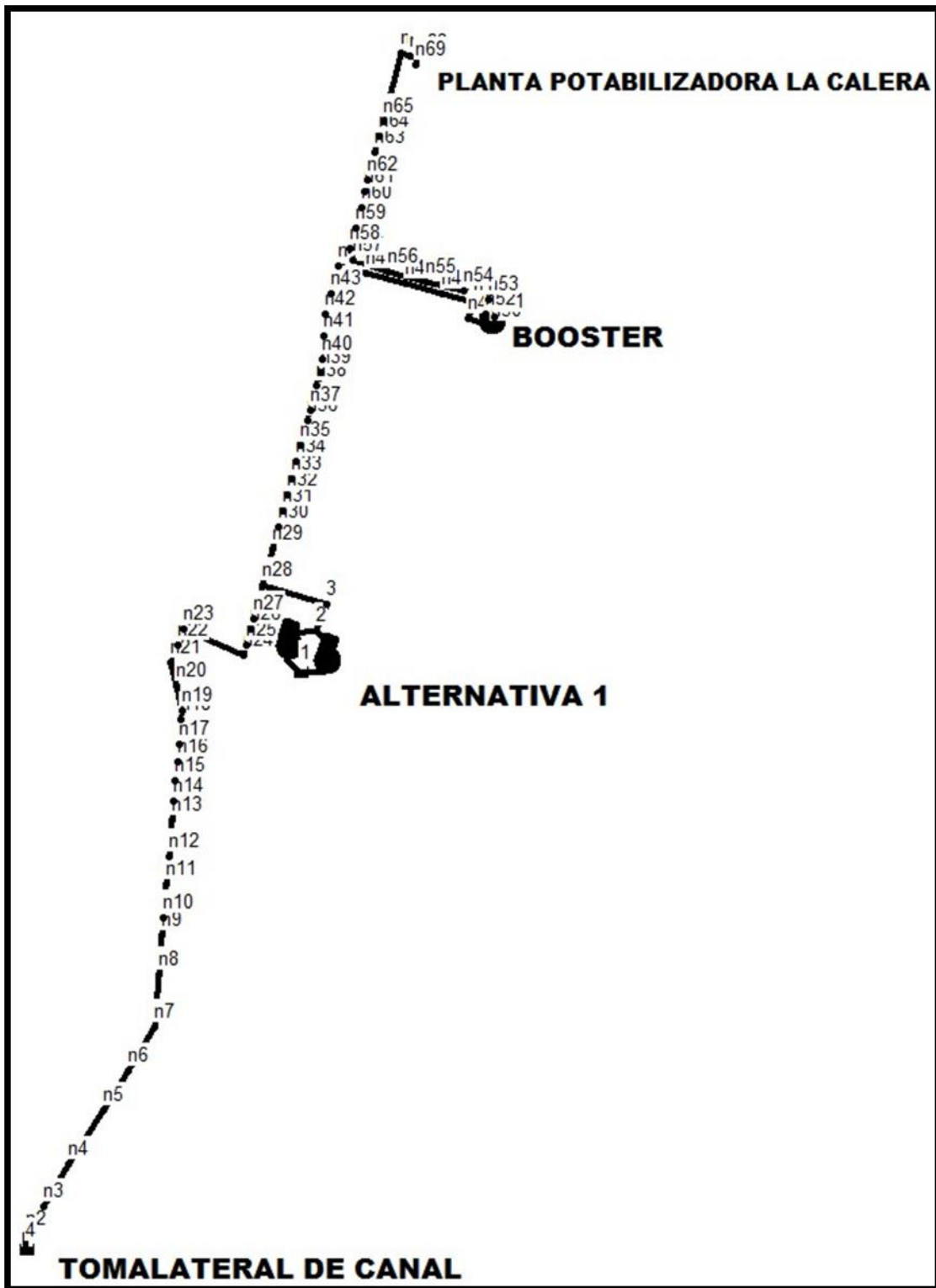
Fig. 31 – (Velocidades conjunto Alternativa I-A / Aducción regular)

En los nudos (**Círculos**) se representan los valores de presiones y en los tramos (**Líneas rectas**) se representan las velocidades.



A continuación se muestran los valores entregados por el programa de esta modelación conjunta.

Primero exponemos una imagen con las referencias y luego la tabla con los valores.



Estado de los Nudos de la Red	Cota	Presión
ID Nudo	(m)	(m.c.a.)
Nudo n2	516,59	5,38
Nudo n3	512,9	9,02
Nudo n4	511,56	10,28
Nudo n5	511,08	10,65
Nudo n6	510,69	10,97
Nudo n7	511,64	9,93
Nudo n8	511,43	10,06
Nudo n9	510,45	10,97
Nudo n10	510,19	11,2
Nudo n11	509,7	11,64
Nudo n12	509,09	12,2
Nudo n13	508,53	12,7
Nudo n14	507,29	13,91
Nudo n15	504,32	16,85
Nudo n16	501,71	19,43
Nudo n17	499,84	21,27
Nudo n18	495,91	25,16
Nudo n19	495,43	25,62
Nudo n20	493,83	27,18
Nudo n21	491,62	29,35
Nudo n22	487	33,94
Nudo n23	482,03	38,88
Nudo n24	481,92	38,89
Nudo n25	482,37	38,42
Nudo n26 (Cruce Rio Primero)	479,43	41,33
Nudo n27	482,22	38,52
Nudo n28 (Cámara de unión)	484,61	36,08
Nudo n29	486,53	34,03
Nudo n30	485,39	35,09
Nudo n31	483,57	36,85
Nudo n32	486,21	34,15
Nudo n33	487,38	32,93
Nudo n34	488,13	32,11
Nudo n35	490,1	30,09
Nudo n36	493,96	26,14
Nudo n37	495,39	24,67
Nudo n38	496,84	23,13
Nudo n39	499,28	20,64
Nudo n40	498,97	20,91

Nudo n41	500,67	19,13
Nudo n42	502,2	17,52
Nudo n43	504,19	15,46
Nudo n44	507,59	11,96
Nudo n45	507,86	11,59
Nudo n46	508,8	10,51
Nudo n47	507,78	11,4
Nudo n48	506,2	12,83
Nudo n49	506,31	12,66
Nudo n50	507,16	11,76
Nudo n51	506,25	18,84
Nudo n52	506,61	18,45
Nudo n53	506,85	18,17
Nudo n54	507,81	17,05
Nudo n55	506,25	18,48
Nudo n56	507,9	16,69
Nudo n57	507,88	16,63
Nudo n58	508,83	15,62
Nudo n59	509,5	14,88
Nudo n60	510,49	13,82
Nudo n61	511,99	12,26
Nudo n62	512,39	11,82
Nudo n63	513,18	10,93
Nudo n64	513,88	10,17
Nudo n65	514,84	9,16
Nudo n66	515,2	8,56
Nudo n67	515,53	8,2
Nudo n68	516,19	7,51
Nudo n69	516,39	7,28
Nudo 2 Conexión	482,22	38,48
Nudo 3 Conexión	484,61	36,08
Pozo de bombeo	482,1	0
Pelo agua en Toma canal Lateral	522	0

Estado de las Líneas de la Red				
	Diámetro	Caudal	Velocidad	Pérdida Unit.
ID Línea	mm	LPS	m/s	m/km
Tubería p2	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p3	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p4	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p5	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p6	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p7	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p8	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p9	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p10	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p11	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p12	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p13	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p14	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p15	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p16	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p17	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p18	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p19	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p20	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p21	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p22	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p23	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p24	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p25	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p26	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p27	800	594,77	1,18	1,12
Tubería p28	800	883	1,76	2,35
Tubería p29	800	883	1,76	2,35
Tubería p30	800	883	1,76	2,35
Tubería p31	800	883	1,76	2,35
Tubería p32	800	883	1,76	2,35
Tubería p33	800	883	1,76	2,35
Tubería p34	800	883	1,76	2,35
Tubería p35	800	883	1,76	2,35
Tubería p36	800	883	1,76	2,35
Tubería p37	800	883	1,76	2,35
Tubería p38	800	883	1,76	2,35

Tubería p39	800	883	1,76	2,35
Tubería p40	800	883	1,76	2,35
Tubería p41	800	883	1,76	2,35
Tubería p42	800	883	1,76	2,35
Tubería p43	800	883	1,76	2,35
Tubería p44	800	883	1,76	2,35
Tubería p45	800	883	1,76	2,35
Tubería p46	800	883	1,76	2,35
Tubería p47	800	883	1,76	2,35
Tubería p48	800	883	1,76	2,35
Tubería p49	800	883	1,76	2,35
Tubería p50	800	883	1,76	2,35
Tubería p51	800	883	1,76	2,35
Tubería p52	800	883	1,76	2,35
Tubería p53	800	883	1,76	2,35
Tubería p54	800	883	1,76	2,35
Tubería p55	800	883	1,76	2,35
Tubería p56	800	883	1,76	2,35
Tubería p57	800	883	1,76	2,35
Tubería p58	800	883	1,76	2,35
Tubería p59	800	883	1,76	2,35
Tubería p60	800	883	1,76	2,35
Tubería p61	800	883	1,76	2,35
Tubería p62	800	883	1,76	2,35
Tubería p63	800	883	1,76	2,35
Tubería p64	800	883	1,76	2,35
Tubería p65	800	883	1,76	2,35
Tubería p66	800	883	1,76	2,35
Tubería p67	800	883	1,76	2,35
Tubería 3 (Conexión)	800	288,23	0,57	0,29
Tubería 4 (Conexión)	800	288,23	0,57	0,28
Tubería 5 (Conexión)	800	594,77	1,18	1,12
Bomba 6 (Booster)		883	0	-6,16
Bomba 7 (A-1)		144,12	0	-38,6
Bomba 8 (A-1)		144,12	0	-38,6
Nudo 3 Conexión	484,61	36,08		
Pozo Colector (A-1)	482,1	0		
Toma Lateral Canal	522	0		

CAPITULO VII

Conclusiones Finales

Siendo éste el ultimo capitulo del informe sobre las tareas realizadas en mis Practicas Supervisadas quiero destacar la importancia que tienen este tipo de tareas y la oportunidad que tenemos cada uno de nosotros como alumnos de aprender mas allá de la excelente teoria que nos ofrece la facultad.

En mi experiencia personal, el poder completar un trabajo de esta magnitud, estar en contacto con un grupo de personas tan calido de excelente nivel y haber incorporado una gran cantidad de conocimiento nuevo sinceramente me resulta muy grato.

En cuanto al contenido del informe intente ser lo mas claro posible y mantener un nivel del detalle medio (aunque muchas veces para justificar un calculo debia expresar ecuaciones propias dela fisica y la ingeniera) para que sea de facil y agradable lectura aun para personas que no posean un nivel avanzado de conocimientos. Sinceramente espero que sea de ayuda para la Secretaria de Recursos Hidricos y Coordinacion y que a partir de esto puedan llevar a cabo las obras necesarias.

En cuanto a las modelaciones realizadas puedo concluir que las dimensiones ya establecidas en cuanto a bombeo y cañería mostro un excelente comportamiento a la hora de simular su funcionamiento. Del mismo modo y con la misma seriedad y precisión intente llevar a cabo el proyecto y dimensionamiento de la Toma de emergencia para la Planta Potabilizadora de La Calera.

Dicho esto, espero que se tengan en cuenta las consideraciones y recomendaciones expuestas en cada apartado y que de esa manera se haga más eficiente la construcción de La Toma de Emergencia. Quedo a total disposición de todas las personas que colaboraron para que esto se pueda realizar en caso necesario de ampliar la información sobre este trabajo.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Víctor L. Streeter – (1996) – *Mecánica de los fluidos (Tercera edición)* – Editorial: McGraw-Hill
- Francisco Javier Aparicio Mijares – (1999) – *Fundamentos de hidrología de Superficie* – Editorial: Limusa S.A.
- Manual Epanet. <http://personales.upv.es/piglesia/download/ManualEPANETv2E.pdf> - (2012)
- Manual Epacad. http://www.ita.upv.es/software/data/ayuda_epacad_ES.pdf - (2012)
- Guía de producto – “Tuberías” – Amitech / O-teck
- Walter Sanz. (1988). *Equipos de Extracción y Bombeo de Agua*. Cátedra de Ingeniería Sanitaria.
- Normativa ENOHSa. (*Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento*).
- KSB *Meganorm Extension. Manual Técnico y curvas.*