

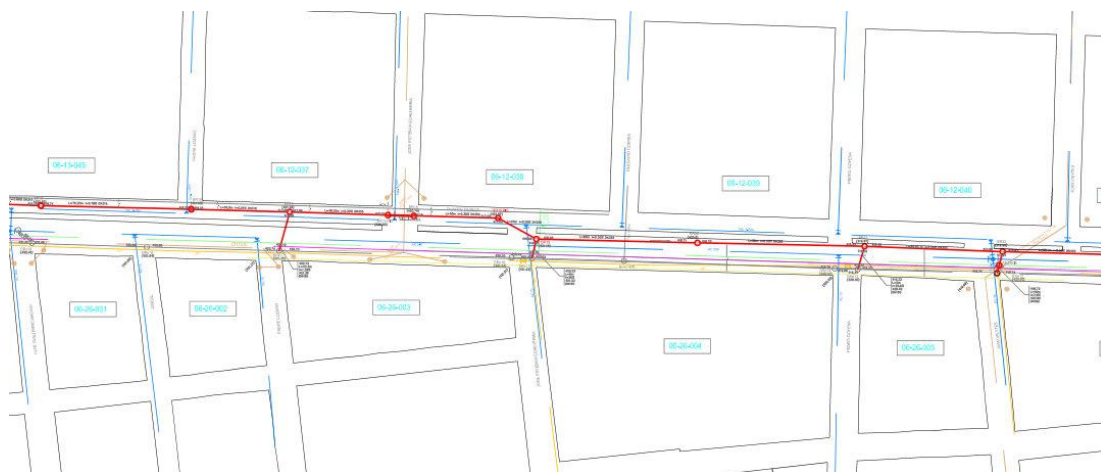


Universidad
Nacional
de Córdoba

FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS Y NATURALES

Práctica Supervisada de la Carrera de Ingeniería Civil.

“PROYECTO DE RED COLECTORA NEXO CLOACAL DUARTE QUIRÓS”



Alumna: Bonelli Ana Carolina

Tutor Interno: Ing. Héctor Araujo

Tutor Externo: Ing. Franco Fistarol Themtham

AÑO 2017

AGRADECIMIENTOS

A mi familia que me brinda el apoyo incondicional día a día. Hoy estoy aquí gracias a ellos.

A mis amigos de la vida y amigos de la facultad, que me acompañaron a transitar mis pasos por la Universidad.

Al Ingeniero Héctor Araujo, al Ingeniero Franco Fistarol Themtham, y a los profesores que conforman el tribunal, por guiarme en la realización de mi Práctica Profesional Supervisada.

A mis compañeros de trabajo.

Muchas Gracias.

RESUMEN

El siguiente informe presenta el trabajo que se realiza en la asignatura “Práctica Supervisada” donde el alumno debe aplicar los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera Ingeniería Civil ante un problema particular, y plantear las soluciones correspondientes al mismo.

Aquí se podrá observar la resolución a los diferentes inconvenientes que surgen en la ejecución de una obra de red de cloacas, cuando la misma se emplaza en una zona con gran cantidad de interferencias y el relevamiento inicial no resulta preciso.

El proyecto consiste en una obra denominada “Nexo Cloacal Duarte Quirós”, donde la función de la misma es actuar como aliviador de la red colectora existente, y como bien dice su nombre se ubica en la calle Duarte Quirós de la ciudad de Córdoba Capital.

Esta obra se decide llevar a cabo por el reiterado colapso de los distintos tramos de la red existente, siendo el gran causante el aumento de la población lo que produjo un gran desarrollo inmobiliario en la zona.

La empresa CIAR SA realizó el proyecto ejecutivo, teniendo en cuenta la información del lugar, otorgada por el Municipio, como así también de entes prestadores de servicios como Aguas Cordobesas, Ecogas, Epec, entre otros.

En su momento creyendo que el relevamiento y la obtención de datos resultaban exitosos se planteó la traza, la cual fue aprobada por la Inspección correspondiente, por lo que comienza a ejecutarse la obra. Luego de varios tramos de ejecución se encontró un gran desagüe pluvial lo que imposibilita seguir con la ejecución por la calzada en donde se estaba construyendo.

Se plantean cambios de proyecto, que consisten en llevar a cabo la obra en la calzada contraria en donde se emplaza en una de las esquinas y en sentido perpendicular al tendido un desagüe pluvial de 2 metros de diámetro, por lo que se plantea la construcción de un sifón invertido para salvar este obstáculo y continuar por dicha calzada.

En el informe se podrá contemplar la resolución a todos los ítems nombrados anteriormente.

ÍNDICE

1. Introducción	PÁG 6
2. Marco Teórico	PÁG 7
2.1. Definición del Proyecto	PÁG 8
2.2. Procedimientos para la ejecución del Proyecto	PÁG 9
2.3. Investigaciones preliminares	PÁG 10
2.3.1. Población a servir	PÁG 10
2.3.2. Caudal de diseño	PÁG 13
2.4. Definición del tendido	PÁG 16
2.5. Análisis de la cañería	PÁG 17
2.5.1. Composición de la cañería	PÁG 17
2.5.2. Parámetros geométricos	PÁG 18
2.6. Verificación de velocidades	PÁG 21
2.7. Esfuerzo Tractivo	PÁG 22
2.8. Planilla de cálculo	PÁG 26
2.9. Definición y cálculo de Sifón Invertido	PÁG 27
3. Modificación de Proyecto	PÁG 30
3.1. Levantamiento topográfico	PÁG 31
3.2. Resolución de alternativa de cruce de calzada	PÁG 33
3.3. Resolución de Sifón Invertido	PÁG 36
3.3.1. Antecedentes de sifón Invertido existente en Ciudad de Córdoba	PÁG 37
3.3.1.1. Cálculos de parámetros de Sifón Invertido existente	PÁG 38
3.3.2. Sifón Invertido en calle Duarte Quirós	PÁG 41
3.3.2.1. Etapas del diseño	PÁG 42
3.3.2.2. Diseño y verificaciones	PÁG 43
4. Presentación	PÁG 55
5. Tareas complementarias	PÁG 59
6. Conclusiones	PÁG 61
7. Bibliografía	PÁG 63

ANEXOS PÁG 64

Plano N°3.1.1. Proyecto original “Nexo cloacal en calle Duarte Quirós”.

Tabla N°3.1.1. Cálculos de proyecto original “Nexo cloacal en calle Duarte Quirós”.

Plano N° 3.2.1. Nuevo proyecto “Cambio de Calzada, Nexa cloacal en calle Duarte Quirós”.

Tabla N°3.2.1. Cálculos de nuevo proyecto “Cambio de Calzada, Nexa cloacal en calle Duarte Quirós”.

Plano N° 3.3.1.1. Detalles de Sifón Invertido existente en calle Caraffa esquina Galeano.

Plano N°3.3.2.1. Detalles de Sifón Invertido diseñado en calle Duarte Quirós.

Plano N°3.3.2.2. Detalles de compuerta y cojinete diseñados para Sifón Invertido en calle Duarte Quirós.

Plano N°5.1. Ejemplo de detalle de un diagrama de cuadra de la obra “Nexo cloacal Duarte Quirós”.

Los planos adjuntos a este informe fueron suministrados como anteproyecto por el ente Municipal de la ciudad de Córdoba. La contratista trabajó sobre estos para llevar a cabo el proyecto de dicha obra.

1. INTRODUCCIÓN

La obra “Nexo Cloacal Duarte Quirós” se emplaza en el sector centro-oeste, en el barrio Alto Alberdi de la ciudad de Córdoba, en una extensión de 2500 metros de longitud desde la calle Río Negro hasta la calle Félix Paz.

Este barrio se encuentra consolidado, y de característica residencial - comercial. Actualmente es uno de los principales barrios de la ciudad en cuanto a desarrollo económico y desde mediados del año 2000 tiene un importante crecimiento edilicio de tipo residencial, y comercial.

La Avenida Duarte Quirós es uno de los principales accesos viales por donde circulan numerosas líneas de transporte urbano y usuarios particulares, por lo que la ejecución de la obra implica un estudio de los desvíos y retornos a realizar para lograr la menor influencia sobre el tránsito que circula a diario por ella. En Alto Alberdi se cuenta con un sistema de red colectora cloacal con varios años de antigüedad, encontrándose en el mismo hasta caños colectores fabricados de barro cocido de más de cien años. La cañería cloacal existente se desarrolla sobre la calle Duarte Quirós, la cual se encuentra muy deteriorada y limitada en cuanto a su capacidad hidráulica. Tanto el colector como las conexiones domiciliarias fueron construidos con materiales obsoletos como barro cocido y asbesto cemento, que en la actualidad ya no se utilizan para tales fines.

A su vez, esta zona de la ciudad tiene un potencial desarrollo inmobiliario y comercial, por lo que este aliviador proveerá una infraestructura cloacal apropiada para mejorar notablemente el servicio que se brinda a los habitantes de la zona.



Figura N°1. Barrio Alto Alberdi.

2. MARCO TEÓRICO

Desde el momento en que aparecieron las primeras poblaciones estables, la eliminación de las aguas residuales ha constituido un problema primordial para la sociedad. Durante las últimas décadas se ha analizado y tratado de resolver los problemas relacionados con la disposición de las aguas servidas procedentes de uso doméstico, agrícola e industrial.

Los cuerpos receptores, es decir ríos y corrientes subterráneas, lagos y mares, en muchas ocasiones, especialmente en zonas densamente pobladas y desarrolladas, han sido incapaces por sí mismas de absorber la carga que tales residuos imponen. Como consecuencia de esto, pierden aquellas condiciones mínimas que les son exigidas para su racional y adecuado aprovechamiento como fuentes de abastecimiento de agua, como vías de transporte o aún como fuentes de energía.

Es por esto que las aguas servidas deben ser conducidas hacia unidades de tratamiento, como lo son las plantas potabilizadoras, para su tratamiento y posterior evacuación a los cuerpos receptores.

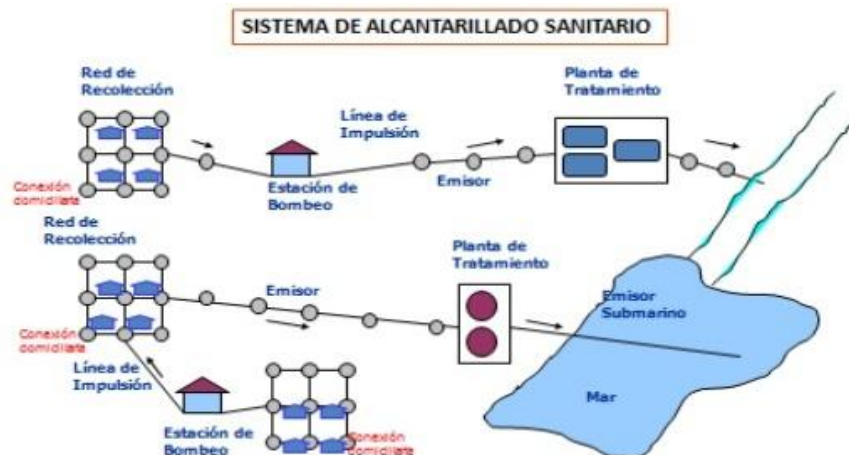


Figura N°2. Extracción de <https://www.slideshare.net/clase-3-alcantarillado-sanitario>

A continuación se presentan los aspectos teóricos a tener en cuenta para llevar a cabo un proyecto ejecutivo de una obra de red colectora de líquido cloacal, la que permite el transporte hacia la unidad de tratamiento correspondiente. Se podrá contemplar el análisis de la obra a construir, procedimientos a seguir, como así también los cálculos y verificaciones para el diseño de la red.

Además se podrán observar los cálculos y verificaciones a realizar para el diseño de un sifón invertido y lograr un funcionamiento eficiente del mismo, creándose para salvar un obstáculo que se atraviesa en la traza de la cañería.

2.1. DEFINICIÓN DEL PROYECTO

Consiste en la ejecución de la obra “Nexo Cloacal de la Calle Duarte Quirós”, ubicado en la calle homónima en el barrio Alto Alberdi de la Ciudad de Córdoba. Esto permitirá mejorar el funcionamiento de la red cloacal existente.

Esta obra conducirá los efluentes que se generen en la cuenca de la captación de dicho colector ubicada en el sector sur del mismo hasta la calle Santa Ana y recibirá el aporte que se producirá por el mayor desarrollo inmobiliario sobre el corredor de la calle Duarte Quirós como se puede observar en la Figura N°2.1, beneficiando en lo inmediato a 16500 habitantes ya conectados y a 16500 nuevos habitantes en el futuro, que habiten este sector de la Ciudad. Esta cantidad de habitantes a la que beneficiará la obra se encuentra indicada en el Pliego de Especificaciones Técnicas de dicha obra.

La cañería que se instalará será de PVC y la longitud de la red será de 2500 metros; en una primera instancia el colector se instalará en la margen derecha de la calzada, según el sentido de escurrimiento del efluente y se conectará en la boca de registro existente en la intersección de la calle Duarte Quirós y Río Negro, según se indica en Plano N°3.1.1.

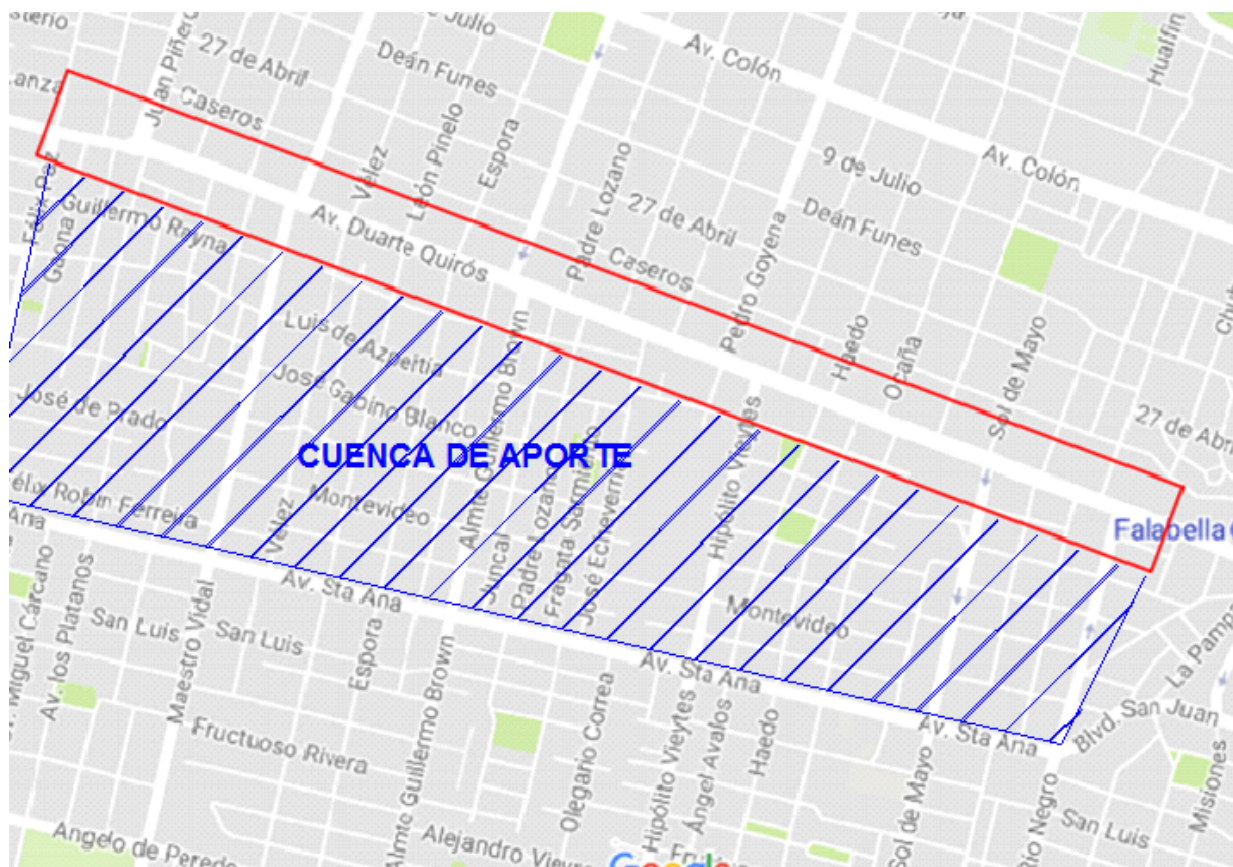


Figura 2.1. Ubicación de obra “Nexo Cloacal Duarte Quirós”.

2.2 PROCEDIMIENTOS PARA LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO

Para hacer posible la realización del proyecto ejecutivo se deben seguir ciertas etapas que se detallan a continuación:

- Investigaciones preliminares, que se basan en la recopilación de todos los datos existentes de la población a servir. También se deben recopilar planos de ubicación de servicios públicos existentes tales como agua, gas, desagües pluviales entre otros.
- Reconocimiento del subsuelo, en donde se hace necesario llevar a cabo sondeos para la determinación del tipo de suelo, posición de la napa freática, ya que dependiendo de esto variará la forma de excavación y por consiguiente su costo. Asimismo estos sondeos indicarán la presencia de estructuras subterráneas, es decir indicarán la ubicación de los servicios públicos que se encuentran en la zona de realización de obra. La cantidad de pozos y sondeos a realizar serán los necesarios para determinar con precisión el perfil geológico del terreno, indicándose en éste el número de golpes, índices de consistencia, porcentaje de humedad, peso específico aparente seco y húmedo, fricción y cohesión de los diferentes estratos atravesados, además se deben realizar análisis químicos de los suelos a diferentes profundidades a fin de determinar la agresividad de estos al hormigón. También se calculará por cada metro de profundidad la máxima tensión admisible y el asentamiento probable máximo.
- Relevamiento planialtimétrico, si no se dispone de uno, se procede a ejecutar el mismo indicando la existencia de pavimentos, su ancho, etc. Con respecto a la altimetría se indicarán todas las cotas de intersecciones de los ejes de las calles y los cambios bruscos sobre la traza de las colectoras. Se deberán relevar los servicios existentes en la traza de la cañería determinando su ubicación planimétrica y altimétrica, dimensiones y características de instalación que incidan en los distintos componentes de la obra. Esto comprende los servicios de agua potable, gas natural, servicio eléctrico, telefonía, desagües cloacales, desagües pluviales, televisión por cable y toda otra instalación y/o servicios existentes fuera de uso.

- La elaboración de la documentación consiste: en una Memoria Descriptiva indicando objetivos y alcances, una Memoria de Cálculo donde se asientan los cálculos hidráulicos y estructurales de las unidades proyectadas. Además se debe presentar el Pliego de Especificaciones Técnicas y los Planos correspondientes a la obra, siendo éstos plano de ubicación de la obra, perfil longitudinal en donde se indica el tendido de la cañería; como así también una planimetría en donde se indicará longitud, pendiente, diámetro, de cada tramo. Este plano contendrá la ubicación de las bocas de registro y las posibles interferencias que se encuentran en la zona.

2.3 INVESTIGACIONES PRELIMINARES

Para el diseño de la red colectora es muy importante la determinación de los volúmenes de agua servida a transportar, por lo que se deben determinar ciertos parámetros que resultan fundamentales para el proyecto, como lo son la población y la dotación en el periodo de diseño adoptado.

2.3.1. POBLACIÓN A SERVIR

La cantidad de habitantes a servir la determinamos no sólo considerando la población presente, sino que debido a la envergadura y el costo de la obra se debe diseñar con una cierta proyección hacia el futuro, para lo cual debemos conocer la población futura a lo largo de un número de años, que denominamos periodo de diseño.

La población actual puede determinarse mediante censos, mientras que la determinación de la población futura puede no resultar tan sencilla. Para conocerla se deben tener en cuenta el crecimiento vegetativo y los movimientos migratorios, en algunos casos no existen datos acerca de la evolución demográfica ni del desarrollo económico de la ciudad, por lo que el proyectista deberá estudiar una ciudad similar y trasladar los datos hacia la ciudad estudiada.

Existen varios métodos para la determinación de la población futura, uno de los más utilizados es el *Método de Crecimiento a Interés Compuesto*.

Este consiste en aplicar la fórmula de interés compuesto escalonada en un período de diseño entre 25 y 30 años.

Fórmula de población futura:

$$Pf = Pa * (1 + r)^n \quad (2.3.1.1.)$$

Siendo:

$Pf = Población\ futura$

$Pa = Población\ actual$

$r = Tasa\ de\ crecimiento$

$n = Periodo\ de\ diseño$

En donde la tasa de crecimiento también se determina teniendo en cuenta datos censales mediante la siguiente fórmula:

$$r_1 = \left(\frac{P_{C2}}{P_{C1}} \right)^{\frac{1}{n}} - 1 \quad (2.3.1.2.)$$

Siendo:

$n = Periodo\ entre\ censos\ (10\ años)$

$P_{C2} = Valor\ conocido\ por\ censo$

$P_{C1} = Valor\ conocido\ por\ censo$

Luego de calcular las tasas de crecimientos, se debe sacar un promedio de estas, el cual será utilizado para determinar la población futura.

$$r_{prom} = \frac{r_1 + r_2 + \dots + r_n}{n} \quad (2.3.1.3.)$$

Siendo:

$r_i = Tasas\ de\ crecimiento$

$n = Cantidad\ de\ años$

Luego de haber estudiado el Método a Interés Compuesto se describen brevemente otros métodos que resultan de utilidad para la obtención de la población.

Uno de estos, es el *Método Gráfico de la Tendencia*, el cual consiste en llevar a un sistema coordinado, los datos extraídos de censos pasados, se traza la curva correspondiente y en el último punto se traza la tangente a la curva, prolongándose dicha tangente hasta el año en el que queremos obtener la población. A continuación se muestra como sería la representación gráfica de este método, en donde se tiene en abscisas el Tiempo en años, y en ordenadas el Número de habitantes.

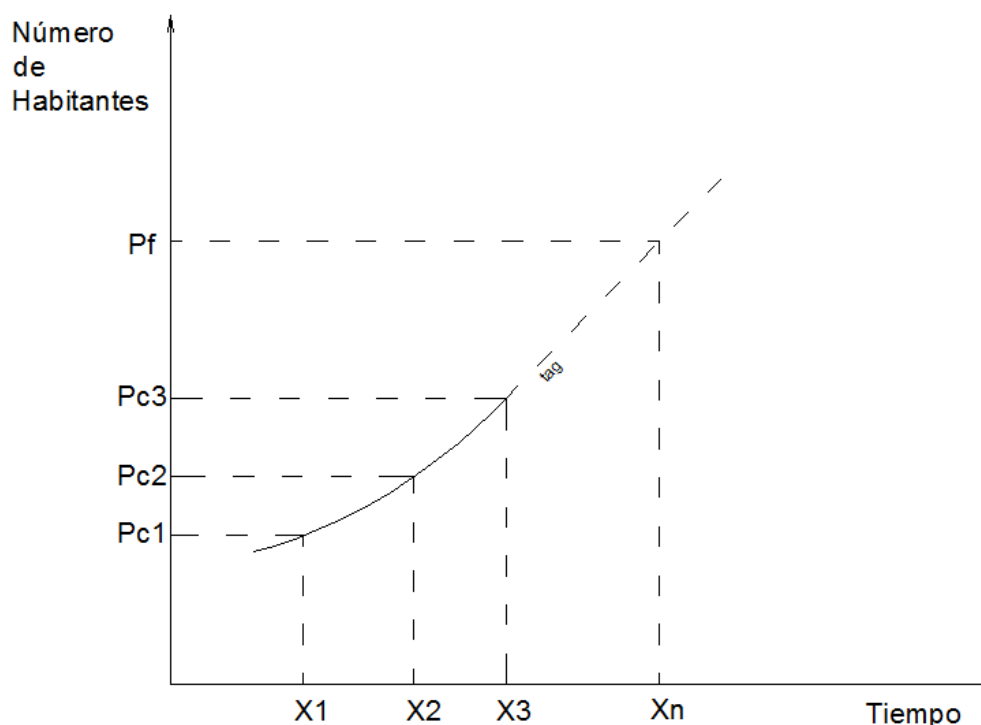


Figura N°2.3.1.1. Curva de Método Gráfico de la Tendencia.

Donde las X_i son los distintos años y las P_i las poblaciones en los respectivos años. P_f es la población futura buscada para el año X_n .

Además se puede utilizar el *Método Comparativo* que consiste en compararla ciudad en estudio con otra de características similares, de la cual se posean datos fehacientes del crecimiento poblacional, teniendo la precaución que la similitud de ambos asentamientos humanos sea total.

Por último, existe el *Método de Saturación* basado en el estudio de bacterias, comparando el mismo con los asentamientos humanos. Se grafica el crecimiento poblacional en función del tiempo, y se puede observar un rápido crecimiento en los primeros años, luego la curva pasa por un punto de inflexión para hacerse asintótica a una recta horizontal que marca la población de saturación. Este método se aplica para largos periodos de 40 a 50 años para grandes ciudades.

En la siguiente imagen se puede observar lo explicado anteriormente.

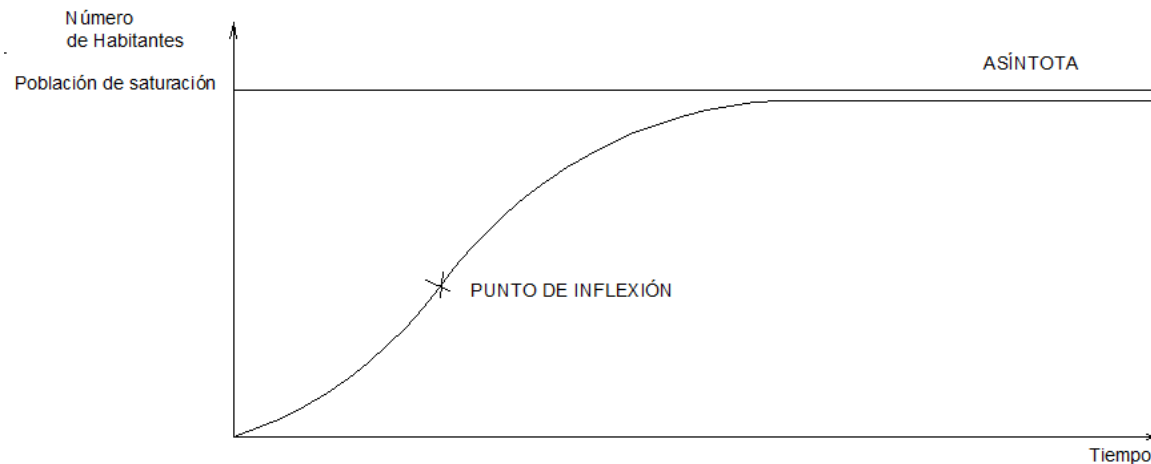


Figura N°2.3.1.2. Curva de Método de Saturación.

2.3.2. CAUDAL DE DISEÑO

El caudal total de agua residual evacuado se obtiene teniendo en cuenta la población, la dotación y una serie de coeficientes.

La población será la calculada anteriormente, mientras que la dotación es la cantidad media de agua utilizada diariamente por un habitante, expresada en litros, y en ella están involucrados los consumos para uso doméstico, también se le deben considerar consumos adicionales asociados a la industria, consumo municipal y pérdidas.

El valor de esta no es fijo y debe ser determinado para cada sistema, adoptando valores entre 200 l/hab * día y 300 l/hab * día para poblaciones de mediana importancia. A medida que crece la población, el consumo es mayor ya que aumenta la calidad de vida.

A continuación se presenta la fórmula que nos permite obtener el caudal total a evacuar:

$$Q \frac{l}{s} = \frac{P \cdot Dot \cdot 0,8 \cdot 1,5}{86400} \quad (2.3.2.1)$$

Donde:

$$Q = \text{Caudal} \frac{l}{s}$$

$P =$ Población futura habitantes

$Dot =$ Dotación $l_{hab} * \text{día}$

$0,8 =$ Coeficiente que tiene en cuenta la circunstancia que sólo el 80% del agua consumida

va a la cloaca, el resto se pierde en riego de jardines, plazas, bebidas y otros usos.

Este valor se obtiene de la Norma NBR – 9649 AENT BRASIL .

$1,5 =$ Coeficiente de pico, permite prever del caudal medio anual, el caudal máximo

horario del día de máximo consumo (Se obtiene con coeficientes α y β que dependen de la población)

$86400 =$ Permite pasar de días a segundos.

Como se especifica anteriormente el caudal calculado es el total a transportar, posteriormente se debe obtener el caudal hectométrico, que resulta de dividir la ecuación del caudal total por la longitud total de la red en hectómetros, quedando como se muestra a continuación:

$$Q_{Hm} \frac{l}{s \cdot Hm} = \frac{P \cdot Dot \cdot 0,8 \cdot 1,5}{86400 \cdot L} \quad (2.3.2.2.)$$

De la ecuación anterior se tiene:

$$Q_{Hm} = \text{Caudal hectométrico} \frac{l}{s * Hm}$$

$P =$ Población futura habitantes

$$Dot = \text{Dotación} \frac{l}{hab * día}$$

0,8 = Coeficiente que tiene en cuenta la circunstancia que sólo el 80% del agua consumida va a la cloaca, el resto se pierde en riego de jardines, plazas, bebidas y otros usos.

Este valor se obtiene de la Norma NBR – 9649 AENT BRASIL .

1,5 = Coeficiente de pico, permite prever del caudal medio anual, el caudal máximo horario del día de máximo consumo (Se obtiene con coeficientes α y β que dependen de la población)

86400 = Permite pasar de días a segundos.

$L =$ Longitud total de la cañería Hm .

Una vez obtenido este, se procede a calcular el caudal que circulará por cada tramo:

$$Qt \frac{l}{s} = Q_{Hm} * L_t \frac{l}{s} \quad (2.3.2.3.)$$

$$Qt = \text{Caudal por tramo} \frac{l}{s}$$

$$Q_{Hm} = \text{Caudal hectométrico} \frac{l}{s * Hm}$$

$L_t =$ Longitud del tramo Hm .

2.4 DEFINICIÓN DE TENDIDO

Al realizar un proyecto de red colectora se tienen que seguir una serie de disposiciones que se detallan a continuación:

- En lo posible se debe seguir la pendiente del terreno natural ya que esto genera que la excavación sea la mínima.
- La tapada mínima que tendrá la cañería será 0,80m si el tendido es por vereda y 1,20m si el tendido se lleva a cabo por calzada, esto indicado por la normativa **ENOHSA**.
- El diámetro mínimo es 160mm.
- La pendiente mínima es de 0,3%.
- La velocidad mínima de circulación del líquido es de 0,6m/s.
- La velocidad máxima de circulación es 3m/s para caños de PVC.
- Las disposiciones de las bocas de registro deberán responder a la normativa.

Se determinará por donde irá el tendido de la red una vez que se hayan realizado las etapas de sondeos y ubicación de estructura existente. Esta decisión resulta de mucha importancia, ya que se debe buscar generar los menores inconvenientes posibles a los habitantes de la zona pudiendo estar en completa armonía con la infraestructura existente.

Por otra parte el tendido debe ser tal que se cumplan con todas las condiciones anteriormente nombradas.

Una vez definido por donde irá la cañería se pueden analizar las pendientes de terrenos para luego definir las pendientes de cada tramo de cañería, siempre cumpliendo con la normativa y verificando que las tapadas (distancia entre nivel de terreno y cota de la parte superior de la cañería) también cumplan con las mismas.

2.5 ANÁLISIS DE LA CAÑERÍA

Antes de comenzar a definir los parámetros de los ductos y realizar las verificaciones y cálculos correspondientes, se lleva a cabo una pequeña introducción que permite entender cómo están compuestos los mismos.

2.5.1. COMPOSICIÓN DE LA CAÑERÍA

Como se muestra en la siguiente figura, las partes de la cañería son: el **extradós** que conforma la parte superior de la misma, el **intradós** siendo la superficie curva interior y superior del caño, el **invertido** siendo la superficie curva interior e inferior del caño, y por último la **base** que como su nombre lo indica es el punto de apoyo sobre el terreno del caño.

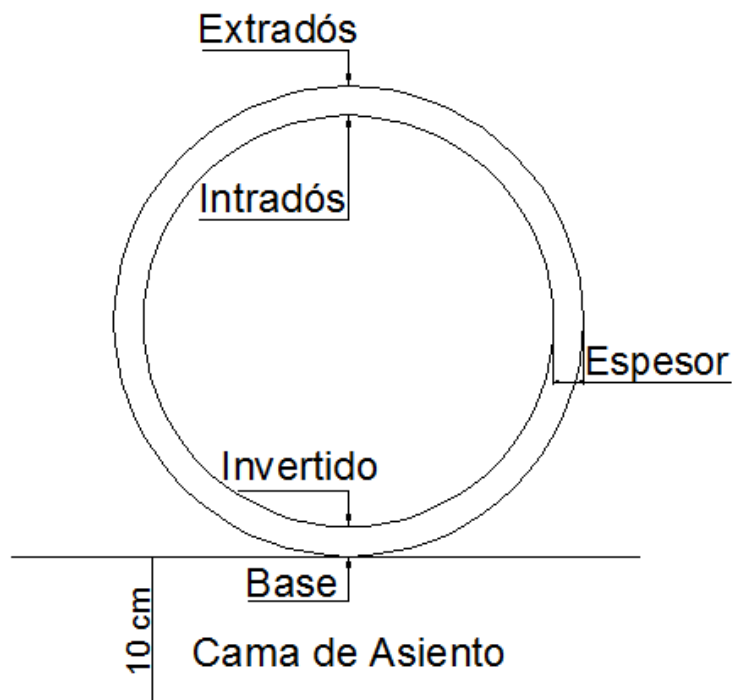


Figura N°2.5.1.1 Referencias de una cañería.

2.5.2 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS

Se muestra la descripción del cálculo de parámetros geométricos extraídos de la normativa ENOHSA.

De la Figura 1 surge que el perímetro mojado está dado por el arco $X=ADB$, y se puede escribir que la proporción de este es:

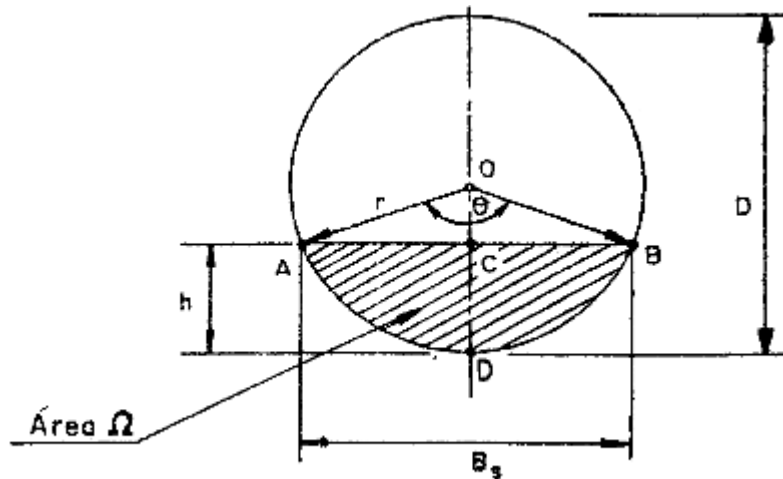


Figura 2.5.2.1 Sección de la cañería.

$$\frac{X}{\theta^\circ} = \frac{\pi * D}{360^\circ} \quad (2.5.1.)$$

Siendo:

$X =$ Perímetro mojado.

$\theta^\circ =$ Ángulo al centro O .

$D =$ Diámetro

Despejando de la igualdad anterior obtenemos:

$$X = \frac{\pi * D * \theta^\circ}{360^\circ} \quad (2.5.2.)$$

En donde θ es el ángulo expresado al centro O expresado en grados, el cual se pasa a radianes de la siguiente forma:

$$\theta = \frac{\pi * \theta^\circ}{180^\circ} \quad (2.5.3.)$$

Por lo que el perímetro mojado expresado en radianes queda:

$$X = \frac{D \cdot \theta}{2} \quad (2.5.4.)$$

El área mojada se obtiene como la diferencia del sector OADBO y el triángulo OAB. La expresión resultante es:

$$\Omega = \frac{D^2}{8} * \frac{\pi}{180^\circ} * \theta^\circ - \text{sen}\theta^\circ \quad (2.5.5.)$$

Expresando esta ecuación en radianes, se obtiene:

$$\Omega = \frac{D^2}{8} * \theta - \text{sen}\theta \quad (2.5.6.)$$

El Radio Hidráulico que es la relación entre el área mojada y el perímetro mojado, resulta:

$$R = \frac{\Omega}{X} = \frac{D}{4} * 1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta} \quad (2.5.7.)$$

El ancho Bs se obtiene como:

$$Bs = D * \text{sen} \frac{\theta}{2} \quad (2.5.8.)$$

Por último para determinar la relación entre el tirante h y el ángulo al centro θ , se parte de la siguiente relación:

$$OC = r - h = \cos \frac{\theta}{2} * r \quad (2.5.9.)$$

Por lo tanto:

$$\frac{D}{2} = \frac{D}{2} * \cos \frac{\theta}{2} + h \quad (2.5.10.)$$

$$h = \frac{D}{2} * 1 - \cos \frac{\theta}{2} \quad (2.5.11.)$$

$$h = r * 1 - \cos \frac{\theta}{2} \quad (2.5.12.)$$

De la ecuación anterior se puede deducir que:

$$1 - 2 * \frac{h}{D} = \cos \frac{\theta}{2} \quad (2.5.13.)$$

Por lo tanto θ será igual a:

$$\theta = 2 * \arccos \left(1 - 2 * \frac{h}{D} \right) \quad (2.5.14.)$$

La circulación de las “aguas negras” responde a las leyes de la hidráulica, entonces para determinar el diámetro de la cañería nos basamos en la ecuación de Manning.

Cada tramo de red colectora se dimensiona para el caudal máximo horario a 20 años.

El caudal máximo horario o caudal de diseño del tramo en cuestión, llamaremos a este tramo j , será:

$$Q_{a j} = q_{i j} + q(j) \quad (2.5.13.)$$

$Q_{a j}$: Caudal máximo total del tramo. l_s

$q_{i j}$: Caudal máximo que ingresa al tramo. l_s

q_j : Caudal máximo horario colectado a lo largo de la longitud l_j del tramo. l_s

$$q_j = g_t * I(j) \quad (2.5.14.)$$

g_t : Gasto hectométrico correspondiente a la nueva colectora.

Como se dijo anteriormente para obtener el diámetro de la cañería se utiliza la ecuación de Manning:

$$\frac{Q_{a(j)*n}}{i^{1/2}} = A * R^{2/3} \quad (2.5.15.)$$

$Q_{a j}$: Caudal máximo horario a 20 años, del tramo j .

A : Sección transversal mojada de la sección.

R : Radio hidráulico.

i : Pendiente del tramo.

n : Coeficiente de Manning correspondiente al material de la cañería.

Recordamos que el coeficiente n tiene en cuenta la rugosidad superficial del material y algún tipo de irregularidad que presente la cañería.

Para aplicar la expresión de Manning al escurrimiento de conductos circulares parcialmente llenos, se utiliza el criterio seguido por Woodward Posey, lo que lleva a dimensionar los conductos con una relación tirante-diámetro (h/D) no superior a 0,90. Se debe dimensionar de forma tal que no se supere este valor al final del periodo de diseño.

Para esta relación ($h/D=0,90$) se obtiene que la ecuación de Woodward Posey queda expresada como:

$$D = \frac{Qa j *n}{0,3325*i^{1/2}}^{3/8} \quad (2.5.16.)$$

El valor que se obtiene de esta ecuación es el diámetro de cálculo. Se adopta como diámetro mínimo $DN_{min}= 160mm$.

2.6. VERIFICACIÓN DE VELOCIDADES

En red colectora se debe respetar la velocidad mínima, que asegura la autolimpieza de la cañería. Esta velocidad depende del tipo de material de arrastre y en general disminuye cuando lo hace el tirante. Para cañería colectora la velocidad mínima de autolimpieza resulta 0,6m/s.

En todos los tramos también se debe verificar las velocidades máximas para evitar la erosión del material de la cañería y asegurar que el volumen del líquido que escurre no aumente por la incorporación del aire.

La velocidad de cada tramo la calculamos a través de la fórmula de Manning, resultando:

$$V = \frac{i^{1/2} * R^{2/3}}{n} \quad (2.6.1.)$$

V: Velocidad del líquido en el tramo.

R: Radio hidráulico.

i: Pendiente del tramo.

n: Coeficiente de Manning correspondiente al material de la cañería.

A continuación se muestra una tabla en donde figuran los diferentes valores que puede tomar el Coeficiente de Manning, dependiendo del tipo de material con que se vaya a ejecutar la cañería.

Material	Coeficiente "n" de Manning
PE-PP-PVC	0.008-0.011
Poliéster-PRFV	0.008-0.011
Hormigón	0.013-0.016
Hormigón armado	0.011-0.016
Gres	0.008-0.011
Fundición	0.011-0.014
Fibrocemento	0.009-0.012

La velocidad anteriormente calculada deberá verificar tanto la velocidad mínima como así también la velocidad máxima exigida por la normativa.

2.7 ESFUERZO TRACTIVO

El esfuerzo tractivo τ , como se muestra en la Figura N°2.7.1, surge de considerar la componente del peso del elemento de líquido rayado y distribuirla en la superficie lateral que el mismo ocupa. (Dimensiones de fuerza dividida por superficie).

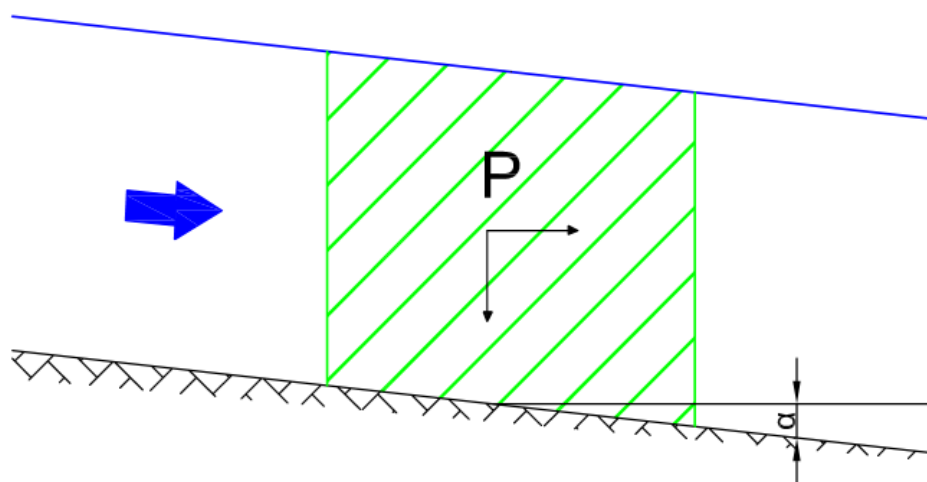


Figura 2.7.1. Fuerza Tractiva.

Como se puede observar el efecto de la “Fuerza Tractiva” del escurrimiento resulta de descomponer el peso del elemento líquido considerado y rayado en la figura, según la dirección del plano inclinado constituido por la pendiente de la conducción a superficie libre (segmento de círculo).

Analizando la figura surge:

$$F = \gamma * \Omega * L * \text{sen}\alpha \quad (2.7.1)$$

En el tendido de red colectora las pendientes son relativamente bajas por lo que resulta:

$$\text{sen}\alpha \approx \text{tg}\alpha \approx i \quad (2.7.2.)$$

Reemplazando (3.44) en la ecuación (3.43) y dividiendo por la superficie en contacto con el líquido, resultando la misma del producto de del perímetro mojado X por la longitud L del elemento considerado, se obtiene la “Fuerza Tractiva”:

$$\tau = \frac{\gamma * \Omega * L * i}{X * L} = \gamma * R * i \quad (2.7.3.)$$

Donde:

τ : Fuerza tractiva $\frac{Kg}{m^2}$

γ : Peso específico del líquido

R : Radio hidráulico.

i : Pendiente del tramo.

Si se recuerda la ecuación de CHEZY:

$$U = C * \sqrt{R * i}$$

Siendo:

U : Velocidad media en la sección en m/s.

C : Coeficiente de Chezy dado por la expresión de Manning.

$$C = \frac{1}{n} * \frac{R * i}{6} \quad (2.7.4)$$

Si despejamos de la ecuación de Chezy R^*i , y se reemplaza en la fórmula 3.45, se obtiene:

$$\tau = \frac{\gamma}{c^2} * U^2 \quad (2.7.5)$$

De la expresión anterior se deduce que: “La Fuerza Tractiva es proporcional al cuadrado de la velocidad media”.

Para considerar el correspondiente a la velocidad de “autolimpieza”, se idealiza el material arrastrado o sedimentable como una sucesión de esferas discretas, de diámetro \emptyset y peso específico de los sólidos γ_s , en contacto, y dando una porosidad p , obviamente cubierta por el agua que brinda su “Esfuerzo tractivo”.

El esfuerzo resistente resulta ser:

$$\tau = \gamma_s - \gamma * 1 - p * \tau * \text{sen}\alpha \quad (2.7.6.)$$

En donde t es el volumen de superficie lateral unitaria, adoptado así para que la expresión resulte dimensionalmente un esfuerzo, comparable con la “Fuerza tractiva” anteriormente explicada.

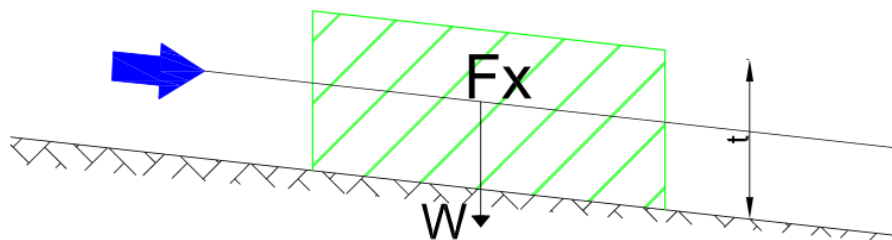


Figura 2.7.2. Material Sedimentable.

Por otro lado si se tiene en cuenta lo planteado sobre la hipótesis de que las esferas están en contacto mutuo, resulta que el volumen t es una función del diámetro, por lo que considerando que todas las partículas tienen forma similar se obtiene:

$$t = cte\phi \quad (2.7.7.)$$

Reemplazando en 2.7.6.:

$$1 - p * cte * sen\alpha = K \quad (2.7.8.)$$

Y reemplazando en 2.7.8.:

$$\tau * R = \gamma_S - \gamma * K * \phi \quad (2.7.9.)$$

Una vez que obtenemos esto podemos decir que K es un coeficiente propio del líquido, el cual puede variar entre 0,04 y 0,8; y permite evaluar el “Esfuerzo Resistente”.

$$\tau = \tau_R \quad (2.7.10.)$$

Despejando, se obtiene:

$$\phi = \frac{\tau}{\gamma_S - \gamma * K} \quad (2.7.11.)$$

Para un determinado líquido el denominador de la ecuación anterior resulta constante, por ello podemos decir que con un cierto “Esfuerzo Tractivo”, le corresponde a una partícula ser efectivamente arrastrada y como consecuencia las de menor tamaño a esta, también serán arrastradas.

2.8. PLANILLA DE CÁLCULO

En la siguiente Figura se puede observar un ejemplo de planilla de cálculo, en donde se indica cada parámetro calculado con su respectiva unidad de medición:

Tramo	BOCA DE REGISTRO		LONGITUD DE TRAMO	COTA TERRENO		PENDIENTE TERRENO	QE20 TRAMO	QE20 ACUMULADO	PENDIENTE ADOPTADA	DIÁMETRO INTERNO	DIÁMETRO ADOPADO	TIRANTE
	ag. arriba	ag.abajo		ag.arriba	ag.abajo							
			(m)	(m)	(m)	(m/m)	(L/s)	(L/s)	(m/m)	(m)	(m)	m

Continuando con el cálculo:

θ	P	A	R	$R^{2/3}$	RADIO HIDRÁULICO	TENSION TRACTRIZ	VELOCIDAD CAÑERÍA	COTA INTRADOS	COTA INTRADOS	TAPADA	TAPADA
rad	PERIM.MOJ.	AREA.M.	R.HIDRA.	ag.arriba				ag.abajo	ag.arriba	ag.abajo	
	(m)	(m ²)	(m)		(m)	(Kg/m ²)	(m/s)	(m)	(m)	(m)	(m)

Esta planilla será la que se utilizará para llevar a cabo el cálculo hidráulico del proyecto, con los datos obtenidos de la zona donde se ejecutará la obra, realizando las verificaciones correspondientes.

2.9. DEFINICIÓN Y CÁLCULO DE SIFÓN INVERTIDO

Un sifón invertido es un tramo de cañería cuyo intradós se encuentra a un nivel inferior que la línea de pendiente hidráulica, en consecuencia funciona **totalmente lleno**, a presión mayor que la atmosférica. Se usan en las cloacas para pasar por debajo de obstáculos, como tuberías, estructuras enterradas, canales, arroyos, alcantarillas, etc.

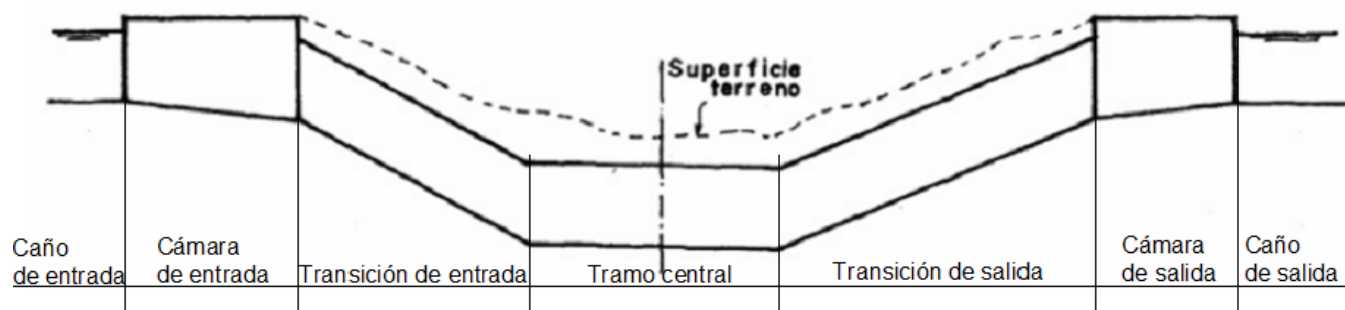


Figura 2.9.1. Esquema de sifón invertido.

Debe proyectarse de manera que las velocidades minimicen la posibilidad de sedimento de sólidos insolubles pese a lo cual, la estructura deberá presentar en su diseño la posibilidad de acceso para eventuales desobstrucciones y mantenimiento preventivo. Las velocidades aconsejables son de 1,5 m/s o más y se establece como mínimo 0,6 m/s.

Cuando un solo conducto no posibilite las velocidades recomendadas como mínimas para todo h/D, podrán instalarse uno o más conductos en paralelo, diseñado de manera tal que en ambos conductos se verifiquen las velocidades mínimas requeridas.

Las cámaras de entrada y salida deben ser proyectadas de manera adecuada para que la alimentación a los conductos posibilite el trabajo eficiente de los mismos.

Esta estructura requiere de mucha atención para su conservación.

La entrada y la salida de cada cañería deben estar provistas de compuertas a los efectos de aislar un tramo para realizar reparaciones u operaciones de limpieza.

A continuación se describe el procedimiento para el cálculo de un sifón invertido a sección llena, siguiendo el procedimiento recomendado por el Apunte de la Cátedra de Ingeniería Sanitaria de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, “Caracteres de Líquidos Residuales Domésticos” de los Ingenieros Ortiz Olmedo y Abdel Masih.

Por la ecuación de continuidad se tiene que:

$$Q = V * A = V * \frac{\pi * d^2}{4} \quad (2.9.1.)$$

$Q = \text{Caudal}$

$V = \text{Velocidad}$

$A = \text{Sección}$

$d = \text{Diámetro del conducto}$

Despejando el diámetro obtenemos:

$$d = \sqrt{\frac{4 * Q}{V * \pi}} \quad (2.9.2.)$$

Y la velocidad será:

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * d^2} \quad (2.9.3.)$$

Además se deben evaluar las pérdidas localizadas, debido a la corta longitud del sifón:

$$J = 9,836 \times 10^{-4} * \frac{Q}{d^{2,68}}^{1,7857} \quad (2.9.4.)$$

La pérdida total será:

$$\Delta h = J * L_t$$

Siendo $L_t = L + 0,5 d$

L: Longitud real de cañería.

A esta longitud se le adiciona una longitud equivalente a 50 veces el diámetro, en metros, para tener en cuenta la presencia de curvas de 45° y las cámaras de entrada y salida.

Este valor se le debe restar a la cota de intradós del caño de llegada para así obtener la cota de intradós del caño de salida, la cual deberá satisfacer la condición de tapada mínima, en caso contrario habrá que redimensionar.

A continuación se muestra un esquema de un sifón invertido diseñado para agua servida, constituido por dos cámaras iguales, y dos ductos, como se dijo anteriormente pueden ser uno o más, y estos no necesariamente tienen que ser del mismo diámetro, pudiendo variar para cada uno siempre y cuando se cumpla con las verificaciones de la normativa, para lograr un funcionamiento eficiente.

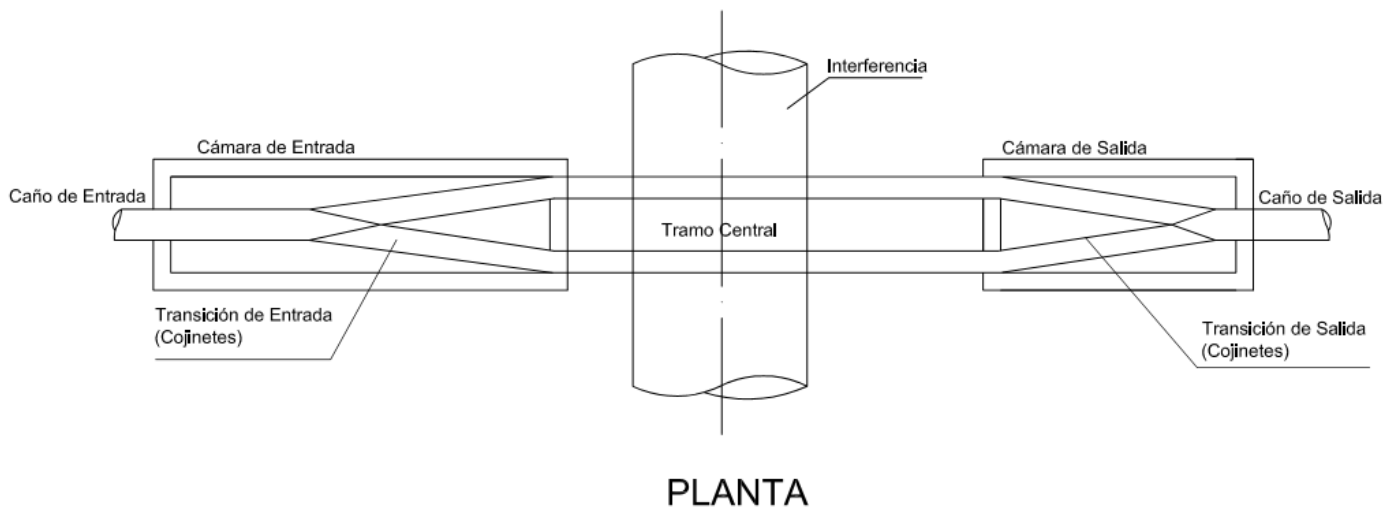


Figura. 2.9.2. Esquema Sifón Invertido Cloacal compuesto por dos ductos.

3. MODIFICACIÓN DE PROYECTO

Se comienza por estudiar el proyecto planteado inicialmente ante la problemática de la presencia de una interferencia que consiste en un desagüe pluvial de diámetro 1500mm.

Esto obliga a cambiar la traza original ya que no se puede continuar debido a la presencia de este ducto que se encuentra simplemente apoyado y una excavación cercana y a profundidad podría producir vibraciones que pongan en riesgo la estabilidad del mismo.

Por este motivo, se plantea una modificación en la traza original y se propone el cambio de calzada para la continuidad de la ejecución de la obra.

Al realizar el cambio de traza en la nueva propuesta, cambian las pendientes de los tramos de la red, esto produce una modificación en los parámetros, por lo que se deben realizar las verificaciones correspondientes para lograr un buen funcionamiento de la cañería, basándose estas en la verificación de pendiente mínima, como así también de velocidad mínima y máxima, y además cumplir con la tapada mínima, todos los valores límites de estos parámetros se indican en las normas ENOHSa en las que nos basamos para el diseño y verificación de una red colectora de líquido cloacal.

El cambio de proyecto implica la construcción de un sifón invertido para salvar un desagüe pluvial de diámetro 2000mm que se encuentra situado en dirección perpendicular a nuestra traza.

Para estas situaciones se procede como se describe a continuación, realizando un relevamiento del lugar de la obra, ubicación del sifón, para posteriormente llevar a cabo los cálculos y verificaciones necesarias para lograr un correcto y eficiente funcionamiento de toda la red.

Se adjunta a este informe el proyecto original, Plano N°3.1.1., para tener una noción de cómo se diagramó en un principio la obra y poder seguir las modificaciones que se fueron realizando a lo largo de la misma.

Además de la planimetría, se adjuntan los cálculos, Tabla N°3.1.1., pudiéndose observar las condiciones que en su momento tendría la obra.

Luego de estas se podrá observar la planimetría, Plano N°3.2.1., y cálculos del nuevo proyecto, Tabla N°3.2.1.

Toda esta información gráfica sirve para comprender las decisiones tomadas en cada instancia de la elaboración de la nueva propuesta, cabe aclarar que se intentó ejecutar la misma trasladando la traza original con la menor cantidad posible de modificaciones en cuanto a la ubicación de bocas de registro ya que las mismas deben conectar a la red existente cuyas bocas tienen una posición ya definida.

3.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

El principal objetivo del levantamiento topográfico es determinar la posición relativa entre varios puntos sobre un plano horizontal, es decir define las distintas pendientes del terreno.

Este procedimiento se lleva a cabo con una mira, siendo esta una regla graduada que permite mediante un nivel topográfico, que es un instrumento de medición esencial para estos casos, medir las diferencias de altura del terreno.

En nuestro caso debido a la presencia de una interferencia importante, se debe plantear una alternativa para la continuidad de la obra, por lo que resulta necesario llevar a cabo un nuevo relevamiento.

Para este nuevo relevamiento se prosiguió de la siguiente manera:

- En primera instancia se visitó la obra y se realizó la nivelación del terreno desde el comienzo de la obra en la esquina de la calle Río Negro y Duarte Quirós hasta su finalización en Félix Paz y Duarte Quirós, cruzando de calzada en la esquina de José Esteban Echeverría y Duarte Quirós. Recordando que la obra se comenzó en la margen derecha de la calzada, según el sentido de escurrimiento del efluente, y que la alternativa que se plantea es realizar el tendido de la cañería en la margen contraria de la misma calle.
- Durante el relevamiento se tomaron las cotas de terreno para poder determinar la pendiente del mismo y así definir la pendiente de la cañería, además de las nuevas longitudes entre las distintas bocas de registro, esto desde el cruce hasta donde finaliza la obra. También se tuvieron que relevar las interferencias existentes en el nuevo lugar de emplazamiento. Este relevamiento se lleva a cabo conjuntamente entre el ingeniero de oficina técnica, jefe de obra y obreros, ya que cada uno tiene una tarea asignada en el proceso de nivelación y recorrido del terreno.

Una vez obtenidos estos datos, se procede a definir el perfil longitudinal, para posteriormente determinar la planimetría de la nueva propuesta.

Un perfil longitudinal es la intersección del terreno con un plano vertical que contiene al eje longitudinal y nos sirve para representar la forma altimétrica del terreno.

Los puntos que se relevaron son puntos definidos para el nuevo proyecto de **“cambio de traza”**.

Como se puede observar en el Gráfico N°3.1.1, el perfil longitudinal nos indica el nivel del terreno, las interferencias existentes a las alturas correspondientes en donde se encuentran, y el trazado de la cañería también al nivel en que se sitúa en los diferentes tramos.

Además en la parte inferior de este se puede apreciar la guitarra del perfil longitudinal, siendo esta una representación gráfica la que indica el número de piquete, cada uno de estos ubicados en donde se construiría una boca de registro, delimitando las mismas los diferentes tramos de red.

La guitarra también contiene las cotas de terreno, cotas de intradós, tapadas, distancias parciales entre piquetes, distancias acumuladas, pendientes y diámetros, esta información proporcionada entre boca y boca de registro.

Por otro lado la planimetría de una obra es la representación gráfica de esta en una superficie plana, es decir, en dos dimensiones. Se lleva a cabo una vez que se define el perfil longitudinal de la zona para obtener de este los datos correspondientes y representarlos en forma planimétrica.

Se muestra a continuación una imagen tomada en el momento en que se hizo el relevamiento en la zona de la obra, y se puede observar en la misma la mira, colocada de manera tal que se asiente sobre el lomo del caño para lograr medir la cota de intradós del mismo y así obtener mediante la resta entre cota de terreno y cota sobre el lomo del caño, la tapada correspondiente en ese punto.



Figura N°3.1.1. Relevamiento topográfico con mira y nivel.

3.2. RESOLUCIÓN DE ALTERNATIVA DE CRUCE DE CALZADA

Debido a la gran longitud del desagüe pluvial de diámetro 1500mm, aproximadamente 10 cuadras, se propone cruzar de calzada para realizar el tendido de la red. El cruce se realiza luego de la calle Olegario Correa, en la esquina de José Esteban Echeverría y Duarte Quirós, desde BR19 hacia BR19BIS.

Aclaremos que las bocas de registro son asignadas con la denominación BR seguido por un número que se le coloca para contabilizarlas. Las BR que posean la sigla BIS no están contempladas en el proyecto original y debieron agregarse para posibilitar la ejecución de la nueva alternativa.

El cruce se materializa entre BR19 y BR19BIS, con una longitud de 24 metros. De aquí en adelante comienzan las modificaciones de proyecto.

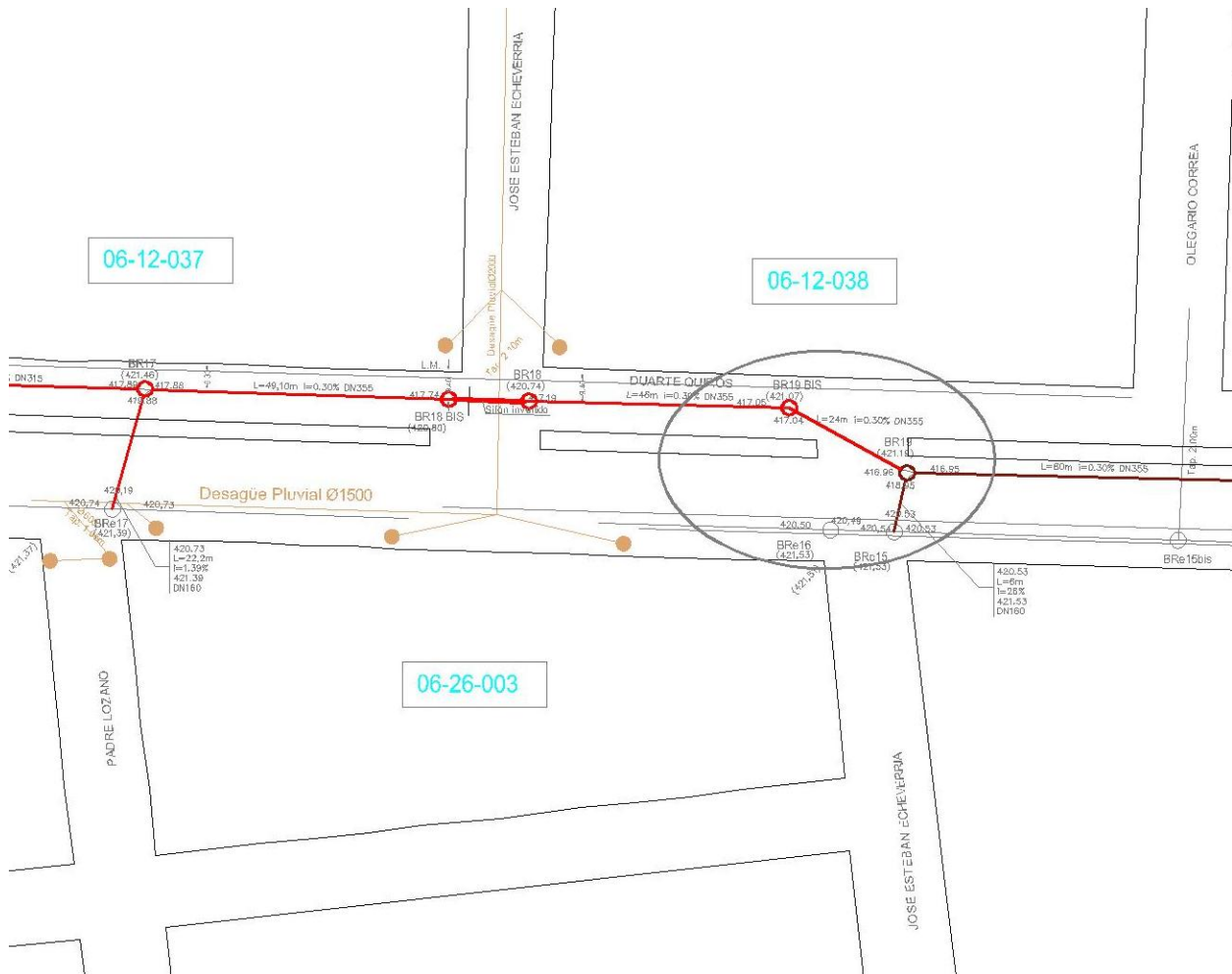


Figura N°3.2.1. Cruce de calzada para tendido de red colectora en calle Duarte Quirós.

Ante esta propuesta, el Municipio solicita a la contratista que el tendido sobre la calzada Norte se lleve a cabo hasta la calle Juan Piñero. Este pedido surge debido a la ejecución reciente de la obra de “Ampliación de calzada en la Avenida Duarte Quirós” desde dicha calle, por lo que se desea evitar la rotura del pavimento recientemente construido.

Por este motivo es que el proyecto de cruce se extiende desde la calle José Esteban Echeverría hasta cruzar la calle Concejal Peñaloza, desde BR19BIS hasta BR7.



Figura 3.2.2. Ejecución de cruce de calzada en intersección Duarte Quirós y J.E.Echeverria.

Esto es posible ya que el causante del cruce, desagüe pluvial de diámetro 1500mm, tiene extensión hasta la calle Concejal Peñaloza, lo que permite el tendido de la cañería en la calzada Sur como en los principios de ejecución de la obra. El nuevo cruce se realiza desde BR7 hacia BR6 con una longitud de 17 metros, continuando con los siguientes tramos por calzada Sur.

Al proponer esta solución, se define la nueva ubicación de las bocas de registro, la longitud entre estas, y se verifican las pendientes y tapadas, además de realizarse el cálculo del caudal que circulará y la verificación de velocidad de cada tramo.

Utilizando las ecuaciones analizadas en el Capítulo N°2 de este informe, se procede con el cálculo del nuevo proyecto. Esto se lleva a cabo respetando las condiciones que indica el Pliego de Especificaciones Técnicas de dicha obra.

Este señala que la cañería deberá ser de PVC, teniendo una extensión total de 2500 metros, compuesta por 732 metros de cañería diámetro 160mm, 444 metros de cañería de diámetro 250mm, 204 metros de cañería de diámetro 315mm, 384 metros de cañería de diámetro 355mm, y 756 metros de cañería de diámetro 400mm, y que la proyección de esta obra deberá ser para una población de 33.000 habitantes. Para su instalación se colocarán 31 bocas de registro, de hormigón simple en caso de tener geometría circular y de hormigón armado en caso de ser rectangulares o cuadradas.

Sobre este colector no se instalarán conexiones domiciliarias, ya que los efluentes serán aportados por la red colectora existente en las bocas de registro a ejecutar, para lo cual habrá que realizar la interconexión correspondiente.

Las interconexiones se llevarán a cabo conectando lo existente con la red nueva, con pendientes que concuerden con la cota de intradós de salida de la cámara existente y con la cota de llegada del caño a la boca de registro de la red nueva, tal que la diferencia entre la cota de intradós que posee la cañería constituyente de la red nueva y esta no sobrepase los 2 metros, ya que la normativa indica que los saltos no pueden exceder esta altura debido a la pérdida de energía que se produciría si fuese mayor. Lo que se buscó fue respetar esto en cuanto las pendientes no resultarán excesivas.

El cálculo del nuevo proyecto podrá observarse en la tabla anexa Tabla N°3.2.1. y la planimetría de este tendido en Plano N°3.2.1.

3.3. RESOLUCIÓN DE SIFÓN INVERTIDO

Debido a la propuesta realizada de cruce de calzada, surge la imposibilidad de continuar con el tendido al nivel con el que se estaba ejecutando por motivo de la presencia de un desagüe pluvial de diámetro 2000mm.

Por decisiones ajenas al grupo de trabajo de esta obra, ingenieros, capataces y obreros, se continúa con la excavación y colocación de caños, dejando una cierta longitud para el diseño del sifón invertido que saltaría el desagüe pluvial.

Según lo antes mencionado resulta que se debe proyectar este, en una longitud de 12,60metros.

Cabe aclarar que la contratista trabajó conjuntamente con la inspección correspondiente para lograr una solución acorde y eficiente a la situación.

A continuación se presenta todos los pasos que se tuvieron en cuenta para lograr un resultado satisfactorio.



Figura N°3.3.1. Interferencia en calle Duarte Quirós. Pluvial diámetro 2000mm.

3.3.1. ANTECEDENTES DE SIFÓN INVERTIDO EXISTENTE EN CIUDAD DE CÓRDOBA

Para construir el diseño del sifón invertido de la calle Duarte Quirós, se comenzó por la búsqueda de información sobre estructuras similares existentes para la posterior realización del proyecto.

Se pidió al ente Municipal información sobre sifones invertidos de cloacas que fueran existentes en la ciudad de Córdoba.

Ante este pedido, la Inspección correspondiente a la Dirección de Redes Sanitarias y de Gas de la Municipalidad de la Ciudad de Córdoba, proporcionó datos, sobre un sifón invertido, que fue proyectado para saltar un desagüe pluvial de diámetro 1500mm, siendo esta una situación similar a la que nos encontramos. Esta estructura fue diseñada en el año 1993 y se encuentra en la intersección de las calles Padre Luis Galeano y Emilio Caraffa de la ciudad de Córdoba.

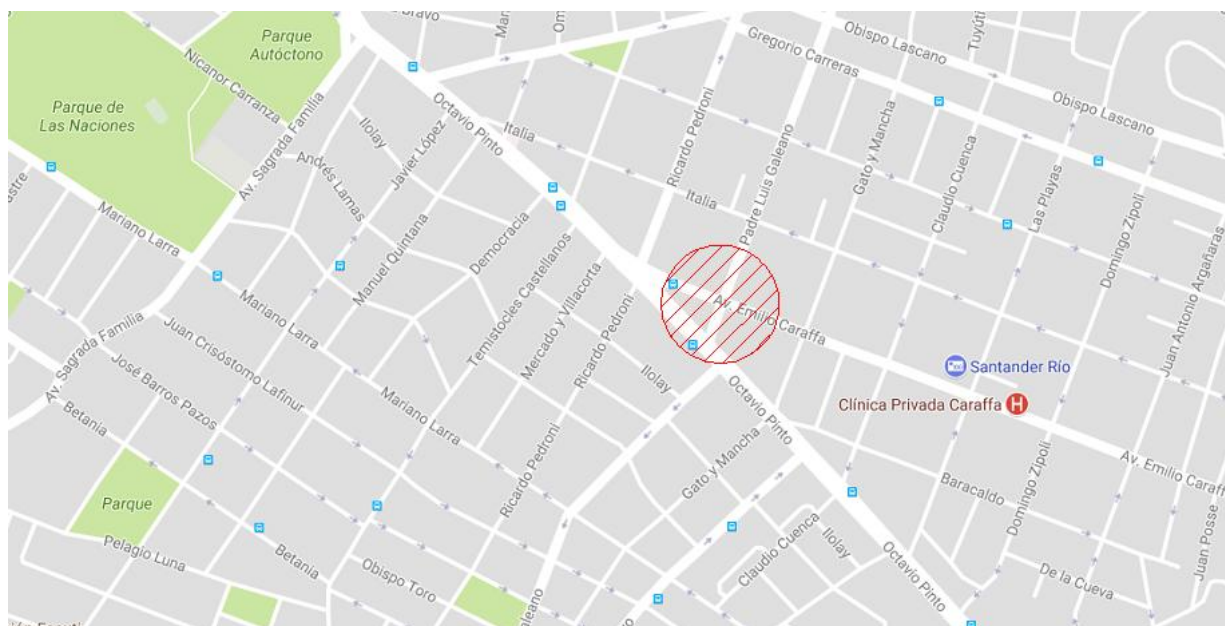


Figura 3.3.1.1. Sifón Invertido ubicado en esquina Galeano y Caraffa.



UBICACIÓN DE SIFÓN INVERTIDO GALEANO ESQUINA CARAFFA
CONTRUIDO EN EL AÑO 1993

Este sifón consiste en dos cámaras de 1,20metros de ancho x 1,60metros de largo, siendo la separación entre estas de 3,30metros. Además consta de dos cojinetes, uno de diámetro 200mm y otro de diámetro 400mm.

Se analizaron los parámetros del mismo, a pesar de no tener en su totalidad los datos de este.

Sólo se encontraron registros gráficos, extrayéndose ciertos datos que pudieron ayudar a la toma de decisiones con respecto a nuestro sifón invertido.

En el Plano N°3.3.1.1. se muestran los detalles acerca de la ubicación del mismo dentro del tendido de ese colector, como así también de su conformación, como son las dimensiones del mismo en planta y en corte, esto correspondiente a una presentación de la época.

Aclaremos que la sección de entrada del agua servida se encuentra a la izquierda (ver detalle en plano), con una diferencia de cota de intradós de $\Delta H = 0,622m$; mientras que la salida se encuentra a la derecha con una diferencia de cota de intradós $\Delta H = 0,541m$.

3.3.1.1. CÁLCULO DE PARÁMETROS: SIFÓN INVERTIDO EN GALEANO ESQUINA CARAFFA

Los parámetros que se pudieron obtener considerando sección llena, resultaron ser:

- Pendiente (i):

$$i = \frac{\text{Cota Mayor} - \text{Cota Menor}}{\text{Longitud del tramo}}$$

$$i_{\text{entrada}} = \frac{75,779 - 75,157}{1,60} = 0,3889 \approx 39\%$$

$$i_{\text{salida}} = \frac{75,626 - 75,086}{1,60} = 0,338 \approx 34\%$$

- Área mojada (Ω):

$$\Omega = \frac{\pi * d^2}{4}$$

$d =$ Diámetro del conducto

$$\Omega_{d=200} = \frac{\pi * (0,2m)^2}{4} = 0,03m^2$$

$$\Omega_{d=400} = \frac{\pi * (0,4m)^2}{4} = 0,12m^2$$

- Perímetro mojado (P):

$$P = \pi * d$$

$$P_{d=200} = \pi * 0,2m = 0,63m$$

$$P_{d=400} = \pi * 0,4m = 1,26m$$

- Radio hidráulico (R):

$$R = \frac{\Omega}{P}$$

$$R_{d=200} = \frac{0,03m^2}{0,63m} = 0,048m$$

$$R_{d=400} = \frac{0,12m^2}{1,26m} = 0,09m$$

Además de analizarse los parámetros de esta construcción, se realizó una visita al lugar.

La visita se llevó a cabo conjuntamente con inspección, participando de ella inspectores, ingenieros de la empresa, capataces, y obreros encargados de la futura construcción de nuestro proyecto.

En el lugar se procedió a destapar las bocas de registro pertenecientes al sifón de la calle Caraffa y una vez que se retiraron las mismas se observó el funcionamiento.

Se pudo apreciar que al haber transcurrido 24 años desde su construcción, este cumple con su máximo funcionamiento y ya no se diferencian los cojinetes sino que funciona como una sección de circulación del agua servida completa. Esto sucede debido al crecimiento poblacional que se produjo en esa zona de la ciudad a lo largo de estos años.

A continuación se presenta una imagen que se pudo tomar el día de la visita, en la cual se puede observar con claridad la gran cantidad de caudal que escurre por el mismo.



Figura N° 3.3.1.2. Sifón en funcionamiento en calle Caraffa.

3.3.2. SIFÓN INVERTIDO EN CALLE DUARTE QUIRÓS

Como se indicó a principios de este informe, se diseña un sifón invertido debido a la presencia de una gran interferencia constituida por un desagüe pluvial de diámetro 2000mm que impidió continuar con la colocación de la cañería como se había planteado en un principio.

Luego del análisis al sifón proyectado en la calle Caraffa, se comienza a diseñar y plantear el sifón invertido en la calle Duarte Quirós, ubicado en la misma y en José Esteban Echeverría.

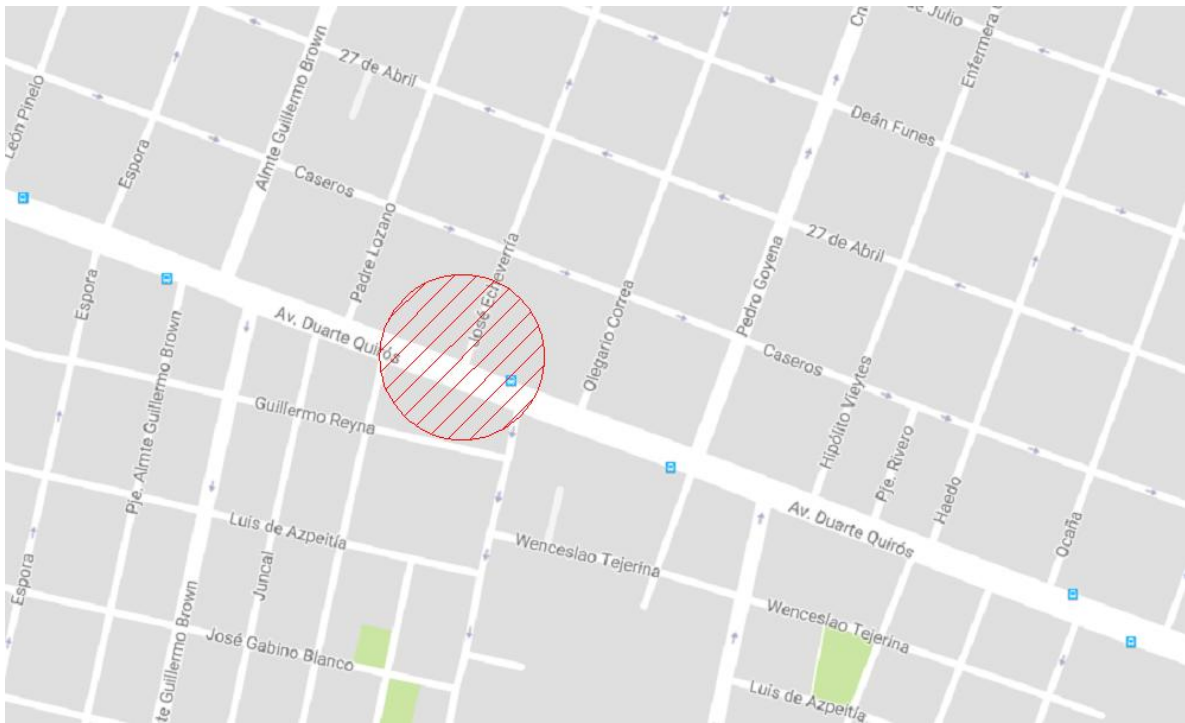


Figura N°3.3.2.1. Ubicación de Sifón Invertido en Duarte Quirós.



UBICACIÓN DE SIFÓN INVERTIDO DUARTE QUIRÓS ESQUINA ECHEVERRIA
CONTRUIDO EN EL AÑO 2017

3.3.2.1. ETAPAS DEL DISEÑO

El diseño de esto se plantea mientras la obra continúa ejecutándose por lo que implicó que para su avance se disponía de cierta cantidad de metros para su desarrollo.

- En primera instancia se visitó la obra y se midió exactamente de lo que se disponía para el proyecto, ya que se continuaron colocando caños, dejando el espacio para la construcción del mismo. Esta longitud resulta de 12,60 metros, siendo un limitante ya que se debe construir en este espacio algo que funcione de manera eficiente.
- Además se llevó a cabo un relevamiento de cotas de terreno y cotas de intradós de los caños de diámetro 355 mm ya colocados en ambos extremos del tramo en donde iría ubicado el sifón. También se midieron las tapadas en ambos caños de diámetro 355mm, como así también la tapada del desagüe pluvial.
- Con estos datos se debían determinar las pendientes de cada tramo. De estos se dedujo que al centro del tramo del sifón se requería al menos una tapada de 4,30 metros. Esta medida resulta que se tiene una tapada de 2,10 m al caño de desagüe pluvial, se le suman 2 metros de diámetro (caño de 2000 mm) y se deja una distancia de 0,20 metros entre la interferencia y el caño a colocar.
- Luego se determinan las dimensiones de las cámaras, para ello se propone un ancho igual al ancho de zanja que se ha ejecutado del cual se hablará más adelante, para la colocación de la cañería. Para definir el largo de la cámara se propusieron longitudes tales que las pendientes no resultaran excesivas.
- Una vez planteadas las dimensiones de las dos cámaras, se procede a determinar la pendiente de la cañería que compone el tramo central, resultando estas por las cotas de intradós y también por la tapada necesaria en el punto medio del tramo. Se muestra a continuación una imagen del detalle del sifón diseñado para la obra en cuestión.

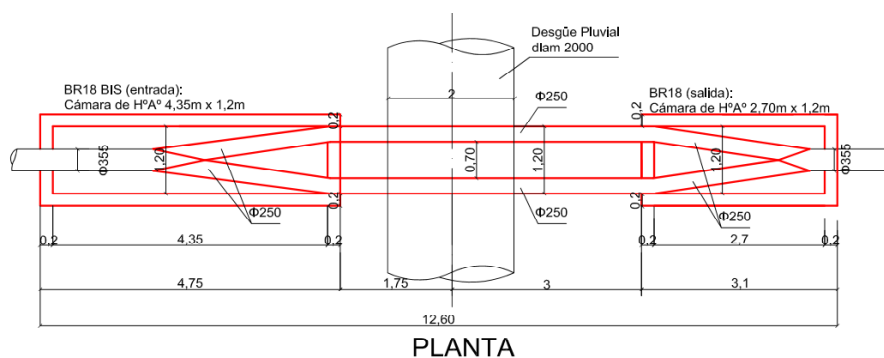


Figura 3.3.2.1.1. Sifón Invertido calle Duarte Quirós esquina José Esteban Echeverría.

3.3.2.2.DISEÑO Y VERIFICACIONES

Como se indicó en el marco teórico de este informe , para el diseño y verificaciones se siguieron las recomendaciones del Apunte de la Cátedra de Ingeniería Sanitaria de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, “Caracteres de Líquidos Residuales Domésticos” de los Ingenieros Ortiz Olmedo y Abdel Masih.

Se procede con el cálculo de cada tramo componente del sifón invertido, comenzando por los parámetros de los tramos de cañería de llegada y salida, luego se analizan las cámaras y la sección central. Tanto las cámaras como el tramo central **tienen un diámetro de 250mm, adoptado según la experiencia.**

Se presenta el cálculo realizado a **sección llena**, debido a que para sifones invertidos **la normativa ENOHSA así lo indica.**

CAÑERÍA DE ENTRADA Y SALIDA:

El cálculo de los siguientes parámetros de los tramos de entrada y salida, puede observarse en el cálculo hidráulico de la modificación de proyecto Tabla N° 3.2.1 adjunta como ANEXO.

- Caudal a transportar según cálculo hidráulico:

Recordando su cálculo:

$$Q_{\text{tramo}} = \text{Gasto métrico} * \text{Longitud}_{\text{tramo}}$$

El caudal a transportar será la sumatoria de los caudales de cada tramo hasta el tramo en cuestión.

$$Q_{A \text{ transportar}} = \sum \text{Gasto métrico} * \text{Longitud}_{\text{tramo } i}$$

$$Q_{A \text{ transportar}} = 64,46 \text{ l/s}$$

$$Q_{A \text{ transportar}} = 0,06446 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Pendientes en tramos 355mm= 0,3%
- Tirantes (y) en tramos de entrada y salida de diámetro 355mm, caños PVC:

$$y = 0,32m$$

- Velocidad (v):

$$V_{\text{entrada}} = 1,066 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{salida}} = 1,066 \text{ m/s}$$

En la ejecución de la obra, como se explica más adelante, se deben realizar anchos de excavación de zanja de acuerdo al diámetro de la cañería a colocar, esto se indica en el Pliego de Especificaciones Técnicas de dicha obra.

La cañería que correspondía colocar en el tramo donde se ubicaría el sifón invertido debía tener un diámetro de 355mm, esto implicaría un ancho de zanja de 1,20 metros (extraído del PPT) por lo que se decide que el ancho de la cámara resulta igual a ese ancho de excavación.

Por otro lado el largo de dicha cámara se determina teniendo en cuenta que los caños de entrada y salida ya estaban colocados y se debía tener una dimensión que proporcionara una pendiente lo más tendida posible para evitar problemas de erosión y sedimentación.

CÁMARA DE HORMIGÓN ARMADO 4,35m x 1,20m(BR18 BIS):

- Dimensiones de la cámara: 4,35metros x 1,20 metros.
- Pendiente: 29%
- n= 0,013 (Hormigón)

A continuación se transcriben los cálculos correspondientes.

- Área mojada (A):

$$A = \frac{\pi * d^2}{4}$$

$$A = \frac{\pi * 0,125^2}{4}$$

$$A = 0,05m^2$$

Por ecuación de Continuidad se realiza el cálculo para uno de los ductos, suponiendo el caudal dividido en dos ya que se tienen dos cañerías iguales de diámetro 250mm.

El caudal será entonces:

$$Q_{ducto} = \frac{0,06446 m^3}{2} s$$

$$Q_{ducto} = 0,03223 m^3 s$$

Mientras que la velocidad resulta:

$$v = \frac{Q_{ducto}}{A_{ducto}}$$

$$v = \frac{0,03223 \text{ m}^3 \text{ s}}{0,05 \text{ m}^2}$$

$$v = 0,65 \text{ m/s}$$

TRAMO CENTRAL:

- Longitud de tramo central= 4,75m
- Pendiente: 0,3%
- n= 0,011 (PVC)

Se continúa en el tramo central con dos caños de PVC de diámetro 250 mm con pendiente mínima para este tramo verificando que se cumpla con la tapada requerida, siendo esta de 4,30m, para saltar el pluvial de diámetro 2000 mm.

- Área mojada (A):

$$A = \frac{\pi * d^2}{4}$$

$$A = \frac{\pi * 0,125^2}{4}$$

$$A = 0,05 \text{ m}^2$$

- Caudal (Q):

Por ecuación de Continuidad se realiza el cálculo para uno de los ductos, suponiendo el caudal dividido en dos ya que se tienen dos cañerías iguales de diámetro 250mm.

El caudal será entonces:

$$Q_{ducto} = \frac{0,06446 \text{ m}^3 \text{ s}}{2}$$

$$Q_{ducto} = 0,03223 \text{ m}^3 \text{ s}$$

- Velocidad (v):

La velocidad resulta:

$$v = \frac{Q_{ducto}}{A_{ducto}}$$

$$v = \frac{0,03223 \text{ m}^3}{0,05 \text{ m}^2} \text{ s}$$

$$v = 0,65 \text{ m/s}$$

CÁMARA DE HORMIGÓN ARMADO 2,70m x 1,20m(BR18):

- Dimensiones de la cámara: 2,70metros x 1,20 metros.
- Pendiente: 27%
- n= 0,013 (Hormigón)

- Área mojada (A):

$$A = \frac{\pi * d^2}{4}$$

$$A = \frac{\pi * 0,125^2}{4}$$

$$A = 0,05 \text{ m}^2$$

Por ecuación de Continuidad se realiza el cálculo para uno de los ductos, suponiendo el caudal dividido en dos ya que se tienen dos cañerías iguales de diámetro 250mm.

El caudal será entonces:

$$Q_{ducto} = \frac{0,06446 \text{ m}^3}{2} \text{ s}$$

$$Q_{ducto} = 0,03223 \text{ m}^3 \text{ s}$$

Mientras que la velocidad resulta:

$$v = \frac{Q_{ducto}}{A_{ducto}}$$

$$v = \frac{0,03223 \text{ m}^3 \text{ s}}{0,05 \text{ m}^2}$$

$$v = 0,65 \text{ m/s}$$

En los cálculos anteriores se puede apreciar que por continuidad se obtiene una velocidad de 0,65 m/s en los tres tramos.

Continuando con la verificación, se procede a calcular las pérdidas de carga que se tendrán a lo largo del recorrido dentro de esta.

Pérdidas de carga:

Para calcular las pérdidas de carga se utiliza la fórmula indicada en el Capítulo N°2.9.

$$J = 9,836 \times 10^{-4} * \frac{Q}{d^{2,68}}^{1,7857}$$

Siendo:

$$Q = 0,03223 \text{ m}^3 \text{ s}$$

$$d = 250 \text{ mm} = 0,25 \text{ m}$$

Para dichos valores resulta:

$$J = 9,836 \times 10^{-4} * \frac{0,03223 \text{ m}^3 \text{ s}}{0,25^{2,68}}^{1,7857}$$

$$J = 1,63 \times 10^{-3} \text{ m/m}$$

Las pérdidas se obtienen como:

$$\Delta h = J * Lt$$

Siendo: $Lt = 12,60m + 0,5 * 0,250m = 12,73$

$$\Delta h = 1,63 \times 10^{-3} m/m * 12,73m$$

$$\Delta h = 0,021m$$

Este valor representa las pérdidas en el tramo, a continuación se debe verificar con el desnivel existente en el mismo.

El desnivel existente resulta de la diferencia de cotas de cada punto, resultando el mismo:

$$\Delta H = 0,55m$$

$$\Delta H > \Delta h \rightarrow \textit{verifica}$$

Como se puede observar las pérdidas resultan inferiores al desnivel existente, por lo tanto **verifica**.

Al analizar los cálculos anteriores puede surgir la pregunta si el diámetro adoptado en los ductos del sifón resultan los correctos.

Como respuesta a esto se procede a realizar la verificación mediante la ecuación de Bernoulli.

Como bien se sabe la ecuación de Bernoulli adquiere la siguiente forma:

$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2 * g} + z_1 + y_1 = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2 * g} + z_2 + y_2 + h_f$$

Siendo:

v_1, v_2 : Velocidad a la entrada y salida del sifón invertido.

z_1, z_2 : Altura piezométrica a la entrada y salida del sifón invertido.

y_1, y_2 : Tirante a la entrada y salida del sifón invertido.

P_1, P_2 : Presión hidrostática en el centro de la sección a la entrada y la salida.

γ : Densidad del agua residual.

h_f : Pérdidas locales a lo largo del recorrido por el sifón invertido.

Las pérdidas locales se pueden calcular de la siguiente manera:

$$h_f = L_c * S_f + k_c * \frac{v_c^2}{2 * g} + k_{c1} * \frac{v_{c1}^2}{2 * g} + k_{c2} * \frac{v_{c2}^2}{2 * g} + k_e * \frac{v_e^2}{2 * g}$$

Donde:

L_c : Longitud de la cañería.

S_f : Pendiente de energía.

k_c : Coeficientes por contracción.

k_{c1}, k_{c2} : Coeficientes por curvatura.

k_e : Coeficientes por expansión.

v_{c1}, v_{c2} : Velocidad en la curva.

v_c : Velocidad en la contracción.

v_e : Velocidad en la expansión.

Como en el diseño de este sifón se tienen dos tipos de materiales, el término $L_c * S_f$ deberá plantearse para cada material, quedando el mismo:

$$L_c * S_f = L_{Tramo H^2A^2} * S_{fTramo H^2A^2} + L_{Tramo PVC} * S_{fTramo PVC}$$

Las pendientes de energía se pueden calcular despejándolas de la ecuación de Manning:

$$S_{fTramo H^2A^2} = \frac{v_{Tramo H^2A^2} * n_{H^2A^2}^2}{R^2 * 3}$$

$$S_{fTramo PVC} = \frac{v_{Tramo PVC} * n_{PVC}^2}{R^2 * 3}$$

Con estas ecuaciones resulta que:

$$h_f = L_{Tramo\ H^eA^e} * \frac{v_{Tramo\ H^eA^e} * n_{H^eA^e}^2}{R^2 * 3} + L_{Tramo\ PVC} * \frac{v_{Tramo\ PVC} * n_{PVC}^2}{R^2 * 3} + k_c * \frac{v_c^2}{2 * g} + k_{c1} * \frac{v_{c1}^2}{2 * g} + k_{c2} * \frac{v_{c2}^2}{2 * g} + k_e * \frac{v_e^2}{2 * g}$$

Planteadas estas ecuaciones, se realiza el cálculo y se considera la situación en que el sifón hubiese sido diseñado con dos cañerías de diámetro comercial 160mm, siendo este el diámetro mínimo exigido por la normativa ENOHSA.

- Caudal a transportar según cálculo hidráulico:

Recordando su cálculo:

$$Q_{tramo} = \text{Gasto métrico} * \text{Longitud}_{tramo}$$

El caudal a transportar será la sumatoria de los caudales de cada tramo hasta el tramo en cuestión.

$$Q_{A\ transportar} = \sum \text{Gasto métrico} * \text{Longitud}_{tramo\ i}$$

$$Q_{A\ transportar} = 64,46 \text{ l/s}$$

$$Q_{A\ transportar} = 0,06446 \text{ m}^3/\text{s}$$

Como son dos cañerías se adopta la hipótesis como en el cálculo inicial de que por ambas circula la misma cantidad de agua servida, es decir se divide al caudal en dos, quedando este de un valor de:

$$Q_{ducto} = 0,03223 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Área mojada (Ω):

$$\Omega = \frac{\pi * d^2}{4}$$

d = Diámetro del conducto

$$\Omega_{d=160} = \frac{\pi * (0,160\text{m})^2}{4} = 0,020\text{m}^2$$

- Velocidad (v):

La velocidad resulta:

$$v = \frac{Q_{ducto}}{A_{ducto}}$$

$$v = \frac{0,03223 \text{ m}^3}{0,020 \text{ m}^2} \text{ s}$$

$$v = 1,61 \text{ m/s}$$

Una vez obtenida la velocidad, se procede a calcular las pérdidas a lo largo del recorrido del efluente dentro del sifón.

- Pérdidas (hf):

$$L_{Tramo \text{ H}^{\circ}A^{\circ}} = 7,05 \text{ m}$$

$$L_{Tramo \text{ PVC}} = 4,35 \text{ m}$$

$$S_{fTramo \text{ H}^{\circ}A^{\circ}} = \frac{1,61 \text{ m s} * 0,013}{0,160 \text{ m}^4} = 0,032 \text{ m} \text{ m}^2$$

$$S_{fTramo \text{ PVC}} = \frac{1,61 \text{ m s} * 0,011}{0,160 \text{ m}^4} = 0,023 \text{ m} \text{ m}^2$$

Se adoptan los valores de los coeficientes k_i , según tablas que indican diversas situaciones que se pueden encontrar en la bibliografía.

$$h_f = 7,05 \text{ m} * 0,032 \text{ m} \text{ m}^2 + 4,35 \text{ m} * 0,023 \text{ m} \text{ m}^2 + 0,5 * \frac{1,61 \text{ m s}^2}{2 * 9,81 \text{ m s}^2} + 2 * 0,4 * \frac{1,61 \text{ m s}^2}{2 * 9,81 \text{ m s}^2} + 1 * \frac{1,61 \text{ m s}^2}{2 * 9,81 \text{ m s}^2}$$

$$h_f = 0,63 \text{ m}$$

Con este valor se puede ver que adoptando dos cañerías de diámetro 160mm **no verifican** las pérdidas, ya que se tiene un desnivel de 0,55m por lo que se adopta un diámetro mayor.

Se adoptan dos cañerías de diámetro comercial mayor que 160mm, siendo según el Pliego de Especificaciones Técnicas de 250mm. Se resuelve a continuación.

- Caudal a transportar según cálculo hidráulico:

Recordando su cálculo:

$$Q_{\text{tramo}} = \text{Gasto métrico} * \text{Longitud}_{\text{tramo}}$$

El caudal a transportar será la sumatoria de los caudales de cada tramo hasta el tramo en cuestión.

$$Q_{A \text{ transportar}} = \sum \text{Gasto métrico} * \text{Longitud}_{\text{tramo } i}$$

$$Q_{A \text{ transportar}} = 64,46 \text{ l/s}$$

$$Q_{A \text{ transportar}} = 0,06446 \text{ m}^3/\text{s}$$

Como son dos cañerías se adopta la hipótesis como en el cálculo inicial de que por ambas circula la misma cantidad de agua servida, es decir se divide al caudal en dos, quedando este de un valor de:

$$Q_{\text{ducto}} = 0,03223 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Área mojada (Ω):

$$\Omega = \frac{\pi * d^2}{4}$$

$d = \text{Diámetro del conducto}$

$$\Omega_{d=250} = \frac{\pi * (0,250\text{m})^2}{4} = 0,05\text{m}^2$$

- Velocidad (v):

La velocidad resulta:

$$v = \frac{Q_{\text{ducto}}}{A_{\text{ducto}}}$$

$$v = \frac{0,03223 \text{ m}^3/\text{s}}{0,050\text{m}^2}$$

$$v = 0,65 \text{ m/s}$$

Como se hizo anteriormente se procede a calcular las pérdidas en el tramo del sifón:

- Pérdidas (h_f):

$$L_{Tramo H^2A^2} = 7,05m$$

$$L_{Tramo PVC} = 4,35m$$

$$S_{fTramo H^2A^2} = \frac{0,65m_s * 0,013^2}{0,250m^4} = 0,003 m$$

$$S_{fTramo PVC} = \frac{0,65m_s * 0,011^2}{0,250m^4} = 0,002 m$$

$$h_f = 7,05m * 0,003 m + 4,35m * 0,002 m + 0,5 * \frac{0,65 m_s^2}{2 * 9,81 m_s^2} + 2 * 0,4 * \frac{0,65 m_s^2}{2 * 9,81 m_s^2} + 1 * \frac{0,65 m_s^2}{2 * 9,81 m_s^2}$$

$$h_f = 0,08m$$

Con el valor obtenido de pérdidas con dos cañerías de diámetro 250mm se puede decir entonces que estas resultan notablemente inferiores al desnivel existente de 0,55 por lo tanto **verifica**.

Si se compara este valor de 0,08m con el obtenido aplicando el método del Apunte de la Cátedra de Ingeniería Sanitaria, que arroja un valor de 0,021m, se puede observar que aplicando la ecuación de Bernoulli resultan pérdidas mayores, esto debido a que el método del apunte sólo considera las pérdidas por fricción, mientras que en h_f se tienen en cuenta además de estas, las pérdidas por contracción, curvatura y expansión.

Luego de haber realizado el diseño y las verificaciones correspondientes para la ejecución de un sifón invertido, cuyos detalles se pueden observar en el Plano N°3.3.2.1, se procede a diseñar una compuerta ya que las normas ENOHSa indican que estas estructuras deberán contar con compuertas para permitir posibles reparaciones o limpieza de la cañería.

Conjuntamente con la repartición de Redes Sanitarias y de Gas de la Municipalidad de Córdoba, trabajando con los inspectores de obra y los inspectores de estudio de proyecto se procede al diseño de la compuerta.

Una vez que se llega a un acuerdo final, la contratista procede con el diseño y presentación formal de cómo se ejecutaría la misma.

Como se puede observar en el Plano N°3.3.2.2. , consiste en una compuerta de dimensiones 0,3m x 0,3m, que será construida de acero inoxidable AISI 304 de 1,5mm de espesor y se colocará empotrada en tabiques que se construirán para su colocación.

Los tabiques serán ejecutados de hormigón armado para ambos cojinetes, siendo estos empotrados en la losa inferior de la cámara. Estos dos tabiques están ubicados en la cámara de entrada del sifón invertido (BR18BIS).

Al momento de ejecución de ellos se deberá empotrar el marco de la compuerta en el hormigón fresco constitutivo de los tabiques. Este marco estará construido del mismo acero que se utilizará para ella, compuesto con guías en forma de Z (ver detalle) para el deslizamiento de la misma.

Además de los detalles correspondientes, se presenta un informe en donde se explica que la compuerta quedará instalada de manera fija en uno de los cojinetes debido al estudio realizado sobre el caudal actual. Este resulta bajo para el funcionamiento de ambos, por lo que se decide anular uno de ellos quedando la decisión de su habilitación a cargo del ente Municipal, cuando este lo considere necesario. Recordamos que esto resulta así, ya que la obra es proyectada con un periodo de diseño de 20 años, por lo que en un futuro cercano el sifón se encontrará en su máximo funcionamiento.

4. PRESENTACIÓN

Cuando el nuevo proyecto es aprobado por la inspección correspondiente, se procede con la entrega de los planos y detalles al jefe de obra. La entrega se realiza en obra y durante una reunión que se tiene con Ingeniero de obra y capataces para analizar cómo se llevará a cabo la construcción de estas propuestas.

En primera instancia, se analiza la planimetría indicando por donde será el tendido y recordando cómo se debe ejecutar de acuerdo a lo que indica el Pliego de Especificaciones Técnicas, el cual establece que los anchos de zanja, es decir el ancho de la excavación a realizar para posteriormente bajar la cañería, depende del diámetro del caño a colocar.

A continuación se observan las tablas extraídas del Pliego que indican los diferentes anchos de zanjas:

Diámetro Nominal	Ancho de Zanja(m)	
	Excavación sin contención	Excavación con contención
160	0.60	0.90
200	0.70	1.00
250	0.80	1.10
300	0.90	1.20
355	1.00	1.20
400	1.00	1.30
500	1.20	1.50
600	1.40	1.70

Tabla N° 4.1. Según PET (Pliego de Especificaciones Técnicas).

También se indica al personal que trabaja en la obra que se deberán llevar a cabo los sondeos correspondientes para determinar el tipo de suelo que se tiene en el lugar, ya que este puede resultar estable como en partes de la obra, o muy inestable como en otras zonas, lo que obliga a utilizar contención para evitar posibles daños y riesgos de desmoronamiento, que puedan llegar a afectar la salud de las personas allí trabajando.

Como se puede observar en la tabla extraída del PET, el ancho a excavar no sólo depende del diámetro de la cañería a colocar, sino que también se verá influenciada por el tipo de terreno ya que variará según si necesita contención o no para realizar los trabajos correspondientes.

Acorde a lo comentado por las personas que trabajan allí desde comienzos de la obra, en ciertas partes de la traza fue necesaria la utilización de contención debido a la presencia de suelo poco estable.



Figura N°4.1. Desmoronamiento en calle Duarte Quirós.

Como se muestra en la figura, en el mes de Agosto al llegar a la calle Vélez, se ha vuelto a encontrar este tipo de suelo por lo que resultó necesaria la utilización de contención para la seguridad de los trabajadores.

Esto ocurre en presencia de un suelo inestable, con baja cohesión. Resulta sumamente peligroso si no se toman las medidas correspondientes, implementación de sistemas de contención para realizar la excavación sin riesgos, y además es muy importante la utilización de los elementos de seguridad como lo son, casco, arnés y botines de seguridad, siendo estos de suma necesidad para un correcto y seguro desempeño en el trabajo.

En una de las visitas a obras se pudo corroborar que los trabajadores sí utilizaban todos los elementos de protección personal (EPP) y estaban bajo la observación del jefe de obra y capataz a la hora de realizar alguna actividad que resultase peligrosa.



Figura N°4.2. Obrero con EPP.

En su momento, se realizó la entrega de los detalles del sifón invertido, en donde se indicó como se debería resolver en obra, quedando la construcción de esta estructura bajo el mando y el control del Ingeniero de obra.

Se realizaron varias visitas a obra durante su ejecución, lo que permitió seguir su construcción.



Figura N°4.3. Construcción de cámara (BR18)



Figura N°4.4. Cámara de Hormigón Armado (BR18)



Figura N°4.5. Losa de cámara (BR18)

En el mes de Agosto resulta finalmente construido el sifón invertido por lo que se decide realizar una visita al lugar para corroborar su materialización y funcionamiento.



Figura N°4.6. Sifón Invertido en calle Duarte Quirós.



Figura N° 4.7. Visita a Sifón Invertido en calle Duarte Quirós.

5. TAREAS COMPLEMENTARIAS

Para llevar a cabo la obra de manera completa y eficiente, desde oficina técnica además de realizar la parte de proyecto, se realiza el apoyo a obra con documentos fundamentales para el desarrollo de la misma.

Uno de estos se denomina “Pedido de Corte” que consiste en una presentación formal a la inspección de Tránsito del ente Municipal, por medio del cual se realiza como su nombre lo indica la solicitud de corte de calzada para la ejecución de obra, la cual deberá ser aprobada por dicha inspección.

El pedido se realiza de acuerdo a la ubicación en donde se encuentra trabajando el personal, y este debe realizarse semana tras semana acorde al avance de obra que se produzca e indicando la cantidad de días que se procederá con el mismo.

Para realizar los cortes de calzada, se debe estudiar la posibilidad de desvío del tránsito y evitar la menor congestión y molestia a los usuarios de esta vía.

El informe de pedido de corte consta de un texto en donde se describe las calzadas a cortar, los desvíos y retornos posibles. Además se indica la cantidad de días que transcurrirán con esta situación. Este texto es acompañado por un gráfico en donde se indican los posibles recorridos, con la señalización correspondiente.

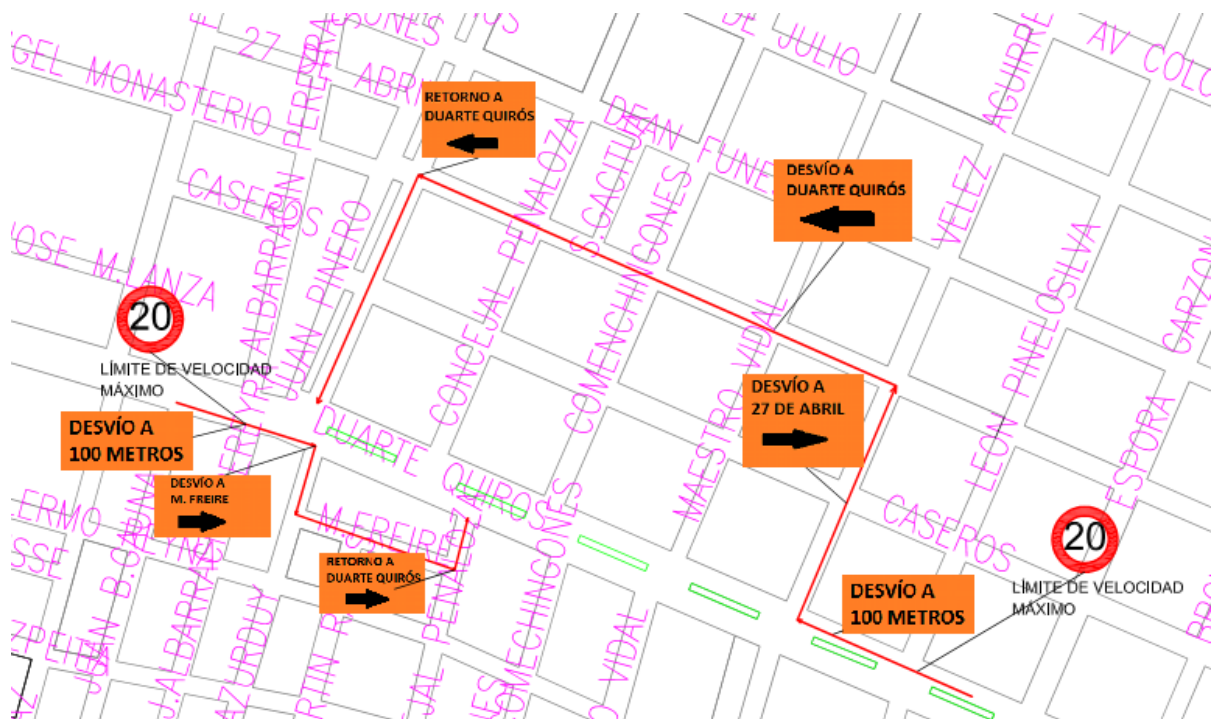


Figura N°5.1. Pedido de corte.

Otras de las tareas a realizar desde oficina técnica, es la confección de los planos conformes a obra, denominados “Diagramas por cuadra”. En estos se debe detallar por cuadra la ubicación de la red, con las respectivas bocas de registro, distancias a línea municipal, longitud total, longitud de cañería, pendiente y cotas de terreno e intradós.

La finalidad de esta tarea es que por lo general en algunos puntos resulta casi imposible que la obra se ejecute tal cual indica el proyecto ejecutivo, variando pequeñas proporciones por lo que se indican en dichos croquis.

Se llevan a cabo mes a mes de acuerdo al avance de obra que se produce en dicho tiempo y luego se presentan una vez por mes a inspección acompañando la certificación mensual de obra.

Al final del informe se adjunta un ejemplo de este documento.

6. CONCLUSIONES

Como se pudo apreciar en este informe se llevó a cabo una modificación de un proyecto que fue diseñado con grandes errores detectados en plena ejecución de obra y que se pudieron salvar a contratiempos, generando esto un trabajo intenso por semanas para conseguir una solución adecuada y eficiente para la situación que se manifestaba. Luego de realizar el mismo se llega a las siguientes conclusiones:

- En primera instancia se puede decir que resulta sumamente importante y fundamental la realización de un buen relevamiento en campo. La observación y visita al lugar de emplazamiento de la obra permite conocer el sitio en donde se va a trabajar, como así también las dificultades con las que se cuenta. En obras de esta envergadura y en el sitio en donde se ejecuta es realmente muy importante contar con todos los datos correspondientes al lugar para poder llevar a cabo el proyecto de manera fácil, rápida y segura.
- La deficiencia de datos reales, en cuanto a planos, ubicación de redes existentes de los distintos servicios aportados por el Municipio y los entes prestadores de los mismos, genera grandes inconvenientes sobretodo durante la ejecución de la obra ya que no saber de la presencia de ductos posiblemente lleve a dañarlos al avanzar con la misma.
- Se deben tener en cuenta muchos factores para llegar a tomar una decisión, algunos de estos son el plazo de ejecución, personal disponible, clima, entre otras cosas. Tomar decisiones apresuradas y sin alternativas producen grandes costos a corto plazo para la empresa.
- El trabajo en equipo resulta primordial para la resolución de problemas ingenieriles, formando grupos entre Ingenieros de obra y oficina técnica, Capataces con gran experiencia, Inspectores Municipales, estos grupos llevan a resultados favorables y exitosos.
- La comunicación entre Ingenieros de obra y de Ingenieros de oficina técnica, debe ser clara y diaria para poder coordinar y disponer de los recursos necesarios para lograr un buen desarrollo de la obra.

- Una vez que el diseño está resuelto, la información acerca de la construcción de este, debe ser transmitida de manera clara a los Ingenieros de obra, como así también a los obreros, para evitar errores durante la ejecución.
- En una obra pública se deben tener en cuenta los plazos de obra, las cuestiones de cambio de proyecto no resultan rápidas de ejecutar por lo que un cambio produce pérdida de tiempo en relación al plazo pactado por contrato.
- Al realizar cambios en un proyecto de una obra en ejecución, se deben tener en cuenta muchos aspectos, como lo son el proyecto original, las condiciones físicas existentes, indicaciones establecidas en el Pliego de Especificaciones Técnicas de dicha obra, la normativa a utilizar, los criterios adoptados, para poder diseñar nuevamente la red y las obras puntuales necesarias de manera eficiente. Como se pudo ver en el informe se buscó adaptar el nuevo proyecto a lo existente con la menor cantidad posibles de cambios, y se resolvió con los datos determinados desde un principio, como lo son la población, dotación y caudal. Además se respetó lo indicado en el Pliego de Especificaciones Técnicas, los diferentes diámetros y anchos de excavación de zanja a utilizar.

7. BIBLIOGRAFÍA

- Normas ENOHTA.
- Bibliografía: Apunte de cátedra de ingeniería sanitarias. Cap. Generalidades sobre la Ingeniería Sanitaria Facultad de Ciencias exactas físicas y naturales – UIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA.
- Apunte de la Cátedra de Ingeniería Sanitaria de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, “Caracteres de Líquidos Residuales Domésticos” de los Ingenieros Ortiz Olmedo y Abdel Masih.
- Bureau of Reclamation “Design of small dams”.
- Pliego de Especificaciones Técnicas y Particulares obra: “Nexo Cloacal Duarte Quirós”.
- Municipalidad de Córdoba.

ANEXOS