



“PROYECTO RED DE AGUA POTABLE PARA NUEVO LOTE 120 VIVIENDAS – LAS LAJITAS”

Carrera: Ingeniería Civil

Alumno: Agustín Andreussi

Facultad de Ingeniería

PROYECTO FINAL

ÍNDICE

1	AGRADECIMIENTOS.....	2
2	OBJETIVO DEL PROYECTO.....	3
3	UBICACIÓN	4
4	SITUACIÓN ACTUAL.....	6
4.1	SERVICIO DE AGUA POTABLE	6
4.2	SERVICIO DE CLOACAS.....	7
5	ESTUDIO POBLACIONAL	9
5.1	TASA MEDIA ANUAL	10
5.2	CÁLCULO DE POBLACIÓN DE DISEÑO	11
5.2.1	<i>Población año de ejecución de proyecto</i>	<i>11</i>
5.2.2	<i>Población año de habilitación de la obra</i>	<i>11</i>
5.2.3	<i>Población año del primer subperiodo 2.031</i>	<i>12</i>
5.2.4	<i>Población año del segundo subperiodo 2.041.....</i>	<i>13</i>
6	EVALUACIÓN DE LA FUENTE DE AGUA POTABLE	15
7	SUBSISTEMA 4 DE AGUA POTABLE.....	20
7.1	DATOS DEL SUBSISTEMA	22
7.2	DEMANDA DEL SUBSISTEMA	22
7.3	PRESIONES DE SERVICIO	23
8	CÁLCULO RED DE AGUA POTABLE	27
8.1	ESTUDIO DE DEMANDA	27
8.1.1	<i>Periodo de diseño</i>	<i>27</i>
8.2	POBLACIÓN DE DISEÑO DE LA RED	28
8.3	CONSUMO Y DOTACIONES.....	30
8.3.1	<i>Agua no contabilizada</i>	<i>30</i>
8.3.2	<i>Dotación media aparente de producción</i>	<i>30</i>
8.3.3	<i>Caudal anual medio a producir</i>	<i>31</i>
8.4	COEFICIENTES DE CAUDAL	32
8.4.1	<i>Coeficiente máximo diario α_1</i>	<i>33</i>
8.4.2	<i>Coeficiente máximo horario α_2.....</i>	<i>34</i>
8.4.3	<i>Coeficiente máximo total para agua potable.....</i>	<i>34</i>
8.5	CAUDAL DE DISEÑO	34

8.6	DISEÑO DE LA RED.....	36
8.6.1	Planialtimetría.....	36
8.6.2	Asignación de demandas	37
8.6.3	Criterios de diseño de la red de agua potable	39
8.6.4	Cálculo hidráulico red de agua potable.....	40
8.6.4.1	Modelo hidráulico red de agua potable	41
8.6.4.2	Componentes físicos del modelo hidráulico	42
8.6.4.2.1	Conexiones	42
8.6.4.2.2	Depósitos.....	42
8.6.4.2.3	Tanque.....	43
8.6.4.2.4	Tuberías.....	43
8.6.4.2.5	Perdidas Menores	44
8.6.4.2.6	Bombas.....	44
8.6.4.2.7	Válvulas	44
8.6.4.3	Hipótesis y ecuaciones de EPANET.....	45
8.6.4.3.1	Hipótesis simplificativas	45
8.6.4.3.2	Ecuaciones Fundamentales.....	45
8.6.5	Modelo hidráulico subsistema 4	46
8.6.6	Modelo hidráulico red de agua potable loteo 120 viviendas.....	61
8.6.6.1	Fórmula de pérdida de carga	61
8.6.6.2	Diámetros de las tuberías.....	62
9	CONCLUSIONES	700
10	ANEXOS (EN FORMATO DIGITAL)	71
10.1	PLANOS	711
10.2	COMPUTO	72
10.3	PRESUPUESTO	73
10.4	PLAN DE TRABAJOS Y CURVA DE INVERSIÓN	74
10.5	LISTADO DE MATERIALES	75
10.6	PLIEGO DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	76
10.7	GUIA PARA ELABORACION DE PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y CLOACA	77

1 AGRADECIMIENTOS

Agradezco enormemente la continua colaboración de estas extraordinarias personas que me ayudaron en la elaboración de este proyecto final de grado:

- A mi profesor guía, el Ing Ernesto Chocobar.
- A el personal técnico del Area Proyectos y Desarrollo de Aguas del Norte, Ing Marisel
- A mi mujer y mis 3 hijas, por estar siempre. A mis padres, por acompañarme en esta larga carrera.

2 OBJETIVO DEL PROYECTO

El objetivo del presente proyecto es realizar toda la documentación técnica para la ejecución de la red de agua potable para un nuevo loteo de 120 viviendas en la localidad de Las Lajitas.

Cabe aclarar que esta nueva red de agua potable estará integrada a la red de agua de toda la localidad, pero a su vez se realizará una propuesta desde el punto de vista económico solamente para introducir una nueva fuente de agua a todo el sistema, que en este caso será un pozo profundo.

3 UBICACIÓN

La obra estará emplazada en la localidad de Las Lajitas, ubicada al este de la provincia de Salta, noroeste de la República Argentina, a 230 km de la capital provincial por la ruta Nacional N° 9 y luego tomando la Ruta Provincial N° 5. La localidad de Las Lajitas pertenece al departamento Anta y su superficie es de aproximadamente 3700 m², siendo su altitud media de 455 metros sobre el nivel del mar.

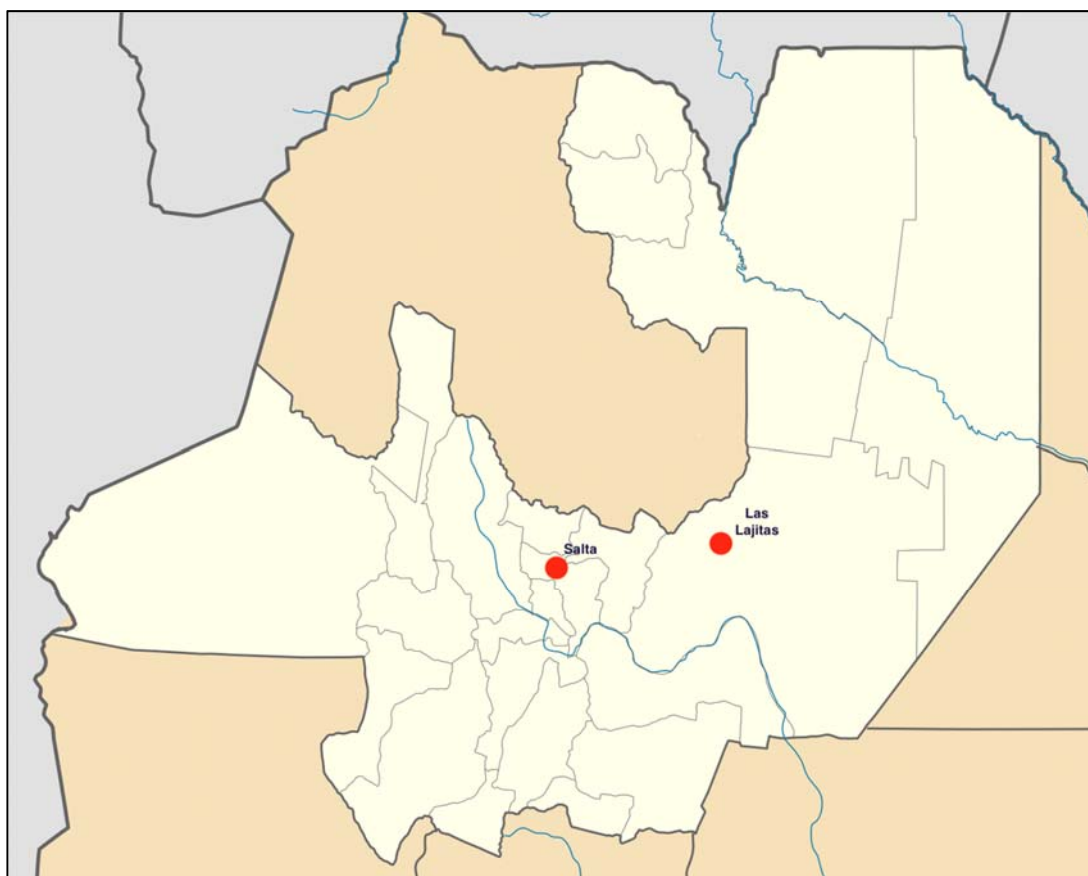


Imagen 1 - Mapa Provincia de Salta

El nuevo loteo de 120 viviendas se ubica al noroeste de la ciudad, limitada por las calles Güemes al este y Alberdi al oeste, entre Francisco Juncosa al sur y calle Catamarca hacia el norte. La superficie del loteo es de aproximadamente 5,80 Ha, incluyendo las calles intermedias y está compuesta por seis manzanas.



Imagen 2 - Loteo 120 Viviendas

4 SITUACIÓN ACTUAL

La localidad de Las Lajitas, es una de las 18 localidades perteneciente al Distrito Joaquín V. González. Distrito se denomina a la unidad operativa que se encarga el servicio de agua y cloaca de todas las localidades que forman parte de él, esto es de acuerdo al ordenamiento que fija la empresa proveedora del servicio de agua y saneamiento de la provincia de Salta. La localidad cuenta con 2.691 usuarios activos. La localidad de Las Lajitas cuenta con los siguientes servicios:

- Energía Eléctrica, servicio atendido por la empresa EDESA.
- Gas Natural, este servicio se encuentra a cargo de la empresa GASNOR.
- Agua y Cloaca, el servicio de agua es atendido por Aguas del Norte, empresa estatal de agua y saneamiento de la provincia de Salta
- Recolección y disposición de sólidos Urbanos, esto está a cargo de la Municipalidad.
- Desagote de pozos negros, esto se encuentra a cargo de la Municipalidad.

4.1 SERVICIO DE AGUA POTABLE

La localidad actualmente cuenta con 8 (ocho) fuentes de abastecimiento de agua potable, estas son provenientes de aguas subterráneas mediante pozos profundos de diferentes características. El sistema de abastecimiento de agua potable está dividido en 4 (cuatro) sistemas que pueden funcionar de manera independiente o interconectados mediante válvulas esclusas si es que resultase necesario.

Tabla 1 - Sistemas de Abastecimiento de Agua

Sistema	Pozo	Ubicación	Caudal (m3/h)
1	Nº 1 - La Cañada	Av. Ferrer y Calle Esquíu	37
2	Nº 2 (Municipal)	Plazoleta San José	15
	Nº 5 - San José II	Chubut esquina R. Fernandez	38
	Nº 7 - La Tradición	Bº La Tradición	65
3	Nº 3 - San Antonio	Calle Esquíu y Santa Fe	30

	Nº 4 - San Martín	Bº San Martín	65
4	Nº 6 - Bº 70 Viviendas	Bº 70 Viviendas	51
	Nº 8 - Bº Sgto. Cabral	Calle Francisco Juncosa y Alberdi	50

En el predio de la Cañada donde se encuentra el Pozo Nº 1 se emplaza el único tanque elevado de la localidad con una capacidad de 100 m³ que actualmente se encuentra fuera de servicio debido a la falta de mantenimiento. Con respecto al Pozo Nº 2, es un pozo profundo construido por la Municipalidad de Las Lajitas.

Así mismo se aclara que el Pozo Nº 8 en barrio Sgto. Cabral no se encuentra conectado a la red debido a la falta de cañería de nexos para interconexión a la red existente, tarea que todavía no se encuentra ni etapa de obra, debido a esto este pozo de lo denomina como pozo de reserva para un incremento de la demanda a futuro.

La red de agua de la localidad esta mayormente compuesta por cañerías de PVC y de asbesto cemento (AC), y en cuanto a los diámetros de estas cañerías oscilan entre los 50 mm a los 75 mm, siendo en mayor cantidad los de 50 mm y 63 mm, no cumpliendo así la normativa vigente por parte de la empresa prestadora del servicio en donde exige que el diámetro mínimo de cañería de red sea de 75 mm.

4.2 SERVICIO DE CLOACAS

La localidad cuenta con aproximadamente el 100 % de cobertura de cloacas, existen muchos usuarios que siendo frentistas a la red de cloacas no se conectan a ellas debido que el sistema de tratamiento que tienen le funciona correctamente aun, como ser pozo ciego con cámara séptica. Así mismo la localidad cuenta con una planta depuradora de líquidos cloacales compuesta de lagunas de estabilización en un total de 6 lagunas, tres primarias y tres secundarias.



Imagen 3 - Predio PDLC Las Lajitas

La localidad cuenta con su colectora máxima que se dirige a la planta depuradora por la traza de la Ruta Provincial N° 5 y está actualmente tiene serios problemas y se encuentra en reparación de bocas de registro y algunos tramos que se vieron afectados. También se observó que el predio de la planta depuradora necesita ser desmalezado.

En cuanto a las redes de cloacas de la localidad se puede decir que son muy viejas y varias de ellas son de Hormigón Comprimido y se ven muy afectadas por los gases provenientes de los líquidos cloacales provocando la disgregación de las mismas y así obstruyendo la conducción lo que provoca serios inconvenientes al personal que mantiene el servicio por parte de la empresa proveedora del servicio de saneamiento.

5 ESTUDIO POBLACIONAL

Este cálculo poblacional futuro de la localidad de Las Lajitas se realizará a los fines de cuantificar el crecimiento demográfico para evaluar las fuentes de agua potable en la actualidad y a 20 años, ya que nuestra red va a estar integrada a la red existente. Esto nos va a permitir saber si existe la necesidad de incorporar otra fuente (pozo profundo) a la localidad ya sea en la actualidad o a futuro.

Lo primero que se realizó fue buscar la información de la población existente en la localidad de acuerdo a los tres últimos censos poblacionales realizados por el estado nacional en los años 1.991, 2001 y 2010, la información fue descargada de la página de INDEC (Instituto Nacional de Estadísticas y Censos República Argentina).

Tabla 2 - Datos poblacionales según Censos Nacionales

Dpto.	Municipio	Población 1.991	Población 2.001	Población 2.010
Anta				
	General Pizarro	806	1.042	1.604
	Apolinario Saravia	3877	5.596	6.730
	Las Lajitas	3.941	7.688	9.887
	El Quebrachal	3058	4.945	6.536
	Joaquín V González	9139	13.376	16.329

En general es bastante incierto el cálculo del desenvolvimiento de la población de una ciudad, en cuanto al número de habitantes pues diversos factores pueden influir en este crecimiento tanto espacialmente como temporalmente y/o estacionalmente. Las poblaciones crecen por el movimiento vegetativo dado por la diferencia entre nacimientos y defunciones, pero además crecen o decrecen por movimientos migratorios en función de mayor confort, atracciones laborales o educativas, etc. Las variaciones en el índice de crecimiento poblacional pueden deberse a el establecimiento de industrias, mejoras en la agricultura, nuevas vías y medios de comunicación, nuevas fuentes de energía, avances o mejoras en las condiciones de agua potable y saneamiento, mejoras en los estándares de confort locales, condiciones socio económicas a nivel nacional, etc.

El método de cálculo de la población futuro que se va a emplear es el método de la Tasa Geométrica Decreciente ya que según las normas del ENOHSA este método debe usarse para localidades que sufrieron un incremento poblacional reciente elevado debido a factores que generan atracción demográfica. El método de la tasa geométrica decreciente consiste en calcular la tasa media anual para la proyección de la población definiéndose en base al análisis de las tasas medias anuales de los dos últimos periodos intercensales, para ello se determinan las tasas medias anuales de variación poblacional de los dos últimos periodos intercensales (basándose en datos oficiales de los tres últimos censos de población y vivienda).

5.1 TASA MEDIA ANUAL

$$I_1 = \sqrt[N_1]{\frac{P_2}{P_1}} - 1 \quad | \quad I_2 = \sqrt[N_2]{\frac{P_3}{P_2}} - 1$$

Siendo:

- I_1 : tasa media anual de variación de la población durante el penúltimo período censal.
- I_2 : tasa media anual de variación de la población durante el último período censal.
- P_1 : número de habitantes correspondientes al primer censo en estudio.
- P_2 : número de habitantes correspondientes al penúltimo censo en estudio.
- P_3 : número de habitantes correspondientes al último censo en estudio.
- N_1 : número de años del período censal entre el primero y penúltimo censo.
- N_2 : número de años del período censal entre el penúltimo y último censo.

P1=	3.941
P2=	7.688
N1=	10
I1=	6,91%

P2=	7.688
P3=	9.887
N2=	9
I2=	2,83%

5.2 CÁLCULO DE POBLACIÓN DE DISEÑO

Siguiendo el método de la tasa geométrica decreciente debemos calcular la población para los diferentes periodos de diseño, tanto en el año que se está realizando el proyecto como el año de habilitación de la obra y por último el año de diseño futuro (periodo de diseño) para el cual se está ejecutando la obra.

5.2.1 Población año de ejecución de proyecto

Para el intervalo comprendido entre el último censo poblacional y el año inicial del período de diseño (año de ejecución del proyecto) se debe efectuar la proyección con las tasas media anual del último período intercensal utilizando la siguiente expresión:

$$P_a = P_3(1 + I_2)^{N_a}$$

Siendo:

- I_2 : tasa media anual de variación de la población durante el último período censal.
- P_3 : número de habitantes correspondientes al último censo en estudio.
- N_a : número de años transcurridos entre el último censo y la fecha de ejecución del proyecto, para este caso consideramos año de ejecución del proyecto el año 2019.
- P_a : población estimada existente a la fecha de ejecución del proyecto.

P3=	9.887
I2=	2,83%
Na=	9
Pa=	12.715

5.2.2 Población año de habilitación de la obra

Para el intervalo comprendido entre el año inicial del período de diseño (año de ejecución del proyecto) y el año de habilitación de la obra se debe efectuar la proyección con las tasas media anual del último período intercensal utilizando la siguiente expresión:

$$P_0 = P_a(1 + I_2)^{N_0}$$

Siendo:

- I_2 : tasa media anual de variación de la población durante el último período censal.
- P_a : población estimada existente a la fecha de ejecución del proyecto.
- N_o : número de años transcurridos entre la fecha de ejecución del proyecto y la habilitación de la obra, para este caso suponemos que la obra se va a habilitar en el año 2.021, ya que durante el año 2.020 se va a realizar los trabajos.
- P_o : población estimada existente a la fecha habilitación de la obra.

$P_a=$	12.715
$I_2=$	2,83%
$N_o=$	2
$P_o=$	13.446

5.2.3 Población año del primer subperiodo 2.031

Llamamos primer subperiodo al tiempo como el 50% del periodo de diseño, como veremos más adelante el periodo de diseño para este tipo de obra es de 20 años, por lo que este subperiodo abarca 10 años. Para el intervalo comprendido entre el año de habilitación de la obra más este primer subperiodo de 10 años se debe efectuar la proyección con las tasas media anual del último período intercensal utilizando la siguiente expresión:

$$P_{n1} = P_o(1 + I_2)^n$$

Siendo:

- I_2 : tasa media anual de variación de la población durante el último período censal.
- P_o : población estimada existente a la fecha habilitación de la obra.
- n : primer subperiodo, para este caso el subperiodo es de 10 años.
- P_{n1} : población estimada existente al año 2.031, ya que la obra será habilitada en el año 2.021.

$P_o=$	13.446
$I_2=$	2,83%

n=	10
Pn1=	17.782

5.2.4 Población año del segundo subperiodo 2.041

Para el segundo subperíodo primero debemos determinar la tasa media anual de proyección comparando los valores de las tasas medias históricas I_1 e I_2 . Considerando los datos de los tres últimos censos, I_1 corresponde a la calculada con los dos primeros valores e I_2 con los dos últimos, si I_1 resulta menor que I_2 la tasa utilizada en la proyección del segundo subperíodo debe ser igual al promedio entre ambas, en caso de que I_1 sea mayor que I_2 , la tasa de proyección debe ser igual a I_2 , en nuestro caso sucede este último, por lo que la tasa que se utilizara en el segundo subperiodo será la I_2 , de la siguiente manera:

$$P_{n2} = P_{n1}(1 + I_2)^n$$

Siendo:

- I_2 : tasa media anual de variación de la población durante el último período censal.
- P_{n2} : población estimada existente al año 2.031.
- n : segundo subperiodo, para este caso el subperiodo es de 10 años.
- P_{n2} : población estimada existente al año 2.041, ya que la obra será habilitada en el año 2.021 y el periodo de diseño de la misma es de 20 años.

Pn1=	17.782
I2=	2,83%
n=	10
Pn2=	23.516

Con este último cálculo determinamos la población estimada futura en el año 2.041 de la localidad de Las Lajitas siendo de 23.516 habitantes utilizando el método de la tasa geométrica decreciente, a continuación, presentamos un gráfico donde se visualiza el crecimiento poblacional:

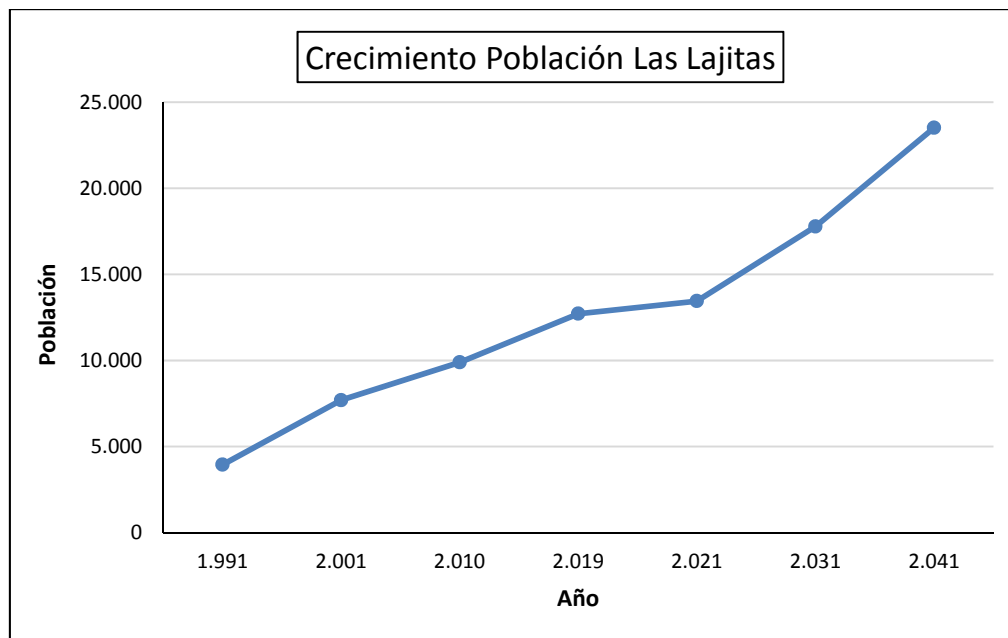


Imagen 4 - Crecimiento población localidad Las Lajitas

6 EVALUACIÓN DE LA FUENTE DE AGUA POTABLE

El servicio de agua potable de la localidad funciona mediante cuatro subsistemas independientes que están conectados a través de válvulas esclusas, esto es para caso de emergencias como ser mantenimiento de algún pozo profundo o corte de energía eléctrica en alguna zona de la localidad lo que deja fuera de operación uno o más pozos, dejando así a todo el subsistema con falta de agua, en estos casos se interconectan los sistemas mediante las válvulas esclusas. Los subsistemas que forman parte de la localidad son los siguientes:

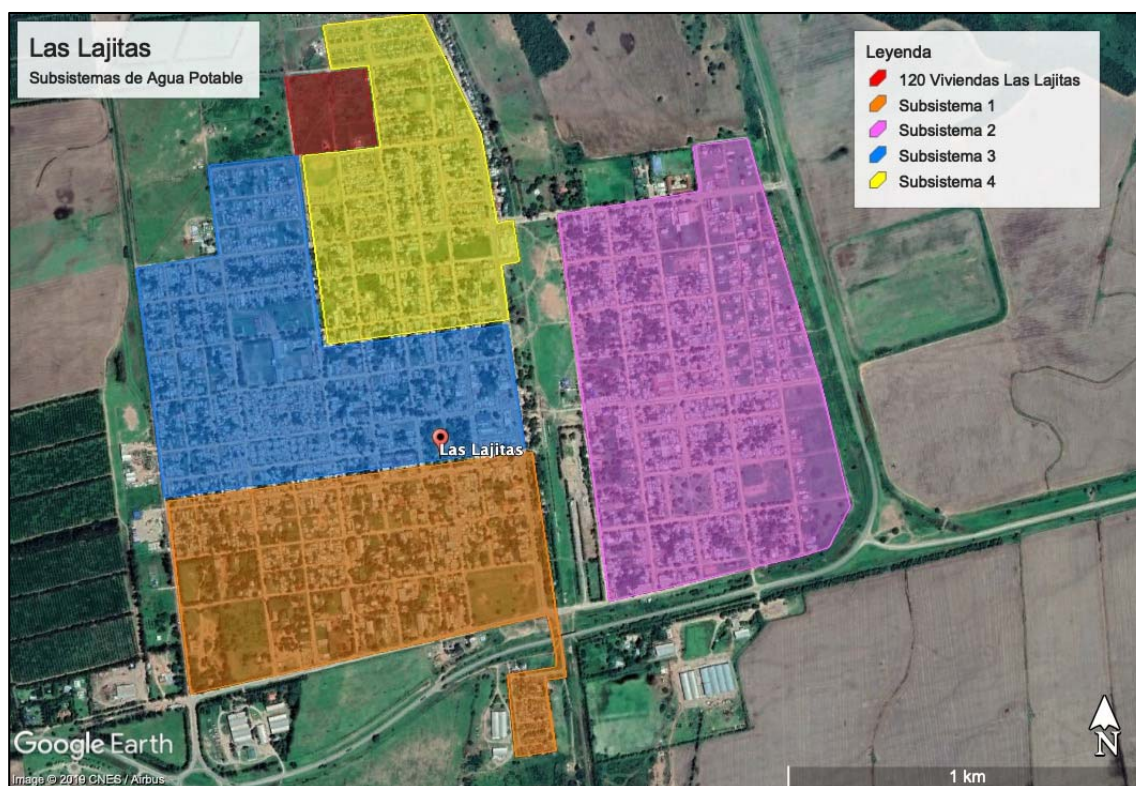


Imagen 5 - Subsistemas Red de Agua Potable

Como se mencionó en el punto 4.1 la localidad de las lajitas cuenta con 8 pozos profundos los cuales se encuentran distribuidos en toda la superficie de la localidad, estos pozos profundos tienen diferentes capacidades en cuanto a la producción de agua potable de cada uno de ellos, a continuación, se presenta una imagen con la ubicación de los mismos:

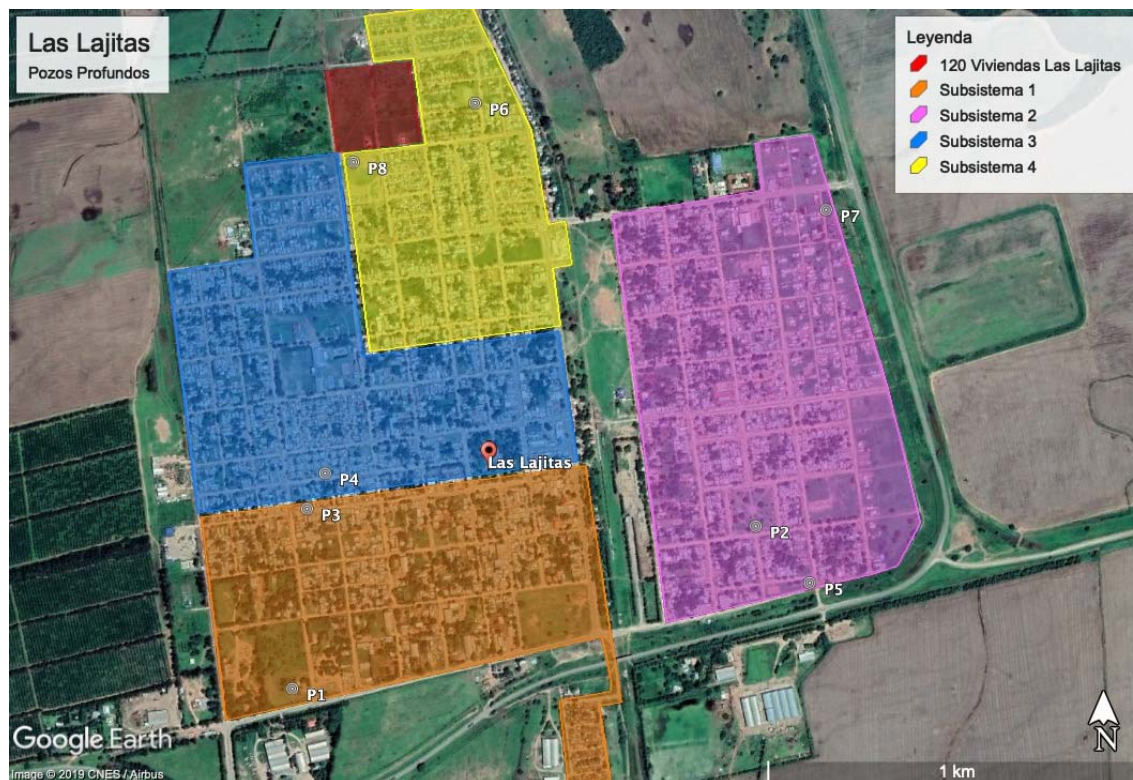


Imagen 6 – Ubicación pozos profundos Las Lajitas

La localidad de Las Lajitas cuenta con 2.691 usuarios registrados activos que se abastecen de la red de agua potable, lo primero que hacemos es contrastar la información de usuarios registrados activos suministrada por la empresa Aguas del Norte con los datos obtenidos en el estudio poblacional, siendo:

Tabla 3 - Usuarios activos registrados Aguas del Norte

Usuarios Activos Registrados	(Lotes)	2691
Número de habitantes por vivienda	(Hab / Lotes)	4,5
Población servida año 2.019	(Hab)	12110

Como podemos ver la cantidad de población servida en el año 2.019 registrada por Aguas del Norte es de 12.110 habitantes, lo que nos da un poco menor a lo calculado en el estudio de demanda en el punto 5.2.1, siendo la población del año de ejecución del proyecto $P_a = 12.715$ habitantes, un 5% menos que lo calculado, por lo que podemos decir que el modelo adoptado para el cálculo de la población futura está acertado.

Una vez determinada la población a servir en la actualidad y a futuro realizamos el análisis para saber si es que los pozos profundos pueden o no cubrir la demanda que genera esta cantidad de usuarios, por lo que se realizó una consulta a la empresa proveedora del servicio con respecto a la producción y características de cada uno de ellos a los fines de estimar si es que son capaces de satisfacer la demanda o es necesario incorporar más pozos a la red en un futuro de acuerdo al crecimiento poblacional de la localidad. Los pozos profundos en la localidad tienen las siguientes características:

Tabla 4 - Características Pozos Profundos

Sistema	Pozo	Caudal (m ³ /h)	Presión de Salida (kg/cm ²)	Diámetro Perforación (Pulg)	Profund. Perforación (Pulg)	Diámetro Salida (Pulg)
1	Nº 1 - La Cañada	37	1,50	8,00	120,40	4,00
2	Nº 2 (Municipal)	15	1,50	8,00	102,00	3,00
	Nº 5 - San José II	38	1,20	8,00	133,00	3,00
	Nº 7 - La Tradición	65	1,75	8,00	170,00	3,00
3	Nº 3 - San Antonio	30	1,70	8,00	101,00	4,00
	Nº 4 - San Martín	65	1,45	10,00	126,00	4,00
4	Nº 6 - Bº 70 Viviendas	51	2,00	10,00	124,00	4,00
	Nº 8 - Bº Sgto. Cabral	50	1,80	8,00	149,00	4,00

En función de esta última tabla podemos determinar cuánto es la producción total de agua en la localidad sumando la producción individual de cada pozo profundo, siendo este valor de 351 m³/hs.

Lo que resta es saber cuál es la dotación de consumo establecida por las normas del ENOHSA (Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento). La dotación de consumo a utilizar como dotación de diseño media anual, debe calcularse para cada caso en base a la capacidad de la fuente, la influencia del clima, las características socio - económicas locales y al tipo de servicio y de usuarios.

A continuación, se transcriben valores de dotación efectiva de consumo o de diseño media anual sugeridos por el ENOHSA para las realidades locales en este caso la localidad de Las Lajitas:

- Conexiones domiciliarias con medidor: 150 a 200 l/hab*día con un máximo de 250 l/hab*día cuando hay condiciones de clima semiárido y árido. En nuestro caso vamos a contemplar todas las conexiones con medidor.
- Escuelas: 20 a 100 l/alumno*Turno
- Hospitales y clínicas con internación: 200 a 300 l/cama*día
- Hoteles: 100 a 250 l/cama*día (otros autores estiman dependiendo del número de huéspedes 1000 l/habitación*día).
- Conexiones para industrias que produzcan alimentos destinados al consumo de la población, el consumo se debe determinar en base al tipo de industria y al volumen de producción. Para nuestro caso vamos a considerar de 100 a 110 l/hab*día, como lo especifica la norma del ENOHSA en cuanto a dotaciones en diferentes países, es un valor muy conservador, ya que depende de la presencia o no de industrias. Lo conveniente sería realizar un estudio específico de la cantidad de dotación por industria en la localidad, pero como excede los alcances del presente proyecto se va a considerar el valor mencionado anteriormente.
- Las pérdidas en los sistemas son del orden del 20% al 30% del total de la producción de agua potable, este valor es el suministrado por aguas del norte, y se le denomina agua no contabilizada.

Tabla 5 - Dotación de consumo ENOHSA

Descripción	Unidad	Dotación
Dotación media de consumo residencial	lts / Hab * día	150 a 200
Dotación media de consumo comercial e industrial	lts / Hab * día	100 a 110
Agua no contabilizada (Pérdidas estimadas)	lts / Hab * día	50 a 90
Total	lts / Hab * día	300 a 400

De acuerdo a esta última tabla la dotación de consumo que vamos a utilizar es de 350 lts/hab*día, siendo un valor conservador. Una vez que obtuvimos el valor de dotación estimado para la localidad de Las Lajitas realizamos el cálculo del consumo total de agua potable de toda la localidad en función de la cantidad de habitantes, de la siguiente manera:

Tabla 6 - Consumo agua potable Las Lajitas - Año 2.019

Descripción	Nomenclatura	Valor	Unidad
Número de viviendas (usuarios)	NL	2691	Lotes
Número de habitantes por vivienda	HPL	4,5	Hab / Lote
Población total	Pob	12110	Hab
Dotación individual diaria	Dot	350	lts / Hab * día
Coeficiente de pico diario	α_1	1,3	adim.
Coeficiente de pico horario	α_2	1,5	adim.
Coeficiente de cálculo	α	1,95	adim.
Caudal de demanda	Qd	8265,08	m ³ / día
Caudal de demanda	Qd	344,38	m ³ / hr

En esta última tabla observamos el caudal necesario para abastecer de agua potable a toda la localidad es de casi 345 m³/hs aproximadamente teniendo en cuenta los usuarios registrados en la empresa Aguas del Norte, con esto podemos decir que las fuentes de agua potable que se encuentran en la localidad logran abastecer a todos los usuarios de manera correcta, ya que en este último cálculo se tuvo en cuenta un bombeo directo a red y por eso se emplea el coeficiente $\alpha = 1,95$ (más adelante explicaremos el porqué de este coeficiente), también se aclara que se no se incorporan en este cálculo los 120 usuarios nuevos provenientes de la red del presente proyecto debido a que el loteo se va a ir desarrollando de acuerdo al crecimiento población establecido anteriormente y no de manera abrupta.

Con esto podemos concluir que es factible conectar nuestro nuevo loteo a la red existente de la localidad, pero con la salvedad que se deberán considerar inversiones por parte de la empresa proveedora del servicio de agua potable para en un futuro próximo ampliar la capacidad de producción de agua potable u otras alternativas viables, que se propondrán más adelante.

Por todo lo descripto en este punto se establece que la red de agua potable para nuestro loteo formara parte del subsistema 4, debido a su ubicación geográfica. Por lo que de aquí en adelante solo se analizara dicho subsistema de manera independiente, tanto en fuentes como en red distribuidora.

7 SUBSISTEMA 4 DE AGUA POTABLE

Como se mencionó en el punto anterior el sistema de abastecimiento establecido para nuestro loteo será el subsistema 4, con las siguientes características:

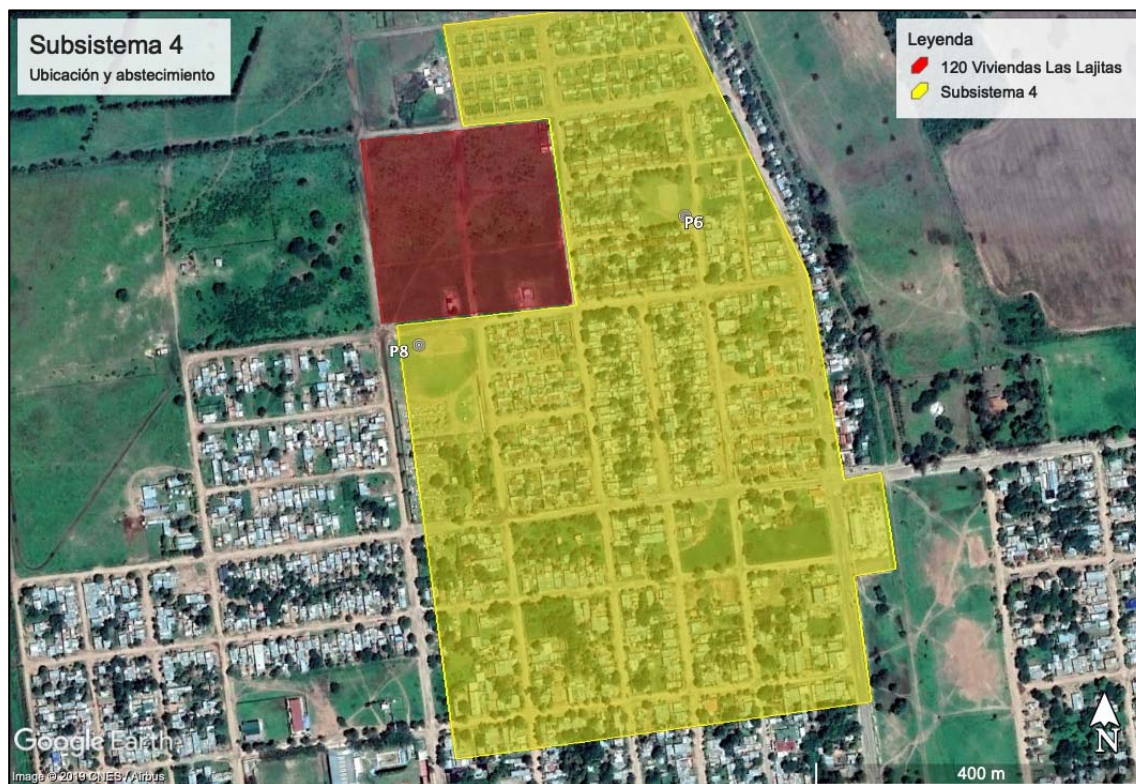


Imagen 7 - Subsistema 4

De acuerdo a esto nuestra nueva red para el loteo 120 viviendas estará abastecido por dos pozos, los cuales son el Pozo N° 6 y Pozo N° 8, con las siguientes características:

Tabla 7 - Características abastecimiento subsistema 4

Sistema	Pozo	Caudal (m3/h)	Presión de Salida (kg/cm2)	Diámetro Perforación (Pulg)	Profund. Perforación (Pulg)	Diámetro Salida (Pulg)
4	N° 6 - B° 70 Viviendas	51	2,00	10,00	124,00	4,00
	N° 8 - B° Sgto. Cabral	50	1,80	8,00	149,00	4,00

Una vez que ya contamos con todas las características de la fuente para el abastecimiento de nuestra nueva red distribuidora de agua potable, lo que nos resta

es conocer como está compuesta esta red, tanto los materiales, diámetros, longitudes existentes de la red para poder analizar como empalmarnos a dicha red existente. Para ello se solicitó a la empresa proveedora del servicio de agua potable información al respecto y me facilitaron los planos de las redes existentes del subsistema en cuestión.

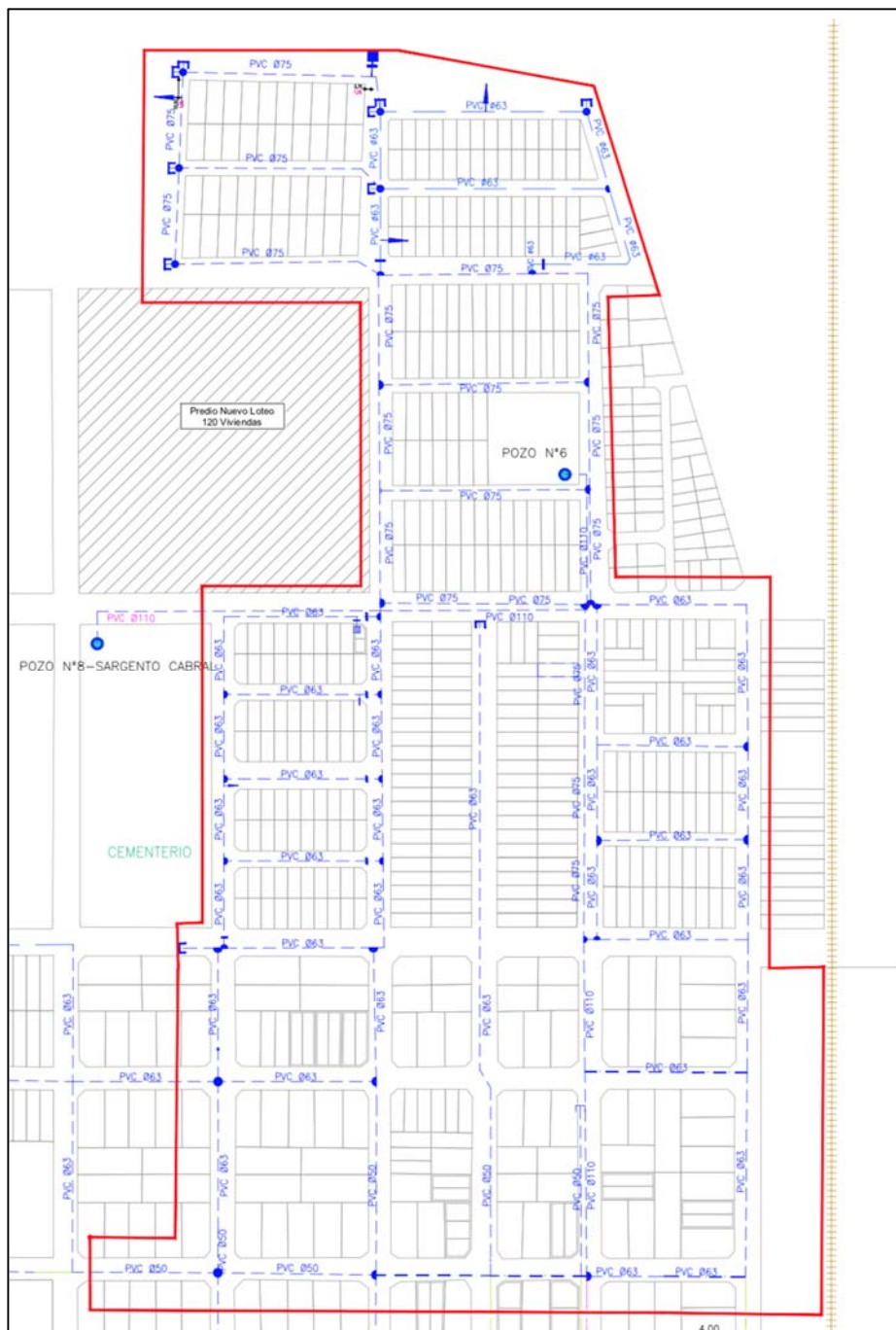


Imagen 8 - Red Distribuidora Subsistema 4

7.1 DATOS DEL SUBSISTEMA

De acuerdo a la imagen anterior podemos observar que la red de agua potable del subsistema está compuesta por cañerías de diversos diámetros:

- PVC Ø 50 mm
- PVC Ø 63 mm
- PVC Ø 75 mm
- PVC Ø 110 mm

También se incluyen válvulas esclusas de cierre de sistemas, hidrantes, válvulas y cámaras de desagüe y limpieza. La cantidad de usuarios que se abastecen por este subsistema es de 599 usuarios activos, sin tener en cuenta la cantidad de usuarios que se van a incorporar con la nueva red de agua del loteo 120 Viviendas.

7.2 DEMANDA DEL SUBSISTEMA

De acuerdo a la cantidad de usuarios que se van a incorporar al subsistema 4, se analizó la situación de la demanda de agua potable proveniente por los pozos que corresponden a dicho sistema.

Tabla 8 - Usuarios subsistema 4

Usuarios Activos Registrados	(Lotes)	599
Usuarios que se van a incorporar	(Lotes)	120
Número de habitantes por vivienda	(Hab / Lotes)	4,5
Población servida	(Hab)	3236

Una vez determinada la población que va a ser abastecido realizamos un análisis de la cantidad de agua producida por los pozos a fin de verificar si va a seguir siendo posible abastecer toda la población de este subsistema por los mismos pozos y así calcular la demanda de agua del subsistema y en caso de existir la cantidad de agua sobrante para ser entregado a otro subsistema.

Tabla 9 - Oferta y demanda subsistema 4

Descripción	Nomenclatura	Valor	Unidad
Número de viviendas (usuarios)	NL	719	Lotes
Número de habitantes por vivienda	HPL	4,5	Hab / Lote
Población total	Pob	3236	Hab
Dotación individual diaria	Dot	350	lts / Hab * día
Coeficiente de pico diario	α_1	1,3	adim.
Coeficiente de pico horario	α_2	1,5	adim.
Coeficiente de cálculo	α	1,95	adim.
Caudal de demanda	Qd	2208,57	m ³ / día
Caudal de demanda	Qd	92,02	m ³ / hr
Caudal de producción Pozo 6 y 8	Q	101,00	m ³ / hr
Caudal sobrante	Qs	8,98	m ³ / hr

Como podemos observar en la tabla anterior se concluye que aproximadamente 9 m³/hs se pueden destinar a otro subsistema, ya que con la producción de los pozos 6 y 8 se puede abastecer sin problemas a los usuarios del subsistema 4.

7.3 PRESIONES DE SERVICIO

Las presiones disponibles en el subsistema es un parámetro fundamental a tener en cuenta para determinar el o los lugares de empalme de la nueva red de agua que se desea ejecutar, para esto más adelante se desarrollara un modelo computacional de la red y así poder determinar el o los puntos de empalme, pero es fundamental conocer las presiones en algunos puntos de la red para poder calibrar el modelo computacional. Para esto se realizó una toma de presiones en diferentes puntos de la red, la medición solo se podía realizar en lugares donde encontrase grifos que estén conectados directamente a la red, evitando así tanques de almacenamiento, o bombas presurizadoras, las cuales nos darían una medición errónea, se tomó presión en 20 puntos de la localidad, los lugares elegidos se localizan de acuerdo a la siguiente imagen:

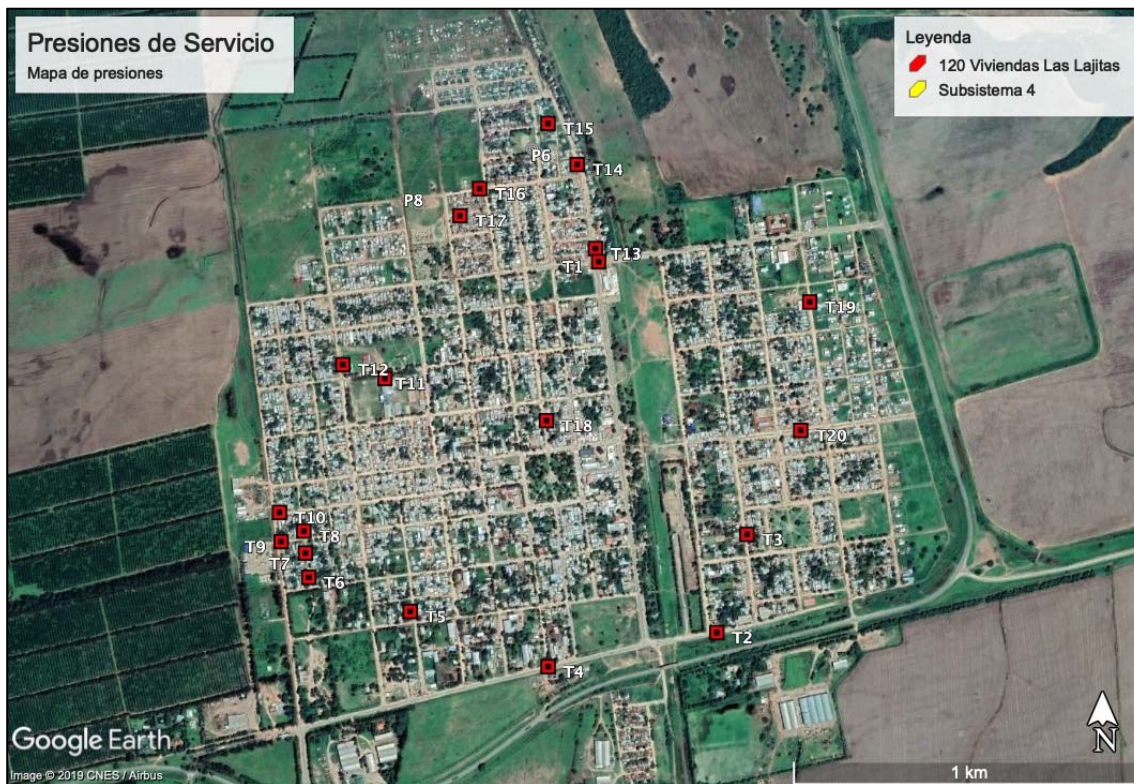


Imagen 9 - Mapa de presiones

El instrumento que se utilizó para medir la presión fue un manómetro de mano conectado a una manguera con acoples rápidos de diferentes diámetros:



Imagen 10 – Instrumento de medición de presión

El listado de presiones obtenidas en los diferentes puntos se presenta en el siguiente cuadro:

Tabla 10 - Toma de Presiones Las Lajitas

Punto	Ubicación	Presión	Unidad
T1	San Martín y Entre Ríos	0,85	kg / cm ²
T2	Antártida Argentina y Av Carlos Fernández	0,80	kg / cm ²
T3	Santa Cruz s/n entre Bolivia y Uruguay	0,85	kg / cm ²
T4	Güemes y Francisco Ferrer	0,80	kg / cm ²
T5	Maipú 98	0,60	kg / cm ²
T6	Santa Fe 735	1,10	kg / cm ²
T7	Luis Beltrán 258	1,20	kg / cm ²
T8	Luis Beltrán 115	1,10	kg / cm ²
T9	Jujuy 782	0,90	kg / cm ²
T10	Jujuy 755	0,90	kg / cm ²
T11	Mendoza 485	1,30	kg / cm ²
T12	Esquiú 662	1,00	kg / cm ²
T13	San Martín 817	0,80	kg / cm ²
T14	San Martín S/N	0,80	kg / cm ²
T15	Calle S/N	0,80	kg / cm ²
T16	Francisco Juncosa 222	1,50	kg / cm ²
T17	Pasaje S/N	1,10	kg / cm ²
T18	Mariano Moreno 468	1,30	kg / cm ²
T19	Neuquén S/N	1,30	kg / cm ²
T20	Brasil 248	1,10	kg / cm ²

Como se puede observar existen valores por debajo de la presión mínima reglamentaria que exigen los diferentes organismos siendo la presión mínima 10 m.c.a. o más (hasta 35 m.c.a.) de presión en todos los puntos de la red, pero aun así es aceptable ya que es una buena presión en términos generales.

A continuación, presentamos un mapa de presiones disponibles en la red del sector correspondiente al subsistema 4, ya que es este el que va a abastecer a nuestra nueva

red de agua potable y la que vamos a modelar computacionalmente a los fines de calcular la presión en los puntos de empalme de la nueva red.

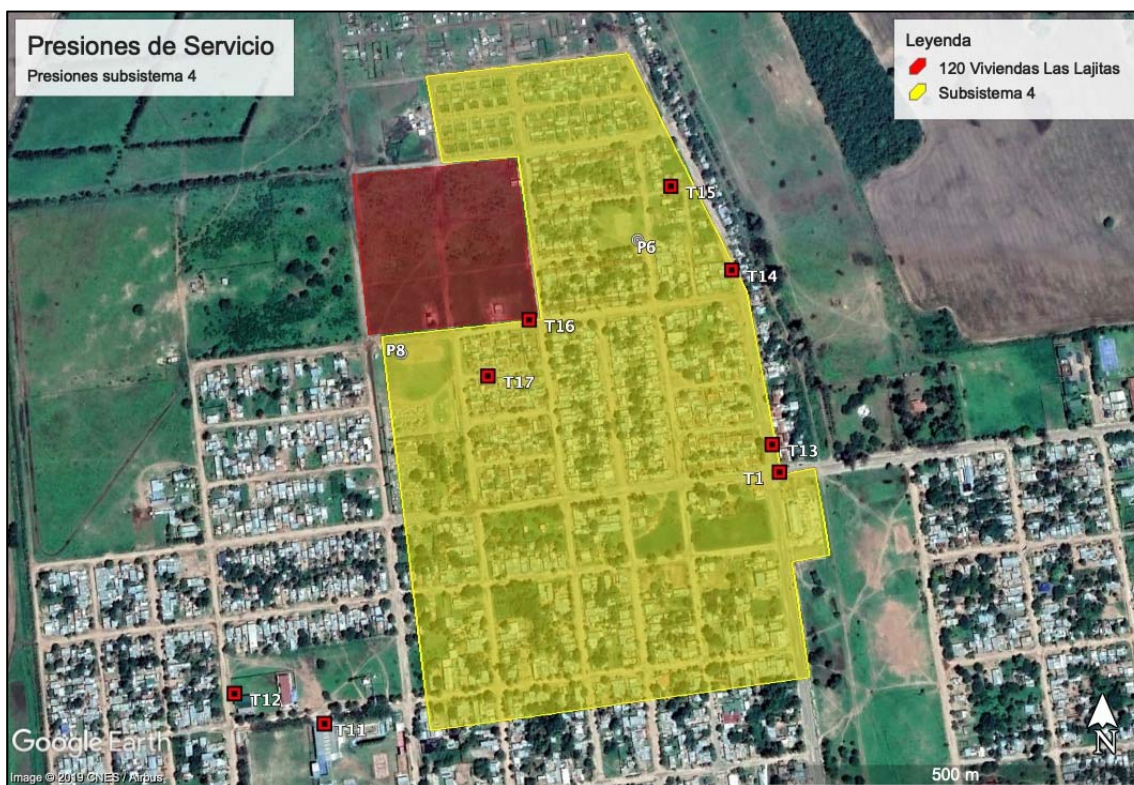


Imagen 11 – Puntos de toma de presión subsistema 4

Los valores de presiones que corresponden al subsistema 4 son los siguientes:

Tabla 11 - Presiones disponible subsistema 4

Punto	Ubicación	Presión	Unidad
T1	San Martin y Entre Ríos	0,85	kg / cm2
T13	San Martin 817	0,80	kg / cm2
T14	San Martin S/N	0,80	kg / cm2
T15	Calle S/N	0,80	kg / cm2
T16	Francisco Juncosa 222	1,50	kg / cm2
T17	Pasaje S/N	1,10	kg / cm2

Con todos estos datos se procede a realizar el cálculo y modelo computacional de la red de agua potable, tanto del subsistema 4 como del nuevo loteo.

8 CÁLCULO RED DE AGUA POTABLE

Lo primero a realizar para el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, los requisitos básicos para un correcto funcionamiento es la fijación de la cantidad de agua a suministrar que determinará la capacidad de las distintas partes del sistema, cantidad de usuarios que se verán beneficiados por la nueva red de agua, el relevamiento planialtimétrico y todos los antecedentes que se consideran indispensables para la elección de la solución más adecuada y la preparación de presupuestos ajustados a la realidad.

8.1 ESTUDIO DE DEMANDA

Cuando nos referimos a un estudio de demanda hacemos referencia a un estudio poblacional en el presente y a futuro para verificar que todas nuestras obras proyectadas tengan un correcto funcionamiento.

Es de fundamental importancia, establecer los períodos para los cuales se realizarán los estudios y se concretarán finalmente los diseños de las diferentes instalaciones cuyo conjunto constituye el proyecto, ya que en función de dichos períodos resultará la magnitud de las obras y consecuentemente de las inversiones necesarias para su materialización. También se deberá considerar no solo diferentes soluciones técnicas sino también diferentes periodos de diseño a fin de optimizar las inversiones totales resultantes en el caso que resulte necesario.

8.1.1 Período de diseño

De acuerdo a la normativa del ENOHSA (Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento), se define “Período de Diseño”:

“Es el tiempo, medido en años durante los cuales el sistema y sus partes integrantes pueden cumplir con las funciones para las cuales fue proyectado. Este tiempo debe ser medido desde la efectiva iniciación de operaciones del sistema o de la parte del sistema considerada.”

A continuación, se presenta la tabla de periodos de diseño en función del tipo de obra que se está proyectando según las normas del ENOHSA.

Sector	Período de diseño
Sistemas de Captación	20 (Superficiales) 10 (Pozos)
Líneas de Impulsión	15
Plantas de Potabilización	10
Obras Civiles básicas	20
Módulo de tratamiento 1ª etapa	10
Instalaciones electromecánicas	10
Tanques de Almacenamiento	10
Redes de Distribución	15
Estaciones de Bombeo	
Obras Civiles	20
Instalaciones electromecánicas	10
Medidores Domiciliarios	5 a 8

Imagen 12 - Períodos de Diseño (ENOHSA)

De acuerdo a esta tabla y como el proyecto es una red de distribución de agua potable el período de diseño será de 15 años, pero se tomará como período de diseño 20 años debido a la presencia de obras civil las cuales deben ser diseñadas para ese período y según lo especifica en su artículo 4.2.3 la “*GUIA COMPLEMENTARIA GENERAL PARA ELABORACIÓN DE PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y CLOACA*” vigente en la empresa prestadora del servicio Aguas del Norte, a partir de la fecha efectiva de iniciación de las operaciones del sistema, el cual se prevé para el año 2021, ya que es el valor que sugiere la empresa distribuidora del servicio de agua potable en toda la provincia COSAYSA – Aguas del Norte. De esta manera el periodo de diseño de la red estará comprendido entre 2021 y 2041, dejando el año 2020 para la ejecución de los trabajos y obras proyectadas.

8.2 POBLACIÓN DE DISEÑO DE LA RED

El loteo de 120 viviendas, cuenta con seis manzanas completas y cada una de ella cuenta con 20 lotes, los anchos de vereda son de tres metros y los anchos de calzada oscilan entre 16 m para las calles laterales y 14 m para las calles internas, dejando anchos de calzada que van desde los 8 m hasta los 10 m, el loteo tiene la siguiente configuración:

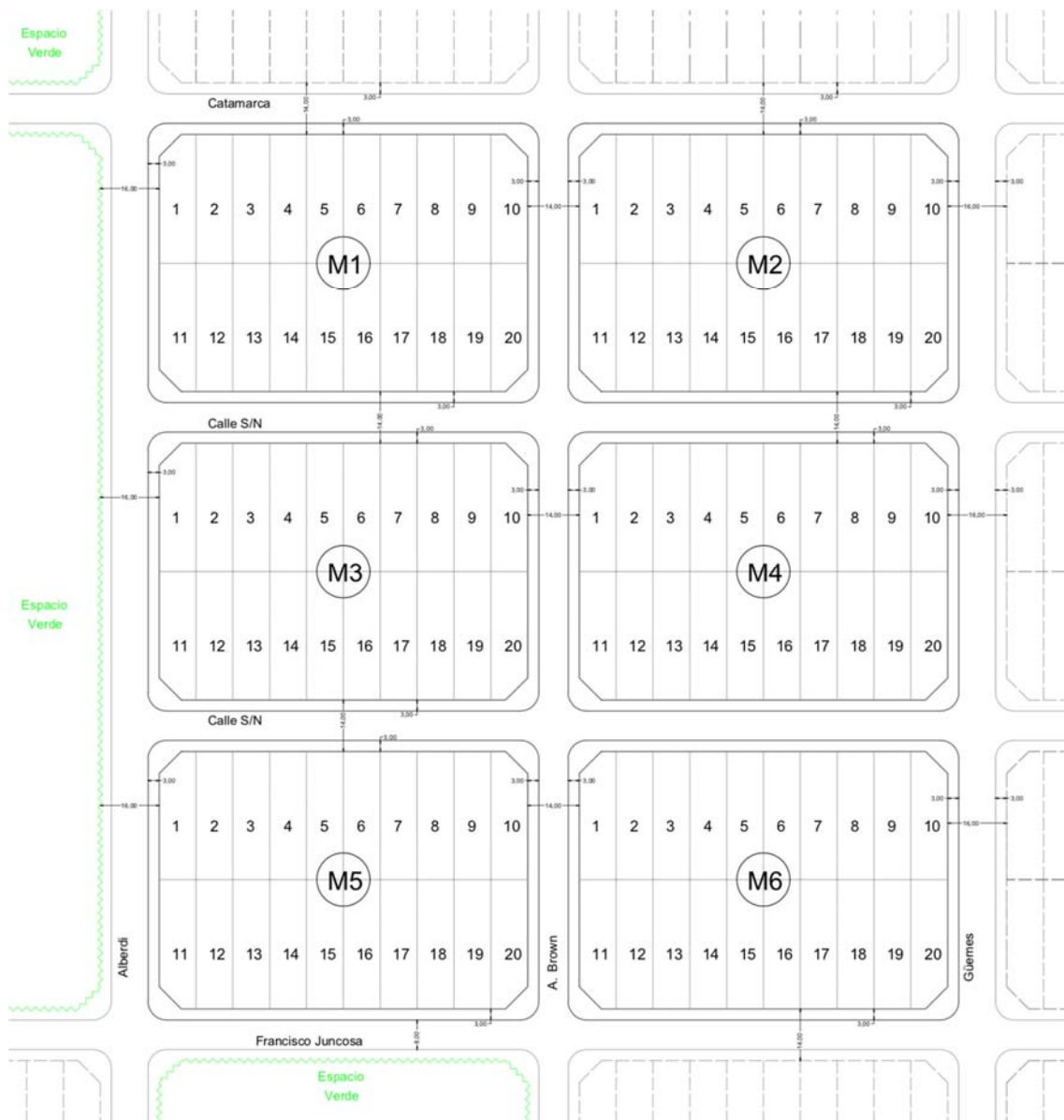


Imagen 13 - Configuración loteo 120 viviendas

El sistema deberá servir a una población estimada según el siguiente cuadro:

Tabla 12 - Unidades a Servir

Unidades de Consumo	(Lotes)	120
Número de habitantes por vivienda	(Hab / Lotes)	4,5
Población servida	(Hab)	540

8.3 CONSUMO Y DOTACIONES

La dotación de consumo media de agua puede surgir de valores medios o de la aplicación de las Normas de Diseño de Agua Potable. Se adopta una dotación de 200 l/hab*día para el periodo de diseño.

En el diseño de este sistema en particular se aconseja establecer políticas de restricción al derroche y al consumo excesivo.

8.3.1 Agua no contabilizada

Una parte del agua que se produzca no llegará a los usuarios pues se consume en:

- Pérdidas y fugas en almacenamiento y distribución.
- Uso público (PNR, porcentaje de no residenciales).
- Uso en la producción, contra incendios, etc.

El agua no contabilizada (ANC) representa una pérdida económica para el prestador del servicio, que puede ser importante. Su medición con precisión razonable requiere contar con macro y micro medición y con registros de no menos de un año. En el proyecto bajo estudio, no se cuenta con instrumental ni registros por lo que se utilizarán los valores proporcionados por las normas del ENOHSA.

El agua no contabilizada se separa en pérdidas físicas o reales y pérdidas comerciales o aparentes. En el presente proyecto no se considerarán estas últimas. Las pérdidas físicas del sistema varían en función del estado de cada una de las partes que componen el sistema, de la antigüedad del mismo, del material de las cañerías usado, etc.

Al ser una red nueva, las especificaciones de construcción exigirán que se tomen los recaudos necesarios para minimizar las pérdidas. Con los nuevos materiales y sistemas de construcción se reducirán notoriamente las mismas.

Se considera como agua no contabilizada un 20% a 30% de la dotación media aparente de producción. Esta meta se mantendrá a lo largo del periodo de diseño.

8.3.2 Dotación media aparente de producción

Corresponde al cociente entre el caudal medio anual producido dividido en el promedio anual de los habitantes servidos. Esto según lo especifica en su artículo 4.2.4 la “*GUIA COMPLEMENTARIA GENERAL PARA ELABORACIÓN DE*

PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y CLOACA” de la empresa prestadora del servicio Aguas del Norte especifica que este valor es de 411 l/hab*día, pero nosotros no vamos a usar este valor ya que nos parece que es muy excesivo y según las normas del ENOHSA es menor al especificado por la empresa, esto también se debe a que en una localidad pequeña como es Las Lajitas el consumo de agua es lógico sea menor al de una ciudad grande.

Este valor no representa la dotación producida para cada habitante, sino que incluye además, usos públicos (consumos no residenciales) y el agua no contabilizada del sistema. Se calculan, las dotaciones medias de producción aparente que se corresponden con las dotaciones medias de consumo.

8.3.3 Caudal anual medio a producir

Para calcular el caudal medio anual a producir (o producido) para nuestra red de agua potable, es la suma de los consumos medios anuales residenciales y no residenciales y del porcentaje de Agua no Contabilizada.

Tabla 13 - Dotación de producción

Descripción	Unidad	Dotación	Nomenclatura
Dotación media de consumo residencial	lts / Hab * día	200,00	DCR
Porcentaje de consumos no residenciales	%	40,00	PNR
Dotación media de consumo aparente	lts / Hab * día	280,00	DCA
Agua no contabilizada	%	20,00	ANC
Dotación media de producción aparente	lts / Hab * día	350,00	DPA

Como podemos observar en la Tabla 8, el caudal medio de producción que necesitamos para nuestra red de agua potable es de 350 lts/hab*día luego de haber considerado el agua no contabilizada y las pérdidas futuras de la red. Como ejemplo podemos decir que la dotación media de consumo residencial representa la porción de agua que ingresa efectivamente por el medidor a los diferentes usuarios, y la diferencia entre la dotación de producción y la de consumo se debe a las pérdidas y consumo no residenciales, por lo que este último caudal DPA es el que debemos tener en cuenta para el cálculo de las conducciones de nuestra red de agua potable ya que ese es el caudal que va a estar circulando en la vida útil.

8.4 COEFICIENTES DE CAUDAL

En cuanto al consumo per cápita, hay particularidades que deben tenerse en cuenta para encontrar la variación del mismo, no solamente a lo largo del período de diseño, sino también para distintos horarios diarios y estacionales.

Los consumos de agua no son constantes en el tiempo. Presentan tanto variaciones a lo largo del mismo día, como a lo largo del año. Los consumos también varían para cada uno de los días de la semana, factores culturales y costumbres hacen que ciertos días los consumos tengan variaciones. Las variaciones de caudales dependen, entre otros factores, del clima, longitud de la red, simultaneidad de consumos, de las reservas de agua existentes sobre la red y domiciliarias.

Gráficamente la variación del consumo a lo largo del año se puede representar con el siguiente gráfico:

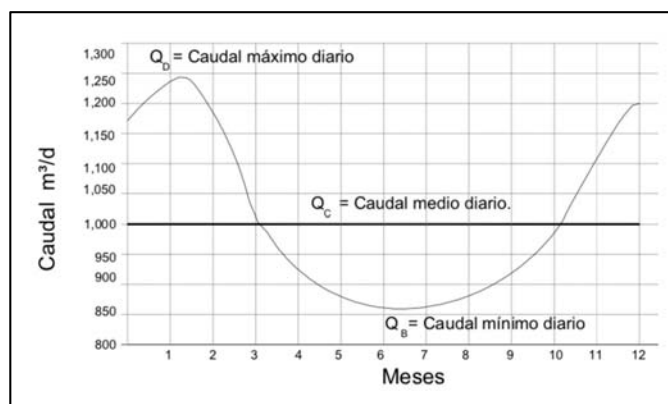


Imagen 14 - Variación anual de los consumos

El valor Q_C representa el valor medio del consumo durante todo el año.

Para considerar la variación de los consumos a lo largo del día tomamos aquel día en que se produzca el máximo consumo en el año.

Gráficamente la variación del consumo a lo largo del día se puede representar con el siguiente gráfico:

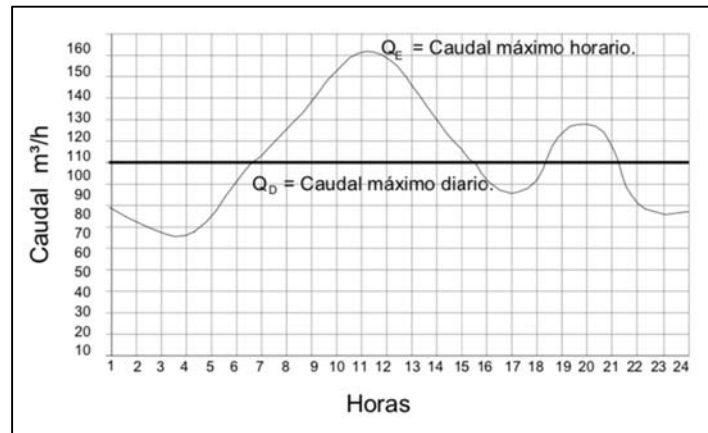


Imagen 15 - Variación diaria de los consumos

El valor promedio Q_D representa el valor medio de consumo de ese día a lo largo de las 24 hs. del día y el valor Q_E corresponde al Caudal Máximo Horario.

De acuerdo a esto podemos establecer las siguientes relaciones:

$$\alpha_1 = \frac{Q_D}{Q_C} \quad | \quad \alpha_2 = \frac{Q_E}{Q_D} \quad | \quad \alpha = \alpha_1 \times \alpha_2$$

Para el diseño de la red de distribución de agua será necesario fijar los valores de coeficiente pico correspondiente a los valores de caudales residenciales, α_1 y α_2 .

8.4.1 Coeficiente máximo diario α_1

Es el coeficiente que se aplicará sobre el caudal medio diario de los servicios de agua potable, para calcular el caudal máximo diario. Deberá ser utilizado en el cálculo de todas las instalaciones, para las cuales se demuestre que el pico horario es absorbido por reservorios de volumen adecuado, caso contrario el cálculo se hará incluyendo además del pico horario.

El coeficiente de pico diario será el especificado por las normas ENOHSA según el tamaño de las poblaciones, pero en ningún caso inferior a 1,3.

El coeficiente máximo diario o coeficiente estacional relaciona, el volumen consumido durante el día de mayor consumo del último año del periodo de diseño, con el volumen diario promedio de ese año.

Se adopta un valor de $\alpha_1 = 1,30$ dadas las características de la localidad, en lo referente a su situación climática y tamaño de la misma.

8.4.2 Coeficiente máximo horario α_2

Es el coeficiente que se aplicará en forma encadenada sobre el caudal medio diario y el coeficiente de pico diario de los servicios de agua potable, para calcular el caudal máximo horario. Deberá ser utilizado en el cálculo de todas las instalaciones, para las cuales se demuestre que el pico horario no es absorbido por reservorios de volumen adecuado.

El coeficiente de pico horario será el especificado por las Normas ENOHSA según el tamaño de las poblaciones, pero en ningún caso inferior a 1,5.

El coeficiente máximo horario α_2 es la relación entre la demanda máxima horaria y la demanda media del día de mayor consumo. Al no contar con registros horarios, la definición de α_2 se realiza en función de estimaciones basadas en las normas vigentes. Se adopta un valor de $\alpha_2 = 1,5$.

8.4.3 Coeficiente máximo total para agua potable

En función de los coeficientes máximo diario y horario adoptados anteriormente se obtiene el coeficiente máximo total, el cual se supone que permanecerá constante para todo el periodo de diseño:

$$\alpha = \alpha_1 \times \alpha_2 = 1,30 \times 1,50 = 1,95$$

α = relación entre la demanda máxima horaria y la media anual.

8.5 CAUDAL DE DISEÑO

El caudal de Diseño para la Red de Distribución se calcula con la siguiente formula:

$$Q_D = Población \times Dotación \times \alpha$$

Tabla 14 - Cálculo caudal de diseño (modo directo a red)

Descripción	Nomenclatura	Valor	Unidad
Número de viviendas	NL	120	Lotes
Número de habitantes por vivienda	HPL	4,5	Hab / Lote
Población total	Pob	540	Hab
Dotación individual diaria	Dot	350	lts / Hab * día
Coeficiente de pico diario	α_1	1,3	adim.
Coeficiente de pico horario	α_2	1,5	adim.
Coeficiente de cálculo	α	1,95	adim.
Caudal de diseño	Qd	368,55	m ³ / día
Caudal de diseño	Qd	15,36	m ³ / hr
Caudal de diseño	Qd	15356,25	lts / hr
Caudal de diseño	Qd	4,27	lts / seg

En la tabla 14 vemos que el caudal de diseño debe ser 4,27 lts/seg para una red que se abastece directo de pozo (no posee almacenamiento). En contra partida vemos en la tabla 15 que el caudal de diseño debe ser de 2,84 lts/seg en el caso que se decida incluir en la red un tanque elevado como sistema de almacenamiento.

Tabla 15 - Cálculo caudal de diseño (modo con reserva)

Descripción	Nomenclatura	Valor	Unidad
Número de viviendas	NL	120	Lotes
Número de habitantes por vivienda	HPL	4,5	Hab / Lote
Población total	Pob	540	Hab
Dotación individual diaria	Dot	350	lts / Hab * día
Coeficiente de pico diario	α_1	1,3	adim.
Coeficiente de pico horario	α_2	0	adim.
Coeficiente de cálculo	α	1,3	adim.
Caudal de diseño	Qd	245,70	m ³ / día
Caudal de diseño	Qd	10,24	m ³ / hr
Caudal de diseño	Qd	10237,50	lts / hr
Caudal de diseño	Qd	2,84	lts / seg

8.6 DISEÑO DE LA RED

Una vez determinado el caudal de diseño, para el caso nuestro se plantea un abastecimiento directo a red, por lo que el caudal de diseño será de 4,27 lts/seg se procedió a realizar el diseño de la red de agua potable partiendo del plano de mensura del loteo, en base a esto se determinó planimétricamente la red y se determinaron las cotas de todos los nudos.

8.6.1 Planialtimetría

Para determinar la cota de todos los nudos de la red se utilizó el software GOOGLE EARTH y GOBAL MAPPER V19, en el cual se obtuvieron las imágenes de la ciudad en alta definición geo referenciadas según el sistema de coordenadas Gauss Kruger Argentina (UTM 1984) y se generó un modelo digital de terreno mediante imágenes satelitales tipo SRTM (Misión Topográfica Shuttle Radar, proyecto de la Agencia Nacional de Inteligencia Geoespacial de la NASA) con una resolución de pixel de 30 metros aproximadamente.



Imagen 16 - Modelo Digital de Terreno Satelital

Posteriormente se definieron las cotas topográficas de todos los nudos mediante interpolación lineal de acuerdo a su posición planimétrica.

Para el cálculo de los caudales por nudo se utilizó el método de las áreas, que consiste en determinar el área de influencia para cada nudo y luego el caudal o demanda de

cada uno de ellos, siendo este método muy recomendable en localidades con densidad poblacional uniforme en toda la extensión del proyecto.

La distribución de áreas de influencia se realizó de la siguiente manera:

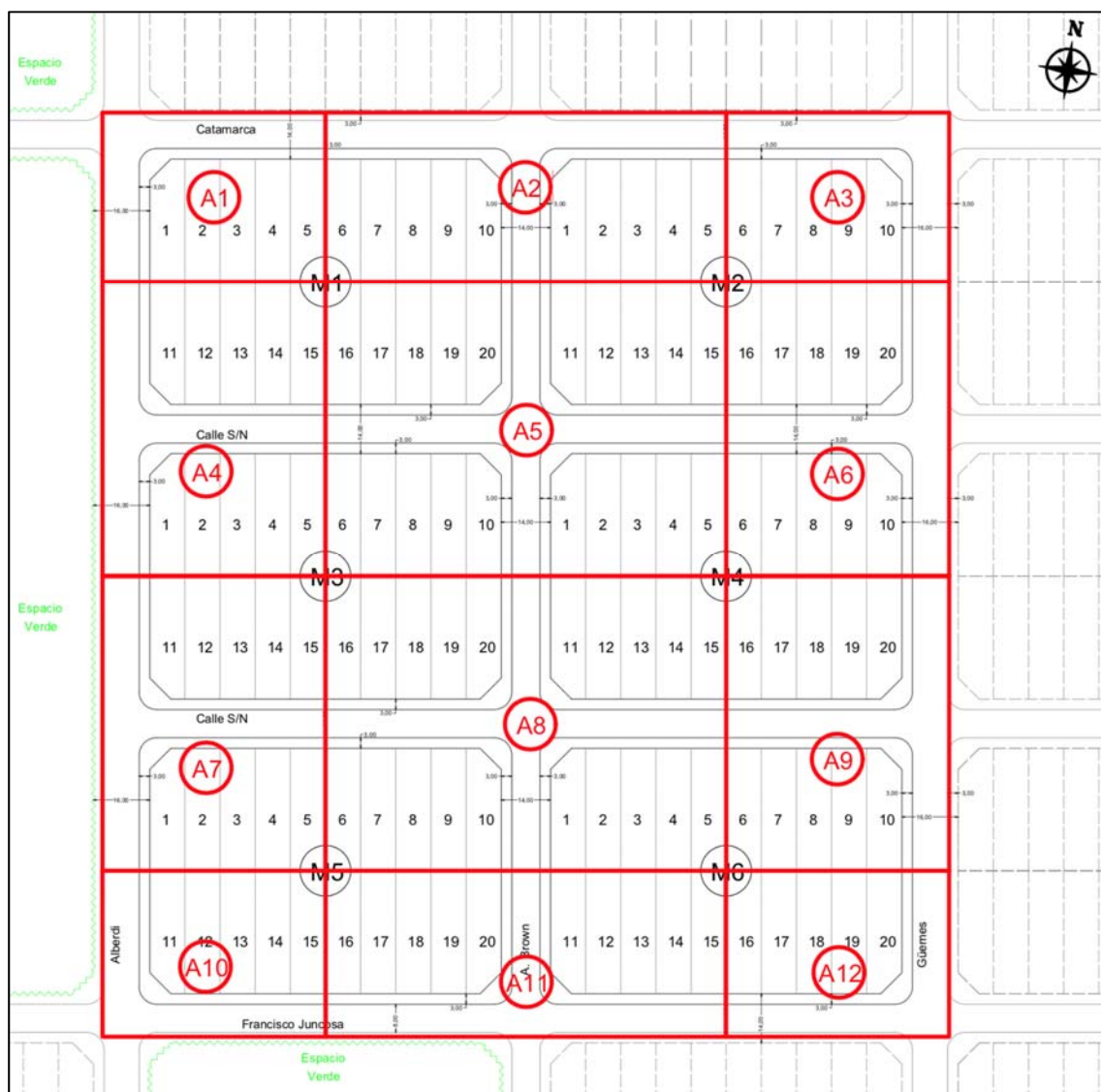


Imagen 18 - Áreas de influencia en nudos

Con esta distribución se determinó la cantidad de lotes que se ven abarcados por cada nudo y así la demanda por cada nudo, usando la siguiente formula:

$$\text{Caudal por Lote} = HPL \times Dot \times \alpha =$$

$$\text{Caudal por Lote} = 4,5 \frac{\text{hab}}{\text{Lote}} \times 350 \frac{\text{lbs}}{\text{hab} \times \text{Día}} \times 1,95$$

$$\text{Caudal por Lote} = 0,036 \frac{\text{lbs}}{\text{seg} \times \text{Lote}}$$

Luego se procedió a determinar las demandas de cada nudo:

Tabla 16 - Demanda por nudo

Nudo	Área	Cantidad de Lotes	Caudal por Lote (lbs / seg)	Demanda por Nudo (lbs / seg)
1	A1	5	0,036	0,178
2	A2	10	0,036	0,355
3	A3	5	0,036	0,178
4	A4	10	0,036	0,355
5	A5	20	0,036	0,711
6	A6	10	0,036	0,355
7	A7	10	0,036	0,355
8	A8	20	0,036	0,711
9	A9	10	0,036	0,355
10	A10	5	0,036	0,178
11	A11	10	0,036	0,355
12	A12	5	0,036	0,178
Total=		120	0,036	4,27

8.6.3 Criterios de diseño de la red de agua potable

Se fijó como material a emplear el PVC y se ubicaron todos los elementos de maniobra de la red en planimetría tanto, válvulas esclusas, válvulas de desagüe e hidrantes.

Para el diseño de la red se consideraron los siguientes criterios:

- Material de las redes: PVC (poli cloruro de vinilo). Cañerías PVC con junta elástica de aro de goma.

- Presión Mínima en los nodos de red: 10,00 metros de columna de agua medida sobre el nivel de vereda de los lotes más desfavorables del loteo. De acuerdo a la empresa proveedora del servicio de agua potable de la provincia de Salta, Aguas del Norte, es factible aceptar en casos especiales una presión mínima disponible de 6 m.c.a., previa autorización del Ente Regulador de Servicio Públicos de Salta.
- Presión Máxima en los nodos de red: 35,00 metros de columna de agua, esto se debe a que es la máxima presión que resisten los flotantes internos de los domicilios afectados por presiones superiores.
- Diámetro mínimo de conducciones: 75 mm Tipo K6 o clase 6, diámetro externo con un espesor de 2,2 mm y presión nominal de 6 kg/cm², este diámetro mínimo es fijado por Aguas del Norte en su Guía Complementaria para redes de agua potable.
- Velocidad mínima en las conducciones principales: 0,30 m/seg, esto se debe para evitar la decantación o sedimentación de partículas, estos valores son definidos por el ENOHSA.
- Velocidad máxima en las conducciones principales: 0.90 m/seg, esto se debe para evitar fenómenos grandes de golpes de ariete (sobre presiones en la cañería), Estos valores son definidos por el ENOHSA.

Tabla 17 - Velocidades máximas y mínimas ENOHSA

DN de la tubería (mm)	Velocidad (m/seg)
Menor o igual a 200	0,30 a 0,90
De 250 a 500	0,60 a 1,30
Mayor de 600	0,80 a 2,00

8.6.4 Cálculo hidráulico red de agua potable

Para esto se realizó un pre diseño de la red colocando cañerías de mismo diámetro en toda la extensión de la red de agua potable. En este caso el diámetro adoptado fue el mínimo de PVC clase 6 de 75 mm.

8.6.4.1 Modelo hidráulico red de agua potable

El modelo hidráulico utilizado fue EPANET en donde se cargó la red prediseñada para el cálculo y verificación de la misma. EPANET es un software de ordenador que realiza simulaciones en periodos prolongados del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de suministro a presión, efectúa un seguimiento de la evolución de los caudales en las tuberías, las presiones en los nudos, los niveles en los depósitos, y la concentración de las especies químicas presentes en el agua, a lo largo del periodo de simulación discretizado en múltiples intervalos de tiempo. Además de la concentración de las distintas especies, puede también simular el tiempo de permanencia del agua en la red y su procedencia desde las diversas fuentes de suministro.

Para poder utilizar el modelo hidráulico es necesario definir las cañerías principales y establecer los caudales de cálculo, seleccionar los diámetros y materiales, con los cuales se efectuará un rápido análisis de alternativas, cambiando alguna o todas las consignas adoptadas con el fin de lograr la solución óptima.

Dos de los requisitos fundamentales para poder construir con garantías un cálculo de red son la potencia de cálculo y la precisión del modelo hidráulico utilizado. EPANET contiene un simulador hidráulico muy avanzado que ofrece las siguientes prestaciones:

- No existe límite en cuanto al tamaño de la red que puede procesarse.
- Las pérdidas de carga pueden calcularse mediante las fórmulas de Hazen - Williams, de Darcy - Weisbach o de Chezy - Manning.
- Contempla pérdidas menores en codos, accesorios, etc.
- Admite bombas de velocidad fija o variable.
- Determina el consumo energético y sus costes.

El modelo de simulación hidráulica de EPANET calcula alturas en conexiones y caudales en líneas para un conjunto fijo de niveles de depósitos, niveles de tanques y demandas de agua a lo largo de una sucesión de instantes temporales. La solución de altura y caudal en un determinado punto a lo largo del tiempo supone el cálculo simultáneo de la conservación del caudal en cada conexión y la relación de pérdidas que supone su paso a través de los elementos de todo el sistema. Este proceso

requiere métodos iterativos de resolución de ecuaciones no lineales. EPANET utiliza el “Algoritmo del Gradiente” con este propósito.

8.6.4.2 Componentes físicos del modelo hidráulico

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

8.6.4.2.1 Conexiones

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

- Cota.
- Demanda de agua.
- Calidad del agua inicial, en caso que sea necesario.

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

- Altura piezométrica.
- Presión.
- Calidad del agua.

Las conexiones también pueden:

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

8.6.4.2.2 Depósitos

Los depósitos son utilizados para modelizar lagos, ríos y conexiones a otros sistemas. Sus principales características son su altura piezométrica y su calidad inicial para el análisis de la calidad del agua. El depósito es un punto frontera de la red, su altura y calidad del agua no pueden verse afectadas por lo que ocurra en el resto del sistema.

Por lo tanto, no se ordenan características de salida. A pesar de todo, podemos hacer variar su altura con el tiempo si le asignamos un patrón de tiempo.

8.6.4.2.3 Tanque

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

Las principales características de los tanques son:

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

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

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

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

8.6.4.2.4 Tuberías

Las tuberías son líneas que llevan el agua de un punto de la red a otro. EPANET asume que todas las tuberías se encuentran completamente llenas en todo momento.

Los parámetros hidráulicos más importantes para las tuberías son:

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

Los principales valores que podemos obtener son:

- Caudal.
- Velocidad.
- Perdidas.
- Factor de fricción Darcy-Weisbach.

- Variación de la velocidad de reacción a lo largo de su longitud.
- Variación de la calidad del agua a lo largo de su longitud.

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

- Hazen-Williams
- Darcy-Weisbach
- Chezy-Manning

8.6.4.2.5 Perdidas Menores

Las perdidas menores (o perdidas locales) se deben a la existencia de turbulencias en codos y conexiones. La importancia de incluir estas pérdidas depende de la distribución en planta de la red y el grado de exactitud requerido. Pueden contabilizarse asignando a la tubería un coeficiente de perdidas menores y multiplicando este coeficiente por la energía cinética de entrada en la tubería obtenemos las perdidas menores en la tubería. Para nuestro caso no vamos a necesitar calcular perdidas localizadas debido a que se trata de una red pequeña.

8.6.4.2.6 Bombas

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

Los parámetros de salida más importantes son el caudal y la carga. Para nuestro caso no es necesario contemplar el uso de una bomba, si bien existen y forman parte de la red, se las va a modelar como un tanque elevado de acuerdo a la presión de salida.

8.6.4.2.7 Válvulas

Las válvulas son líneas que limitan la presión y el caudal en puntos específicos de la red, para nuestro caso son elementos que separan los diferentes subsistemas de la red. Sus principales parámetros característicos son:

- Nudos de entrada y salida.
- Diámetro.

- Consigna, este parámetro me determina cuan cerrada o abierta se encuentra la válvula.
- Estado, puede ser abierta o cerrada.

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

Los diferentes tipos de válvulas que incluye EPANET son:

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

En nuestro caso solo usaremos válvulas esclusas comunes, pero estas estarán cerradas a fin de analizar solo el subsistema correspondiente.

8.6.4.3 Hipótesis y ecuaciones de EPANET

8.6.4.3.1 Hipótesis simplificativas

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

A. Hipótesis referentes al flujo:

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

B. Hipótesis referentes al fluido:

- incompresible.
- monofásico.
- homogéneo.
- newtoniano.

C. Hipótesis referentes a las conducciones:

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

8.6.4.3.2 Ecuaciones Fundamentales

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

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

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

$$\sum_{j=1}^{nti} Q_{ij} = C_i$$

Siendo:

Q_{ij} : caudal que circula en la línea que une el nudo i al j.

nti : número total de líneas que convergen en el nudo i.

C_i : caudal de alimentación o consumo en el nudo i.

B. La ecuación de Bernoulli: expresada como sigue:

“la energía por unidad de peso del fluido en la sección aguas arriba (E_1), más la energía por unidad de peso cedida al mismo a través de elementos activos, tales como bombas (h_b) en el trayecto de 1 a 2 es igual a la energía por unidad de peso en la sección aguas abajo (E_2) más las pérdidas de energía por unidad de peso entre las secciones 1 y 2 (h_{1-2})”.

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

Siendo la energía por unidad de peso en una determinada sección consta de tres componentes:

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

Siendo:

P/γ : altura de presión.

Z : cota geométrica.

$v^2/2g$: altura cinética.

8.6.5 Modelo hidráulico subsistema 4

Antes de realizar el modelo hidráulico de la red de agua del nuevo loteo lo primero que debemos hacer es cargar al software la red correspondiente al subsistema 4 ya que

nuestro loteo se va a abastecer por dicha red, una vez modelada hay que realizar la calibración de dicho modelo con las presiones relevadas de campo de manera iterativa, hasta converger a una solución real.

A partir de los planos entregados por la empresa Aguas del Norte del subsistema 4 se procedió a calcular la cota altimétrica de cada uno de los nudos utilizando el software GOOGLE EARTH PRO y en el caso de los nodos, se ingresaron las cotas de intradós y el consumo nodal. Para las tuberías, se ingresó la longitud, diámetro interno y rugosidad de la misma, de la siguiente manera:

La carga de la red de agua potable existente en el subsistema 4 se realizó de colocando la imagen catastral de fondo a fines de evitar olvidos y tener una idea general de la red a la hora de cargar todos los datos, resultando de la siguiente manera:



Imagen 19 - Carga red de agua potable existente subsistema 4

Como se puede observar en la imagen de la carga de la red del subsistema 4 la modelación de los pozos se realizó mediante un reservorio y una bomba ya que esto es la forma correcta de modelar un pozo profundo, para el embalse o reservorio cuya cota es igual a la altura piezométrica del acuífero subterráneo, luego se debe conectar la bomba entre el embalse y el nudo de la tubería existente de alimentación a la red. Para cargar la bomba se utilizó una curva característica de acuerdo a la marca y modelo de las bombas de cada pozo profundo, esta información fue suministrada por la empresa Aguas del Norte cuando se le solicitó la información de dichos pozos, ambos pozos poseen la misma bomba, una bomba sumergible MOTORARG BMS 8100R2/20, posteriormente se procedió a buscar la curva característica de esta bomba y sus especificaciones técnicas:



Imagen 20 - Características Bomba Pozo 6 y 8

Determinada la bomba que se encuentra colocada en los pozos profundo 6 y 8 se buscó la curva característica de dicha en función del modelo obteniendo la siguiente curva:

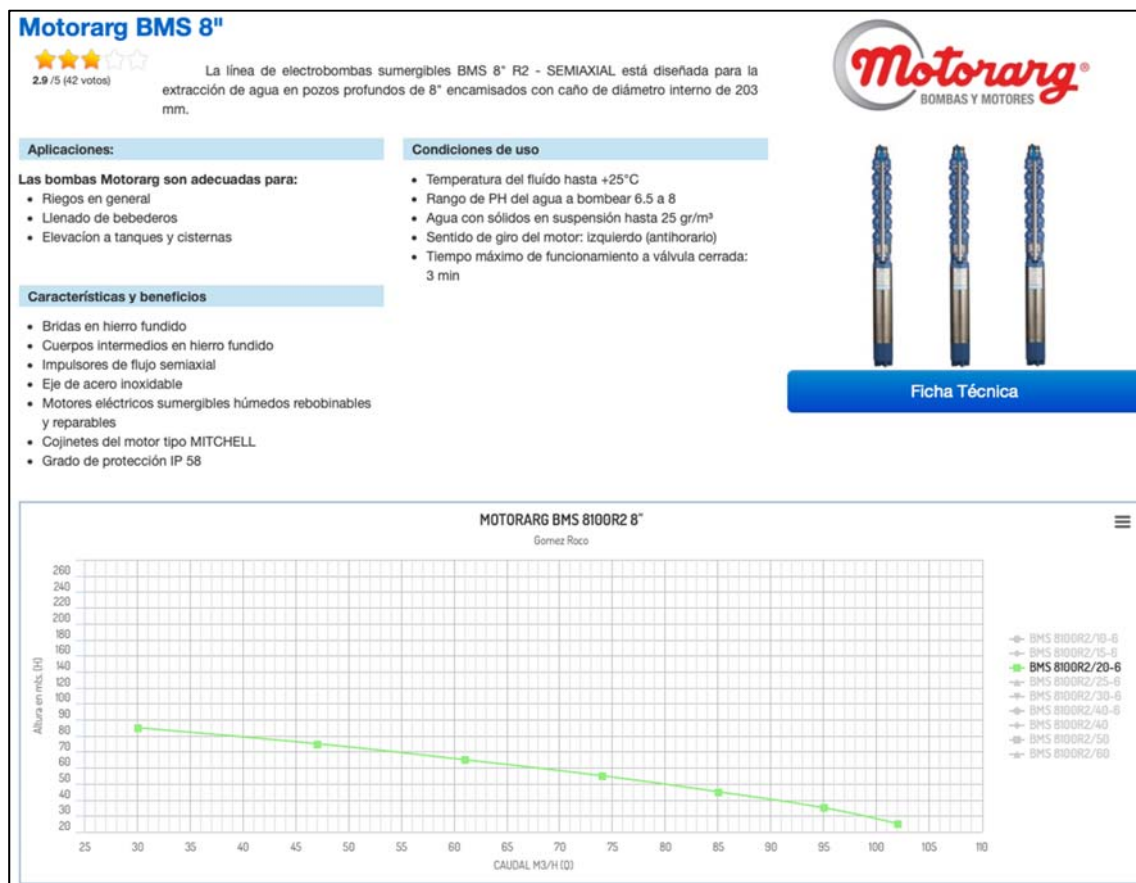


Imagen 21 - Curva característica bomba pozo 6 y 8

Como se puede ver en la imagen anterior la curva característica allí presentada corresponde al modelo específico de la bomba que se encuentra en los pozos profundo 6 y 8, con esta curva se procedió a cargar la misma en el software para el correcto modelado hidráulico del pozo profundo.

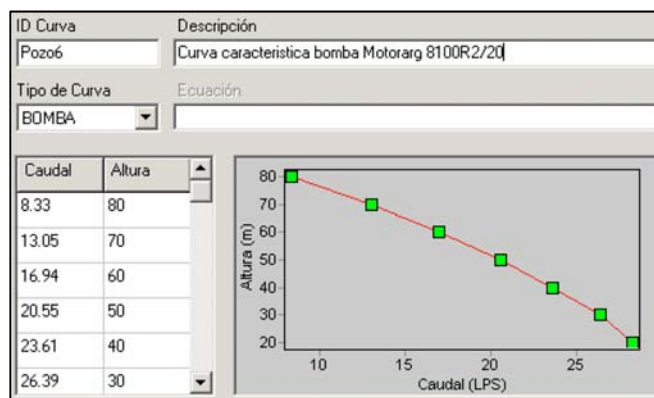


Imagen 22 - Carga curva característica al software

Posteriormente se cargaron todos los nudos de la red y las respectivas tuberías de resultando la siguiente red:

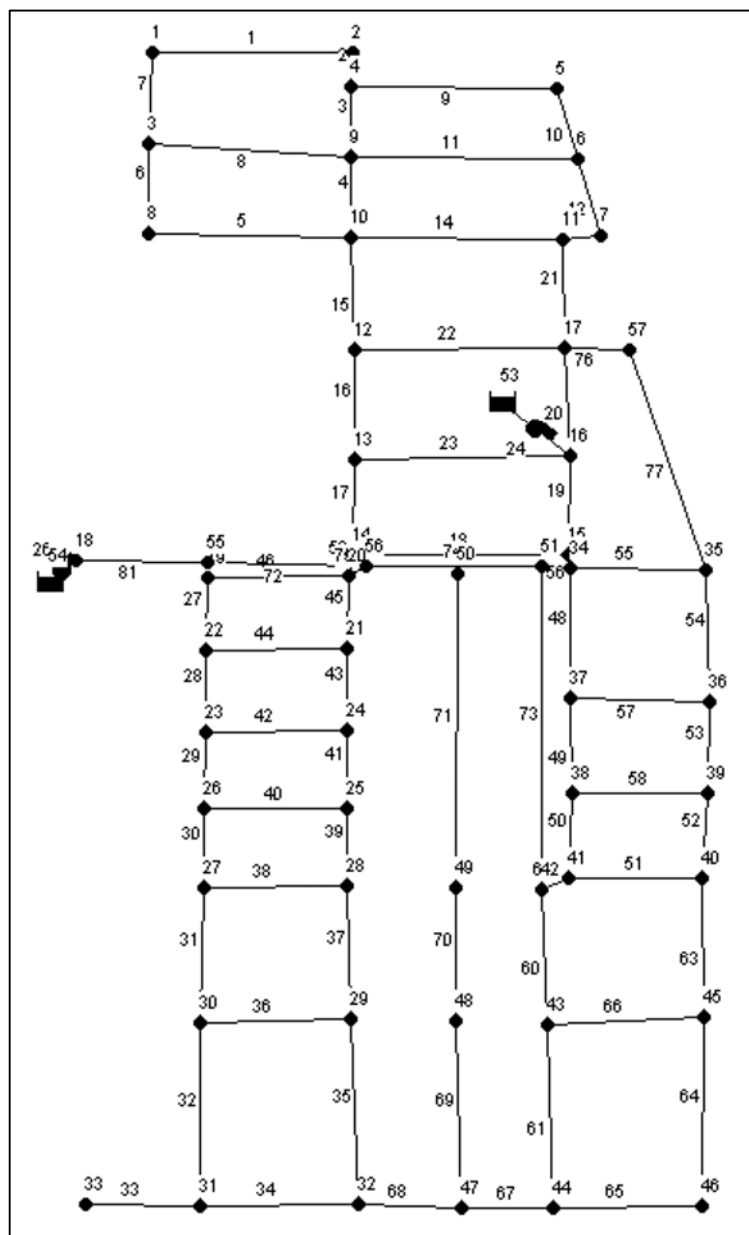


Imagen 23 - Modelo red subsistema 4

Una vez cargada ya toda la red se continua con la presentación de los resultados obtenidos de la siguiente manera:

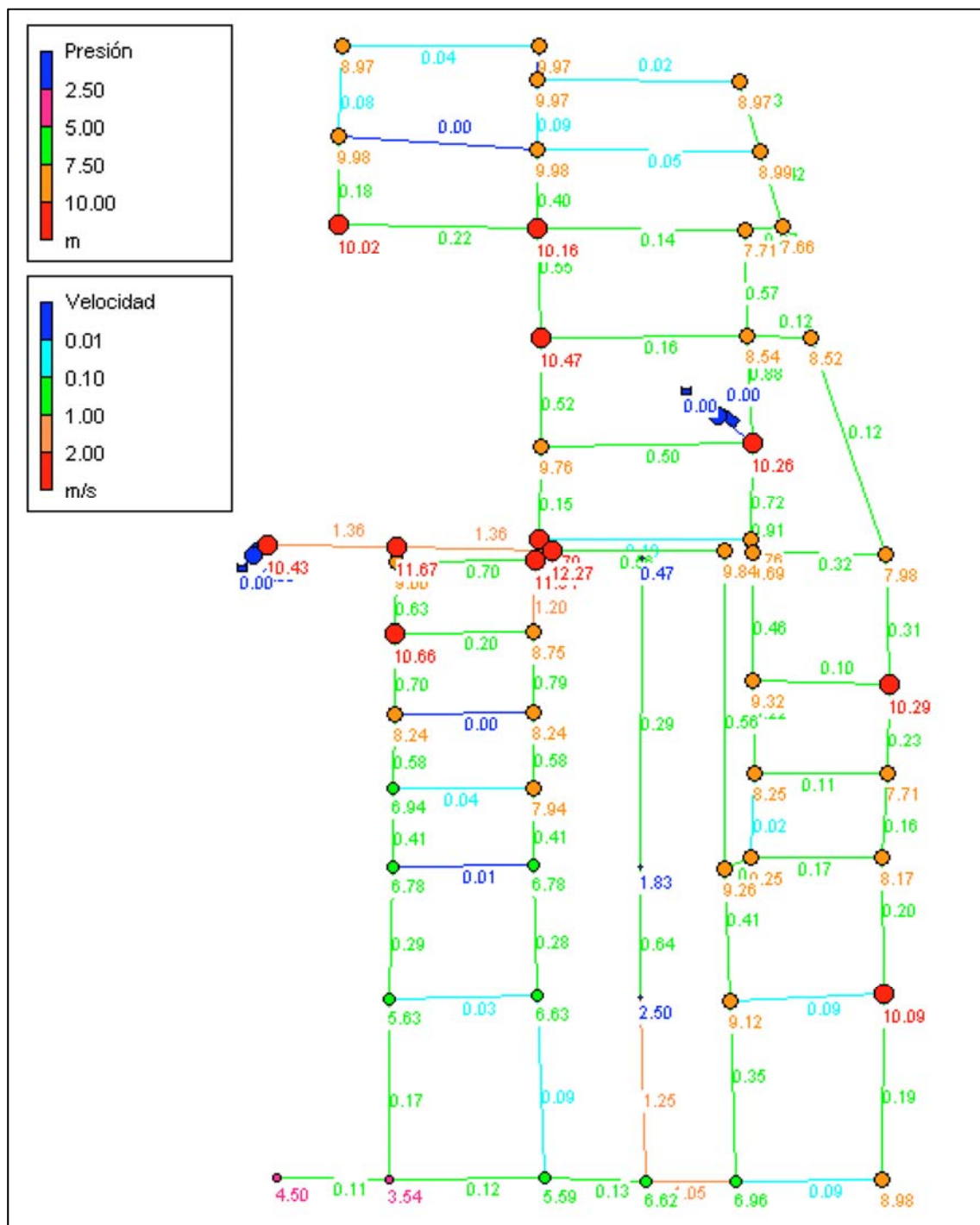


Imagen 24 - Modelo hidráulico red de agua potable subsistema 4

En esta última imagen se pueden apreciar los valores de presión en todos los nudos y las velocidades de cada una de las tuberías, en cuanto a presiones podemos observar que existen varios nudos con presiones por debajo de lo mínimo permitido, y con respecto a las velocidades podemos decir que todas están dentro los valores

razonables por más que se aprecian valores pequeños de velocidades, pero esto se debe a que por dicha conducción trasporta poco caudal.

Una vez que ya se hizo correr el modelo y al ser este una red existente es correcto verificar los valores obtenidos con los valores medidos en campo para así poder calibrar la red existente y lograr que esta esté lo más cercana a la realidad, para ello se cargaron los datos de calibración referidos a las presiones tomadas con manómetro en campo descriptas anteriormente de la siguiente manera:

Tabla 18 - Presiones para calibración modelo

Punto	Ubicación	Nudo Modelo	Presión (m.c.a.)
T1	San Martin y Entre Ríos	40	8,50
T13	San Martin 817	39	8,00
T14	San Martin S/N	35	8,00
T15	Calle S/N	17	8,00
-	Para calibración	14	15,00
-	Para calibración	56	15,00
T16	Francisco Juncosa 222	20	15,00
T17	Pasaje S/N	22	11,00

Como se puede ver en la tabla anterior se tuvieron que agregar algunos puntos interpolados de presión ya que en la zona donde se tomó la presión existen varios nudos en el modelo. Una vez cargados estos datos de calibración en nuestro modelo de red de agua potable se imprimió el informe de estadística de calibración para poder visualizar cuales son los errores que estamos teniendo:

Estadísticas de Calibración para Presión						
Localización	Nº	Observ	Calc	Media	RMS	Error
		Obs	Media	Media	Error	
39	1	8.00	7.71	0.287	0.287	
35	1	8.00	7.98	0.024	0.024	
17	1	8.00	8.54	0.543	0.543	
14	1	15.00	11.79	3.208	3.208	
56	1	15.00	12.27	2.728	2.728	
20	1	15.00	11.84	3.158	3.158	
22	1	11.00	10.66	0.343	0.343	
Sistema de Red	7	11.43	10.11	1.470	2.007	
Correlación entre los Términos: 0.974						

Imagen 25 - Estadísticas de calibración

El software nos calcula el error cuadrático medio de cada valor valor y luego nos hace un promedio de error cuadrático medio de toda la muestra.

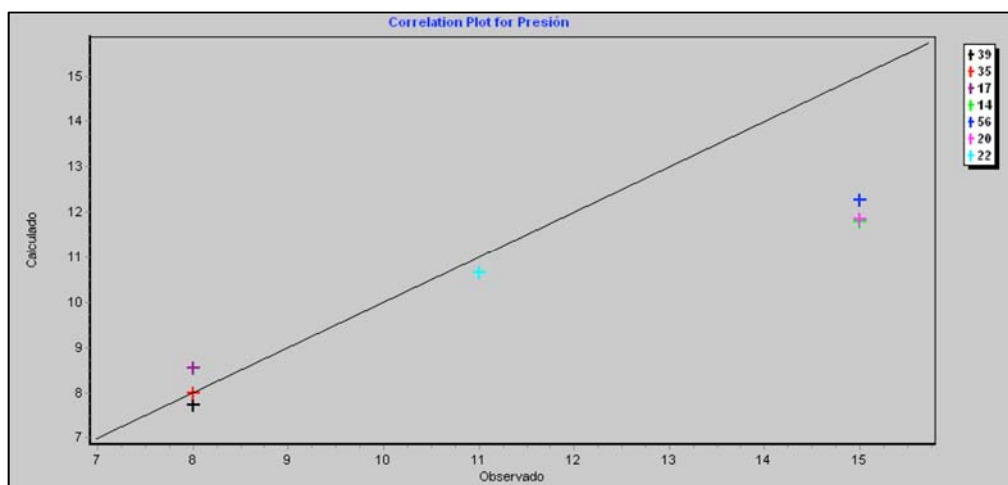


Imagen 26 - Error de calibración modelo hidráulico

Si un modelo se encuentra perfectamente calibrado los valores deberían estar lo más próximo a la línea a 45° que se muestra en la imagen. Pero como podemos observar en los nudos 14, 56 y 20 es donde el error es más grande, por lo que vamos a realizar una calibración para mejorar un poco estos valores, cambiando el coeficiente de rugosidad de algunas cañerías en cuestión, y colocando una cota más exacta en cada uno de los nudos afectados. Una vez realizados estos ajustes se procedió a hacer correr el modelo nuevamente obteniendo los resultados definitivos arrojando los siguientes resultados en cuanto a los errores descriptos anteriormente:

Estadísticas de Calibración para Presión						
Localización	N°	Observ	Calc	Media	RMS	
	Obs		Media	Media	Error	Error
39	1	8.00		7.71	0.286	0.286
35	1	8.00		7.98	0.024	0.024
17	1	8.00		8.54	0.544	0.544
14	1	15.00		13.29	1.707	1.707
56	1	15.00		14.27	0.727	0.727
20	1	15.00		13.34	1.657	1.657
22	1	11.00		10.66	0.342	0.342
Sistema de Red	7	11.43		10.83	0.755	0.977
Correlación entre los Términos: 0.989						

Imagen 27 - Errores sistema calibrado

Como se puede observar en la imagen anterior el error medio cuadrático se redujo a un poco más de la mitad, logrando así un mejor ajuste de la red existente:

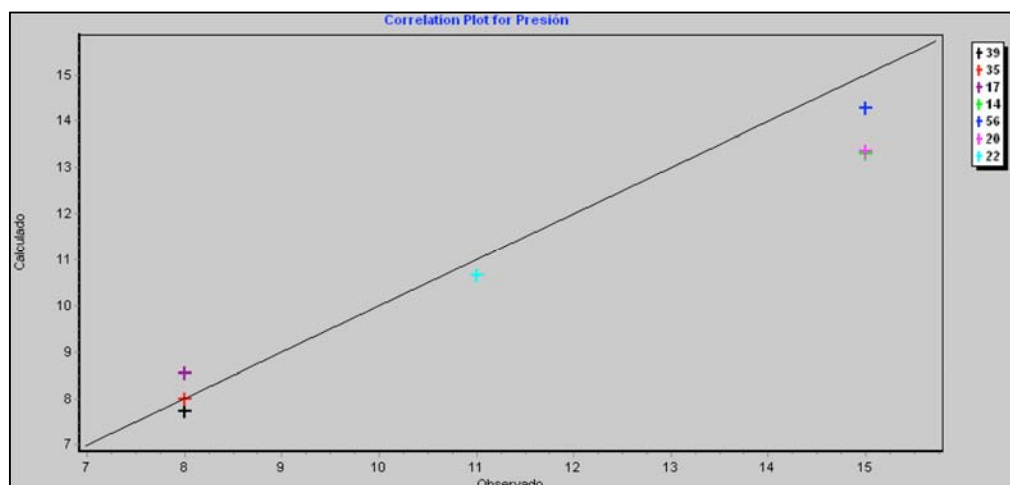


Imagen 28 – Error de calibración modelo hidráulico definitivo

Luego de analizar estos errores podemos decir que ya la red existente se encuentra lo suficientemente calibrada para realizar el cálculo de la red de agua potable del nuevo loteo.

A continuación, se presentan los resultados definitivos de la red existente del subsistema 4 que se va a utilizar para empalmar a la nueva red del loteo 120 viviendas.

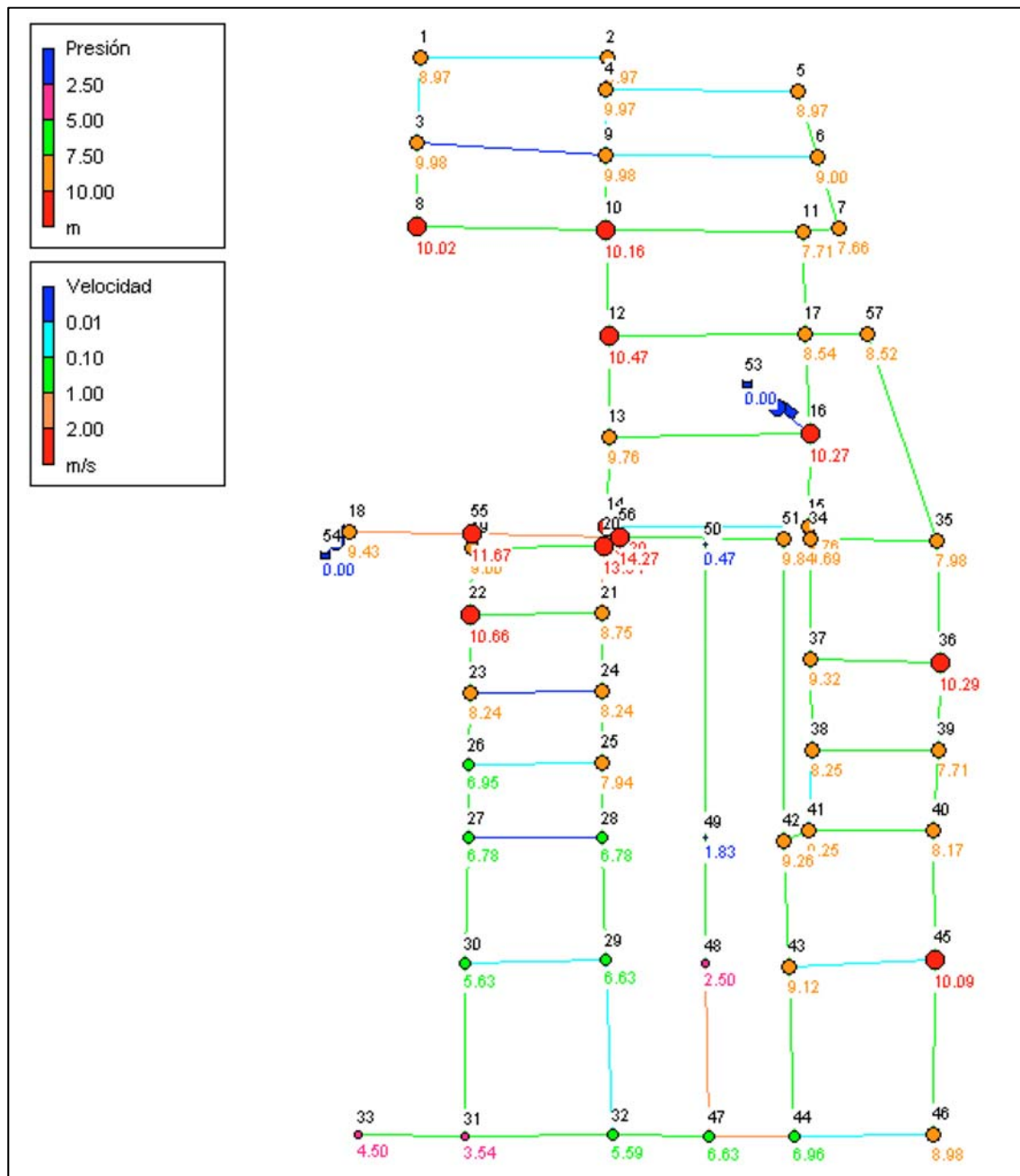


Imagen 29 - Resultados red existente subsistema 4

De acuerdo a esta configuración los nudos a los cuales vamos a empalmar nuestra nueva red son los nudos 10, 12, 13 y 14.

Tabla 19 - Resultados de cálculos de nudos de la red existente subsistema 4

ID Nudo	Cota (m)	Demanda (LPS)	Presión (m.c.a.)
1	470	0.18	8.97
2	469	0.18	9.97
3	469	0.36	9.98
4	469	0.29	9.97
5	470	0.29	8.97
6	470	0.65	9.00
7	471.5	0.29	7.66
8	469	0.18	10.02
9	469	1.01	9.98
10	469	0.72	10.16
11	471,5	0.25	7.71
12	469	0.50	10.47
13	470	0.50	9.76
14	466.5	0.25	13.29
15	470	0.68	9.76
16	470	0.25	10.27
17	471	0.25	8.54
18	473	0.00	9.43
19	470	0.18	9.00
20	466.5	0.25	13.34
21	470	0.58	8.75
22	468	0.36	10.66
23	470	0.36	8.24
24	470	0.58	8.24
25	470	0.58	7.94
26	471	0.36	6.95
27	471	0.32	6.78
28	471	0.36	6.78
29	471	0.54	6.63
30	472	0.40	5.63
31	474	0.50	3.54
32	472	0.29	5.59
33	473	0.18	4.50
34	470	0.36	9.69
35	471.5	0.36	7.98
36	469	0.50	10.29
37	470	0.36	9.32

38	471	0.36	8.25
39	471.5	0.50	7.71
40	471	0.36	8.17
41	470	0.29	9.25
42	470	0.43	9.26
43	470	0.29	9.12
44	472	0.36	6.96
45	469	0.29	10.09
46	470	0.18	8.98
47	471	0.43	6.63
48	471	0.36	2.50
49	471	0.97	1.83
50	472	0.79	0.47
51	470	0.00	9.84
55	470	0.00	11.67
56	466	0.00	14.27
57	471	0.00	8.52

Tabla 20 - Resultados de cálculos de tuberías de la red existente subsistema 4

ID Línea	Caudal (LPS)	Velocidad (m/seg)	Pérd. Unit. (m/km)
1	0.14	0.04	0.03
2	-0.04	0.01	0.00
3	-0.26	0.09	0.27
4	-1.10	0.40	3.44
5	0.88	0.22	1.00
6	0.70	0.18	0.67
7	0.32	0.08	0.18
8	0.02	0.00	0.00
9	-0.07	0.02	0.02
10	-0.36	0.13	0.49
11	0.15	0.05	0.08
12	-1.15	0.42	3.71
13	-1.44	0.37	2.37
14	0.54	0.14	0.43
15	-2.16	0.55	4.88
16	-2.04	0.52	4.40
17	-0.60	0.15	0.51
18	0.39	0.10	0.24
19	-2.81	0.72	7.74
20	-3.44	0.88	11.11
21	2.23	0.57	5.14
22	-0.63	0.16	0.56
23	-1.95	0.50	4.05
27	1.74	0.63	7.67
28	1.94	0.70	9.30
29	1.59	0.58	6.52
30	1.13	0.41	3.58
31	0.79	0.29	1.90
32	0.47	0.17	0.79
33	0.18	0.11	0.47
34	-0.21	0.12	0.61
35	-0.15	0.09	0.35
36	0.08	0.03	0.03
37	-0.78	0.28	1.86
38	-0.02	0.01	0.01
39	-1.12	0.41	3.52
40	-0.10	0.04	0.03

41	-1.60	0.58	6.60
42	0.01	0.00	0.00
43	-2.18	0.79	11.46
44	0.56	0.20	1.06
45	-3.32	1.20	24.19
46	1.92	0.70	9.13
48	1.26	0.46	4.36
49	0.62	0.22	1.25
50	-0.05	0.02	0.02
51	0.48	0.17	0.81
52	-0.44	0.16	0.68
53	-0.64	0.23	1.32
54	-0.86	0.31	2.21
55	-0.89	0.32	2.36
56	2.51	0.91	14.74
57	0.28	0.10	0.33
58	0.30	0.11	0.37
60	3.46	0.41	1.80
61	2.92	0.35	1.33
62	0.82	0.30	2.03
63	0.56	0.20	1.04
64	0.52	0.19	0.94
65	0.34	0.09	0.20
66	-0.26	0.09	0.28
67	2.90	1.05	19.07
68	0.35	0.13	0.46
69	2.12	1.25	34.37
70	1.76	0.64	7.88
71	0.79	0.29	1.93
73	4.71	0.56	3.11
81	11.43	1.36	15.19
59	1.24	0.45	4.21
72	11.43	1.36	15.18
74	4.71	0.56	3.11
75	6.72	2.44	86.03
76	0.33	0.12	0.42
77	0.33	0.12	0.42

A partir de los resultados obtenidos se va a diseñar la red de agua potable para nuevo loteo 120 viviendas en la localidad de Las Lajitas, como se dijo anteriormente los nudos a los cuales vamos a empalmar nuestra nueva red son los nudos 10, 12, 13 y 14 que tienen las siguientes características en cuanto a presión disponible.

Tabla 21 - Nudos a empalmar en red existente

ID Nudo	Cota (m)	Demanda (LPS)	Presión (m.c.a.)
10	469	0.72	10.16
12	469	0.50	10.47
13	470	0.50	9.76
14	466.5	0.25	13.29

8.6.6 Modelo hidráulico red de agua potable loteo 120 viviendas

Para realizar el modelo hidráulico de la red del nuevo loteo en el software EPANET lo primero que hacemos es configurar los parámetros básicos para el cálculo de la red de agua mediante los siguientes parámetros:

8.6.6.1 Fórmula de pérdida de carga

La fórmula a utilizar de pérdida de carga es la de “HAZEN-WILLIAMS” para nuestro caso particular:

Fórmula	Coeficiente de Resistencia (A)	Expon. Caudal (B)
Hazen-Williams	$10,674 C^{-1,852} d^{-4,871} L \text{ } (^4)$	1,852
Darcy-Weisbach	$0,0827 f(\varepsilon, d, q) d^{-5} L \text{ } (^5)$	2
Chezy-Manning	$10,294 n^2 d^{-5,33} L \text{ } (^6)$	2
donde: C = Coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams ε = Coeficiente de rugosidad de Darcy-Weisbach (m) f = factor de fricción (depende de ε , d, y q) n = Coeficiente de rugosidad de Manning d = diámetro de la tubería (m) L = longitud de la tubería (m) q = caudal (m ³ /s)		

Imagen 30 - Fórmula pérdida de carga

De acuerdo a la fórmula que vamos a utilizar se determina el coeficiente de rugosidad para una tubería nueva, siendo este:

<i>Material</i>	<i>C Hazen-Williams (universal)</i>	<i>ϵ Darcy-Weisbach (mm)</i>	<i>n Manning (universal)</i>
Fundición	130 – 140	0,25	0,012 – 0,015
Hormigón o revest. de Hormigón	120 – 140	0,3 – 3,0	0,012 – 0,017
Hierro Galvanizado	120	0,15	0,015 – 0,017
Plástico	140 – 150	0,0015	0,011 – 0,015
Acero	140 – 150	0,03	0,015 – 0,017
Cerámica	110	0,3	0,013 – 0,015

Imagen 31 - Coeficiente de rugosidad

En nuestro caso tenemos una cañería de PVC (plástico) nueva por lo que vamos a utilizar como coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams un $C = 150$.

8.6.6.2 Diámetros de las tuberías

Como sabemos el diámetro de las tuberías que debemos introducir en el software es el diámetro interno es por esto que se pidió un catálogo a un proveedor de cañerías de PVC para determinar los espesores de los diferentes diámetros de cañerías comerciales, para nuestro caso vamos a utilizar la cañería PVC de diámetro 75 mm, ya que este es el diámetro mínimo exigido por la empresa Aguas del Norte para redes de agua potable, el proveedor elegido es “Amanco”:

TUBO AGUA POTABLE IRAM 13351							
DN (mm)	Long. (m)	CLASE 6		CLASE 10		D1 (mm)	m (mm)
		e (mm)	Di (mm)	e (mm)	Di (mm)		
50	6	1,70	46,6	2,40	45,2	50,3	95
63	6	1,90	59,2	3,00	57,0	63,4	100
75	6	2,20	70,6	3,60	67,8	75,4	105
90	6	2,70	84,6	4,30	81,4	90,7	110
110	6	3,20	103,6	5,30	99,4	110,4	125
125	6	3,70	117,6	6,00	113,0	125,4	130
140	6	4,10	131,8	6,70	126,60	140,5	140
160	6	4,70	150,6	7,70	144,6	160,5	140
200	6	5,90	188,2	9,60	180,8	200,6	160
225	6	6,60	211,5	10,80	203,4	225,7	170
250	6	7,30	235,4	11,90	226,2	250,8	180
315	6	9,20	296,6	15,00	285,0	316,0	195
355	6	10,40	334,2	16,90	321,2	356,1	205
400	6	11,70	376,6	19,10	361,8	401,2	215
500	6	14,60	470,8	23,80	452,4	502,6	270
630	6	18,40	593,2	30,00	570,0	631,6	285

Imagen 32 - Tubos comerciales PVC AMANCO

Como podemos observar el espesor de la tubería de 75 mm de diámetro de clase 6 es 2,20 mm, por lo que el diámetro a introducir en el software es de 70,60 mm.

A continuación, se realizó la carga de todos los nudos y tuberías propuestas de acuerdo a la geometría de la red, para esto se procedió a cargar como imagen de fondo en el software la configuración del nuevo loteo para luego trazar la geometría de la red de agua potable de la siguiente manera:



Agustín Andreussi / pág. 64

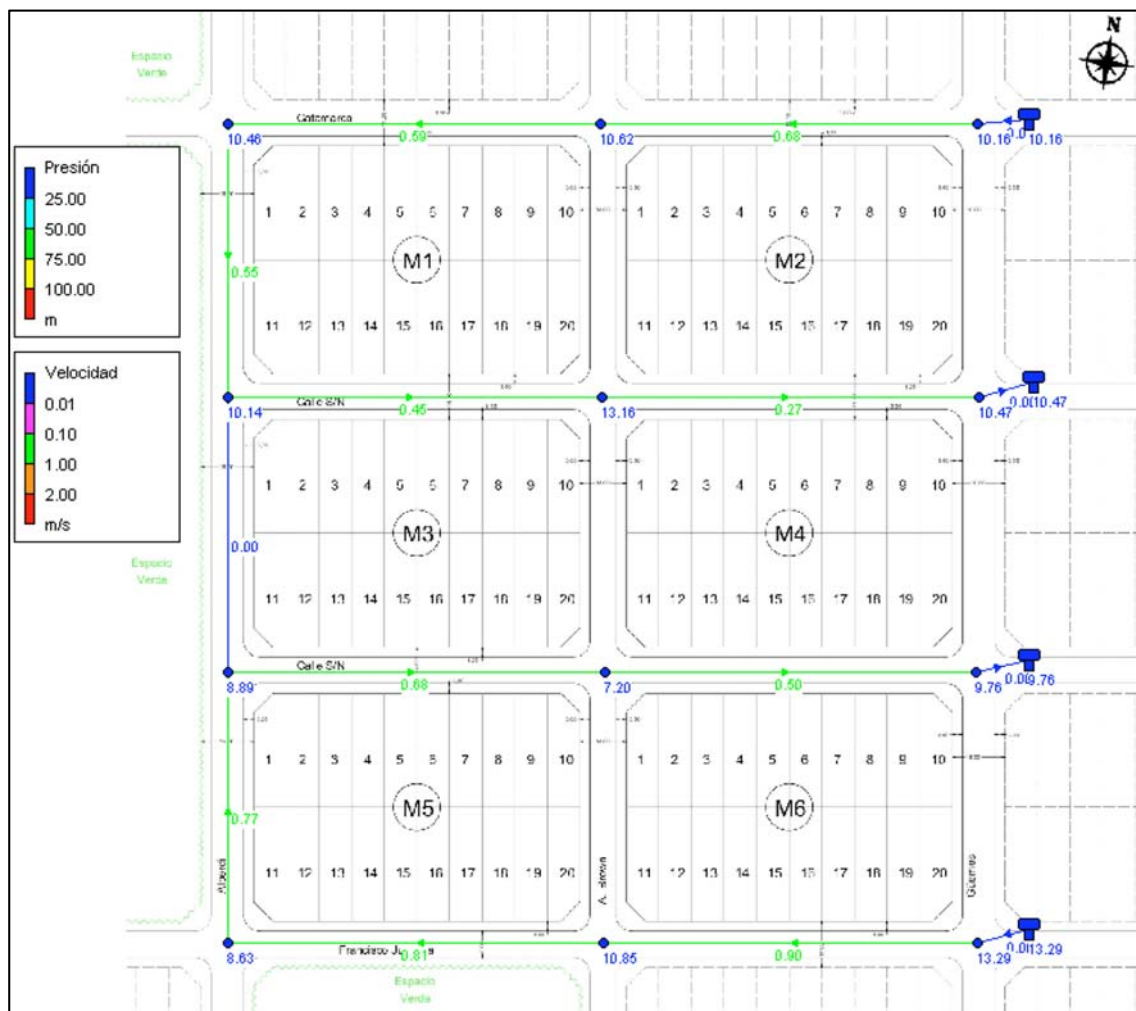


Imagen 34 - Resultados modelo hidraulico red de agua potable

Como podemos observar las presiones en los diferentes nudos es aceptable, las velocidades no superan la velocidad máxima permitida para cañería de diámetro de 75 mm. También podemos observar que la presión en los puntos de empalme es igual a la presión de servicio determinada anteriormente. Si bien existen tramos donde la velocidad es inferior a la velocidad mínima estos son aceptados ya que se está colocando el diámetro mínimo exigido por los organismos estatales, en este caso la empresa Aguas del Norte en su guía complementaria.

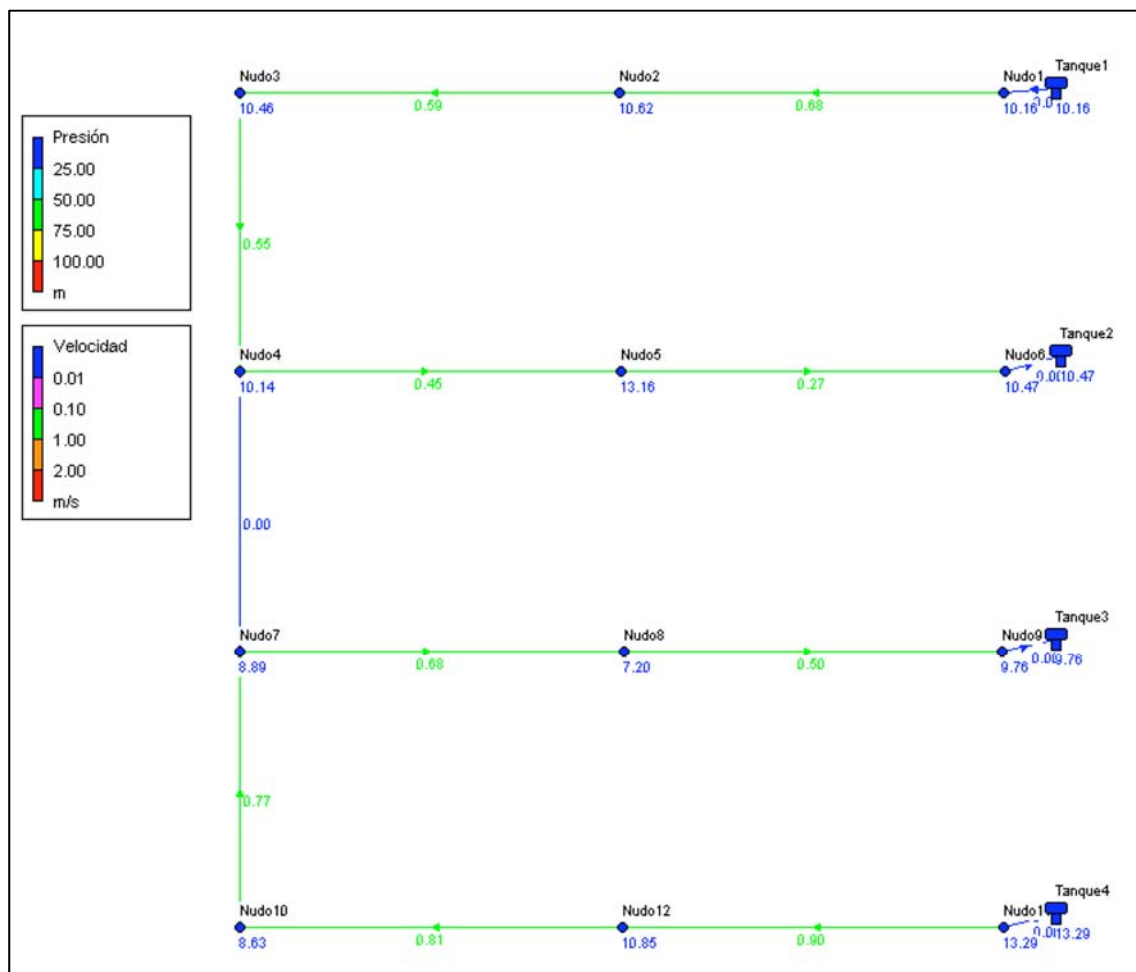


Imagen 35 - Modelo hidráulico red de agua potable

A partir del modelo hidráulico se verificaron los diámetros de los conductos como así también las presiones en todo el sistema de modo tal que cumplan con la reglamentación vigente.

El proceso de cálculo es iterativo siguiendo el procedimiento detallado a continuación:

1. Carga de Datos de Entrada de cotas de Nodos y Demanda por Nodo (No modificable).
2. Carga de Datos de Entrada de Geometría de Red.
3. Corrida del Modelo verificación de presiones y velocidades.
4. Si Verifica se adopta la red
5. No verifica, se redimensiona la red en los tramos con problemas y se reinicia el proceso desde el punto 2.

Si bien no se presenta el proceso iterativo completo que se realizó se presentan en la Tabla N° 22 y Tabla N°23, a continuación, los resultados del modelo y sus verificaciones tanto para las conducciones como para los nodos.

Tabla 22 - Resultados de cálculos de nudos de la red loteo 120 viviendas

ID Nudo	Cota (m)	Demanda (LPS)	Presión (m.c.a.)
Nudo1	470	0,18	10,16
Nudo2	468,75	0,35	10,62
Nudo3	468,3	0,18	10,46
Nudo4	468,25	0,35	10,14
Nudo5	464,85	0,71	13,16
Nudo6	467,4	0,35	10,47
Nudo7	469,5	0,35	8,89
Nudo8	470,4	0,71	7,2
Nudo9	467,4	0,35	9,76
Nudo10	470,45	0,18	8,63
Nudo 12	469,9	0,35	10,85
Nudo 11	470,05	0,18	13,29

Tabla 23 - Resultados de cálculos de tuberías de la red loteo 120 viviendas

ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Rugosidad	Caudal (LPS)	Velocidad (m/seg)	Pérd, Unit, (m/km)
Tubería 1	115,00	75	150,00	2,67	0,68	6,90
Tubería 2	115,00	75	150,00	2,31	0,59	5,30
Tubería 3	81,00	75	150,00	2,14	0,55	4,57
Tubería 4	115,00	75	150,00	1,78	0,45	3,25
Tubería 5	115,00	75	150,00	1,06	0,27	1,26
Tubería 6	87,00	75	150,00	0,00	0,00	0,00
Tubería 7	115,00	75	150,00	2,66	0,68	6,84
Tubería 8	115,00	75	150,00	1,94	0,50	3,84
Tubería 9	81,00	75	150,00	-3,01	0,77	8,60
Tubería 10	115,00	75	150,00	-3,18	0,81	14,47
Tubería 11	115,00	75	105,00	-3,54	0,90	22,53

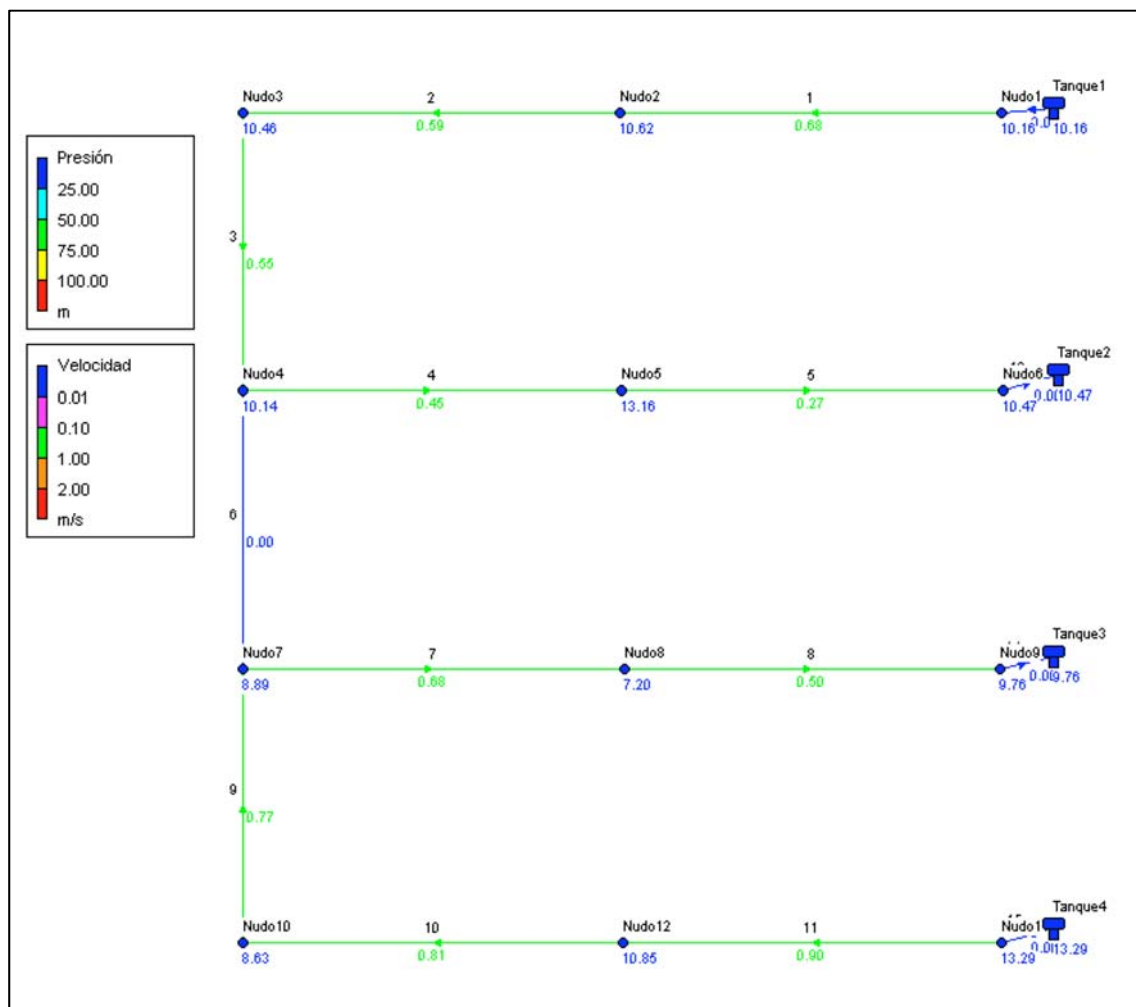


Imagen 36 - Modelo hidráulico final red de agua potable loteo 120 viviendas

Para terminar con el diseño se la red de agua potable es necesario contar con dos elementos de operación fundamentales que son exigidos por la empresa Aguas del Norte en su GUIA COMPLEMENTARIA GENERAL PARA ELABORACIÓN DE PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y CLOACA, ellos son los hidrantes y las cámaras de válvulas de desagüe. De acuerdo a esta guía complementaria se exige un mínimo de un hidrante cada un radio de 200 metros como mínimo, para ello se determinó los lugares óptimos en planimetría para colocar los hidrantes y así aprovechar al máximo el radio de cobertura de 200 metros, para ello se muestra la siguiente imagen:

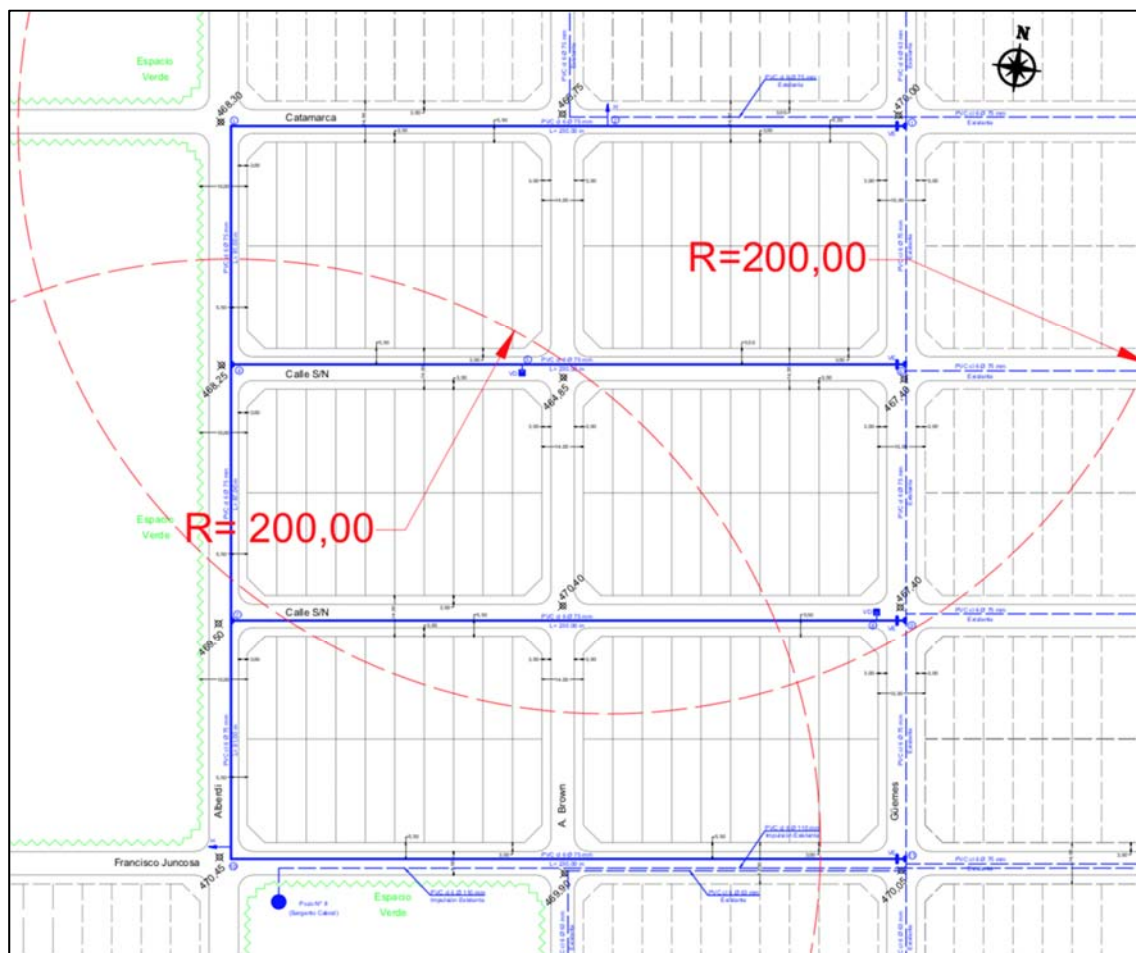


Imagen 37 - Ubicación hidrantes

Por ultimo con respecto a la colocación de valvulas de desagüe estas deben estar ubicadas en los puntos bajos de la red, de acuerdo a esto se definieron dos puntos bajos de la red y en esos puntos se colocaron las valvulas de desagüe respectivas, estas se pueden observar en el Anexo Planos.

Con esto queda finalizado el diseño de la red de agua potable para nuevo loteo 120 viviendas Las Lajitas.

9 CONCLUSIONES

En el presente proyecto se estudió el funcionamiento de la red de agua potable existente en la localidad de las lajitas, en la cual se proyecta ampliar esa red existente para un loteo de 120 viviendas que se ubicaran en la zona norte de la ciudad, como así también se estudió las demandas de los diferentes usuarios y las pérdidas de agua del sistema existente, en donde podemos decir que en la actualidad el consumo de agua es superior a la media de otros países y por sobre todo las perdidas en los sistemas existentes son elevadas, provocando así deterioros en calzadas y fundamentalmente un sobredimensionado de las fuentes de agua. En la localidad de las lajitas las fuentes de agua potable son suficientes para abastecer a toda la población existente en la actualidad, pero en un futuro será primordial la incorporación de nuevas fuentes (pozos profundos) al sistema debido al crecimiento poblacional estudiado en este trabajo.

Otra alternativa en un futuro será la incorporación de tanques elevados en la localidad ya que estos reducen drásticamente los coeficientes de caudal bajando la demanda de agua potable por usuario, debido a que estos reservorios me absorben en pico horario de consumo y a la vez me homogenizan las presiones en toda su área de influencia, por lo que será una alternativa muy positiva.

En cuanto al diseño de la red de agua potable del loteo 120 viviendas se elabora el presupuesto de obra utilizando dos tipos de materiales, PVC y PEAD, cada uno de ellos con ventajas y desventajas como por ejemplo en el PVC no se necesitan herramientas sofisticadas para su colocación por lo que lo hace muy práctico en localidad alejadas, pero en contra partida en cada junta de unión de caños tenemos un posible punto de fuga o perdida en un futuro, cosa que no sucede con el PEAD, ya que viene en rollos de hasta 200 metros en diámetros pequeños (como el de nuestro proyecto) y las uniones se realizan por electro fusión generando así una estanquidad optima, pero a contra partida del PVC requiere una maquina costosa para realizar esa electro fusión como así también personal muy capacitado para su implementación. A esto último también le tenemos que sumar que la obra con material PEAD es más costosa que con PVC, en el anexo se determinó el presupuesto con las dos alternativas. Por esto último se optó por la alternativa más económica, el PVC, para el diseño de nuestra red de agua potable.

10 ANEXOS

10.1 PLANOS

10.2 COMPUTO

10.3 PRESUPUESTO

10.4 PLAN DE TRABAJOS Y CURVA DE INVERSIÓN

10.5 LISTADO DE MATERIALES

10.6 PLIEGO DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

10.7 GUIA PARA ELABORACION DE PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y CLOACA