

“Red de Agua y Cloaca – 100 Viviendas Rosario de Lerma”

Colque, Débora María José

Proyecto Final

p/ optar al Título de

“Ingeniería Civil”

Facultad de Ingeniería e Informática

Año 2018



“Red de Agua y Cloaca – 100 Viviendas Rosario de Lerma”

Nombre del Alumno: Colque, Débora María José

Carrera: Ingeniería Civil

Unidad Académica: Facultad de Ingeniería e Informática

Año Lectivo: 2018

Título:

Ingeniero Civil

Profesor Guía:

Ing. Gustavo Méndez Padilla

Tribunal Evaluador:

Ing. Franco, Luis

Ing. Chocobar, Ernesto

Ing. Nieva, Eduardo

Fecha de exposición del trabajo:

INDICE

ABSTRACT	1
INTRODUCCION	2
CAPITULO 1- MARCO TEORICO	3
CAPITULO 2- TOPOGRAFIA	6
2.1.Relevamiento Topográfico – Diseño Vial	6
CAPITULO 3- POBLACION Y DEMANDA	11
3.1. Población Futura – Datos INDEC	11
3.2. Demanda de Agua Potable	13
3.3. Caudal de Diseño	13
3.3.1.Caudal de Diseño	14
3.3.2.Caudal Media Diaria	14
3.3.3.Caudal Máxima Diaria	14
3.3.4.Caudal Máxima Horaria	14
3.4.Coeficientes Picos de Caudales	14
CAPITULO 4- RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE	16
4.1. Introducción Teórica	16
4.2. Memoria Descriptiva	18
4.3. Memoria de Cálculo	18
4.3.1.Mallas	18
4.3.2.Punto de Equilibrio	19
4.3.3.Determinación de las Presiones	19
4.3.4.Determinación de los Caudales	19
4.3.5.Procedimiento de Cálculo	21
Tabla de Calculo	
4.4. Materiales	23
4.4.1.Características según el tipo de material	23

4.5. Elementos que integran una Red de distribución	26
4.6. Epanet	29
4.6.1. Modelo de simulación hidráulica	32
4.6.2. Calculo	32
CAPITULO 5- RED COLECTORA DE CLOACA	39
5.1. Introducción Teórica	39
5.2. Componente de las Aguas Residuales	40
5.2.1. Características Físicas	41
5.2.2. Características Químicas	42
5.2.3. Características Biológicas	44
5.3. Método de Diseño	46
5.3.1. Fórmula para Diseño	46
5.3.2. Criterio de Diseño	48
5.3.3. Criterio de Velocidad Mínima	49
5.3.4. Velocidad Mínima Permisible	50
5.3.5. Determinación Velocidad Máxima	51
5.3.6. Tirante de Agua	52
5.3.7. Criterio de Tensión Tractiva	52
5.3.8. Dotación	54
5.4. Caudales de Cálculo	55
5.4.1. Calculo del caudal max. de menor consumo	55
5.4.2. Calculo del caudal max. servicio	55
5.5. Calculo de Red Colectora	56
5.6. Ubicación y recubrimiento de tubería	56
5.6.1. Conexiones domiciliarias	57
5.6.2. Tapada de cañería y prueba hidráulica	59
5.6.3. Materiales	60
5.6.4. Instalaciones complementarias	62
Tabla de cálculo	

CAPITULO 6- COMPUTO Y PRESUPUESTO	69
6.1. Cómputo y Presupuesto de Red de Agua	69
6.2. Cómputo y Presupuesto de Red de Cloaca	71
ANEXO I – DOCUMENTACION TECNICA	73
- Plano de Red Vial	
- Plano Conjunto de Vivienda	
- Plano de Vivienda	
- Factibilidad de Servicios (Aguas del Norte)	
ANEXO II – DOCUMENTACION TECNICA DE RED DE AGUA	74
- Plano de Esquema EPANET 2.0	
- Plano de Red de Agua	
- Cámara de Válvula Desagüe de Limpieza	
- Cámara para Hidrante	
- Cámara para Válvula Esclusa	
ANEXO III – DOCUMENTACION TECNICA DE RED DE CLOACA	75
- Plano de Red de Cloaca	
- Boca de registro en calzada	
BIBLIOGRAFIA	76

ABSTRAC

El objeto del presente Proyecto es desarrollar la Infraestructura de 100 Viviendas en la localidad de Rosario de Lerma, el lugar se encuentra ubicado en la zona Sudoeste de la ciudad en el Departamento del mismo nombre.

El mismo está referido al incremento poblacional de la Ciudad, lo que implica la demanda de la misma para poder contribuir con un mejor ordenamiento de la ciudad como así también determinar la eficiencia, seguridad y sobre todo la economía. El proyecto implica cálculo de las “Redes de Agua y Cloaca.”

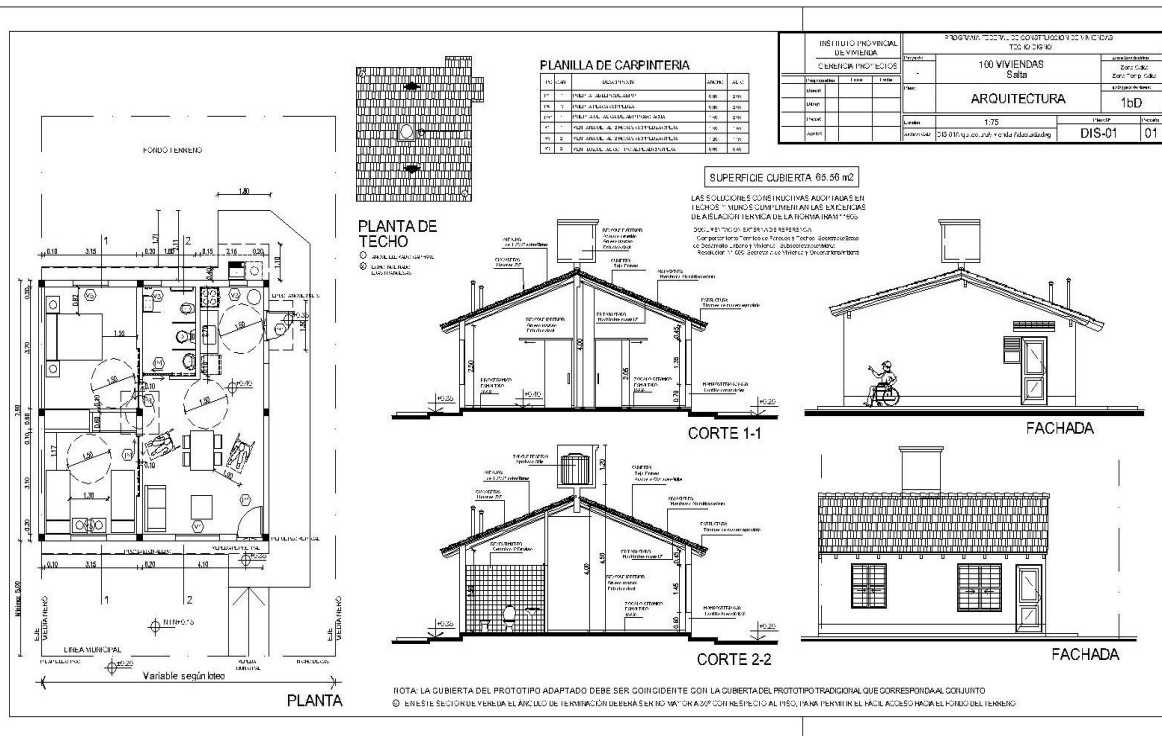
INTRODUCCION

Cursando el último año de la carrera de Ingeniería Civil, se eligió como tema de Proyecto Final (Tesis) “Red de Agua y Red de Cloaca – 100 Viv. -Rosario de Lerma”, con la finalidad de poder contribuir en el beneficio de dicha comunidad y como así también el llegar a fortalecer los conceptos y conocimientos adquiridos durante los años cursados de la carrera.

La importancia del trabajo se condiciona a explicar la metodología de cálculo, dimensionado como así también la elección del material para las redes, necesarias para la urbanización.

Esta elección de tema se refirió al incremento poblacional de la localidad en estos últimos años, lo cual implica una demanda de infraestructura, y por lo tanto determinar una buena organización para la ciudad.

PLANO VIVIENDA DISCAPACITADO



Previo a la elaboración del proyecto, se adquirió el Certificado de Factibilidad. Este documento nos indica las condiciones existentes que permitirán conectarse a redes públicas, solo podrá ser emitido por la empresa concesionaria de los servicios sanitarios, en nuestro caso es la empresa Aguas del Norte. **Anexo1.**

El mismo documento debe contener al menos lo siguiente, como por ejemplo:

Agua potable: ubicación, diámetro y material de la tubería de la red pública de distribución.

Como dato relevante también la ubicación de las redes de Agua y de Cloaca, siendo de referencia para proseguir con la proyección de las redes aplicando métodos de cálculos que hagan a su necesidad específica.

El terreno se ubica en la zona sudoeste de la localidad de Rosario de Lerma, sobre Ruta Provincial N° 36 (camino a Campo Quijano).



CAPITULO 2

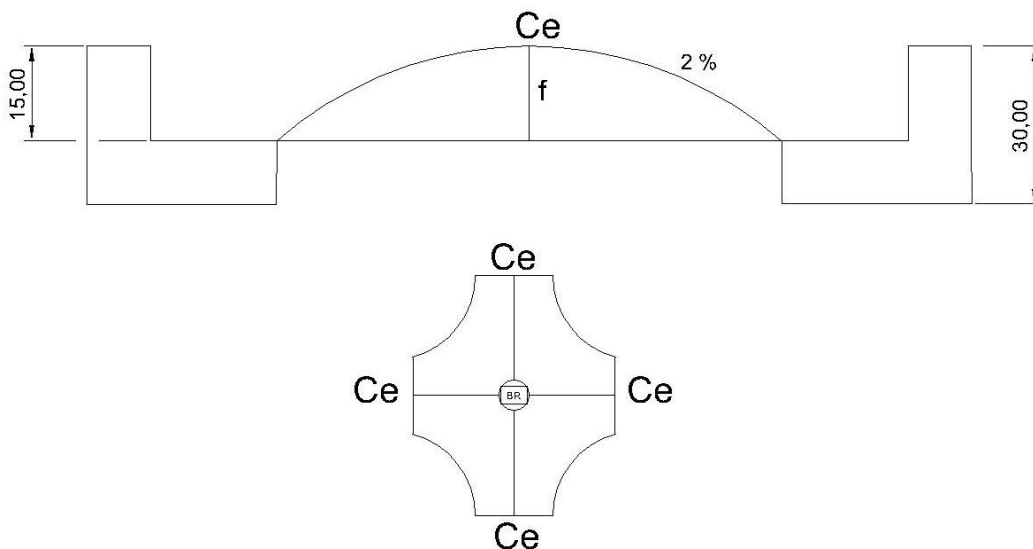
TOPOGRAFIA

2.1- RELEVAMIENTO TOPOGRAFICO – DISEÑO VIAL

Es de necesidad obtener datos específicos referidos a la Topografía del lugar, como ser curva de niveles, para poder tener dato de las pendientes. Los mismos son de importancia para poder realizar las proyecciones de las redes de Agua y Cloaca.

Para este proyecto no se realizó el relevamiento topográfico, el mismo fue otorgado por la Empresa a cargo de la construcción de las 100 viviendas. **Anexo 1**

Considerando los datos topográficos, se determinó la cota de las bocas de registros que nos servirá de dato para poder realizar el cálculo de las redes. El mismo se definió por Interpolación.



Cotas a Nivel de Bocas de Registros.

PTO 1							mts.
Calzada (2%)	7,00	0,14					
95,55	0,15	95,40	95,54				
95,45	0,15	95,30	95,44		95,49		
	12,71	0,25				95,57	
95,75	0,15	95,60	95,85				
95,33	0,15	95,18	95,43		95,64		
PTO 2							
Calzada (2%)	7,00	0,14					
93,80	0,15	93,65	93,79				
93,80	0,15	93,65	93,79		93,79		
	12,71	0,25				93,83	
93,85	0,15	93,70	93,95				
93,70	0,15	93,55	93,80		93,88		
PTO 3							
Calzada (2%)	12,71	0,25					
	5,82	0,12					
93,40	0,15	93,25	93,50				
93,40	0,15	93,25	93,37		93,44		
PTO 4							
Calzada (2%)	11,00	0,22					
95,50	0,15	95,35	95,57				
95,45	0,15	95,30	95,52		95,55		
						95,38	
95,20	0,15	95,05	95,27				
95,10	0,15	94,95	95,17		95,22		95,35
	7,00	0,14					
95,35	0,15	95,20	95,34		95,29		95,32

	95,25	0,15	95,10	95,24		
	95,40	0,15	95,25	95,39	95,34	
	95,30	0,15	95,15	95,29		
PTO 5	Calzada (2%)	11,00	0,22			
	93,80	0,15	93,65	93,87	93,82	
	93,70	0,15	93,55	93,77		93,68
	93,55	0,15	93,40	93,62	93,55	
	93,40	0,15	93,25	93,47		
		7,00	0,14			93,60
	93,62	0,15	93,47	93,61	93,61	
	93,62	0,15	93,47	93,61		93,53
	93,50	0,15	93,35	93,49	93,44	
	93,40	0,15	93,25	93,39		
PTO 6	Calzada (2%)	11,00	0,22			
	93,22	0,15	93,07	93,29	93,26	
	93,15	0,15	93,00	93,22		
		6,00	0,12			93,21
	93,22	0,15	93,07	93,19	93,16	
	93,15	0,15	93,00	93,12		
PTO 7	Calzada (2%)	7,00	0,14			
	95,43	0,15	95,28	95,42	95,42	
	95,43	0,15	95,28	95,42		95,29
						95,25
	95,10	0,15	94,95	95,09	95,15	
	95,22	0,15	95,07	95,21		

		7,00	0,14			
	95,20	0,15	95,05	95,19		
	95,10	0,15	94,95	95,09	95,14	
						95,22
	95,35	0,15	95,20	95,34		
	95,28	0,15	95,13	95,27	95,31	
PTO 8						
	Calzada (2%)	7,00	0,14			
	94,10	0,15	93,95	94,09		
	94,14	0,15	93,99	94,13	94,11	
						94,01
	93,80	0,15	93,65	93,79		
	94,02	0,15	93,87	94,01	93,90	
		7,00	0,14			94,02
	94,00	0,15	93,85	93,99		
	93,90	0,15	93,75	93,89	93,94	
						94,03
	94,12	0,15	93,97	94,11		
	94,12	0,15	93,97	94,11	94,11	
PTO 9						
	Calzada (2%)	7,00	0,14			
	92,97	0,15	92,82	92,96		
	93,02	0,15	92,87	93,01	92,99	
PTO 10						
	Calzada (2%)	10,00	0,20			
	96,40	0,15	96,25	96,45		
		7,00	0,14			96,40
	96,35	0,15	96,20	96,34		

PTO 11

Calzada (2%)	7,00	0,14			
94,30	0,15	94,15	94,29	94,07	
93,85	0,15	93,70	93,84		94,03
94,05	0,15	93,90	94,04	93,99	
93,95	0,15	93,80	93,94		

PTO 12

Calzada (2%)	7,00	0,14			
93,37	0,15	93,22	93,36		
	6,00	0,12		93,17	
93,00	0,15	92,85	92,97		

PTO 13

Calzada (2%)	7,00	0,14			
94,22	0,15	94,07	94,21	94,13	
94,06	0,15	93,91	94,05		

PTO 14

Calzada (2%)	10,00	0,20			
98,15	0,15	98,00	98,20	98,18	
98,10	0,15	97,95	98,15		97,94
97,70	0,15	97,55	97,75	97,70	
97,60	0,15	97,45	97,65		
	10,00	0,20			97,96
98,05	0,15	97,90	98,10	98,03	
97,9	0,15	97,75	97,95		97,99
97,95	0,15	97,80	98,00	97,95	
97,85	0,15	97,70	97,90		

CAPITULO 3

POBLACION Y CONSUMO

Para determinar la demanda o caudal actual de la población y la vida útil del sistema, debemos conocer el periodo de diseño y caudal de diseño que abastecerá lo suficiente durante dicho periodo.

3.1 - Población Futura – Datos de INDEC

La etapa de recopilación de antecedentes es de importancia para el conocimiento de la localidad donde se desarrollara el proyecto. Hacer énfasis en antecedentes de los aspectos físicos, ambientales, sanitarios, socio- económicos, etc.

Para evaluar la demanda actual de la población y su proyección durante la vida útil del sistema es indispensable fijar los parámetros de diseños, esto es datos y métodos de cálculos, necesarios para la elaboración del proyecto.

Los antecedentes a consultar para la realización de la proyección demográfica son : información cartográfica, Censos Nacionales, Estimaciones y Proyección de Población, etc. La información censal debe ser requerida al Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INDEC) o en las Direcciones Provinciales de Estadísticas.

El estudio poblacional se realizó mediante el **Método Tasa Geométrica Decreciente**, considerando como dato fundamental los tres últimos Censos Nacionales.

Población de Rosario de Lerma

Año	Población
1991	13156
2001	17871
2010	38460
2020	68876
2029	1512,80

Año de Habilitación de la Obra:	2014
Año de Diseño:	2029

$$i_1 = \sqrt[n_1]{\frac{P_2}{P_1}} - 1 \quad \rightarrow \quad i_{01-91} = \sqrt[10]{\frac{17871}{13156}} - 1 \quad \rightarrow \quad i_{01-91} \quad \mathbf{0,0311}$$

$$i_2 = \sqrt[n_2]{\frac{P_3}{P_2}} - 1 \quad \rightarrow \quad i_{10-01} = \sqrt[9]{\frac{38460}{17871}} - 1 \quad \rightarrow \quad i_{10-01} \quad \mathbf{0,0889}$$

$$i_2 < i_1$$

$$i_2 > i_1$$

adopto i_2

se realiza el promedio de ambas tasas

$$i = \mathbf{0,06}$$

Para las 100 viviendas, se estima 5 hab. / viv., por lo que tendríamos 500 hab.

$$P_n = P_0(1+i)^n$$

$$n = 2029 - 2010 \rightarrow n = 19$$

$$P_{29} = 500 (1 + 0,06)^{19} \quad P_{29} = 1512,8 \text{ habitantes}$$

3.2 – Demanda de Agua Potable

Para establecer el caudal de diseño del acueducto es determinar el consumo de agua. El mismo es el volumen de agua utilizado por persona en un día y su expresión es litros por habitantes y por día (lts/hab día).

Con la siguiente tabla obtenida de las Normas de ENOHSA , se determinara el consumo por habitante en el día.

Tipo de Establecimiento	Cantidad	Unidad
<i>Unidad de vivienda residencial</i>		
Edificio de departamentos con suministro individual	300-400	L / hab. día
Vivienda con suministro público de agua sin medidor	300-500	L / hab. día
Vivienda privada con abastecimiento individual	300-400	L / hab. día
Vivienda privada con suministro público de agua, sin medidor	400-800	L / hab. día

Fuente: Metcalf – Eddy

Tabla 32. Consumos por tipo de vivienda

Se adoptará para el calculo 350 lts./hab dia teniendo en cuenta el agua no contabilizada , para una vivienda con suministro publico sin medidor .

3.3 – Caudal de Diseño

Se debe determinar el caudal de diseño al consumo máximo horario, teniendo en cuenta el agua no contabilizada.

Este debe combinar las necesidades de la población de diseño además de los costos en la construcción de la red para el determinado caudal. Para lo cual calcularemos el caudal.

3.3.1 – Caudal Medio Diario

Consumo que se espera realice la poblacion de diseño durante un periodo de un dia.

$$Q_{Med(l/s)} = \frac{\text{consumo} \left(\frac{L}{\text{hab.dia}} \right) \times \text{Poblacion}(\text{hab.})}{86400(\text{seg} / \text{día})}$$

3.3.2 – Caudal Maximo Diario

Es el maximo consumo que se espera realice la poblacion en un dia y se calcula con un factor de amplificacion de caudal medio diario.

$$Q_{Max.Diario} = Q_{Med} \times \alpha_1$$

3.3.3 – Caudal Maximo Horario :

Es el maximo gasto que sera requerido en una determinada hora del dia y se calcula como un valor ampliado del Caudal medio diario.

$$Q_{Max.Horario} = Q_{Med} \times \alpha$$

3.4 – Coeficientes Picos de Caudales

Las consumo o demandas de agua potable sufren variaciones estacionales,diarias y horarias, que pueden ser expresadas en función de la demanda media, por lo cual es necesario establecer coeficientes de picos de los caudales.

α_1 = Permite pasar del consumo medio diario al consumo maximo diario.

Es siempre mayor que uno (1) y lo multiplica. Los valores son :

$$1,30 < \alpha_1 < 1,5$$

α_2 = Permite pasar del consumo maximo diario al consumo maximo horario.

Es siempre mayor que uno (1) y lo multiplica. Los valores son :

$$1,40 < \alpha_2 < 1,90$$

$\alpha = \alpha_1 \cdot \alpha_2 =$ Permite pasar del consumo medio diario al consumo maximo horario.

$$1,80 < \alpha_1 \cdot \alpha_2 < 1,85$$

Por lo tanto nuestro caudal de diseño sera :

Año	Población (hab)	Consumo (l/hab d)	Q Medio (l/s)	α_1	Q Max Diario (l/s)	α_2	Q Max Horario (l/s)
2029	500	350	2,03	1,3	2,63	1,85	4,87

CAPITULO 4

RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE

4.1- Introducción Teórica

La obra de distribución representa entre el 50 al 80 % del costo total de un sistema de provisión de agua potable, puede deducirse la importancia que tiene la realización de un buen diseño que permita cumplir con su objetivo al menor costo posible.

El diseño de la red puede responder a los siguientes criterios:

- **Malla Abierta , Ramificada o Arborescente:** el tendido de la cañería es lineal. Cada punto de la red se alimenta desde una sola dirección, desde la alimentación hasta llegar a cada usuario. Es perfectamente identificable ese sentido, y no hay modo que el usuario reciba el agua de otra forma. Los escurrimientos son unidireccionales para cada punto de la red. Los cortes del servicio pueden llegar a afectar una gran extensión, y en los finales de las cañerías se producen zonas de aguas muertas, es decir sin circulación , que pueden llegar a afectar la calidad del agua por la posibilidad de contaminación en dichas zonas que luego se propaga al resto de la red. En la figura 7-1) , a) se observa un esquema de red o malla abierta, ramificada .
- **Malla Cerrada o Mallada:** el diseño consiste en un marco de malla, cuadrado o rectangular que circunda el área a servir. Las dimensiones de sus lagos se establecen entre los 300 metros como mínimo y los 600 metros como máximo. Dentro de los marcos de malla, cuyas cañerías se denominan *Principales o Maestras*, se ubican las cañerías *Secundarias o Distribuidoras*, las que se caracterizan por estar vinculadas exclusivamente en los lados opuestos del marco de malla, con lo que se logra el ingreso de agua desde ambos extremos, eliminando la posibilidad de producir zonas de aguas muertas. tiene cañerías conectadas entre sí, de forma tal que el agua puede llegar hasta un punto determinado siguiendo varios caminos posibles. Esto implica que la circulación del líquido esté determinada por el estado de presiones de la red y se

realice en una u otra dirección en cada punto (posibilidad bidireccional) para una cañería perteneciente a una red mallada.

En ambos extremos de la unión con el marco de malla se coloca una válvula esclusa, cuya finalidad es la de permitir, cuando razones operativas así lo requieran, aislar total o parcialmente la cañería con la menor afectación posible del servicio, pero su calculo se complica y deben tomarse mas variables para su resolución . Las cañerías secundarias no están vinculadas entre sí.

En la figura 7-2) , b) se observa un esquema de malla cerrada o mallada.

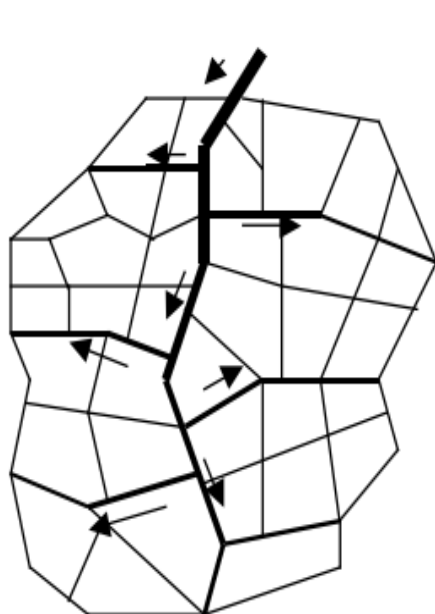


Figura 7-1 Ejemplo de Malla Abierta

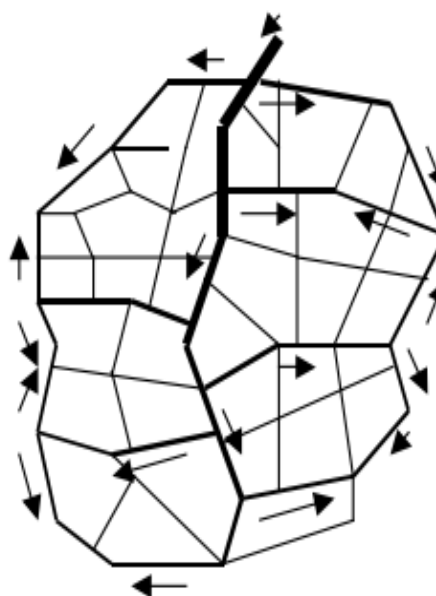
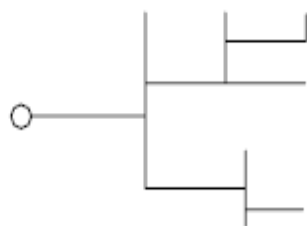
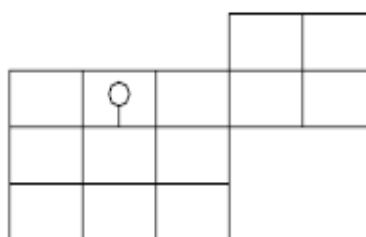


Figura 7-2 Ejemplo de Malla Cerrada



a)- Red ramificada



b)- Red mallada

Las cañerías se clasifican según su funciones:

- Principales o Maestras: son las cañerías de diámetro superior al mínimo, cuyos diámetros surgen del cálculo correspondiente. Aquellas con diámetros mayores a 250 mm, no permiten conexiones domiciliarias, por lo que es necesario colocarles paralelamente una cañería, denominada subsidiaria, de diámetro mínimo.
- Secundarias o Distribuidoras: son las que cubren toda el área comprendida dentro del marco de malla cerrada, en el caso de ese diseño o distribuyen el agua hasta los consumidores en el caso de las mallas abiertas. Estas cañerías no se calculan, simplemente se les asigna el diámetro mínimo.

4.2- Memoria Descriptiva

- Ubicación : La obra se ubica en la localidad de Rosario de Lerma, Sudoeste de la ciudad
- Fundamentación: el presente proyecto es para dotar de servicio de agua potable a 100 viviendas unifamiliares, de dicha localidad realizadas a través del Instituto Provincial de la Vivienda. Debe asegurarse que el suministro sea directo, adecuado y con una suficiente presión en todo su sistema.
- Especificaciones Técnicas: Se tendrá en cuenta la pre factibilidad de los servicios en los cuales habrá que realizarse los empalmes a las redes existentes de los barrios adyacentes.

4.3- Memoria de Cálculo

4.3.1- Mallas

Una vez definido los antecedentes del lugar , topografía , poblacion , como asi tambien los empalmes a redes existentes, se debe delimitar las mallas de distribucion cerradas. El calculo se realizara por el Metodo Racional.

Obtenidas las mallas se determinara las cañerías principales , para las cañerías secundarias se adoptara el diametro minimo y por lo cual no es necesario su calculo, pero si deberemos tener en cuenta en nuestro calculo para poder determinar los caudales de diseños en los tramos de la cañeria principal.

4.3.2- Punto de Equilibrio

Al determinarse la malla , se dispone la ubicacion de los Puntos de Equilibrio en la misma. Dichos puntos son donde los flujos de agua llegan desde sentidos opuestos, por lo tanto se supone que no hay transferencia de caudales y el agua no tiene movimiento.

Estos se ubican de forma tal que se establece dos recorridos o ramales diferentes tomando distancias iguales , debe cumplirse la condicion de que la perdida de carga de esos recorridos distintos sea la misma,es decir la energia disponible es la misma por cualquiera de los dos caminos que se haya seguido,lo que no hay posibilidad de que el gasto pase de un ramal a otro.

4.3.3- Determinación de las Presiones

Las presiones deben ser tales que no excedan las máximas de trabajo de acuerdo al tipo y clase de cañerías utilizada.

La presión dinámica no debe ser inferior a 12 m. de columna de agua, medida sobre nivel de vereda en los puntos más desfavorables de la red, los más alejados del tanque o los más altos.

Se aceptan que en puntos aislados la presión dinámica mínima sea 8 m.c.a.

4.3.4- Determinación de los Caudales

- Caudal Hectometrico : Parámetro, cuya unidad es l/sHm, utilizado para el cálculo de redes.Se obtiene dividiendo el agua producida que ingresa efectivamente en la red, por la correspondiente longitud total de la red con

conexiones en ruta (cañerías principales y secundarias), medida en hectómetros.

$$q_H = N^0_{viv} \times N^0 \left[\frac{Hab}{vivienda} \right] \times \delta \left[\frac{lt}{hab \times dia} \right] \times \frac{1}{86400 \frac{seg}{dia}} = \frac{lt}{seg.Hm}$$

Para el cálculo del Caudal Hectométrico, se tomara como datos de coeficiente picos de caudales

- Caudal de Ruta (q_r): Se calcula multiplicando el Caudal Hectométrico por la longitud del tramo e incluyendo la secundaria.

$$q_r = (L_p + L_s) \times q_H = lts/seg$$

- Caudal en las Extremidades (q_e): Caudal que debe trasportar el tramo para alimentar la totalidad de los tramos que se ubican abajo, hasta el Punto de Equilibrio del croquis de la malla. En este caso es Cero.
- Caudal Total (q_T) = Caudal que se logra sumando los gastos de ruta (q_r) y en las extremidades (q_e).

$$q_T = (q_r + q_e) = lts/seg$$

- Caudal de Cálculo (q_c): Caudal para determinar el diámetro comercial de cada tramo de cañería de la malla. Es el gasto en la extremidad más el 50% del gasto en ruta.

$$q_c = (0,50 q_r + q_e) = lts/seg$$

La repartición de caudales en la malla se organizó en la diagramación de la red, y se realizara su cálculo empleando una planilla, partiendo desde el Pto de Equilibrio, con destino al origen de la alimentación (malla hacia agua arriba y/o tanque de distribución, según corresponda).

4.3.5- Procedimiento de Cálculo

Determinados los caudales de cálculo de los tramos del diagrama, debe determinarse como objetivo final, los diámetros comerciales adecuados, que cumplan con las condiciones de presiones mínimas, en los puntos de la red.

Y con la selección de los mismos, se obtenga en el cierre, ya sea por ambos caminos de llegada a los puntos de equilibrio, la perdida de carga no supere 1,00 m. de diferencia.

- Datos Iniciales para el Cálculo: sean por datos conocidos y otros determinados por cálculo previo.
 - a) Caudal de cálculo de cada tramo: determinado por cálculo.
 - b) Longitud de tramos: por diagramación de malla.
 - c) Cota de terreno: datos iniciales.
 - d) Presión mínima: dato inicial, el cual se debe verificar en todos los puntos de la malla.
- Dato fundamental: altura del tanque. Este dato no es necesario ya que la conexión se realiza en una red existente de barrios periféricos.
- Procedimiento de Cálculo: se basa fundamentalmente en
 - a) Determinar el diámetro: En función del diseño hidráulico, según el material adoptado, se deduce la expresión para el diámetro (D), en

función del caudal (Q) y de la velocidad (v). El caudal utilizado en la expresión es Caudal de Calculo (q_c).

- b) El caudal utilizado en la expresión siguiente es el Caudal de Cálculo (q_c).

$$D = \sqrt[4,87]{\frac{q_c^{1,85}}{(0,275)^{1,85} \times J}} = \text{mm}$$

- c) Debemos elegir el diámetro comercial que más nos convenga, una vez determinado el diámetro teórico, se selecciona que esté por encima o debajo del mismo.
- d) Adoptado el diámetro comercial, el resto del cálculo se realiza en función del mismo.
- e) La pérdida de carga en los tramos se calcula en función del diámetro comercial.

$$\Delta H_{rescal} = \frac{q_c}{(0,215)^{1,84} D^{4,87}}$$

- f) Al llegar al punto de equilibrio, predomina la condición de cierre en equilibrio. En algunos casos puede adoptarse diámetros menores, si se busca incluir una pérdida de carga mayor, para equilibrar una rama o perímetro de corto recorrido y lograr el cierre correcto.
- g) En los puntos de planimetría, la carga disponible debe ser mayor o igual a la presión min. (dato inicial). Esto se verifica en la planilla de cálculo de la red de distribución, el cual se obtiene restando la cota piezométrica en cada punto, la cota del terreno que corresponda.

$P_R = \text{Cota piezométrica agua abajo} - \text{Cota del terreno agua abajo} = 10$
mca.

4.4- Materiales

Los materiales empleados para las cañerías de distribución deben cumplir con las siguientes condiciones:

- Resistencia estructural: cargas que deben resistir las conducciones; presión interna debida a la máxima carga piezométrica, sobrepresiones accidentales (golpe de ariete), presión externas (permanentes y accidentales), golpes durante la conducción.
- Resistencia a la corrosión: los conductos deben ser resistentes al ataque del aire, agua y suelo.
- Estanqueidad: los conductos deben ser estancos.
- Lisura interior: influye en la pérdida de carga, cuanto más lisa sean las paredes internas de la conducción menor será la fricción y por ende la pérdida de carga.
- Facilidad de transporte y colocación: es importante que los caños puedan ser manipulados fácilmente, esto provocara una disminución de posibles roturas de los mismos, disminuyendo el costo de instalación.
- Longitud de caños: la totalidad de la conducción comprendido por los caños y juntas, cuanto más largos los caños menos juntas, pero a su vez más largos los caños más pesados más difícil de operar y más incómodos para trabajar.
- Durabilidad: durable en el tiempo.

4.4.1- Características según el tipo de material

Las cañerías para distribución de agua se efectúan de los siguientes materiales

Caño de Polietileno de Alta Densidad (PEAD)

Comenzó a utilizarse para el tendido de agua potable en los años 60 en América del Norte, desde entonces son cada vez más los municipios que optan por esta opción, debido a los beneficios que presenta.

Estos tubos se transforman en la opción ideal para aplicaciones donde la flexibilidad, la resistencia al impacto, la resistencia a los ataques químicos y la oxidación, la

facilidad en la colocación y la larga vida útil sean aspectos fundamentales para el alto rendimiento de la instalación

- Ventajas
 - Se fusionan por calor, otorgando los siguientes beneficios: los puntos de unión son tan o más fuertes que el tubo mismo; elimina los puntos de fuga cada 6/12 m de otros sistemas; el ciclo de vida es mucho mayor dado que la Fuga de agua Permisible es cero en lugar de las tasas de Fuga Típicas de 10 o 20 % de PVC e Hierro dúctil.
 - Son flexibles y resistentes a la fatiga: lo cual permite una mejor adaptación a suelos dinámicos, incluyendo zonas propensas a terremotos.
 - Son de fácil manipulación: dado su bajo peso.
 - Son rentable a largo plazo y permanente: tiene un bajo costo de mantenimiento, se estima una vida útil, siendo conservadores, de 50/100 años.
 - Poseen ventajas en su instalación: menor costo, menor tiempo, dada su flexibilidad, la clase de unión y las longitudes en la que se fabrican, la instalación requiere menor cantidad de uniones y una menor preparación del suelo.
 - Son resistentes a los productos químicos y a la corrosión: la tubería de PEAD no se corroe, es el material a elección en ambientes químicos agresivos, dada su excelente resistencia química. Si bien estos puntos son compartidos por otros tubos plásticos, al combinarlo con los puntos antes mencionados (flexibilidad, puntos de unión y resistencia a la fatiga), hacen de la tubería de PEAD una opción única.
 - Poseen una excelente resistencia mecánica: por su elasticidad, tienen una mayor resistencia al impacto que el PVC, especialmente en instalaciones de clima frío.

- Desventajas
 - baja resistencia a presiones internas negativas (Depresión por Golpe de Ariete), se requiere la colocación de accesorios para unir caños de gran diámetro, las uniones se materializan por electrofusión o termofusión.

Caño de Policloruro de Vinilo (PVC)

Es una combinación química entre carbono, hidrógeno y cloro, material termoplástico, es decir, que bajo la acción del calor se reblandece, y puede así moldearse fácilmente; al enfriarse recupera la consistencia inicial y conserva la nueva forma.

- Ventajas
 - Es ligero, inerte y completamente inocuo, resistente al fuego (no propaga la llama), impermeable, aislante (térmico, eléctrico y acústico), resistente a la intemperie (sol, lluvia, viento y aire marino), y es un material económico en cuanto a su relación calidad-precio, fácil de transformar y es reciclable, químicamente inerte.
- Desventajas
 - Si bien es un producto difícilmente inflamable, se descompone a altas temperaturas generando gases tóxicos, son de peso elevado, se requiere la utilización de accesorios para materializar las uniones en caños de gran diámetro.

Además de las condiciones que deben satisfacer las cañerías, debe considerarse principalmente la topografía, las presiones a las que estarán solicitadas las conducciones, el requerimiento de precauciones especiales de algunos materiales y sobre todo el costo son factores que se tienen en cuenta para adoptar el tipo de material a utilizar.

4.5- Elementos que integran la Red de Distribución

Piezas Especiales

Se entiende por piezas especiales todos aquellos elementos constituyentes de la cañería que no son caños rectos o válvulas, sean de fabricación estándar o de diseño y fabricación especial. Comprenden las juntas, juntas de transición, curvas y codos, tes, reducciones, piezas terminales, uniones y las piezas de montaje e intervención.

Válvulas

Válvulas de Cierre: Su finalidad principal es la operación de las redes, interrumpiendo el caudal; no deben ser utilizadas para regular el caudal.

Deben colocarse en las cañerías de la red principal, en las secundarias y en las subsidiarias. En este último caso, se ubican luego del empalme a la cañería principal. Por ello, cada cañería secundaria y subsidiaria dispondrá de válvulas de corte en los nudos de empalme.

De ser necesario se podrá ubicar una válvula adicional para corte en algún sector interior con el objeto de reducir la cantidad de habitantes que quedan sin servicio por alguna interrupción debido a averías.

Debe realizarse una sectorización de la red de manera de disponer de un número lo más limitado posible de válvulas para obtener un corte de servicio a un sector. Una cantidad indicativa sería preferentemente 4 válvulas como máximo y en todos los casos no se debería pasar de 8 como número extremo.

Con estas precauciones, el trabajo de corte se puede realizar en el menor tiempo posible y la interrupción del servicio se restringe al mínimo de habitantes indispensables para la reparación de la avería que se produzca.

Teniendo en cuenta su hermeticidad, las válvulas se clasifican en dos grupos: estancas y válvulas para la regulación de caudales en las que la hermeticidad no es un factor que deba considerarse.

Para conseguir la aislación de mallas donde se realicen tareas de refacción o cambios de las cañerías, sin afectar el resto de la red, las válvulas deben ser estancas.

Es conveniente

- Estudiar su ubicación para colocar estrictamente las necesarias, en los sitios adecuados para facilitar la operación de la red. De ser posible tratar de colocarlas agrupadas en una misma esquina.
- Prever su señalamiento, para poder localizarlas fácilmente. Es necesario que las ubicadas en una misma esquina sean señaladas correctamente, esto impedirá confusiones al momento de su maniobra.
- Tener suficientes cuadrillas de reparación, para no demorar en realizarlas y no interrumpir el servicio más tiempo del necesario.

Las válvulas más utilizadas como elementos de cierre son las tipo esclusa y mariposa. Estas válvulas no deben ser utilizadas para regular el caudal.

Simbología 




Caja Brasero VE



Valvula Esclusa H°D

Cámara de Desagüe

Las cámaras de desagüe compuestas fundamentalmente por una válvula de cierre, tienen como función principal permitir vaciar la conducción ya sea por motivos de limpieza de la tubería o por mantenimiento preventivo o correctivo de la misma.

Simbología 

Hidrante


Dispositivo cuyo objetivo es permitir que los bomberos puedan tomar los caudales que requieran en puntos suficientemente próximos a los posibles focos de fuego. También se los utiliza para obtener agua cuando se la requiere para trabajos en la vía pública.

En el hidrante a bola, la bola es la que produce la obturación de la cañería por la presión del agua. En los hidrantes a resorte es la presión del resorte la que impide la salida del agua de la red. Se colocan en cámaras.

La distancia máxima entre hidrantes (del orden de los 200m) se fija en función del alcance máximo de la lanza y la longitud de manguera, que es de 100 m. Se ubican en vereda y deben figurar en todo plano de proyecto, debiendo quedar perfectamente individualizados y balizados.

Debido a que cada hidrante debe cubrir radios de 100m, la disposición más conveniente es a tresbolillo. Los hidrantes a resorte se ubican en una cámara especial según normas.

Pueden ser utilizados para limpieza de las cañerías, reemplazando las cámaras de desagüe.

Simbología  



4.6- EPANET

Programa que ofrece la interpretación de elementos físicos en los Sistemas de Distribución de Agua Potable, como Estanques, Embalses, Tuberías y Bombas, entre otros.

Con previa introducción de la información fundamental solicitada por cada uno de ellos, se articula un modelo matemático que simulará las condiciones hidráulicas en el sistema, generando a su vez parámetros como presiones, niveles de agua y velocidades.

El análisis y diseño del Sistema de Distribución de Agua Potable apunta más en estudiar el comportamiento de la red para distintas condiciones físicas y operativas (niveles de Embalse o estanques, diámetros de tuberías, etc.) en vez de concentrarse en métodos de resolución manual que resultan, para sistemas de cierta capacidad y complejidad, algo complicado por lo menos en lo relativo a el cálculo manual.

Contiene un simulador avanzado que ofrece las siguientes prestaciones :

- No existe limite en cuanto tamaño de la red.
- Perdidas de carga pueden calcularse mediante :
 - Hazen Williams
 - Darcy Weisbach
 - Chezy Manning
- Contempla perdidas menores en codo.
- Admite bombas
- Determina consumo energetico y sus costos.

Paso para utilizar EPANET:

- Dibujar esquema de la red de distribucion.
- Editar propiedad de los objetos que configuran el sistema.

- Seleccionar opciones de calculo.
- Realizar analisis hidraulico
- Observar los resultados del analisis.

El sistema de distribucion de agua queda definida como conjunto de lineas conectadas por sus nudos extremos. Las lineas representan tuberias, bombas o valvulas de control.

Los nudos son puntos de conexión entre tuberias o extremos de las mismas con o sin demandas (nudos de caudal), y tambien depositos (cisternas) o embalses (arroyos, rios, etc.).

- Nudos de Caudal: Puntos en la red donde confluyen las tuberias o bien sus extremos, atraves de ellos el agua entra o sale de los nudos (pueden ser tambien puntos de pasos).

El programa para requiere de dato en los Nudos

- Numeracion del nudo.
 - Cota del terreno del nudo.
 - Caudal de demanda.
- Embalses: representan fuente externa de alimentación, de capacidad limitada o sumidero de caudal. Se utilizan para modelar elementos como lagos, captación desde rios, arroyos, acuíferos subterrneos o puntos de entradas a otros subsistemas.

Datos necesarios para embalses:

- Altura piezométrica (coincide con la superficie libre del agua).
 - Calidad del agua en la misma.
- Depósito: Nudos con cierta capacidad de almacenamiento, el volumen de agua almacenada puede variar con el tiempo durante simulacion.

Datos necesarios para depósitos:

- Cota de solera (nivel de agua es cero).
- Diámetro (o geometría si no es cilíndrica).
- Calidad inicial del agua.

- Tuberías: Líneas que transportan agua de nudo a otro. El programa asume que las mismas están llenas en todo momento y por lo tanto el flujo es a presión.

La dirección del flujo es siempre del nudo de mayor altura piezométrica (suma de cota más presión) al de menor altura piezométrica.

Mientras los datos para las tuberías de conducción :

- Identificación de la tubería.
- Nudos extremos inicial y final.
- Coeficiente de rugosidad de Manning.
- Diámetro de tubería.
- Longitud.
- Estado (abierta, cerrado o con válvula de referencia).

El parámetro de Estado permite simular el hecho de que una tubería posea

válvulas de control de retención. (Válvulas que permiten paso del flujo en solo sentido).

- Pérdida de Carga: o de altura piezométrica en tubería debido a la fricción por el paso del agua, puede calcularse utilizando tres fórmulas de pérdidas diferentes.
 - Hazen Williams: más utilizado en EEUU para líquidos distintos al agua y flujo turbulento.

- Darcy Weisbach: todo tipo de líquidos y regímenes.
- Chezy Manning: usado para canales y tuberías de gran diámetro, donde la turbulencia está muy desarrollada.

Valores recomendados por EPANET para coeficientes de rugosidad, en tuberías de distintos materiales.

Material	C Hazen-Williams (universal)	ϵ Darcy-Weisbach (mm)	n Manning (universal)
Fundición	130 – 140	0,25	0,012 – 0,015
Hormigón o revest. de H ^p	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	141 – 150	0,03	0,015 – 0,017
Cerámica	110	0,3	0,013 – 0,015

Tabla de Variación de los coeficientes de rugosidad para tuberías nuevas de distintos materiales.

4.6.1- Modelo de Simulación Hidráulica

Este simulador calcula las alturas piezométricas en nudos y caudales en las líneas, dado los niveles iniciales en los embalses y depósitos.

Se actualizan los niveles en los depósitos conforme a los caudales calculados que entran o salen de los mismos y las demandas en los nudos. Para utilizar el modelo hidráulico, es necesario definir las cañerías y nudos, fijar caudales de cálculo, elegir diámetros, materiales, cotas con lo cual se ejecutará un rápido análisis de alternativas.

4.6.2- Cálculo

Se introduce los siguientes datos a cada nudo :

- Identificación del nudo
- Cota de nudo: se basa en el relevamiento topográfico realizado en el loteo.
- Caudal de demanda: consumo según dotación adoptado por parcela.

Se requiere de los siguientes datos

- Cantidad de viviendas: 100 viv.
- Habitantes por vivienda: 5 hab
- Dotación : 350 lts/hab dia
- Coeficiente máximo : 1,95

Se realiza el cálculo de caudales en cada nudo del sistema , datos necesarios para Epanet.

Primer Etapa: representa 84 vivienda.

Nudo	vivienda	Demanda (lts/día)	Demanda(lts/seg)	Cota Terreno
1	6	20.475	0,24	95,75
2	8	27.300	0,32	93,83
3	6	20.475	0,24	93,44
4	22	75.075	0,87	95,35
5	22	75.075	0,87	93,60
6	20	68.250	0,79	93,21

Tabla 1 - Cálculo de Caudales en Nudos (1º Etapa: 84 viv)

El nudo 14, 7, 8, 9 señalan embalses , representan la presión disponible en mismos, asignandoles los siguientes datos :

Cota de terreno (14) : 97,96

Cota de terreno (7) : 95,25

Presión en la red : 15 mca

Cota de terreno (8) : 94,02

Cota de terreno (9) : 92,99

El cálculo se realiza en función del diagrama elegido para el sistema, donde se especifica los nudos con sus respectivas numeraciones, y las líneas que representan las tuberías en el sistema.

Se podrá tener en cuenta para la elección del diámetro la experiencia del proyectista, también resultara del diseño y cálculo del sistema.

Para continuar con el cálculo se requiere de los siguientes datos:

Cañería	Longitud (m)	Nudo Inicial	Nudo Final	Diámetro (mm)
1	109,3	14	4	75
2	76,5	4	1	75
3	98,01	1	2	75
4	108,96	2	3	75
5	76,63	3	6	75
6	75,68	6	9	75
7	-	9	8	75
8	-	8	7	75
9	75,55	7	4	75
10	98,01	4	5	75
11	104,46	5	6	75
12	75,55	8	5	75
13	76,5	5	2	75

Tabla 2 - Cálculo de Cañería (1º Etapa: 84 viv)

Con los datos cargados en el programa se procede a la ejecución del mismo, con el comando “Proyecto” → “Calcular”. Epanet nos genera tablas con diferentes resultados, de los cuales solo interesa Estado de los Nudos en la Red (Fig. 1) y Estado en los Tramos (Fig. 2).

Dichos resultados deberían compararse con los criterios establecidos por ENHOSA, los mismos pertenecen a valores relacionados con la velocidad máxima en la tubería y las presiones máximas y mínimas de servicio en el sistema.

Las planillas proporcionan datos que son necesarios para poder comparar los valores previamente mencionados en el presente trabajo.

Valores límites:

- Velocidad entre 0,30 m/seg y 0,90 m/seg
- Presión mínima : 10 mca , la norma recomienda 12 mca
- Presión máxima: 35 mca , la norma recomienda 50 mca

Estado de los Nudos de la Red				
ID Nudo	Cota m	Demanda Base LPS	Altura m	Presión m
Nudo 1	95,57	0,24	108,78	13,21
Nudo 2	93,83	0,32	108,78	14,95
Nudo 3	93,44	0,24	108,57	15,13
Nudo 4	95,35	0,87	110,25	14,90
Nudo 5	93,60	0,87	108,96	15,36
Nudo 6	93,21	0,79	108,47	15,26
Embalse 14	112,96	Sin Valor	112,96	0,00
Embalse 9	107,99	Sin Valor	107,99	0,00
Embalse 8	109,02	Sin Valor	109,02	0,00
Embalse 7	110,25	Sin Valor	110,25	0,00

Fig.1a- Resultados de los nudos en EPANET 2.0 (Etapa 1)

Estado de las Líneas de la Red					
ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	Caudal LPS	Velocidad m/s
Tubería 1	109,30	75	0,01	5,08	1,15
Tubería 2	76,50	75	0,01	2,53	0,57
Tubería 3	98,01	75	0,01	2,29	0,52
Tubería 4	108,96	75	0,01	1,68	0,38
Tubería 5	76,63	75	0,01	1,44	0,33
Tubería 6	75,68	75	0,01	2,74	0,62
Tubería 9	75,55	75	0,01	1,52	0,34
Tubería 10	98,01	75	0,01	3,21	0,73
Tubería 11	104,46	75	0,01	2,10	0,47
Tubería 12	75,55	75	0,01	0,53	0,12
Tubería 13	76,50	75	0,01	0,29	0,07

Fig.2a- Resultados de las Cañerías en EPANET 2.0 (Etapa 1)

Segunda Etapa: representa 16 vivienda.

Nudo	vivienda	Demanda (Its/día)	Demanda(Its/seg)	Cota Terreno
11	16	54.600	0,63	94,03
12	0	0	0,00	93,17

Tabla 1 - Cálculo de Caudales en Nudos (2º Etapa: 16 viv)

El nudo 10, 12, 13, señalan embalses , representan la presión disponible en mismos, asignandoles los siguientes datos :

Cota de terreno (10) : 96,40

Cota de terreno (12') : 93,35

Cota de terreno (13) : 94,13

Presión en la red : 15 mca

Cañería	Longitud (m)	Nudo Inicial	Nudo Final	Diámetro (mm)
1	106,83	10	11	75
2	91,00	11	12	75
3	36,40	13	11	75
4	9,00	12	12	160

Tabla 2- Cálculo de Cañería (2º Etapa: 16 viv)

Estado de los Nudos de la Red				
ID Nudo	Cota m	Demanda Base LPS	Altura m	Presión m
Nudo 11	94,03	0,632	109,16	15,13
Nudo 12	93,17	0	108,35	15,18
Embalse 10	111,40	Sin Valor	111,40	0,00
Embalse 13	109,13	Sin Valor	109,13	0,00
Embalse 14	108,35	Sin Valor	108,35	0,00

Tabla 1b - Resultados de los nudos en EPANET 2.0

Estado de las Líneas de la Red					
ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	Caudal LPS	Velocidad m/s
Tubería 1	106,83	75	0,01	4,53	1,02
Tubería 2	91	75	0,01	2,95	0,67
Tubería 3	9	160	0,01	2,95	0,15
Tubería 4	36,40	75	0,01	0,94	0,21

Tabla 2b - Resultado de tuberías en EPANET 2.0

Las tablas de resultados de nudos, los valores de las presiones están comprendidas entre lo establecido por Norma, resultados satisfactorios en el análisis y en consecuencia el predimensionado.

Con respecto a la tabla de resultados de tramos, se observa que algunas velocidades no resultan satisfactorias, no verifica la velocidad para evitar la sedimentación, esto se debe principalmente a que diámetros en estos tramos deficientes son muy grandes para que se cumplan con dicha condición.

Una solución a lo expuesto sería reducir los diámetros de conducción, resulta improbable ya que las tuberías que se utilizan comúnmente para redes de distribución no disminuyen de 75 mm por normativa de la compañía regulador de agua y saneamiento Aguas del Norte.

CAPITULO 5

RED COLECTORA DE CLOACAS

5.1- Introducción Teórica

Una rápida y segura recolección, transporte, tratamiento y disposición final de las aguas residuales es uno de los objetivos para dotar de infraestructura urbana a la comunidad. A lo largo del tiempo, debido al crecimiento poblacional, se observa que aumenta el volumen de desechos producidos y disminuye porcentualmente la cobertura de servicios apropiados.

Precisamente, se deben buscar alternativas para considerar la demanda de servicios de saneamiento y salud pública por la viabilidad técnica y económica de soluciones que reduzcan los costos y paralelamente mantenga su eficiencia. En consecuencia, y como será demostrado en el presente trabajo, es necesario aplicar las técnicas de diseño en atención a las Normas y Reglamentos vigentes en nuestro país y garantizar la sostenibilidad de los sistemas.

En resumen, el objeto fundamental de la red de colectora y colectores, es juntar los desagües de las viviendas, comercios e industrias para su conducción al lugar adecuado para su disposición final. Es un servicio público fundamental y es seguramente al cual se lo usa con menos cuidado, esto debe a que dicha colectora no debería vaciar cualquier tipo de líquidos y sólidos que puedan verterse dentro de ellos. Estos excesos causan daños en el sistema y a su vez dificultad en el tratamiento posterior a la depuración. Por lo tanto la red no podrá producir un servicio eficaz sin un control apropiado.

El mal uso que suele habituarse en la red puede simplificarse en:

- Riesgo de fuego y explosiones resultantes de las descargas de sustancias inflamables y explosivas al sistema.
- Atascamiento de los colectores por introducción de raíces, acumulaciones de tierras, grasas y varios objetos pesados.
- Daños físicos resultantes de la descarga de agua corrosiva o agua cuya composición estructural daña el sistema.
- Sobrecargas por agua de lluvia, resultante de conexiones indebidas en los sistemas colectores
- Conducir el máximo caudal para el que fue diseñado, sin tener que trabajar a presión.
- Transportar los sólidos suspendidos en el líquido sin que se produzcan sedimentaciones o malos olores.

5.2- Composición de las Aguas Residuales

El conocimiento de las características físicas, químicas y biológicas de las aguas residuales es necesario para el proyecto y funcionamiento de las instalaciones para su recolección, tratamiento y evacuación. Dicho trabajo no implica el tratamiento de los líquidos recolectados, solo se hará referencia solamente a los análisis que deberían de tenerse en cuenta y una reducida explicación de los mismos.

La procedencia de las Aguas Residuales puede considerarse totalmente del tipo residencial, ya que no se encuentran industrias en la zona de estudio. Los análisis elaborados con aguas residuales pueden clasificarse en físicos, químicos y biológicos.

La composición se refiere a los componentes físicos, químicos, y biológicos que se encuentran en el agua residual. Los líquidos cloacales se encuentran fundamentalmente compuestos por:

- Agua proveniente de la cocina.
- Agua del baño y lavado de ropa.
- Agua de lavado de pisos, veredas, etc.
- Orina
- Agua del inodoro (materia fecal).

5.2.1- Características Físicas

Sólidos Totales: Proceden del agua de abastecimiento, del uso industrial y doméstico y del agua de infiltración de pozos locales y aguas subterráneas. Los sólidos domésticos incluyen los procedentes de inodoros, fregaderos, baños y lavaderos.

Temperatura: Es un parámetro muy importante por su efecto en la vida acuática, en las reacciones químicas y velocidades de reacción. Un aumento de la misma supone un aumento de la velocidad de las reacciones, junto con una disminución del oxígeno presente.

Las temperaturas anormalmente elevadas pueden dar lugar a un crecimiento arriesgado de plantas acuáticas y hongos.

Color: El agua residual fresco suele ser gris. Aunque, cuando los compuestos orgánicos son descompuestos por las bacterias, el oxígeno disuelto en el agua residual se reduce a cero y el color cambia a negro.

Olores: Son debidos a los gases producidos por la descomposición de la materia orgánica.

5.2.2- Características Químicas

Materia Orgánica: En un agua residual, los compuestos orgánicos están formados generalmente por una combinación de carbono, hidrógeno y oxígeno, junto con nitrógeno en algunos casos. Otros elementos importantes como el azufre, fósforo y hierro pueden hallarse también presentes.

Medición del Contenido Orgánico: Interesa conocer la concentración del contenido orgánico de las aguas residuales, generalmente tiene la misma característica en todos lados. Método de laboratorios más usados:

- Ensayo DBO (Demanda Biológica de Oxígeno): Cantidad de oxígeno requerida para la descomposición biológica de los sólidos orgánicos, en condiciones aerobias, en un tiempo y a una temperatura determinada. Es el índice de contaminación biológica de las aguas residuales.
- Ensayo DQO (Demanda Química de Oxígeno): Se emplea para medir el contenido de materia orgánica tanto de las aguas residuales como de las naturales. El equivalente de oxígeno de la materia orgánica que puede oxidarse se mide utilizando un fuerte agente químico oxidante en medio ácido, como el dicromato potásico. Por lo general mayor que la DBO, porque es mayor el número de compuestos que pueden oxidarse por vía química que por vía biológica. En muchos tipos de aguas residuales es posible correlacionar la DQO con la DBO. Ello puede resultar muy útil porque la DQO puede determinarse en 3 horas comparado con los 5 días que supone la DBO. Una vez que se ha establecido la correlación, pueden utilizarse las medidas de la DQO para el funcionamiento y control de la planta de tratamiento

Materia Inorgánica: Las aguas residuales, son raramente tratadas para la eliminación de los constituyentes inorgánicos que se incorporan en el ciclo de su utilización. Aunque la concentración de los distintos constituyentes inorgánicos puede afectar los distintos usos del agua, por lo que conviene estudiar la naturaleza de algunos de ellos.

- PH: La concentración del ion hidrógeno es un parámetro muy importante, porque el intervalo de concentración es muy estrecho y crítico.

- Nitrógeno y Fósforo: son los llamados nutrientes, porque son esenciales para el crecimiento de algas y otros organismos biológicos.
- Alcalinidad: Se debe a la presencia de hidróxidos, carbonatos y bicarbonatos de calcio, magnesio, potasio o amoníaco. El agua residual es en general alcalina, recibiendo su alcalinidad del agua de suministro, del agua subterránea y de las materias añadidas durante el uso doméstico. La alcalinidad del uso es importante cuando deba hacerse un tratamiento químico. Capacidad de una muestra de agua para reaccionar o neutralizar iones (H^+) hasta un valor 4,5. La alcalinidad es causada principalmente por los bicarbonatos, carbonatos e hidróxidos.
- Cloruros: Las heces humanas contienen unos 6 gramos de cloruros por persona y por día. En lugares donde la dureza del agua sea elevada (agua con grandes cantidades de carbonatos y sulfatos de calcio y magnesio), los ablandadores aportarán igualmente grandes cantidades de cloruros. Puesto que los tratamientos convencionales de las aguas residuales no eliminan los cloruros en cantidades significativas, las concentraciones de cloruros superiores a las normales pueden interpretarse como una señal de que la masa de agua se está utilizando para el vertido de aguas residuales.
- Metales Pesados: Por su toxicidad, son de gran importancia en el tratamiento de las aguas residuales. El cobre, plomo, plata, cromo, arsénico y boro son tóxicos en distintos grados para los microorganismos y por lo tanto deben tenerse en cuenta cuando se proyecta una planta de tratamiento biológico.
- Gases y Aceites: Sustancias de naturaleza lipídicas que al ser inmiscibles en agua, van a permanecer en la superficie dando lugar a la aparición de natas y espumas. Estas natas y espumas entorpecen cualquier tratamiento físico-químico por lo que deben eliminarse previamente.

Los gases más frecuentemente encontrados en el agua residual sin tratar son: nitrógeno (N_2), oxígeno (O_2), anhídrido carbónico (CO_2), sulfuro de hidrógeno (SH_2), amoníaco (NH_3) y metano (CH_4). Los tres primeros son comunes en la atmósfera mientras que los tres últimos, resultan de la descomposición de la materia orgánica presente en el agua residual. El metano proviene de la descomposición anaerobia, no encontrándose normalmente en grandes cantidades, porque las bacterias que lo

producen son muy sensibles a pequeñas cantidades de oxígeno. Es un hidrocarburo combustible, incoloro e inodoro de gran valor como combustible

5.2.3- Características Biológicas

Los principales grupos de microorganismos que se encuentran presentes en las aguas residuales se clasifican en protistas, plantas y animales. La categoría de los protistas incluyen las bacterias, hongos, protozoos y algas. Como plantas se clasifican las de semilla, helechos, musgos y hepáticas. Como animales se clasifican los vertebrados e invertebrados.

- **Protistas:** Grupo más importante de los microorganismos, las bacterias, algas y protozoos. Las bacterias juegan un papel importante en la descomposición y estabilización de la materia orgánica, deben conocerse bien sus características, funciones, metabolismos y síntesis.
- **Bacterias:** son organismos de tamaño microscópico, unicelulares, cuyos procesos vitales y funciones son similares a la de los vegetales. Su papel en la estabilización de la materia orgánica por medios biológicos es fundamental, para poder subsistir requieren como todo organismo vivo, alimento, oxígeno y agua.

Las bacterias se clasifican en dos grupos: bacterias parásitas y bacterias saprófitas.

1. **Bacterias parásitas:** Viven a expensas de otro organismo vivo, del cual extraen el alimento preparado para consumirlo. Durante su desarrollo en el tracto digestivo de los animales producen toxinas, las que afectan la salud del huésped produciendo enfermedades. La posible existencia de estos microorganismos en las aguas negras y su peligrosidad hacen que estas deban colectarse y tratarse adecuadamente, a fin de evitar la transmisión de estas bacterias patógenas de un individuo a otro.
2. **Las bacterias saprófitas** son aquellos microorganismos que obtienen su alimento mediante la descomposición de la materia orgánica, produciendo como desecho sustancias más simples, que pueden ser de tipo orgánico e inorgánico. Estas son los agentes principales de los

procesos de tratamiento. Existen varias especies, cada una de las cuales tiene un papel determinado en el proceso, tendiendo a desaparecer una vez que ha completado su ciclo.

Todas las bacterias requieren además de alimento, oxígeno para su respiración. Las bacterias aerobias solo pueden usar el oxígeno disuelto en el agua, dando lugar a un proceso de degradación o descomposición de la materia orgánica, que se caracteriza por desarrollarse sin la producción de olores desagradables.

En cambio las bacterias anaerobias no pueden vivir en presencia del oxígeno disuelto. Lo obtienen del oxígeno contenido en la materia orgánica, a la cual deben descomponer dando lugar a un proceso de putrefacción o descomposición, que se caracteriza por la producción y emanación de olores desagradables.

Es importante señalar la presencia de otras bacterias saprófitas que poseen características de los dos tipos antes mencionadas, recibiendo el nombre de bacterias facultativas, de gran importancia en los procesos de tratamiento debido a su adaptabilidad a distintas concentraciones de oxígeno. El contenido acuoso de las aguas negras favorece notablemente el desarrollo de las bacterias. Estos organismos son muy sensibles a los cambios de temperatura, dado que su velocidad de reproducción es proporcional al trabajo desarrollado, siendo su actividad afectada notablemente por tales variaciones.

Todos los procesos, al desarrollarse en condiciones óptimas, se realizan ordenadamente y finalizan con la destrucción total de las materias orgánicas contenidas en las aguas residuales.

Algas: representan un serio problema en las aguas superficiales, cuando el contenido de compuestos requeridos para su crecimiento es cuantioso pueden reproducirse rápidamente, produciendo la eutrofización del agua. Puesto que los efluentes de las plantas de tratamiento son ricos en nutrientes biológicos, la descarga de los efluentes en los lagos motiva su enriquecimiento y aumenta la medida de eutrofización. Uno de los principales problemas en el tratamiento de líquidos residuales es tratar de evitar

que los efluentes de las plantas sean ricos en nutrientes y de esa forma evitar desarrollos indeseados de algas.

Virus: microorganismos de estructura más compleja, aunque de funciones y procesos vitales similares a las bacterias. Su presencia en las aguas negras se ha podido comprobar, aunque no existen datos precisos sobre la función que cumplen en el proceso de depuración. Los virus evacuados por los humanos pueden llegar a ser un peligro muy importante para la salud pública. Se sabe con seguridad que algunos virus viven hasta 41 días en el agua residual a 20°C.

Organismos coliformes: el tracto intestinal del hombre contiene innumerables bacterias en forma de bastoncillos conocidas como organismos coliformes. Son dañinos al hombre y de hecho son útiles para destruir la materia orgánica en los procesos biológicos de tratamiento de las aguas residuales. Los organismos patógenos son evacuados por los seres humanos afectados por alguna enfermedad. Dado que el número de organismos patógenos presentes en las aguas residuales son pocos y difíciles de aislar, el organismo coliforme, que es más numeroso y de determinación más sencilla, se utiliza como organismo indicador. La presencia de organismos coliformes se interpreta como una indicación de que los organismos patógenos también pueden estar presentes.

El procedimiento más corriente para determinar la presencia de doliformes consiste en la realización de ensayos presuntivos y confirmados. El ensayo presuntivo se basa en la capacidad del grupo doliforme para fermentar el caldo de lactosa, con desprendimiento de gas. El ensayo confirmado consiste en el desarrollo de cultivos de bacterias doliformes sobre medios que eliminan el crecimiento de otros organismos.

5.3- Metodo de Diseño

5.3.1- Formula para Diseño

La fórmula empírica de Manning es la más práctica para el diseño de canales abiertos, actualmente se utiliza para conductos cerrados y tiene la siguiente expresión:

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (1)$$

Donde:

V = Velocidad (m/s)

n = Coeficiente de rugosidad (adimensional)

R = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente (m/m)

El Radio hidráulico se define como:

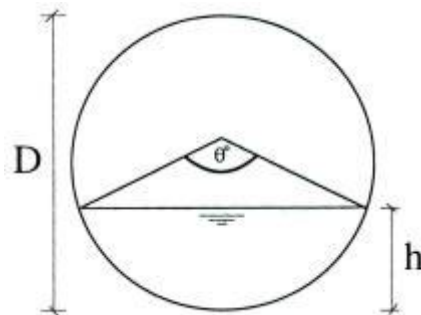
$$R = \frac{A_m}{P_m} \quad (2)$$

Donde:

A_m = Área de la sección Mojada (m²)

P_m = Perímetro de la sección Mojada (m)

Para tuberías con sección parcialmente llena:



- El ángulo central θ (en grado sexagesimal):

$$\theta = 2 \arccos \left(1 - \frac{2h}{D} \right) \quad (3)$$

- Radio hidráulico:

$$R = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \operatorname{sen} \theta}{2\pi\theta} \right) \quad (4)$$

Sustituyendo la ecuación (4) en la (1), la fórmula de Manning para tuberías con sección parcialmente llenas es:

$$V = \frac{0.397 D^{2/3}}{n} \left(1 - \frac{360 \operatorname{sen} \theta}{2\pi\theta} \right)^{2/3} S^{1/2} \quad (5)$$

En función del caudal:

$$Q_{Max.Cond.} = \frac{i^{1/2} D^{8/3}}{20.159n} (\theta - \operatorname{sen} \theta) \left(1 - \frac{\operatorname{sen} \theta}{\theta} \right)^{2/3} \quad (6)$$

5.3.2- Criterio de Diseño

Durante el funcionamiento del sistema, debe cumplirse la condición de auto limpieza para impedir la sedimentación de arena y otras sustancias sedimentables (heces y otros productos de desecho) en los colectores. La eliminación continua de sedimentos es

costosa y en caso de falta de mantenimiento se pueden generar problemas de obstrucción y taponamiento.

En el caso de flujo en canales abiertos la condición de auto limpieza está determinada por la pendiente del conducto. Para tuberías de alcantarillado, la pendiente mínima puede ser calculada utilizando el criterio de velocidad mínima o el criterio de la tensión tractiva.

5.3.3 Criterio de Velocidad Mínima

La práctica usual, es calcular la pendiente mínima, con el criterio de la velocidad mínima y para condiciones de flujo a sección llena. Bajo este criterio las tuberías se proyectan con pendientes que aseguren una velocidad mínima de 0,6 m/s. De la fórmula de Manning, la pendiente tiene la siguiente expresión:

$$S = \left(\frac{Vn}{0.397D^{2/3}} \right)^2 (m/m) \quad (7)$$

En el Tabla5.1 , se presenta los valores de la pendiente mínima calculada con la ecuación anterior, basado en el criterio de la velocidad mínima, cuando el flujo promedio está a 100% de la capacidad del colector (sección llena) y la velocidad mínima requerida para estas condiciones es $V = 0,6$ m/s, para un coeficiente de rugosidad $n = 0,013$, ambos constantes.

Pendientes Mínimas – Criterio de Velocidad**Tabla5.1**

Díámetro (m)	Pendiente Mín.(o/oo)	Vel. a Sección Llena (m/s)	Caudal a Sección Llena (m³/s)
0.10	8.32	0.6	0.0047
0.15	4.85	0.6	0.0106
0.20	3.30	0.6	0.0188
0.25	2.45	0.6	0.0295
0.30	1.92	0.6	0.0424
0.35	1.57	0.6	0.0577
0.40	1.31	0.6	0.0754
0.45	1.12	0.6	0.0954
0.50	0.97	0.6	0.1178

5.3.4 Velocidad mínima permisible

La práctica normal es proyectar el alcantarillado con una pendiente que asegure una velocidad mínima de 0,60 m/s, cuando el flujo de diseño se produce a sección llena (75% del diámetro de la tubería) o semillena (50% del diámetros de la tubería). En el primer caso, cuando el tirante sea menor al máximo (75% D), las velocidades serán menores de 0,60 m/s. En el segundo caso, cuando el tirante es menor a la mitad del diámetro de la tubería, la velocidad será menor de 0,60 m/s, mientras que para tirantes mayores a la mitad del diámetro, la velocidad estará ligeramente superior de 0,60 m/s.

La velocidad mínima no debe ser menor de 0,45 o 0,50 m/s (fundamento que, al haber aire en el conducto, a medida que escurre el líquido, comienza una autodepuración primaria del líquido cloacal, aliviándose de esa manera la futura acción en las plantas depuradoras y aumentando su eficiencia).

Es mejor aceptar un valor inferior para el flujo “real”, que fijar un valor mayor para un flujo hipotético (sección llena o semillena).

La velocidad mínima se deberá calcular para un tirante mojado de 0,20 veces el diámetro de la tubería y la velocidad máxima para un tirante de 0,8 veces el diámetro.

En las redes de alcantarillado de pequeño diámetro, no es necesario mantener una velocidad mínima de auto limpieza, ya que estas se diseñan para recolectar solamente la fase líquida del agua residual. Sin embargo, las velocidades a lo largo de las tuberías deben ser mayores que la velocidad mínima requerida para transportar mezclas de aire o gases con líquidos en tuberías descendientes después de las curvas:

$$V = 1.36\sqrt{9.8SEN\theta}$$

Donde:

V = Velocidad en la red (m/s)

D = Diámetro de la tubería.

θ = Angulo de inflexión de la red.

5.3.5 Determinación de la velocidad máxima

Como se mencionó anteriormente, la acción erosiva sobre la tubería es el factor más importante a efecto de la determinación de la velocidad máxima de las aguas residuales.

Considerando los valores máximos de velocidad hay dos condiciones que observar. De los resultados de una amplia investigación hecha en Holanda se desprende que una velocidad de flujo entre 4,0 y 5,0 m/s causa menos erosión que las velocidades entre 2,5 y 4,0 m/s.

- Se debe evitar la mezcla de aguas residuales y aire, limitando velocidades más de 5 m/s.

Por tanto, es recomendable calcular la máxima pendiente admisible para una velocidad final $V_f = 5$ m/s.

5.3.6 Tirante de Agua

El alcantarillado convencional usualmente se calcula para transportar el caudal de diseño, con una altura de flujo del 75% del diámetro de la tubería, no permitiéndose en ningún momento que la alcantarilla trabaje a presión. Este criterio de diseño no especifica un valor de nivel de agua mínimo en la alcantarilla.

Por tanto, el diseño de redes simplificadas, recogiendo las recomendaciones de estos estudios considera mantener el nivel de agua en las alcantarillas en el siguiente rango:

$$0.2D < h / D < 0.8D$$

Donde:

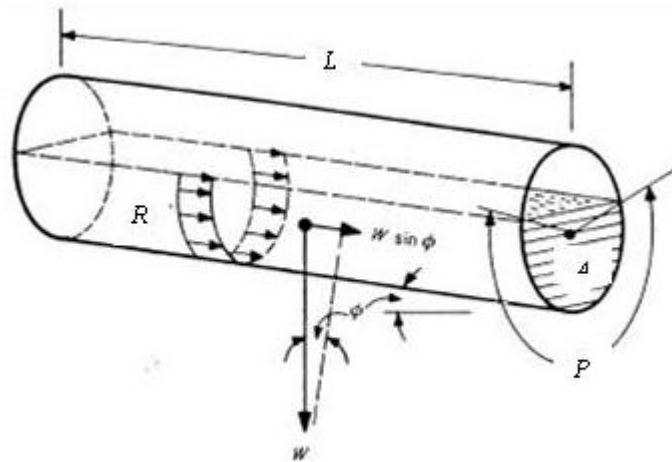
h = Nivel de agua en la tubería.

D = Diámetro de la tubería.

5.3.7 Criterio de la Tensión Tractiva

La tensión tractiva o tensión de arrastre es el esfuerzo tangencial unitario ejercido por el líquido sobre el colector y en consecuencia sobre el material depositado. Tiene la siguiente expresión:

$$F_t = 690n^{0.46} Q_{10}^{0.375} i^{0.8125} \geq 0.1 \frac{Kg}{m^2} \quad (8)$$



Donde:

F_t = Tensión tractiva (Kg/m^2)

n = Rugosidad

Q_{10} = Caudal máximo del día del menor consumo

i = Pendiente de la Tubería (m/m)

El objetivo es calcular la pendiente mínima del tramo, capaz de provocar la tensión suficiente para arrastrar el material que se deposita en el fondo.

La pendiente mínima de la tubería, puede ser calculada con el criterio de la tensión tractiva, considerando que el transporte de sedimentos es proporcional a la tensión tractiva. De la ecuación (8), obtenemos la pendiente de la tubería a sección llena:

$$S = \frac{\tau}{\rho g R} \quad (9)$$

Sustituyendo la ecuación (4) en (9), obtenemos la pendiente para tuberías para sección parcialmente llena:

$$S = \frac{\tau}{\rho g \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \text{sen} \theta}{2\pi\theta} \right)} \quad (10)$$

La pendiente mínima calculada con la ecuación (10), basado en el criterio de la tensión tractiva =0.1; 0.12; 0.15; 0.2 Kg/cm².

En ningún caso la pendiente adoptada podrá ser menor que la pendiente mínima calculada.

$$i_{Min} \leq i_{adopt}$$

Pendiente Mínima - Norma Brasileira NBR 9649/1986

Según la Norma cada tramo de colector debe ser verificado por el criterio de la tensión tractiva media con un valor mínimo de 0,10 kg/m² = 0,98 Pa, para el caudal inicial, con un coeficiente de Manning n = 0,010 (material PVC). La pendiente mínima que satisface esta condición puede ser determinada por la expresión aproximada:

$$I_{min} = 0.0055Q_i^{-0.47}$$

Donde:

I_o = pendiente mínima (m/m)

Q_i = caudal (l/s)

5.3.8 Dotación

Tomando en cuenta que los barrios en cuestión tienen un servicio de provisión de agua potable, la dotación de consumo de los mismos puede adoptarse equivalente al siguiente valor.

$$D = 250 \text{ l/hab.dia}$$

Este número surge a partir de distintas consideraciones como son: el tipo de población servidas y por consiguiente sus hábitos de uso del agua potable, porcentajes de disminución en el consumo por efectos de la micro mediciones y asimismo disminución en el nivel de pérdidas por la progresiva mejora en el estado de los materiales y estructuras que intervienen en la prestación de servicio.

5.4 Caudales de Cálculo

Con los datos de población futura y tomando un promedio de 1000 por barrio, dotación y coeficiente respectivos se calculan los caudales que se expresan.

5.4.1 Calculo del Caudal Máx. del día del menor consumo

Q_{l0} = Caudal máx. del día del menor consumo

$$Q_{l0} = Población \times Dotación \times \alpha_1 \times \beta_2 \times (Coeficiente_de_Retorno)$$

α_1 = Coeficiente máximo diario = 1.7

β_2 = Coeficiente mínimo horario = 0.6

5.4.2 Calculo del caudal Max. Servicio

Para el cálculo se utiliza la siguiente formula:

$$Q_{Max} = Poblacion \times Dotacion \times \alpha \times (Coeficiente_de_retorno)$$

En lo que se refiere a los coeficientes de vuelco y de mayoreo se adoptan los valores estadísticos:

Coeficiente de Retorno: 0.80

P = Población futura

D = Dotación media

α = Coeficiente pico = 1.9

5.5 Calculo de la Red Colectora

Para efectuar el cálculo de las colectoras se emplean planillas. Numerando en forma correlativa las columnas desde el 1 al 14, se procede de la siguiente forma:

- Columna 1: Nombres de las calles por donde pasará la colectoras.
- Columna 2: Cota de terreno de entrada.
- Columna 3: Cota de terreno de salida.
- Columna 4: Cota de terreno de intradós entrada.
- Columna 5: Cota de terreno de intradós salida.
- Columna 6: Tapada de inicio.
- Columna 7: Tapada de salida
- Columna 8: Long. de los tramos.
- Columna 9: Pendiente Tramo
- Columna 10: Se propone un diámetro comercial en milímetros para el tramo de colectoras considerado. También puede ser calculado con la fórmula de Manning:

$$D = \frac{(3.208 \times Q \max \cdot n)^{3/8}}{j^{1/2}}^{3/8}$$

- Columna 11: Se calcula el Caudal de condición.
- Columna 12: Se calcula el Caudal de servicio.
- Columna 13: Se calcula el Caudal mínimo.
- Columna 14: Calculo de la fuerza tractor, la misma tiene que ser mayor o igual que 0,1 kg/cm².

5.6 Ubicación y recubrimiento de tuberías

Antes del trazado de la red colectoras deberá revisarse la presencia de otras instalaciones evidentes o subterráneas de servicios públicos o propiedad privada, disponiendo su remoción o traslado cuando tal solución sea posible.

En las calles o avenidas de 20 m de ancho o menos se proyectará una sola tubería principal de preferencia en el eje de la vía vehicular.

En avenidas de más de 20 m de ancho se proyectará una tubería principal a cada lado de la calzada.

En caso de posibles interferencias con otros servicios públicos, se deberá coordinar con las entidades afectadas con el fin de diseñar con ellas, la protección adecuada. La solución que adopte debe contar con la aprobación de la entidad respectiva.

5.6.1 Conexiones domiciliarias

Estas se clasifican en internas y externas. Las internas son realizadas en el interior de las viviendas hasta el frente realizadas por un instalador matriculado y las externas se construyen en la calle por parte de la empresa adjudicataria, empalmando así la cañería de desagüe interna con la colectora externa.

Mientras se va instalando la colectora y en función al plano de ubicación de los lotes, van dejando colocados los ramales para el enlace con las obras domiciliarias internas, aunque el mismo sea un baldío.

Respecto a la conexión interna domiciliaria la misma se efectúa con cañería de diámetro 110 mm, pendientes mínimas 1/20, 1,6cm por metro y máximas 1/60, 5 cm por metro.

Los caños y piezas de conexión a utilizar serán de igual material que el de la red, la derivación domiciliaria está compuesta por un ramal a 45° y una curva a 45°, el ramal a 45° se ubica sobre el corte realizado en la colectora, de manera que el líquido residual proveniente del domicilio ingrese en misma dirección que el escurrimiento de la colectora, a continuación de la curva de 45° se coloca un tramo de caño de 110 mm de diámetro, hasta 60 cm antes de la línea municipal. Finalmente se inserta un tapón de plástico en el extremo libre, para evitar el ingreso de elementos extraños. La misma se retirará cuando la red se encuentre en condición de ser utilizada.

En los puntos de cruce de tuberías principales de alcantarillado con tuberías principales de agua de consumo humano, el diseño debe contemplar el cruce de éstas por encima de las tuberías de alcantarillado, con una distancia mínima de 0,25 m medida entre los planos horizontales tangentes más cercanos.

En el diseño se debe verificar que el punto de cruce evite la cercanía a las uniones de las tuberías de agua para minimizar el riesgo de contaminación del sistema de agua de consumo humano.

Si por razones de niveles disponibles no es posible proyectar el cruce de la forma descrita en el ítem anterior, será preciso diseñar una protección de concreto en el colector, en una longitud de 3 m a cada lado del punto de cruce.

Conexiones Externas e Internas



Fig. 1

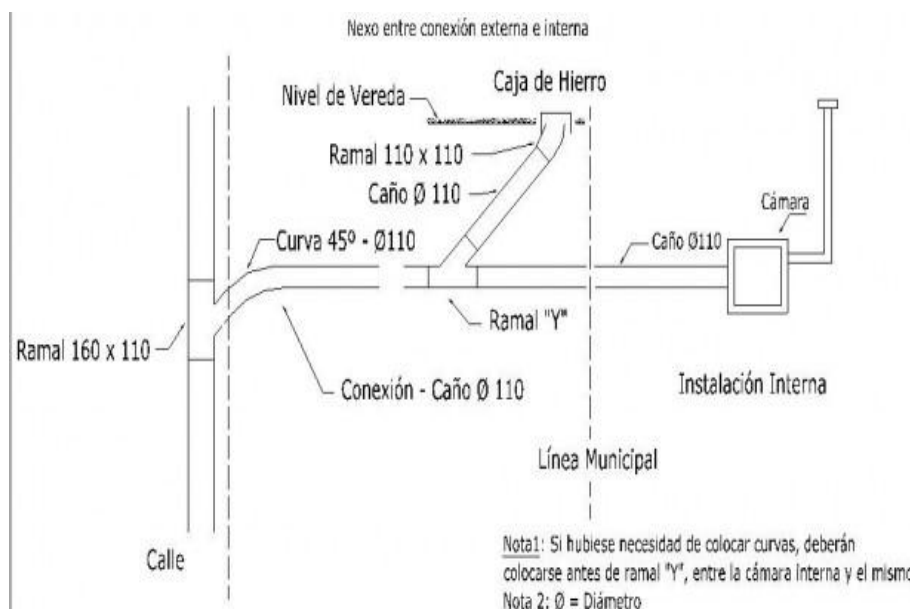


Fig. 2

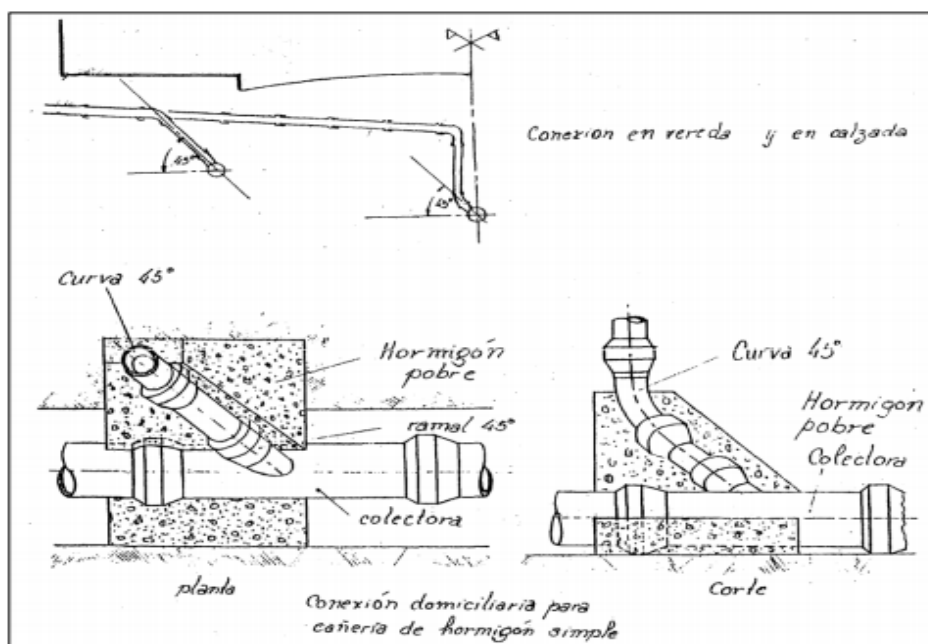


Fig. 3

5.6.2 Tapada de Cañería y Prueba Hidráulica

Se define como la profundidad desde la superficie del terreno hasta el intradós del tubo. La tapada mínima tiene como finalidad de proteger a los conductos contra la rotura por impacto de tránsito cuando se encuentran por debajo de la calzada o cualquier otro peso que pueda incidir sobre ella, evitar que las cañerías se congelen.

Se considera las siguientes tapadas:

Tapada mínima en calzada: 1,20 mts.

Tapada mínima en vereda: 1,00 mts.

Tapada máxima para conexión domiciliaria: 3,00 mts.

El tapado de las zanjas podrá ser realizado con el material extraído de la excavación, que se acopia al costado de la zanja. Se debe advertir prestar más atención en la

ubicación y compactación del material debajo del caño y hasta la denominada zona de cuna (diámetro horizontal del caño).

El material se colocara en capas no mayores a 20 cm de espesor y se compactara mediante el empleo de pisones de tamaño y peso adecuado dentro de la zona del caño y hasta 15 cm por encima de la misma evitando dañar el caño por impacto.

El relleno no será volcado directamente sobre los caños para evitar posible elemento o roca que dañe el caño en la caída.

Para la prueba hidráulica, se efectuara una tapada de 30 cm sobre el intradós del caño dejando al descubierto las uniones y piezas especiales para conexiones. Se cargara el tramo del conducto con una presión de 2 metros de columna de agua y se controlara durante un lapso de 30 minutos observando si el nivel disminuye.

5.6.3 Materiales

Los materiales que se usaban anteriormente para las colectoras:

- Caño de hormigón comprimido (H°C°)
- Caño de fibrocemento (FC)
- Caño de hierro fundido (H°F°)
- Caño de poli cloruro de vinilo (PVC)
- Caño de poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV).

Actualmente se usa generalmente los dos últimos materiales anteriormente mencionados.

El material seleccionado para la obra es el PVC, las ventajas de este material en la obra son varias y se detallan a continuación:

- Alta resistencia a los productos químicos

- Excelente resistencia mecánica
- Mínima pérdida de carga
- Impermeable
- Atoxico
- Bajo peso
- Reducido costo
- Fácil de restaurar
- Estanqueidad

Estos caños son de sección circular y son fabricados con una longitud de hasta 6 mts., vienen provistos de un sistema de unión por espiga enchufe, por medio de una unión desmontable deslizante con aro de caucho.

Los caños deben ser aprobados por Normas IRAM, que aseguran todas las propiedades necesarias para un correcto y duradero funcionamiento, mediante ensayos de laboratorios entre los cuales se destacan la resistencia al impacto, al aplastamiento, estabilidad dimensional, etc. Las piezas especiales: curvas, manguitos, ramales, etc., deben cumplir con las mismas Normas.

Con respecto a las deformaciones en tiempo prolongado de las tuberías en PVC enterradas, no producen fallas en tuberías de servicio continuo, incluso cuando han sido colocadas en condiciones desfavorables.



Caño PVC J/E cloacal



Curva a 45 H-H



Ramal a 45



Manguito de empotramiento

5.6.4 Instalaciones Complementarias

- **Cámara de Inspección:** Se ubican en el trazo de los ramales colectores, destinada a la inspección y mantenimiento del mismo.

Se construirá en los siguientes casos:

- Al inicio de los tramos de arranque del ramal colector de aguas residuales.
- En el cambio de dirección del ramal colector de aguas residuales.
- En un cambio de pendiente de los ramales colectores.
- En lugares donde se requieran por razones de inspección y limpieza.

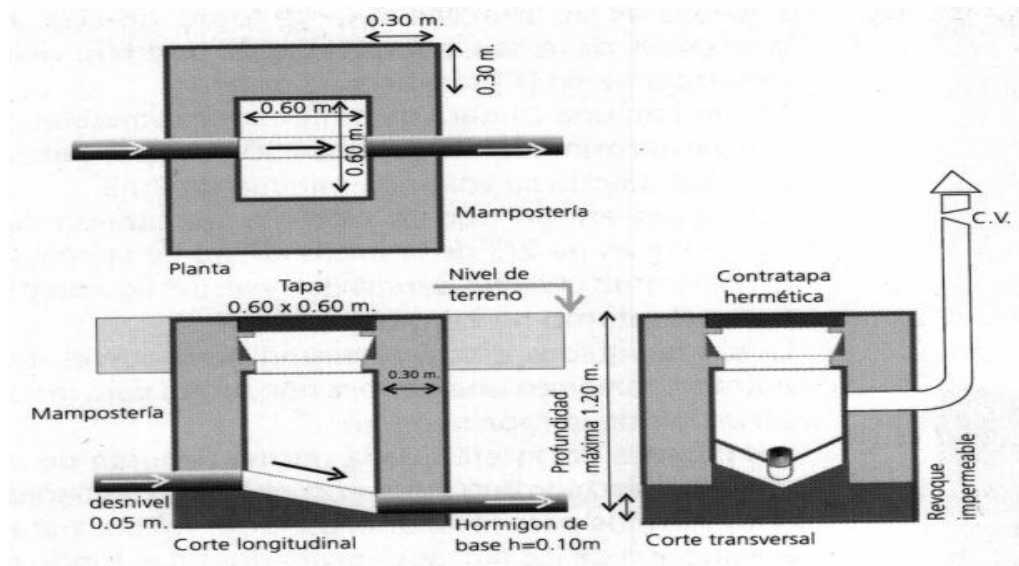
Tipos de Cámaras:

1. Las buzonetas se utilizan en las tuberías principales en vías peatonales cuando la profundidad sea menor de 1,00 m sobre la clave del tubo. Se proyectarán sólo para tuberías principales de hasta 200 mm de diámetro. El diámetro de las buzonetas será de 0.60 m.
2. Los buzones de inspección se usarán cuando la profundidad sea mayor de 1,0 m sobre la clave de la tubería. El diámetro interior de los buzones será de 1,20 m para tuberías de hasta 800 mm de diámetro y de 1,50 m para las tuberías de hasta 1200 mm. Para tuberías de mayor diámetro las cámaras de inspección serán de diseño especial. Los techos de los buzones contarán con una tapa de acceso de 0,60 m de diámetro.

Los buzones y buzonetas se proyectarán en todos los lugares donde sea necesario por razones de inspección, limpieza y en los siguientes casos:

- En el inicio de todo colector.
- En todos los empalmes de colectores.
- En los cambios de dirección.
- En los cambios de pendiente.
- En los cambios de diámetro.
- En los cambios de material de las tuberías

En los cambios de diámetro, debido a variaciones de pendiente o aumento de caudal, las buzonetas y/o buzones se diseñarán de manera tal que las tuberías coincidan en la clave, cuando el cambio sea de menor a mayor diámetro y en el fondo cuando el cambio sea de mayor a menor diámetro.



• **Bocas de Registros:** son cámaras de ingreso que cumplen con las siguientes funciones:

- De inspección
- Desobstrucción de las cañerías
- Ventilación de las cañerías.

Albergan la cañería que trabajan a flujo por gravedad solamente, son de planta circular de 1,20 mts de diámetro, para permitir al operario el manejo de herramientas para desobstruir la tubería.

En la solera de cada boca se construyen cojinetes o canales para seguir el escurrimiento del líquido, de sección y pendientes adecuadas a las cañerías con las que deben empalmar. La altura del cojinete es equivalente a la mitad del diámetro de las cañerías cuando los diámetros concurrentes sean iguales.

En el caso que las secciones no sean iguales se respeta dicha altura en el plano de encuentro con el muro de la boca de registro de cada conducto, debiendo variar hasta el otro plano de encuentro en forma lineal. En el espacio entre el borde del canal (cojinete) y el paramento interno, se rellena y revoca con una

pendiente de 1:10, para evitar que quede depositado material transportado por el líquido.

Se instalaran bocas de registro en los siguientes puntos:

- Cambios de dirección.
- Uniones con colectores.
- Cambios de pendiente.
- Cambios de material de la cañería.
- Cambios de diámetro de la cañería.
- Donde deban realizarse saltos y donde el proyecto lo requiera.
- A distancias no mayores a 140 mts.

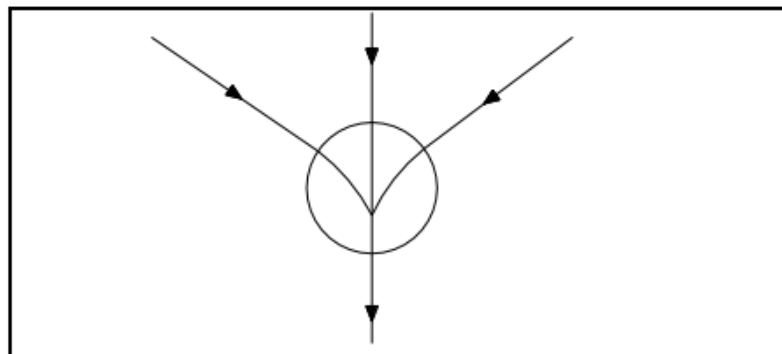


Fig. 1- Boca de Registro en intersección de cañerías

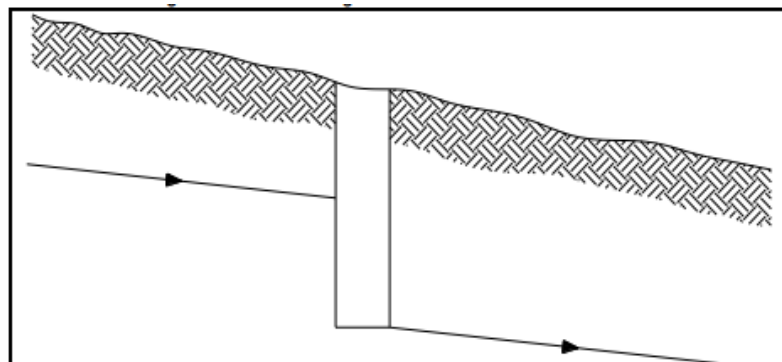


Fig. 2- Boca de Registro en un salto

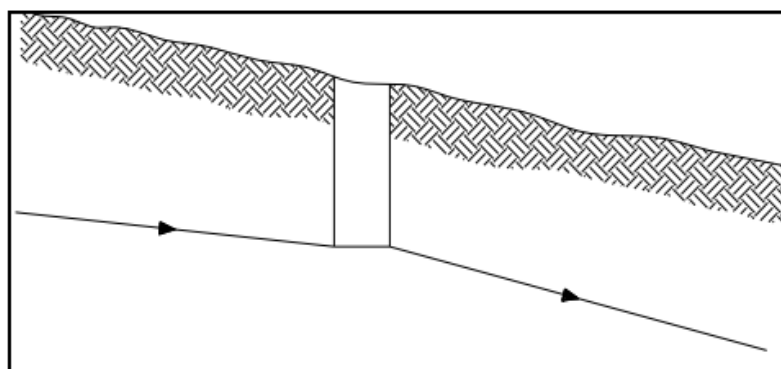


Fig. 3- Boca de Registro en un cambio de pendiente

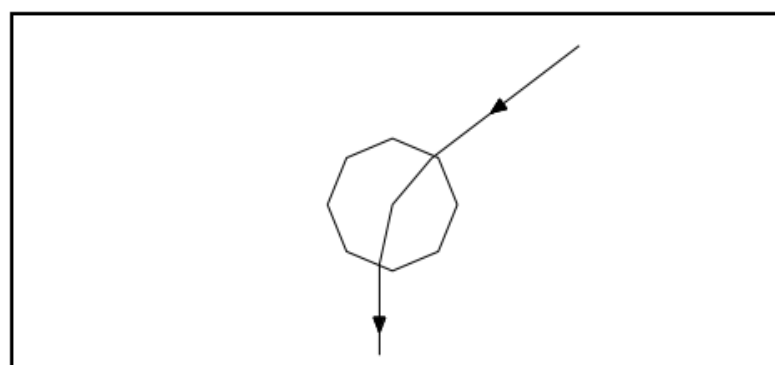


Fig. 4 - Boca de Registro en un cambio de dirección

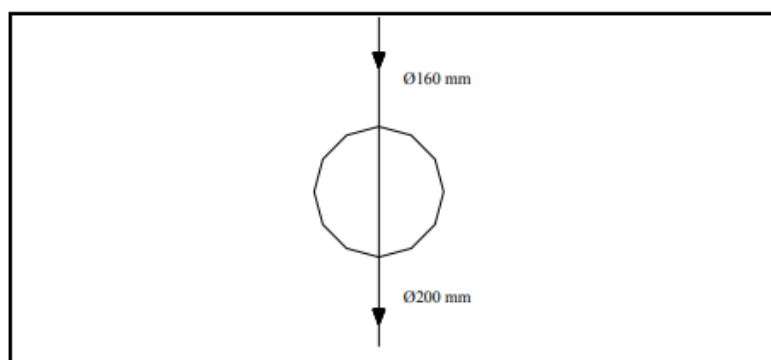


Fig. 5 - Boca de Registro en cambio de diámetro de la cañería

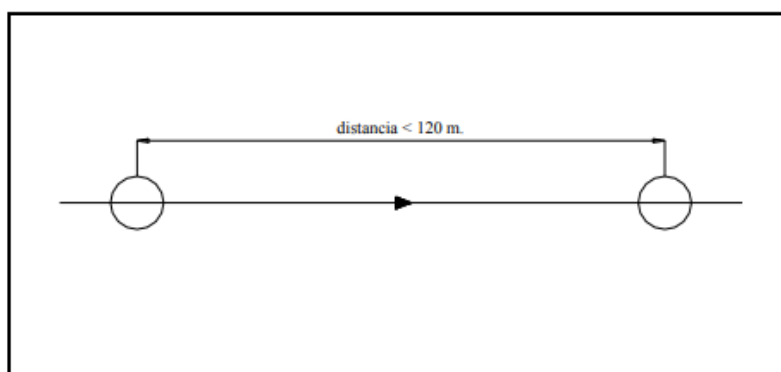


Fig.6 – Boca de Registro a una distancia menor a 120 m.

Las bocas de registro se construyen de hormigón pre moldeado o moldeado in situ, con tapa de hierro fundido u hormigón armado. En las bocas instaladas en calzadas estas tapas deben ser aptas para soportar el peso de vehículos.

Con respecto a la entrada y salida de las cañerías deben cumplirse las siguientes condiciones:

- El caño de salida nunca debe tener diámetro menor que el de entrada.
- La cota de intradós del caño de entrada, nunca será menor que la cota de intradós de salida, en razón que si estuviera por debajo el primero trabajaría en carga, circunstancia no deseable en los desagües cloacales.
- La cota del intradós del caño que ventila debe estar, por lo menos, un diámetro por encima del caño de salida.

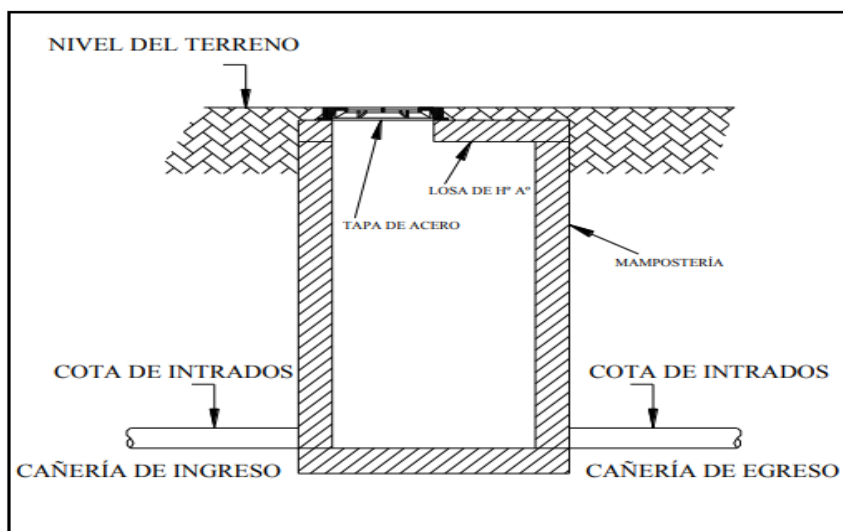


Fig. 7 – Corte de Boca de Registro para cañerías de gravedad



Boca de Registro



Marco y Tapa para BR H°F°



Marco y Tapa para BR H°D°

CAPITULO 6

CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

OBRA: RED DE AGUA POTABLE PARA 100 VIV.						
LOCALIDAD: ROSARIO DE LERMA						
DPTO.: ROSARIO DE LERMA						
COMPUTO						
Item	Descripción	Unidad	Dimensiones			Cantidad
			L _m	H _m	A _m	
1	Movimiento de suelo					
1a	Excavación a máquina para colocación de cañerías en terreno granular hasta 1,80m de profundidad incluyendo limpieza de terreno y perfilado manual, sin depresión de napa, con transporte del sobrante.	m ³	1273,38	1,20	0,65	993,24
1b	Provisión y colocación Material de asiento y recubrimiento para cañería	m ³	1273,38	0,35	0,65	289,69
1c	Relleno con apoyo de máquina con material de la excavación y compactación de zanja de cañerías, desparramo del sobrante, sin depresión de napa, sin aporte de material para relleno, sin transporte del material sobrante.	m ³				703,54
2	Provisión y colocación de Cañería de PVC - Clase 6					
2a	Ø 160 mm	m	10,00	-	-	10,00
2b	Ø 75 mm	m	1263,38	-	-	1263,38
3	Provisión y colocación de Piezas especiales de PVC- Clase 6 - HD					
4	Provisión y Colocación de Válvula esclusa tipo Euro 20 con transiciones de HD para PVC ø 75					
5	Provisión y Colocación de Hidrante a bola H°D° doble brida ,incluido caño de transición doble brida y curva con base para PVC ø 75					
7	Construcción integral de cámara, incluida excavación					
7a	Cámara para válvula esclusa	u	-	-	-	4,00
7b	Cámara de desagüe y limpieza	u	-	-	-	1,00
7c	Cámara para hidrante	u	-	-	-	2,00
8	Conexiones Domiciliarias					
		u	-	-	-	100,00

COMPUTO Y PRESUPUESTO					
Item	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	
				Unitario	Total
1	Movimiento de suelo				
1a	Excavación a máquina para colocación de cañerías en terreno granular hasta 1,80m de profundidad incluyendo limpieza de terreno y perfilado manual, sin depresión de napa, con transporte del sobrante.	m ³	993,24	142,65	141.686,17
1b	Provisión y colocación Material de asiento y recubrimiento para cañería	m ³	289,69	589,95	170.903,79
1c	Relleno con apoyo de máquina con material de la excavación y compactación de zanja de cañerías, desparramo del sobrante, sin depresión de napa, sin aporte de material para relleno, sin transporte del material sobrante.	m ³	703,54	212,73	149.665,29
2	Provisión y colocación de Cañería de PVC - Clase 6				
2a	Ø 160 mm	m	10,00	427,41	4.274,10
2b	Ø 75 mm	m	1263,38	160,44	202.692,90
3	Provisión y colocación de Piezas especiales de PVC- Clase 6 - HD				
4	Provisión y Colocación de Válvula esclusa tipo Euro 20 con transiciones de HD para PVC ø 75	u	4,00	4.513,67	18.054,68
5	Provisión y Colocación de Hidrante a bola H°D° doble brida ,incluido caño de transición doble brida y curva con base para PVC ø 75	u	2,00	4.062,30	8.124,61
7	Construcción integral de cámara, incluida excavación				
7a	Cámara para válvula esclusa	u	4,00	11.457,25	45829,01
7b	Cámara de desagüe y limpieza	u	1,00	16.375,65	16375,65
7c	Cámara para hidrante	u	2,00	11.457,25	22914,50
8	Conexiones Domiciliarias				
	TOTAL GENERAL (SIN IVA)				1.124.682,59
	TOTAL GENERAL (CON IVA)			21,00%	1.360.865,94
	SUBTOTAL				1.360.865,94
	GASTOS GENERALES			10,00%	136.086,59
	IMPREVISTOS			5,00%	68.043,30
	SUBTOTAL 1				1.564.995,83
	BENEFICIOS			20,00%	312999,1661
	SUBTOTAL 2				1.877.995,00
	TOTAL				1.877.995,00

OBRA: RED DE CLOACA 100 VIV.						
LOCALIDAD: ROSARIO DE LERMA						
DEPARTAMENTO: ROSARIO DE LERMA						
COMPUTO						
Item	Descripción	Unidad	Dimensiones			Cantidad
			L_m	H_m	A_m	
1	Movimiento de suelo.					
1a	Excavación a máquina para colocación de cañerías en terreno granular hasta 1,80 m de profundidad , incluyendo limpieza de terreno y perfilado manual.	m3				1176,17
1b	Relleno con apoyo de máquina con material de la excavación y compactación de zanja de cañerías, hasta 1,80 m de profundidad desparramo del sobrante, sin aporte de material para relleno, sin transporte del material sobrante.	m3				897,26
1c	Excavación a mano para Bocas de Registro en terreno arenoso hasta 1,80 m de profundidad incluyendo limpieza de terreno y perfilado manual, sin depresión de napa, sin transporte del sobrante.	m3	28,26	1,55	0,65	28,47
2	Cama de asiento para cañeria	m3	1226,00	0,35	0,65	278,92
3	Prov. y coloc. Cañería PVC cloacal Ø 160 mm	m	1126,00			1126,00
4	Construccion de Bocas de Registro, incluyendo marco y tapa de H°D, manguitos de empotramientos para cañerías, para profundidades de de cañerías hasta 2,50 m.	u	9,00			9,00
5	Conexiones domiciliarias completas	gl	100,00			100,00

COMPUTO Y PRESUPUESTO					
Item	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	
				Unitario	Total
1	Movimiento de suelo.				
1a	Excavación a máquina para colocación de cañerías en terreno granular hasta 1,80 m de profundidad , incluyendo limpieza de terreno y perfilado manual.	m3	1176,17	362,55	426.418,22
1b	Relleno con apoyo de máquina con material de la excavación y compactación de zanja de cañerías, hasta 1,80 m de profundidad desparramo del sobrante, sin aporte de material para relleno, sin transporte del material sobrante.	m3	897,26	435,93	391.141,95
1c	Excavación a mano para Bocas de Registro en terreno arenoso hasta 1,80 m de profundidad incluyendo limpieza de terreno y perfilado manual, sin depresión de napa, sin transporte del sobrante.	m3	28,47	213,97	6.092,14
2	Cama de asiento para cañería	m3	278,92	589,95	164.544,79
3	Prov. y coloc. Cañería PVC cloacal Ø 160 mm	m	1126,00	315,99	355.804,74
4	Construcción de Bocas de Registro, incluyendo marco y tapa de H°D, manguitos de empotramientos para cañerías, para profundidades de de cañerías hasta 2,50 m.	u	9,00	21.206,82	190.861,38
5	Conexiones domiciliarias completas	gl	100,00	3.089,58	308.958,00
	TOTAL GENERAL (SIN IVA)				1.843.821,22
	TOTAL GENERAL (CON IVA)			21,00%	2.231.023,68
	SUBTOTAL				2.231.023,68
	GASTOS GENERALES			10,00%	223.102,37
	IMPREVISTOS			5,00%	111.551,18
	SUBTOTAL 1				2.565.677,23
	BENEFICIOS			20,00%	513.135,45
	SUBTOTAL 2				3.078.812,68
	TOTAL				3.078.812,68

ANEXO I

DOCUMENTACION TECNICA

ANEXO II

DOCUMENTACION TECNICA

RED DE AGUA

ANEXO III

DOCUMENTACION TECNICA RED DE CLOACA

BIBLIOGRAFIA

- Ente Nacional de Obras Hídricas y Saneamiento (ENOHSA).
- Consejo Federal de Agua Potable y Saneamiento (COFAPyS)
- Carpeta de apuntes clase del alumno. (Ing. Sanitaria)
- http://www.aysa.com.ar/Media/archivos/502/Guias_Criterios_Disenos_Agua.pdf
- https://www.frro.utn.edu.ar/repositorio/catedras/civil/ing_sanitaria/Ingenieria_Sanitaria_A4_Capitulo_07_Conduccion_de_las_Aguas.pdf
- <https://es.slideshare.net/narait/criterios-de-diseo-para-redes-de-agua-potable-empleando-tubera-de-pvc>
- <http://www.bvsde.paho.org/bvsaidis/aresidua/peru/argapa012.pdf>
- https://www.aysa.com.ar/Media/archivos/501/Guias_Criterios_Disenos_Reddes_Desagues.pdf
- https://www.frro.utn.edu.ar/repositorio/catedras/civil/ing_sanitaria/Ingenieria_Sanitaria_A4_Capitulo_09_Conduccion_de_Liquidos_Residuales.pdf
- http://www.geocities.ws/construcciones_hidraulicas/esfuer.pdf
- <http://ambiente.gob.ar/wp-content/uploads/AySA.pdf>
- http://escuelas.fi.uba.ar/iis/ET_vs_VA.pdf
- <http://www.capyclo.com/category/informacion-al-usuario/>
- <http://ingenieriacivil.tutorialesaldia.com/%C2%BFque-es-epanet-y-cuales-ventajas-ofrece/>
- <http://www.arnalich.com/epanetes/descargas/epax/epax2.pdf>
- <http://www.mayper.com.ar/medio-ambiente/bocas-de-registro/bocas-de-registro>
- <http://www.amanco.com.ar/catalogo-amanco-argentina/infraestructura/accesorios-r-ex-infraestructura/?v=5b61a1b298a0>
- <http://www.stradasa.com.ar/archivos/35.pdf>
- www.ingemar.com.ar