

# **ANTEPROYECTO**

# **SISTEMA DE**

# **DESAGÜE CLOACAL**

# **DE SAMUHÚ- CHACO**

## **TRABAJO FINAL DE CARRERA**

### **ALUMNOS**

*Brödl Germán Leonel*

*Lo Shu Wei*

### ***DOCENTE TRABAJO FINAL***

*Ing. SALGADO, Alejandro*

### **TUTOR ACADÉMICO:**

*Ing. Prieto Jorge*

### **AÑO:**

2021

## AGRADECIMIENTOS

A todos los que forman parte de la universidad, cruzándose en nuestro camino para que de alguna u otra forma esto pueda realizarse. En especial a los docentes de las distintas cátedras por brindarnos todos los recursos y herramientas que fueron necesarios para llevar a cabo este proceso. No hubiésemos podido lograrlo de no haber sido por su incondicional ayuda.

A nuestros compañeros y familia, por apoyarnos en todo momento. Un eterno reconocimiento a nuestros padres por su apoyo incondicional, que siempre estuvieron ahí para darnos palabras de aliento. Por depositar su confianza

Hermanos y amigos por estar presente a cada paso, en los buenos y malos momentos.

A nuestro tutor académico Ing. Jorge Prieto, quien con sus conocimientos y acompañamiento constante nos guio a través de cada una de las etapas de este proyecto, brindándonos su tiempo y aconsejándonos en cada momento.

A nuestro tutor de cátedra Ing. Alejandro Salgado por su predisposición, motivación, y ayuda permanente para que esto sea posible.

## **1. INTRODUCCIÓN**

El presente anteproyecto tiene como objetivo principal el desarrollo de la recolección de los Efluentes Cloacales de la localidad de Samuhú, provincia del Chaco

Surge de la necesidad, por parte de la institución APA (Administración Provincial del Agua), de contar con un estudio técnico para la posterior elaboración del proyecto de ejecución. La empresa nos brindó información y asesoramiento técnico por medio de el Ing. Jorge Prieto – Jefe de Departamento de Proyectos.

Esto surge luego de realizar un análisis acerca de cuáles son los servicios esenciales que deberían tener todas las localidades para garantizar una mejora en su calidad de vida y así poder progresar como comunidad, permitiendo un mejor desarrollo de las actividades sociales, económicas, culturales, entre otras

El anteproyecto consiste en el estudio de proyección población y caudales, diseño de la red cloacal, dimensionamiento y emplazamiento de las Estaciones Elevadoras Nº1 y Nº2 con la respectiva conducción de los líquidos mediante sistema de impulsión, diseño, dimensionamiento y emplazamiento de lagunas de estabilización, como así también sus interconexiones entre ellas. Y por último la deposición final de los líquidos tratados.

## **2. DIAGNÓSTICO**

### **2.1 Marco General**

En la última década la localidad de Samuhú, departamento de San Lorenzo, provincia del Chaco, ha reflejado un aumento de población en relación a las proyecciones. Esto trae consigo una necesidad latente de contar con un servicio básico como lo es el sistema cloacal.

Todas las viviendas cuentan con un sistema de cámara séptica y pozo absorbente para el tratamiento de sus efluentes cloacales, estos tienen la desventaja de que efluentes pueden terminar en las napas de agua subterráneas y amenazan futuras fuentes de agua y por consiguiente la salud de la población. Muchos vecinos han manifestado problemas en cuanto al funcionamiento de sus sistemas cloacales estáticos. Los pozos absorbentes tienen dificultades para depurar los efluentes, con un suelo que no contribuye a la tarea.

Un trabajo publicado por INTA clasifica a la localidad como suelo franco arcilloso, de Nivel de drenaje Nº 2 y Grupo de riesgo Nº2, referenciando a que no es un suelo con buenas condiciones de drenaje, que tiende al encharcamiento.

## **3. SAMUHÚ**

### **3.1 Reseña de la Localidad**

Samuhú es una localidad argentina perteneciente a la provincia del Chaco-situada en el Departamento San Lorenzo, en la provincia del Chaco. Se encuentra localizada a 200 km al oeste de la ciudad de Resistencia.

Su principal vía de acceso es la Ruta Provincial 4, que la comunica por pavimento al norte con Villa Berthet. Otra ruta que la atraviesa es la Nacional 89, que la vincula al este con Haumonia y al oeste con Enrique Urien y Villa Ángela.

Es una ciudad cuyo crecimiento se denota en cercanías a la ruta nacional 89, a ambos principalmente hacia el sector sur.

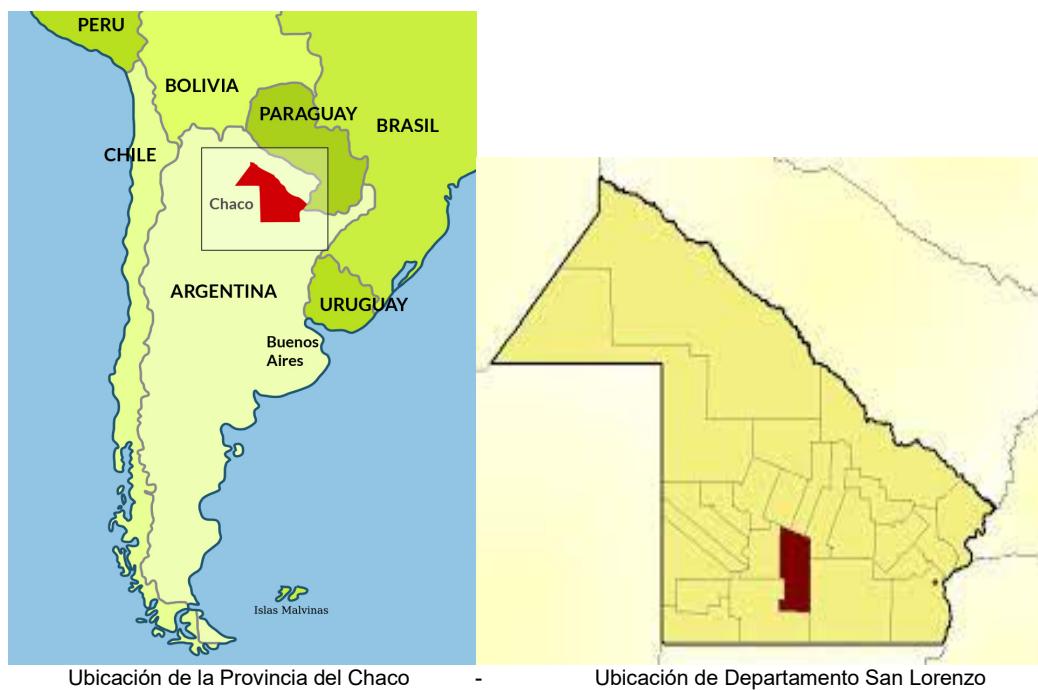
En 2010 alcanzó según el censo nacional una población de 1251 habitantes.

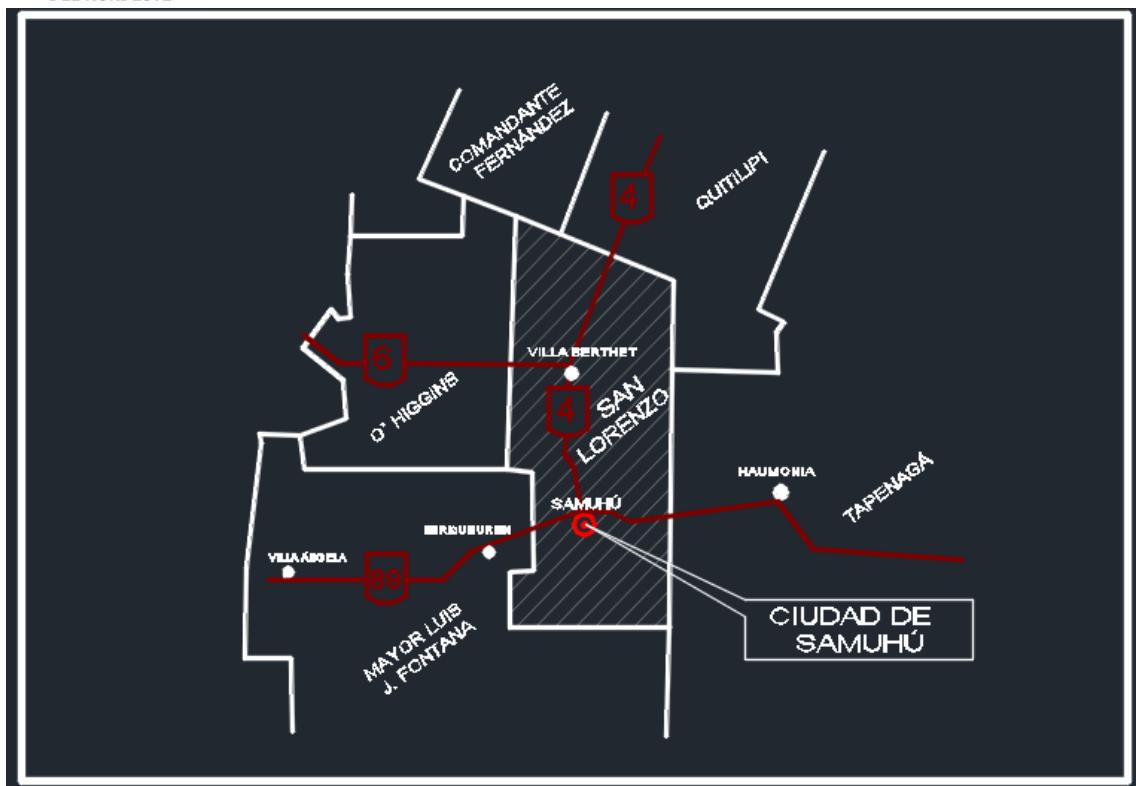
### 3.2 Ubicación Geográfica

Se adjuntan imágenes que reflejan la ubicación de la Provincia de Chaco dentro de la República Argentina. Las Coordenadas geográficas son:

Latitud: 27° 31' 13" Sur

Longitud: 60° 23' 37" Oeste





Esquema Ubicación Samuhú mediante Autocad



Imagen Satelital de la localidad de Samuhú

### 3.3 Situación Actual

Se prevé una reforma integral del sistema de captación, potabilización, reserva y distribución a fin de proveer y garantizar una prestación de servicio de agua potable. La Administración Provincial del Agua (APA) elaboró el proyecto del Sistema de Provisión de Agua Potable para Samuhú. El objetivo es lograr una calidad óptima en la captación, tratamiento y distribución del agua potable a dicha localidad. Esto propicia en gran medida la proyección de una red cloacal ya que son servicios íntimamente relacionados.

Asimismo, se construirá una alcantarilla con compuertas previas al arribo del canal a los reservorios para atravesarlos e impedir el retroceso del agua almacenada en las represas mediante un correcto funcionamiento de las compuertas. Se prevé la construcción de una planta potabilizadora compacta a ser ubicada en el predio lindero al que actualmente se ubica la planta existente, diseñada para tratar 30 metros cúbicos por hora mediante funcionamiento por gravedad.

Se basa en una planta modular, puesto que en caso de que exista un incremento en el caudal se podrá agregar otro módulo en paralelo para duplicar la producción. Además, puede ser trasladada y colocada en otra posición a través de una grúa o un camión.

Asimismo, se proveerá de un acoplado tanque de 8.000 litros de capacidad montado sobre un tráiler para poder transportar agua potable a los parajes cercanos que dependen de la Municipalidad de Samuhú.

La red cloacal en cuanto a su dimensionamiento depende principalmente de la dotación diaria de agua por habitante

En la actualidad, los habitantes, descargan a “pozos absorbentes” que no disponen de eficiencia, dadas la configuración de los estratos inferiores del subsuelo y el elevado nivel de la napa freática en ciertas épocas.

## **4. RECOPILACIÓN DE LA INFORMACIÓN**

### 4.1 Datos Demográficos

Samuhú comenzó a poblararse en el año 1910. La fecha de su fundación remonta al 15 de noviembre de 1911. Al año 1917 se fundó una importante fábrica de tanino, lo que le dio un gran impulso al pueblo. En ese mismo año se fabricaron 617 toneladas de extracto. Muchos trabajadores de pueblos vecinos se fueron mudando allí con sus familias, aumentando considerablemente la población. Tuvo su auge hasta la década de los 90', luego se presentaron inconvenientes y el mercado no prosperó. Haciendo que el crecimiento sea más lineal. Esto se ve reflejado en el siguiente cuadro cuyos valores fueron obtenidos mediante censos nacionales.

AÑO	POB[Hab]
1.991	1.036
2.001	1.191
2.010	1.251

Actualmente la densidad difiere según las distintas áreas.

#### 4.2 Datos Topográficos

La localidad presentaba con anterioridad un relevamiento topográfico, que fue el utilizado para realizar el proyecto de agua potable. Posterior al mismo se cuenta con un relevamiento topográfico para el sistema cloacal en áreas de interés propias del proyecto como ser cotas de alcantarillas, veredas, ejes de calles, etc. Con lo cual se puede contrastar ambos análisis para un mejor resultado.

Se adjunta imágenes del punto fijo de cota ubicado en la vereda de la Municipalidad de Samuhú:



Imagen 1- Vereda Municipalidad de Samuhú



Punto Fijo sobre vereda de Municipalidad de Samuhú

#### 4.3 Ubicación de las estaciones de bombeo

La ubicación de la estación de bombeo, además de ser conveniente para los fines específicos, se lo seleccionó teniendo en cuenta como es la altimetría del barrio, el impacto sobre la trama del diseño y sobre el medio ambiente.

El terreno cuenta con todos los servicios necesarios para llevar a cabo dentro de ella, la ejecución de la Estación de Bombeo.



Estación Elevadora N°1 : Coordenadas 27°31'6.78"S - 60°23'47.48"O



Estación Elevadora N°2 : Coordenadas 27°31'19.31"S - 60°23'23.42"O

Cabe mencionar que en zonas aledañas a los terrenos donde se emplazarán la estaciones de bombeo, no existen obras de gran envergadura que puedan condicionar el diseño.

## **5. ESTUDIOS PRELIMINARES**

### **5.1 Demográficos**

Se han extraído los datos del INDEC, valores de población registrados en los últimos tres censos y se observa que sus respectivos incrementos son:

AÑO	POB[Hab]
1.991	1.036
2.001	1.191
2.010	1.251

TASA INTERCENSAL
r91/01 = 1,40%
r01/10 = 0,55%

El criterio aplicado para evaluar la evolución de la población involucrado en el anteproyecto, se sustenta en determinar los indicadores demográficos de variación de población arrojados por los últimos Censos Nacionales de Población disponibles.

### **5.2 Métodos de Cálculo de Proyección**

Para la Proyección de la población de diseño, se han utilizado los siguientes Métodos :

- A) Método Polinómico;
- Método de Interés Compuesto Ultima tasa Intercensal;
- Método de Interés Compuesto promedio de dos últimas tasas Intercensales
- Método de Dos períodos: 1º última tasa Intercensal y 2º Promedio de las dos últimas
- Método de la Curva Logística (Curva de Pearl)
- Método de Crecimiento Aritmético
- Método Exponencial

#### A).- Método Polinómico.-

En este caso, la expresión a utilizar es la siguiente :

$$P = A + B \times T + C \times T^2$$

Donde los valores a las constantes, se determinan por medio del sistema de ecuaciones de los mínimos cuadrados.

Entonces, se tiene :

$$P = A + B \times T + C \times T^2$$

$$R = A + B \times T + C \times T^2 - P$$

$$\frac{dR}{dA} = 1,00 \quad \frac{dR}{dB} = T \quad \frac{dR}{dC} = T^2$$

El sistema de Ecuaciones Queda así :

$$n \times A + B \times (ST) + C \times (ST2) = (SP)$$

$$(ST) \times A + B \times (ST2) + C \times (ST3) = (SPT)$$

$$(ST2) \times A + B \times (ST3) + C \times (ST4) = (SPT2)$$

B) - Método Interés Compuesto.- Ultima Tasa Intercensal.

En este caso la fórmula a utilizar es la siguiente :

$$P_i = P_0 (1+r)^n \quad \text{Donde es :}$$

r :Tasa de crecimiento del período      n :Número de Años del período

Adoptando la tasa del último período Censal, se tiene:      rult = 0,55%

C).- Método Interés Compuesto.- Promedio de Tasas Intercensales

Similar a la fórmula anterior. El cambio en este método es que se promedia la tasa de crecimiento de los distintos períodos.

Adoptando la tasa promedio de los períodos Censales, se tiene:  
rprom = 0,98%

D) - Método de Dos períodos: 1º última tasa Intercensal y 2º Promedio de las Dos últimas

La fórmula se considera similar a la de interés compuesto, sólo difiere en calcular distinguiendo en 2 períodos con su respectiva tasa de crecimiento. En el primero con la última tasa intercensal y en el segundo con el promedio de las últimas. De existir dato de sólo la última sería exactamente el mismo método que el B)

Para el 1er Período       $r1^o = 0,55\%$  Hasta el año 10<sup>o</sup>

Para el 2o Período       $r2^o = 0,98\%$  Desde el año 11<sup>o</sup> en adelante

### E) - Método de Curva Logística

Este método de proyección se utiliza cuando se estima que existe un límite máximo de población que se puede llegar a albergar en el lugar y que mayores cantidades de población se albergarán en lugares próximos, esto resulta arriesgado ya que los límites estimados pueden ser errados.

$$P = C / [1 + A \cdot e^{-at}]$$

Donde es:

$$e^{-a} = [p_0 \times (p_2 - p_1)] / [p_2 \times (p_1 - p_0)]$$

$$C = [p_0 \cdot p_1 \cdot (1 - e^{-a})] / [p_0 - p_1 \cdot e^{-a}]$$

$$A = [C/p_0] - 1$$

Se debe verificar la siguiente relación:

$$[p_0 \cdot p_2]^{1/2} < p_1$$

Se aplica a los Censos

1.991	$p_0$	= 1.036	
2.001	$p_1$	= 1.191	$t = 9$ años
2.010	$p_2$	= 1.251	

Verificación

$$[p_0 \cdot p_2]^{1/2} = 1.138 < 1.191 \text{ Aplicación Valida}$$

$$e^{-a} = 0,32057 \quad C = 1.281,45939 \quad A = 0,23693$$

### F)- Crecimiento Aritmético

El método se utiliza para niveles de complejidad bajo, medio y medio alto, para poblaciones con crecimiento porcentual constante y proporcional al tamaño, es decir un crecimiento vegetativo balanceado por la mortalidad y natalidad.

$$P_f = P_a \times (1 + i \cdot T)$$

Si adoptamos la última Tasa Intercensal, se tiene:

$P_a$ = Población del 2010	1.251 Hab
$i$ = Tasa Intercensal	0,55%
$T$ = Número de Años	

### G) - Crecimiento Exponencial

Este método se utiliza en casos donde la población pueda tener fuertes crecimientos y su crecimiento no esté condicionado por disponibilidad de espacio físico. Este método a largo plazo puede arrojar valores ilógicos por dar crecimientos muy grandes, se utiliza a corto plazo para analizar si los primeros 10 años de análisis se puede tener un crecimiento mayor a los otros métodos.

$$P_f = P_a \times e^{iT}$$

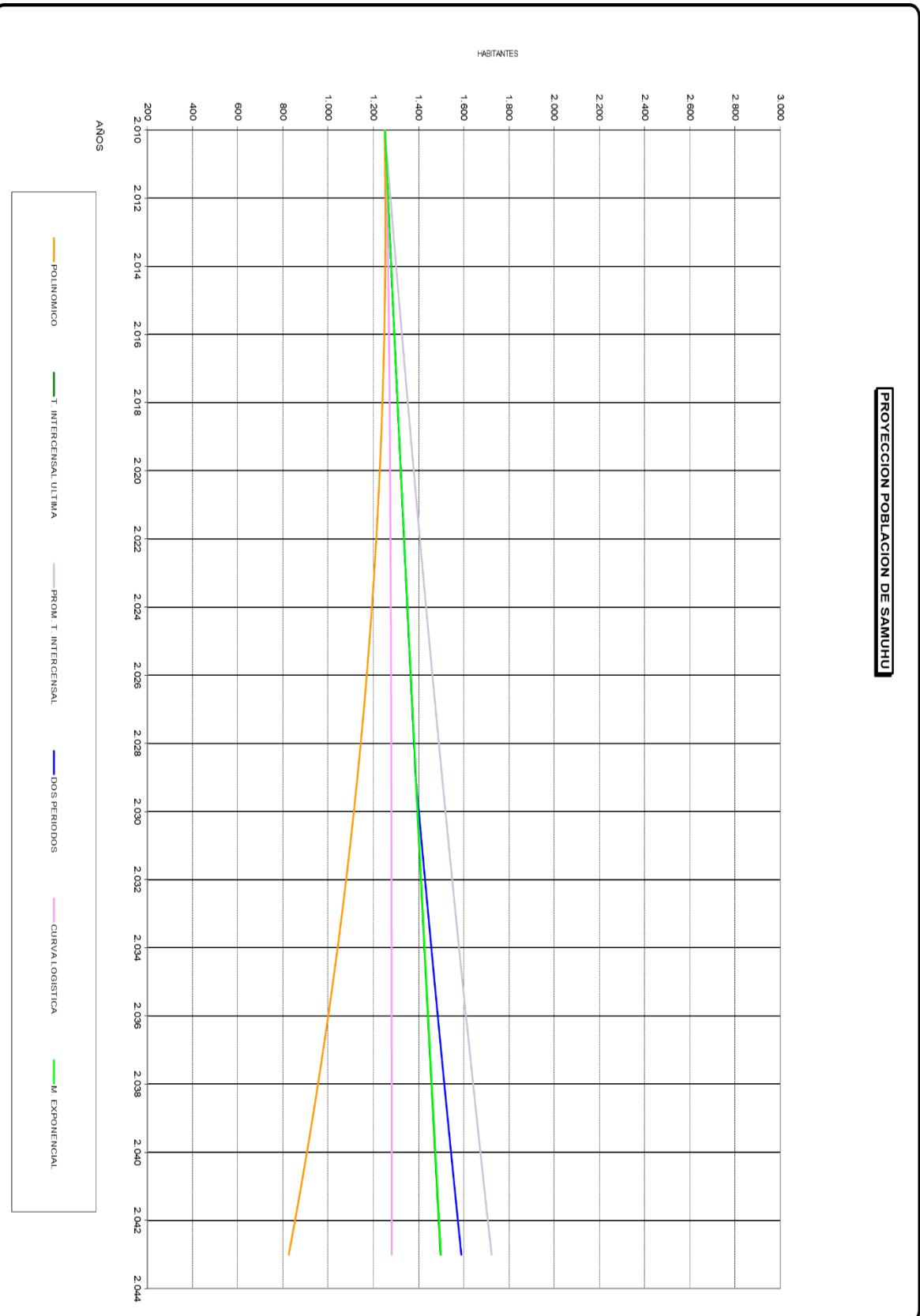
Si adoptamos la última Tasa Intercensal, se tiene:

Pa = Población del 2010	1.251 Hab
i = Tasa Intercensal	0,55%
T = Número de Años	

Se adjunta tabla resumen, que refleja las diferentes proyecciones de la población

AÑO	DOS PERÍODO	METODO POLINOM.	ULTIMAT. INTERC.	PROM. TASA INT.	LOGISTICA (PEARL)	METODO ARITM.	METODO EXPONEN
2.010	1.251	1.251	1.251	1.251	1.251	1.251	1.251
2.011	1.258	1.253	1.258	1.263	1.258	1.258	1.258
2.012	1.265	1.254	1.265	1.276	1.260	1.265	1.265
2.013	1.272	1.254	1.272	1.288	1.263	1.272	1.272
2.014	1.279	1.253	1.279	1.301	1.265	1.278	1.279
2.015	1.286	1.252	1.286	1.313	1.267	1.285	1.286
2.016	1.293	1.249	1.293	1.326	1.269	1.292	1.293
2.017	1.300	1.246	1.300	1.339	1.270	1.299	1.300
2.018	1.307	1.241	1.307	1.352	1.272	1.306	1.307
2.019	1.314	1.236	1.314	1.365	1.273	1.313	1.314
2.020	1.321	1.229	1.321	1.379	1.274	1.320	1.321
2.021	1.328	1.222	1.328	1.392	1.275	1.326	1.329
2.022	1.336	1.214	1.336	1.406	1.275	1.333	1.336
<b>2.023</b>	<b>1.343</b>	<b>1.205</b>	<b>1.343</b>	<b>1.419</b>	<b>1.276</b>	<b>1.340</b>	<b>1.343</b>
2.024	1.350	1.195	1.350	1.433	1.277	1.347	1.351
2.025	1.358	1.184	1.358	1.447	1.277	1.354	1.358
2.026	1.365	1.172	1.365	1.461	1.278	1.361	1.366
2.027	1.373	1.159	1.373	1.476	1.278	1.367	1.373
2.028	1.380	1.145	1.380	1.490	1.279	1.374	1.381
2.029	1.388	1.130	1.388	1.504	1.279	1.381	1.388
2.030	1.401	1.115	1.395	1.519	1.279	1.388	1.396
2.031	1.415	1.098	1.403	1.534	1.280	1.395	1.403
2.032	1.429	1.081	1.411	1.549	1.280	1.402	1.411
<b>2.033</b>	<b>1.443</b>	<b>1.062</b>	<b>1.418</b>	<b>1.564</b>	<b>1.280</b>	<b>1.409</b>	<b>1.419</b>
2.034	1.457	1.043	1.426	1.579	1.280	1.415	1.427
2.035	1.471	1.022	1.434	1.595	1.280	1.422	1.435
2.036	1.485	1.001	1.442	1.610	1.280	1.429	1.442
2.037	1.500	979	1.450	1.626	1.281	1.436	1.450
2.038	1.515	956	1.458	1.642	1.281	1.443	1.458
2.039	1.529	932	1.466	1.658	1.281	1.450	1.466
2.040	1.544	907	1.474	1.674	1.281	1.457	1.474
2.041	1.559	881	1.482	1.690	1.281	1.463	1.482
2.042	1.575	854	1.490	1.707	1.281	1.470	1.491
<b>2.043</b>	<b>1.590</b>	<b>827</b>	<b>1.498</b>	<b>1.724</b>	<b>1.281</b>	<b>1.477</b>	<b>1.499</b>

**PROYECCION POBLACION DE SAMUHU**



### Método adoptado: Interés Compuesto.- Promedio de Tasas Intercensales

Es el que se adoptará ya que arroja los valores de mayor crecimiento, y se toma como consideración que la provisión regular y continua de agua segura atraerá población que hoy se encuentra dispersa en sus alrededores, cambiando el ritmo de crecimiento demográfico que se viene dando en los últimos veinte años.

n	Año	Habitantes
0	2023	<b>1.419</b>
10	2033	<b>1.564</b>
20	2042	<b>1.724</b>

## **6. PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO**

Para el cálculo de la red colectora de desagües cloacales del área en estudio, se consideraron los siguientes parámetros de diseño:

- Periodo de diseño
- Población de diseño
- Dotación de consumo de agua potable
- Coeficiente de retorno a la red o de vuelco local
- Coeficiente de caudal máximo diario
- Coeficiente de caudal máximo horario
- Coeficiente de caudal mínimo diario
- Coeficiente de caudal mínimo horario
- Demanda de diseño

A continuación, se describen cada uno de ellos:

### 6.1 Periodo de Diseño

Se puede definir al “Periodo de Diseño” de un proyecto como el tiempo durante el cual las obras e instalaciones previstas deben cumplir satisfactoriamente con el fin para el que fueron construidas. Esto implica que la población a servir por el proyecto deberá contar con un servicio de recolección de efluentes de calidad según las dotaciones adoptadas hasta el final del periodo.

En el presente caso se adoptaron los siguientes valores, en coincidencia con las pautas establecidas por ENOHSA en el capítulo 2.2, páginas 4 y 5.

- Obras Civiles 20 años
- Equipos e instalaciones Electromecánicas 10 años

En lo que respecta a los plazos que tienen que ver con el conjunto de obras a habilitar, se puede estimar un lapso necesario de 1 año para la ejecución del proyecto. Se define como año inicial del periodo de diseño al año 2021 (año en el que se habilitará la obra al servicio público) considerando los plazos que demande la finalización del proyecto, el proceso completo de contratación y el tiempo necesario de la ejecución de la obra y su puesta en funcionamiento.

El periodo de proyección se establece en base al periodo de diseño o vida útil, a partir del momento de habilitación de las instalaciones.

El periodo de proyección será de 20 años, subdividido en dos periodos de 10 años cada uno (2033 y 2043), por lo cual se define el horizonte final del periodo de diseño al año 2041.

### 6.2 Población de Diseño

Se dejó explicado en los puntos anteriores todo lo que se refiere a la población de diseño

### 6.3 Dotación de Consumo de Agua l/hab.día

La dotación de consumo es la cantidad de agua promedio consumida en el año "n" por cada habitante servido.

De acuerdo con la capacidad de producción de la Planta Potabilizadora que posee Samuhú y a la variación del consumo según la época, se adopta el siguiente valor para el diseño

$$\delta C_0 = 150 \text{ lts/hab.d}$$

Dotación media de agua potable para el año n.

### 6.4 Caudales de diseño y Coeficientes de caudal

Los Caudales Característicos son:

- QCn: Caudal medio diario anual (para el año "n")
- QAn: Caudal mínimo horario (para el año "n" y para el día de menor consumo)
- QBn: Caudal mínimo diario (para el año "n")
- QDn: Caudal máximo diario (para el año "n")
- QEn: Caudal máximo horario (para el año "n" y para el día de mayor consumo)

Dichos caudales son utilizados para el dimensionamiento de las distintas partes componentes del sistema de desagües cloacales, por ejemplo:

- QA= verificaciones especiales
- QB =verificación en estaciones de bombeo, autolimpieza en colectoras
- QC = para la verificación de las colectoras, plantas con lagunas, entre otros
- QD = para el diseño de plantas de tratamiento, estaciones de bombeo en la verificación de algunas unidades
- QE = para el diseño de la red colectora, estaciones de bombeo diseño y verificación de algunas unidades

Los coeficientes de caudal se definen por:

- $\alpha_1 = (Q_{\text{máx. Diario}} / Q_{\text{med. Diario}}) = \text{coeficiente máximo diario}$
- $\alpha_2 = (Q_{\text{máx. horario}} / Q_{\text{máx. diario}}) = \text{coeficiente máximo horario}$
- $\alpha = \alpha_1 * \alpha_2 = (Q_{\text{máx. Horario}} / Q_{\text{med. diario}}) * \text{coeficiente máximo total}$
- $\beta_1 = (Q_{\text{min. Diario}} / Q_{\text{med. Diario}}) = \text{coeficiente mínimo diario}$
- $\beta_2 = (Q_{\text{min. horario}} / Q_{\text{min. diario}}) = \text{coeficiente mínimo horario}$
- $\beta = \beta_1 * \beta_2 = (Q_{\text{min. Horario}} / Q_{\text{med. diario}}) * \text{coeficiente mínimo total}$

Al no contar con los registros de consumo de agua potable especificados por la norma, se utiliza el método ``a`` del artículo 2.3.4. Cuando no existan registros confiables ininterrumpidos de al menos los últimos 3 años

Se adopta para el diseño de la red colectora los siguientes valores de coeficientes de caudal, tomados del Cuadro 2.3.2, Capítulo 2.3, página 11 de las guías de ENOHSA, en función de la población a servir:

**Cuadro 2.3.2.**

**Coeficientes para caudales volcados a colectoras**

Población servida	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha$	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta$
500 $\leq P_s \leq 3.000$ h	1,40	1,90	2,66	0,60	0,50	0,30
3.000 $\leq P_s \leq 15.000$ h	1,40	1,70	2,38	0,70	0,50	0,35
15.000 $\leq P_s \leq 30.000$ h	1,30	1,50	1,95	0,70	0,60	0,42

**Coeficientes adoptados:**

$$\alpha_1 = 1,40$$

$$\alpha_2 = 1,70$$

$$\beta_1 = 0,70$$

$$\beta_2 = 0,50$$

En función de los valores de dotación, coeficiente de retorno a la red y coeficientes de caudales adoptados, se tienen los siguientes valores de demanda media, máxima y mínima de efluentes cloacales para el diseño de todas las unidades que componen el proyecto:

**Período Inicial n = 0 años**

1.- Caudal medio diario  $Q_{C0} = 170 \text{ m}^3/\text{d}$

1.1.- Caudal medio diario doméstico

$$P_{s0} = 1419 \text{ Habitantes}$$

$$\emptyset = 0,80$$

$$\delta C0 = 0,15 \text{ m}^3/\text{hab.d}$$

$$q C_0 = 0,12 \text{ m}^3/\text{hab.d}$$

$$Q C_0' = 170 \text{ m}^3/\text{d}$$

#### 1.2 .- Caudal de infiltración

No se consideran los aportes por infiltración a las colectoras por el uso de cañerías con juntas elásticas

$$Q Inf_0 = 0 \text{ m}^3/\text{d}$$

#### 1.3 .- Caudal medio diario aportado por grandes usuarios

No se tienen en cuenta, por ser una zona usos residenciales (ampliar información con zonificación municipal)

$$Q CS_0 = 0 \text{ m}^3/\text{d}$$

### 2 .- Caudales máximos y mínimos

#### 2.1 .- Coeficientes de caudal

Para una población  $500 \text{ hab} < Ps < 3000 \text{ hab}$ , del cuadro 2.3.2. se extraen los siguientes coeficientes:

$$\alpha_1 = 1,40$$

$$\alpha_2 = 1,90$$

$$\alpha = 2,66$$

$$\beta_1 = 0,60$$

$$\beta_2 = 0,50$$

$$\beta = 0,30$$

$$Q A_0 = 51,1 \text{ m}^3/\text{d} \quad \text{mínimo horario}$$

$$Q B_0 = 102,2 \text{ m}^3/\text{d} \quad \text{mínimo diario}$$

$$Q D_0 = 238,4 \text{ m}^3/\text{d} \quad \text{máximo diario}$$

$$Q E_0 = 452,9 \text{ m}^3/\text{d} \quad \text{máximo horario}$$

#### 3 .- Caudales mínimo de autolimpieza

$$Q L_0 = 194,1 \text{ m}^3/\text{d} \quad \text{máximo horario del día de caudal mínimo diario del año inicial}$$

**Período n = 10 años**

1 .- Caudal medio diario  $Q_{C10} = 187,7 \text{ m}^3/\text{d}$

1.1 .- Caudal medio diario doméstico

$P_{s10} = 1564$  Habitantes

$\emptyset = 0,80$

$\delta_{C10} = 0,15 \text{ m}^3/\text{hab.d}$

$q_{C10} = 0,12 \text{ m}^3/\text{hab.d}$

$Q_{C10'} = 187,7 \text{ m}^3/\text{d}$

1.2 .- Caudal de infiltración

No se consideran los aportes por infiltración a las colectoras por el uso de cañerías con juntas elásticas

$Q_{Inf10} = 0 \text{ m}^3/\text{d}$

1.3 .- Caudal medio diario aportado por grandes usuarios

No se tienen en cuenta, por ser una zona usos residenciales (ampliar con zonificación municipal)

$Q_{CS10} = 0 \text{ m}^3/\text{d}$

2 .- Caudales máximos y mínimos

2.1 .- Coeficientes de caudal

Para una población  $500 \text{ hab} < P_s < 3000 \text{ hab}$ , del cuadro 2.3.2. se extraen los siguientes coeficientes:

$\alpha_1 = 1,40$

$\alpha_2 = 1,90$

$\alpha = 2,66$

$\beta_1 = 0,60$

$\beta_2 = 0,50$

$\beta = 0,30$

$Q_{A10} = 56,3 \text{ m}^3/\text{d}$  mínimo horario

$Q_{B10} = 112,6 \text{ m}^3/\text{d}$  mínimo diario

$Q_{D10} = 262,8 \text{ m}^3/\text{d}$  máximo diario

$Q_{E10} = 499,3 \text{ m}^3/\text{d}$  máximo horario

**Período n = 20 años**

1 .- Caudal medio diario  $Q_{C20} = 206,9 \text{ m}^3/\text{d}$

1.1 .- Caudal medio diario doméstico

$P_{s20} = 1724 \text{ Habitantes}$

$\emptyset = 0,80$

$\delta_{C20} = 0,15 \text{ m}^3/\text{hab.d}$

$q_{C20} = 0,12 \text{ m}^3/\text{hab.d}$

$Q_{C20'} = 206,9 \text{ m}^3/\text{d}$

1.2 .- Caudal de infiltración

No se consideran los aportes por infiltración a las colectoras por el uso de cañerías con juntas elásticas

$Q_{Inf0} = 0 \text{ m}^3/\text{d}$

1.3 .- Caudal medio diario aportado por grandes usuarios

No se tienen en cuenta, por ser una zona usos residenciales (ampliar con zonificación municipal)

$Q_{CS20} = 0 \text{ m}^3/\text{d}$

2 .- Caudales máximos y mínimos

2.1 .- Coeficientes de caudal

Para una población  $500 \text{ hab} < P_s < 3000 \text{ hab}$ , del cuadro 2.3.2. se extraen los siguientes coeficientes:

$\alpha_1 = 1,40$

$\alpha_2 = 1,90$

$\alpha = 2,66$

$\beta_1 = 0,60$

$\beta_2 = 0,50$

$\beta = 0,30$

$Q_{A20} = 62,1 \text{ m}^3/\text{d}$  mínimo horario

$Q_{B20} = 124,1 \text{ m}^3/\text{d}$  mínimo diario

$Q_{D20} = 289,6 \text{ m}^3/\text{d}$  máximo diario

$Q_{E20} = 550,3 \text{ m}^3/\text{d}$  máximo horario

Resumen con caudales referidos en m<sup>3</sup>/dia :

Período	CAUDALES DE DISEÑO					
	Mínimo Horario del día menor consumo	Mínimo diario anual	Medio diario anual	Máximo diario anual	Máximo del día mayor consumo	Caudal mínimo de Autolimpieza
	QA [m <sup>3</sup> /d]	QB [m <sup>3</sup> /d]	QC [m <sup>3</sup> /d]	QD [m <sup>3</sup> /d]	QE [m <sup>3</sup> /d]	QL [m <sup>3</sup> /d]
Inicial (n=0)	51,1	102,2	170,3	238,4	452,9	194,1
10 Años (n=10)	56,3	112,6	187,7	262,8	499,3	-
20 Años (n=20)	62,1	124,1	206,9	289,6	550,3	-

Resumen con caudales referidos en lts/s :

Período	CAUDALES DE DISEÑO					
	Mínimo Horario del día menor consumo	Mínimo diario anual	Medio diario anual	Máximo diario anual	Máximo del día mayor consumo	Caudal mínimo de Autolimpieza
	QA [l/s]	QB [l/s]	QC [l/s]	QD [l/s]	QE [l/s]	QL [l/s]
Inicial (n=0)	0,6	1,2	2,0	2,8	5,2	2,2
10 Años (n=10)	0,7	1,3	2,2	3,0	5,8	-
20 Años (n=20)	0,7	1,4	2,4	3,4	6,4	-

## **7. RED COLECTORA**

### **7.1 CONCEPTOS BÁSICOS**

A continuación, se presentan conceptos básicos de carácter teórico, que se aplicaron en el diseño de la red.

Un desagüe cloacal o simplemente cloaca, es un canal o conducto destinado a la evacuación de residuos líquidos de origen doméstico o industrial. Es un sistema completo de conductos destinados a tal fin, denominado red colectora cloacal. El objetivo de las redes colectoras, es evacuar y concentrar los residuos líquidos producto de las distintas actividades humanas, llamadas aguas negras o aguas servidas, a los efectos de realizar su tratamiento y no causar perjuicios, proteger la salud y bienestar de la comunidad.

Los sistemas de red se pueden clasificar según:

- El tipo de agua que transportan: Sistemas unitarios o sistemas separativos.
- Cómo es su funcionamiento: Sistemas a presión o sistemas a gravedad.

Los **sistemas de red unitarios** son sistemas que transportan las aguas residuales y pluviales en forma conjunta. Las plantas de tratamiento en sistemas unitarios son dimensionadas para los caudales punta de tiempo seco más el caudal por precipitación.

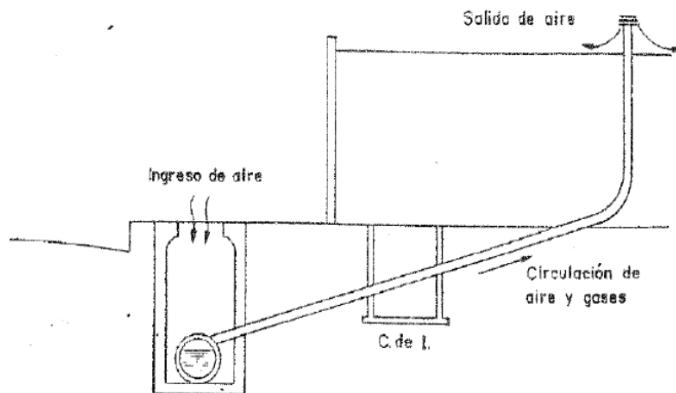
Los **sistemas separativos** tratan sólo cloaca y se considera en el dimensionado una parte de la lluvia, pero la red de drenaje no está vinculada. Tratar el volumen completo de las precipitaciones implica un costo prohibitivo, surge entonces la necesidad de obras de derivación de los caudales pluviales sobre el límite de capacidad de tratamiento. Los sistemas a gravedad son sistemas de red que transportan los líquidos mediante cañerías colectoras a pelo libre, siendo la pendiente de las mismas una importante condición de diseño.

Un elemento a considerar es la posible acumulación de sólidos. Los sistemas de red a presión son sistemas que transportan los líquidos residuales mediante bombeo, contando con un pre tratamiento en origen.

La práctica actual establece la construcción de redes separativas a gravedad, mientras que las aguas pluviales se vuelcan al medio receptor generalmente sin tratamiento alguno. El escurrimiento de las aguas cloacales constituye esencialmente el escurrimiento del “líquido agua” el que transporta, además cierta cantidad de materiales flotantes, suspendidos y disueltos. Es por ello que las leyes de la hidráulica son aplicables y en especial, las relativas al “escurrimiento a superficie libre” o “canales”, puesto que éste es el sistema elegido para la evacuación rápida y eficiente de los líquidos o “aguas negras” producida en los domicilios. Se suma la necesidad de acceso a la red para inspección y eventuales desobstrucciones que se producen en la etapa de operación.

Es de destacar que el sistema “a superficie libre” requiere una parte de la sección del conducto disponible para posibilitar la circulación del aire que permita el escape de los gases provenientes del líquido. El sistema de ventilación se logra posibilitando la circulación en la parte superior de la conducción, lo que se logra por los circuitos previstos entre “bocas de registro” y asegura el escape a la atmósfera de los gases

nocivos y ofensivos producidos tanto en el sistema interno como en el externo, tal como se indica en la figura.



*Sistema tradicional de ventilación externa y domiciliaria. (ENOHSA, 1993).*

Se utilizarán caños de policloruro de vinilo (PVC) aprobados por normas IRAM, que aseguran todas las propiedades necesarias para un correcto y duradero funcionamiento con diámetro mínimo de 160mm para las colectoras, y PVC clase 6 J.E. Las Estaciones elevadoras: HºAº con equipos de bombeo sumergibles y control de niveles.

## 7.2 Diseño de red

Contempla la construcción de una red de cañerías para la recolección de los efluentes domiciliarios (excretas) que en la situación actual generan una situación sanitaria comprometida. Sobre la base de las tareas de reconocimiento y estudio llevadas a cabo se diseñó un sistema de cañerías colectoras divididas en 2 cuencas interconectadas, que descargan los efluentes a la estación de bombeo (E.E. N° 1). Luego los efluentes son impulsados a la estación elevadora (E.E. N° 2), ubicada en dirección sur-este de la localidad.

El trazado depende de:

- Sistema de desagüe adoptado.
- Trazado de la red vial.
- Topografía del área.
- Geología e hidrogeología del área.
- Limitaciones legales.
- Localización de la planta y/o descarga.

### 7.2.1 Redes Colectoras

Las redes colectoras serán ser proyectadas con el objeto de lograr, lo más económicamente posible, la evacuación en forma eficaz de los líquidos residuales de la población de diseño y conducirlos rápidamente a su destino final.

El proyecto y su construcción deberán asegurar la inexistencia de filtraciones o desbordes que puedan causar contaminación del suelo o capas acuíferas subterráneas,

así como contemplar que no se produzcan atascamientos en las diversas instalaciones que componen el sistema.

### 7.2.2 Trazado de Red

Las colectoras deberán proyectarse en tramos rectos entre accesos a las mismas, seguirán en su trazado en lo posible, la tendencia del escurrimiento natural de las aguas superficiales, se deberán implicar la menor profundización posible de las cañerías en el terreno adoptándose en este proyecto por las características del subsuelo (materiales de baja consistencia y estabilidad y elevados niveles freáticos) colectoras domiciliarias por vereda con tapadas máximas de 2.8m y mínimas de 0.8m. Superada la profundidad máxima la conducción de los efluentes se canalizan mediante colectoras principales ubicadas dentro del ancho de calzada, limitando la profundidad a 3.8m.

Se adopta como pendiente mínima para las cañerías colectoras el valor 0.003m/m y 0.0025-0.002m/m para los colectores principales.

El material a utilizar en las cañerías colectoras será PVC cloacal, diámetro mínimo 160mm.

### 7.2.3 Cálculo Hidráulico

El caudal de diseño a utilizar será el “caudal máximo horario a 20 años”.

Las colectoras se calcularán como “canales de sección segmento de círculo” y con una relación  $h/D \leq 0.94$  para el caudal de diseño QE20, debiéndose verificar  $h/D \leq 0.8$  para el caudal máximo horario a 10 años y que para el caudal máximo horario a 20 años no se supere la velocidad  $U_{max}$  dada por la expresión:

$$U_{max} = 6 * (g + R)^{1/2}, \text{ donde}$$

$U_{max}$ : velocidad máxima en m/s arrojando un valor de  $U_{max} = 3\text{m/s}$

g: aceleración de la gravedad ( $9.81\text{m/s}^2$ )

R: radio hidráulico en m/m

Cuando la verificación se realice por el criterio de velocidad mínima se deberá respetar en todos los casos, la condición de  $U \geq 0.6\text{m/s}$  para el caudal a sección llena que corresponda al diámetro y pendiente seleccionados.

Los caudales de diseño y verificación de cada tramo serán los caudales acumulados correspondientes al extremo aguas abajo del tramo considerado.

Los valores obtenidos para cada sector pueden observarse en el Anexo “Cálculos Hidráulicos Redes Colectoras”.

### 7.2.4 Tapadas

La premisa fundamental que se adoptó para el diseño fue de no proyectar tapadas superiores a los 3.00m para las colectoras domiciliarias a instalar en sector de veredas y no más de 3,50 m para aquellas colectoras principales proyectadas dentro

del ancho de calzada. La tapada mínima sobre vereda es de 0.80 m y sobre calle, tapada de 0.90 m. Esto influye en los movimientos de suelo, por ende, en el costo de obra.

### 7.2.5 Bocas de Registro

El acceso a las conducciones para su eventual desobstrucción, se realizará mediante bocas de registro.

La ubicación se realizará teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- En todo cambio de dirección, pendiente o diámetro de la conducción
- En toda intersección de cañerías colectoras
- A distancia compatible con el método de desobstrucción previsto
- Al comienzo de las cañerías colectoras

Se construirán de forma cilíndrica, con un diámetro interior mínimo de 1,20 m, con tapas de instalación previstas de hierro. La profundidad de las bocas de registro será la necesaria para realizar los empalmes de cañerías, debiéndose para ello disponer el fondo en forma de canales (cojinete) de sección y pendiente adecuados a las cañerías con las que deben empalmar.

La cota de fondo será la que corresponda al invertido del conducto más bajo.

Según AySa

Diámetro de la cañería [mm]	Distancia entre BR [m]
150 a 500	120
600 a 1000	150
> 1000	Se estudia en particular

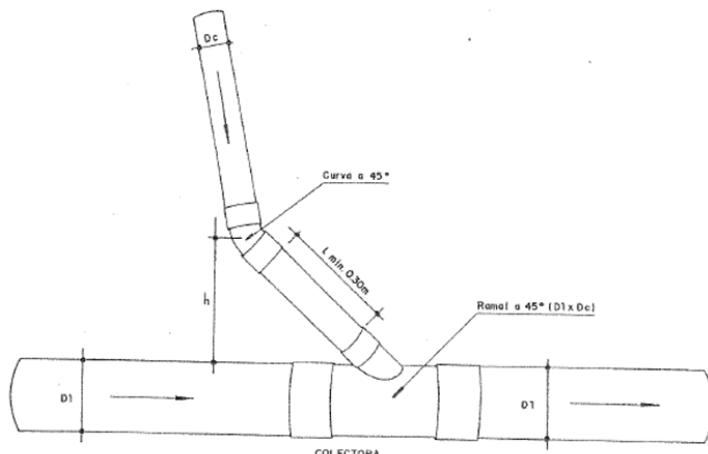
También en el caso donde nazca un ramal, comienza 15 cm. por arriba del intradós de salida respetando la condición para ventilación.

A efectos de acceder a las cañerías para operación de mantenimiento y limpieza se proyectó la construcción de cámaras no distantes más de 120 m una de otra.

Como resultado del diseño de red realizado se obtuvo la siguiente cantidad de bocas de registro: 104 unidades.

### 7.2.6 Conexiones Domiciliarias

Las conexiones domiciliarias externas (o acometidas) serán de P.V.C. en diámetro 110 mm y se instalarán con una pendiente mínima del 1,5% hacia la colectora. Los empalmes con las colectoras se harán mediante ramales a 45°, el conducto de la conexión empalmará con el ramal mencionado mediante una curva a 45°.



*Empalme domiciliario para  $D < 300 \text{ mm}$  y  $h < 2 \text{ m}$ . (Fuente: ENOHSa)*

## 8. ESTACIONES ELEVADORAS O DE BOMBEO

### 8.1 Generalidades

Se define como Estación de Bombeo a la unidad destinada a la elevación de líquido cloacal en cualquier parte del sistema (red colectora, planta de tratamiento, etc.) Incluye el conjunto integrado por las bombas, motores, máquinas auxiliares, aparatos de medición, tableros de comando, protecciones, cámaras de bombeo propiamente dicha y obra e instalación complementaria.

Las estaciones de bombeo están integradas por un conjunto de equipos e instalaciones electromecánicas montadas en una obra civil.

Entre los equipos e instalaciones electromecánicas cabe mencionar:

- Bombas
- Motores
- Instalaciones de la fuente de energía
- Instalaciones auxiliares de comandos, control y seguridad.

Las obras civiles consisten fundamentalmente en:

- El edificio, para protección de las instalaciones electromecánicas y/o para el personal de operación y mantenimiento.
- El recinto y/o los conductos de aspiración.
- Las cañerías de impulsión y sus correspondientes elementos y accesorios hidráulicos.

La Estación de bombeo proyectada será de cámara húmeda (las bombas se encontrarán sumergidas en el líquido cloacal).

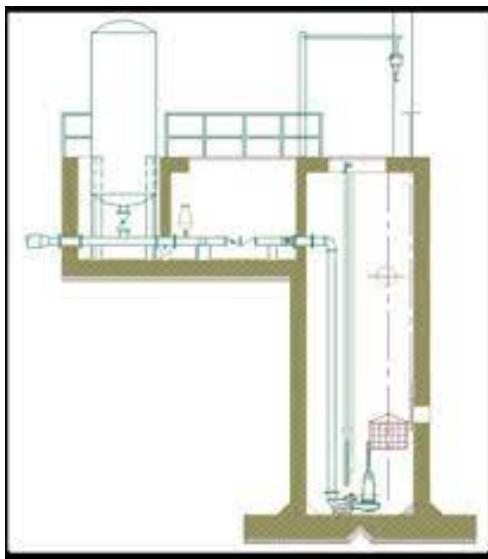


Fig. Esquema de la bomba sumergida - Estación de Bombeo

### 8.2 Estaciones de Bombeo E.E. N° 1 y E.E. N°2

Esta tendrá como función receptar los líquidos cloacales que llegan a la misma a través de la red de colectora de la zona

Luego, los efluentes de esta estación son bombeados a través de una cañería de impulsión hasta la boca de registro N°102 ubicada a unos aproximados 450m.aproximadamente, introduciéndose de allí en adelante por gravedad, formando parte de la cuenca N°2.

El diseño y dimensionamiento de la cámara húmeda responderá a lo establecido por las guías del ENOHSa.

Previamente al ingreso al pozo húmedo, el líquido atravesará un sistema de rejillas de limpieza manual, cuya función será retener los cuerpos de mayor tamaño, que puedan provocar obstrucciones en los equipos de bombeo.

$em_{\max} = 0.75 \times dp = 82 \text{ mm}$  siendo  $dp$  el máximo valor admisible de partícula de la bomba igual 110 mm

$em_{\min} = 20 \text{ mm}$

La separación entre barrotes de dicho canasto resultará de 2 cm en correspondencia con lo solicitado por la normativa del ENOHSa.

Para su diseño, se determinaron los caudales para las distintas etapas de funcionamiento del sistema, aclarando que para la parte de la obra civil se utiliza el caudal de diseño a 20 años y para la parte electromecánica se toma el caudal de diseño a 10 años.

E.E. N°1	Factor de bombeo (m)
$Q_b(10) = 10.43 \text{ m}^3/\text{h}$	1,18
$Q_b(20) = 10.45 \text{ m}^3/\text{h}$	1,00

#### E.E. Nº2

$Q_b(10) = 23.83 \text{ m}^3/\text{h}$	1,25
$Q_b(20) = 23.97 \text{ m}^3/\text{h}$	1,00

Para ambas estaciones elevadoras, los valores de caudal a bombear en la primera y segunda etapa no presentan variación significativa. Esto hace que se permita la utilización de la misma bomba en ambas etapas. Utilizando factores de bombeo diferentes, cumpliendo además tiempo max. de permanencia hidráulica y frecuencia max. Adm. (arranques/h).

#### 8.3 Forma y dimensiones de la cámara húmeda

Los parámetros y factores, tanto mecánicos como hidráulicos, que definen las dimensiones de las cámaras húmedas o pozos de bombeo son los siguientes.

- 1) Volumen útil mínimo del pozo de bombeo requerido para no exceder la frecuencia máxima admisible de arranque por hora de los equipos.
- 2) Volumen no utilizable o “volumen de fondo”, necesario para que la aspiración de las bombas tenga una sumergencia adecuada.
- 3) Cantidad y distribución de las bombas dentro de la cámara.
- 4) Tipo de emplazamiento de bombas y motores.
- 5) Condiciones hidráulicas.

#### 8.4 Dimensionamiento de la cámara húmeda

Tenemos así el caudal de bombeo para el final del período de diseño:

$$Q_{b20} = m * Q_{E20}$$

El volumen útil de la cámara húmeda será (fórmula establecida por norma ENOHSA):

$$S_1 = \pi * D^2 / 4$$

Resulta entonces la altura útil de la cámara húmeda:

$$h_{util} = V_1 / S_1$$

Con el fin de evitar que las bombas trabajen en vacío, adoptamos una altura de fondo:  $h_1$

Resulta así un volumen de fondo:  $V_{fondo} = S_1 * h_1$

Definimos un volumen de alarma, donde comienza a sonar la misma, con una altura de 0,10 m por encima de  $h_{util}$ :

$$V_{alarm} = S_1 * h_{alarm}$$

El volumen útil de esta cámara se dimensionó para atender la demanda producida por el caudal de bombeo a 20 años. Así mismo el diseño elegido se corresponde con un diámetro interior igual a 2,00 m.

Cabe aclarar que el cálculo se basa en dimensionar según la 2da etapa, y verificar el funcionamiento para la 1era etapa.

### E.E. Nº 1

#### Cálculo para la 2da Etapa de funcionamiento

Diámetro interno de la cámara húmeda	D =	2,00	[m]
Area de cámara húmeda	Ac =	3,142	[m <sup>2</sup> ]
Altura de fondo (no útil)	Hf =	0,45	[m]
Volumen de fondo	Vf =	0,887	[m <sup>3</sup> ]
Factor de bombeo	m =	1,00	
Caudal máximo horario	QE20 =	2,904	[l/s]
	QE20 =	10,454	[m <sup>3</sup> /h]
Caudal de bombeo	Qb20 =	10,454	[m <sup>3</sup> /h]
Frecuencia máx. adm. De arranques por hora	fmáx =	5	[a/h]
Volumen útil de la cam. húm.	V1 =	0,601	[m <sup>3</sup> ]
Altura útil	H1 =	0,222	[m]

#### Verificación para el funcionamiento en la 1era etapa

Diámetro interno de la cámara húmeda	D =	2,00	[m]
Area de cámara húmeda	Ac =	3,142	[m <sup>2</sup> ]
Altura de fondo (no útil)	Hf =	0,45	[m]
Volumen de fondo	Vf =	0,887	[m <sup>3</sup> ]
Factor de bombeo	m =	1,18	
Caudal máximo horario	QE10 =	2,456	[l/s]
	QE10 =	8,841	[m <sup>3</sup> /h]
Caudal de bombeo	Qb10 =	10,432	[m <sup>3</sup> /h]
Frecuencia máx. adm. De arranques por hora	fmáx =	6	[a/h]
Volumen útil de la cam. húm.	V1 =	0,500	[m <sup>3</sup> ]
Altura útil	H1 =	0,186	[m]

E.E. Nº 2

Cálculo para la 2da Etapa de funcionamiento

Diámetro interno de la cámara húmeda	D =	2,00	[m]
Area de cámara húmeda	Ac =	3,142	[m <sup>2</sup> ]
Altura de fondo (no útil)	Hf =	0,45	[m]
Volumen de fondo	Vf =	1,414	[m <sup>3</sup> ]
Factor de bombeo	m =	1,00	
Caudal máximo horario	QE20 =	6,659	[l/s]
	QE20 =	23,972	[m <sup>3</sup> /h]
Caudal de bombeo	Qb20 =	23,972	[m <sup>3</sup> /h]
Frecuencia máx. adm. De arranques por hora	fmáx =	5	[a/h]
Volumen útil de la cam. húm.	V1 =	1,378	[m <sup>3</sup> ]
Altura útil	H1 =	0,439	[m]

Verificación para el funcionamiento en la 1ra etapa

Diámetro interno de la cámara húmeda	D =	2,00	[m]
Area de cámara húmeda	Ac =	3,142	[m <sup>2</sup> ]
Altura de fondo (no útil)	Hf =	0,45	[m]
Volumen de fondo	Vf =	1,414	[m <sup>3</sup> ]
Factor de bombeo	m =	1,25	
Caudal máximo horario	QE10 =	5,296	[l/s]
	QE10 =	19,066	[m <sup>3</sup> /h]
Caudal de bombeo	Qb10 =	23,832	[m <sup>3</sup> /h]
Frecuencia máx. adm. De arranques por hora	fmáx =	6	[a/h]
Volumen útil de la cam. húm.	V1 =	1,142	[m <sup>3</sup> ]
Altura útil	H1 =	0,363	[m]

Caudal máximo horario comprende el aporte de A2 + B2 + Qb10 (EE1)

### 8.5 Verificación de los Tiempos de Permanencia

Se calcula el tiempo máximo de permanencia, el cual verifica lo especificado en la normativa ( 30min). Se verifican además las permanencias del líquido cloacal en la estación elevadora para los demás caudales en distintas circunstancias del sistema.

$$T_{smáx} = V_1 / Q_{Bo} + (V_f + 0,5 V_1) / (Q_{b10} - Q_{Bo}) \leq 0,5h = 30\text{min}$$

#### E.E. Nº1

##### **Tiempo de Permanencia del líquido en la Cámara de Aspiración 2da etapa**

Volumen útil de la cam. húm.	$V_1 =$	0,601	[m <sup>3</sup> ]
Volumen de fondo	$V_f =$	0,887	[m <sup>3</sup> ]
Caudal mín diario del año 10	$Q_{B10} =$	1,994	[m <sup>3</sup> /h]
Caudal de la bomba instalada para la 2da etapa	$Q_{b20} =$	10,454	[m <sup>3</sup> /h]
Tiempo máx de permanencia hidráulica	$t_{smáx} =$	0,442	[h]
	$t_{smáx} =$	26,51	[min]

##### **Tiempo de Permanencia del líquido en la Cámara de Aspiración 1era etapa**

Volumen útil de la cam. húm.	$V_1 =$	0,500	[m <sup>3</sup> ]
Volumen de fondo	$V_f =$	0,887	[m <sup>3</sup> ]
Caudal mín diario del año 0	$Q_{B0} =$	1,494	[m <sup>3</sup> /h]
Caudal de la bomba instalada para los primeros 10 años	$Q_{b10} =$	10,432	[m <sup>3</sup> /h]
Tiempo máx de permanencia hidráulica	$t_{smáx} =$	0,462	[h]
	$t_{smáx} =$	27,70	[min]

## E.E. Nº2

### Tiempo de Permanencia del líquido en la Cámara de Aspiración 2da etapa

Volumen útil de la cam. húm.	V1 =	1,378	[m <sup>3</sup> ]
Volumen de fondo	Vf =	1,414	[m <sup>3</sup> ]
Caudal mín diario del año 10	QB10 =	4,10	[m <sup>3</sup> /h]
Caudal de la bomba instalada para la 2da etapa	Qb20 =	23,972	[m <sup>3</sup> /h]
Tiempo máx de permanencia hidráulica	tsmáx =	0,442	[h]
	tsmáx =	26,52	[min]

### Tiempo de Permanencia del líquido en la Cámara de Aspiración 1ra etapa

Volumen útil de la cam. húm.	V1 =	1,142	[m <sup>3</sup> ]
Volumen de fondo	Vf =	1,414	[m <sup>3</sup> ]
Caudal mín diario del año 0	QB0 =	3,38	[m <sup>3</sup> /h]
Caudal de la bomba instalada para los primeros 10 años	Qb10 =	23,832	[m <sup>3</sup> /h]
Tiempo máx de permanencia hidráulica	tsmáx =	0,435	[h]
	tsmáx =	26,09	[min]

El caudal mínimo diario del año 0 comprende el aporte de A1 + A2

### 8.6 Sello de Fondo

Complementariamente con lo anterior, se desarrolla el cálculo del espesor de fondo con hormigón H20, atendiendo la peor condición, la cual corresponde cuando el pozo se encuentra vacío ya que el hormigón debería soportar la presión hidrostática hacia arriba ejercida sobre éste.

Siendo  $\gamma_w * \Omega * H_{pozo} = \gamma H^\circ * \Omega * e$

Obteniendo así un espesor necesario de :

$$e = \gamma_w * H_{pozo} / \gamma H^\circ$$

Se deja solo expresado debido a que no se tiene conocimiento exacto del nivel freático.

## **9. CAÑERÍAS DE IMPULSIÓN - PÉRDIDAS- CAUDALES**

### **9.1 Conceptos- Consideraciones**

Como se indicó en el punto anterior y con el fin de evacuar los efluentes cloacales domésticos, que arriban a la estación de bombeo, se colocará en su interior un sistema de bombas, una funcionando y otra en reserva, que impulsarán sobre una única tubería hasta la boca de registro hermética a la entrada de la boca de registro Nº102. Este tramo de impulsión presenta una distancia aproximada de 542 m., la cual irá a presión.

Se adopta dos tipos de materiales en la cañería, diferenciadas en que un tramo se encontrará enterrado y otro a la intemperie:

- En el tramo enterrado una cañería de PVC (Policloruro de Vinilo)
- En el tramo que queda sumergido en el pozo y la intemperie se decide por la colocación de cañerías de Acero. Estos tramos se encuentran ubicados en la parte inicial del sistema de impulsión, el múltiple y luego hasta su transición con la cañería de PVC.

El aspecto a tener en cuenta para el análisis del sistema de tuberías es el de la velocidad que alcanza el fluido por el interior del conducto. En el presente anteproyecto se consideró ocupar velocidades de conducción limitadas entre 0,90 m/s y 3,00m/s, según la normativa del ENOHSA.

Para la impulsión se considera la peor condición, que es la que corresponde al año 20 por lo que se trabajara con Qb20

A continuación, se presenta el detalle del cálculo de las pérdidas de carga que intervienen en el sistema de bombeo y que permitirá posteriormente determinar las características de las bombas. Para la determinación de la potencia de las bombas a colocar, se determinó la altura manométrica a que se deberá impulsar el líquido. Esta altura se encuentra compuesta básicamente de dos valores, el primero corresponde a la altura o desnivel geométrico entre la base de la cámara de bombeo y el pelo de agua en el punto más alto del conducto a impulsión, mientras el segundo valor se encuentra asociado a las pérdidas de carga dentro de la tubería de impulsión y a los accesorios instalados en la misma (codos, llaves esclusas, válvulas de retención, etc)

Para la determinación de las pérdidas localizadas por accesorios tanto en la estación de bombeo como en el tramo a impulsión se utilizó la siguiente expresión:

$$J = k * \frac{V^2}{2 * g}$$

Donde:

J = Pérdida de carga puntual (m)  
k= Coeficiente del accesorio  
V = Velocidad del fluido (m/s)

El cálculo de las pérdidas continuas  $J_c$  se plantea con la expresión de William-Hazen

William y Hazen	j	$10,65 * Q_b^{1,85} / C^{1,85} * d^{4,87}$
-----------------	---	--

C: coeficiente relacionado a la fricción

D: diámetro (m)

Q<sub>b</sub>: caudal de bombeo (m<sup>3</sup>/s)

## 9.2 Sistemas de Impulsión

El sistema de impulsión está compuesto por lo siguiente preparado para funcionar con el equipo de bombeo:

1. Acoplamiento entre bomba y columna principal de impulsión. Su punto inicial es de acero ø100mm y el final hacia la columna principal de ø100mm
2. Columna de impulsión Principal: desde el artefacto de acoplamiento de la bomba hasta. contiene las válvulas, transición y elementos de control. Juntas gibaut, válvula exclusa, codo a 90° brida de acero.
3. Transición. Comienza el tramo inicial Acero ø100mm de la impulsión hasta su materializarse en PVC Clase 6 ø110mm.

Siguiendo la reglamentación de las normas ENOHSA se prevé la colocación de válvulas de aire, las cuales cumplen la función de:

- Liberar el aire a alta velocidad durante el llenado inicial de la tubería.
- Permitir el re-ingreso de grandes cantidades de aire durante las operaciones de vaciado de la tubería, manteniendo así las presiones atmosféricas, evitando el colapso y los daños por cavitación.
- Liberar los gases atrapados en la tubería mientras la conducción está funcionando a las presiones normales de operación.

Las dimensiones del orificio de descarga de las conducciones de impulsión están normalizadas y se adoptarán las siguientes secciones, por cada kilómetro o fracción mayor a 300 m. de longitud de conducto comprendida entre dos puntos extremos a desaguar:

Diámetro de impulsión	Sección del desague
$D \leq 150\text{mm}$	$0,0028 \text{ m}^2$
$150\text{mm} < D \leq 300\text{mm}$	$0,0044 \text{ m}^2$
$D > 300\text{mm}$	$0,0078 \text{ m}^2 / 0,0123 \text{ m}^2$

Como la cañería de impulsión tiene un diámetro  $D \leq 150$  mm. la sección a utilizar será de  $0,0028 \text{ m}^2$ . Que nos representa una salida de aire con diámetro 60mm.

### Resumen

Caudales a Bombar							
Estación Elevadora	Año 10			Año 20			
	QE <sub>10</sub>	m	Qb <sub>10</sub>	QE <sub>20</sub>	m		
			(m <sup>3</sup> /h)		(m <sup>3</sup> /h)		
EE1	8,84	1,18	10,43	10,45	1,00	10,45	aprox igual en ambas etapas
EE2	19,07	1,25	23,83	23,97	1,00	23,97	
<b>EE Nº1</b>							
William y Hazen							
$j = 10,65 * Qb^{1,85} / C^{1,85} * d^{4,87}$							
Qb 10		10,43	m <sup>3</sup> /h	Cota inicio	74,05 m		
d		103,6	mm	Cota Final	78,35 m		
				Altura útil	0,23 m		
<b>Pérdidas continuas</b>			<b>Pérdidas localizadas</b>				
1er tramo (acero)			Jl	$\sum k_i * Vm^2 / 2g$	Accesorios		
L	10	m			k		
C	100		Vm = Q / Ω		codo 90	0,9	
j	0,00256	m/m	Ω	0,00843 m <sup>2</sup>	codo 45	0,2	
Jc1	0,0256	m	Vm	0,3439 m/s	vº exclusa	0,2	
			Jl	0,0464 m	vº retención	3	
2do tramo (pvc)							
L	532	m	H =	$Hg + Jc1 + Jc2 + Jl$			
C	140		Hg	5,3336 m			
j	0,00137	m/m	H	6,14 m			
Jc2	0,730	m					
Qb 20		10,45	m <sup>3</sup> /h				
d		103,6	mm	Cota inicio	74,05 m		
				Cota Final	78,35 m		
				Altura útil	0,23 m		
<b>Pérdidas continuas</b>			<b>Pérdidas localizadas</b>				
1er tramo (acero)			Jl	$\sum k_i * Vm^2 / 2g$	Accesorios		
L	10	m			k		
C	100		Vm = Q / Ω		codo 90	0,9	
j	0,002567	m/m	Ω	0,00843 m <sup>2</sup>	codo 45	0,2	
Jc1	0,026	m	Vm	0,3447 m/s	vº exclusa	0,2	
2do tramo (pvc)			Jl	0,0466	vº retención	3	
L	532,82	m					
C	140						
j	0,00138	m/m	H =	$Hg + Jc1 + Jc2 + Jl$			
Jc2	0,7339	m	Hg	5,3336 m			
			H	6,14 m			

E.E.Nº2		William y Hazen	j	$10,65 * Qb ^{1,85} / C ^{1,85} * d ^{4,87}$
Qb 10	23,83	m3/h	Cota inicio	74,49 m
d	103,6	mm	Cota Final	79,99 m
			Altura útil	0,44 m
<u>Pérdidas continuas</u>				
1er tramo (acero)				<u>Pérdidas localizadas</u>
L		10	m	Jl $\sum k_i * Vm^2 / 2g$
C		100		$Vm = Q / \Omega$
j		0,01179	m/m	$\Omega$ 0,00843 m <sup>2</sup>
Jc1		0,1179	m	$Vm$ 0,7857 m/s
				Jl 0,5222 m
<u>2do tramo (pvc)</u>				
L		3114,84	m	H = $Hg + Jc1 + Jc2 + Jl$
C		140		Hg 6,74 m
j		0,00632	m/m	H 27,08 m
Jc2		19,700	m	
<u>Pérdidas continuas</u>				
1er tramo (acero)				<u>Pérdidas localizadas</u>
L		10	m	Jl $\sum k_i * Vm^2 / 2g$
C		100		$Vm = Q / \Omega$
j		0,011915	m/m	$\Omega$ 0,00843 m <sup>2</sup>
Jc1		0,119	m	$Vm$ 0,7903 m/s
				Jl 0,4616
<u>2do tramo (pvc)</u>				
L		3114,84	m	H = $Hg + Jc1 + Jc2 + Jl$
C		140		Hg 6,7436 m
j		0,00639	m/m	H 27,24 m
Jc2		19,9150	m	

### 9.3 Selección de Bomba

Para definir el equipo de bombeo se utilizó el selector <https://product-selection.grundfos.com/>, herramienta web que simplifica y agiliza el proceso. Incluye una función de búsqueda de bombas, navegación de productos y selección de documentos según requisitos específicos como ser el caudal de diseño, la altura de impulsión total

El equipo se seleccionó con un par H-Q, donde Q es el caudal de bombeo para la etapa considerada (Qb20), y H la altura manométrica generada para tal caudal.

En cuanto a la diferencia entre caudales para los años 10 y 20 de proyecto, se presenta muy poca variación, por lo cual se adoptan para las dos etapas de proyecto el mismo conjunto electromecánico, en el que se incluyen la bomba y su respectivo tablero eléctrico con sus correspondientes protecciones.

Para la determinación del punto de funcionamiento real del sistema se procedió a realizar la intersección de la curva de las pérdidas de carga con la curva de funcionamiento de las bombas.

Una vez que se intersectan las dos curvas se estuvo en condiciones de determinar el punto real de funcionamiento del sistema y comparar si el caudal de funcionamiento del sistema resulta igual o ligeramente superior al caudal de diseño de la estación de bombeo.

En la instalación debemos tomar la altura de la bomba más la separación del equipo al piso. La misma es igual a 45 cm.

## E.E. Nº1

BOMBAS SUMERGIBLE DE AGUAS RESIDUALES

### AP100 .100.29.3.1

Número de producto 99895451

#### Adecuado para

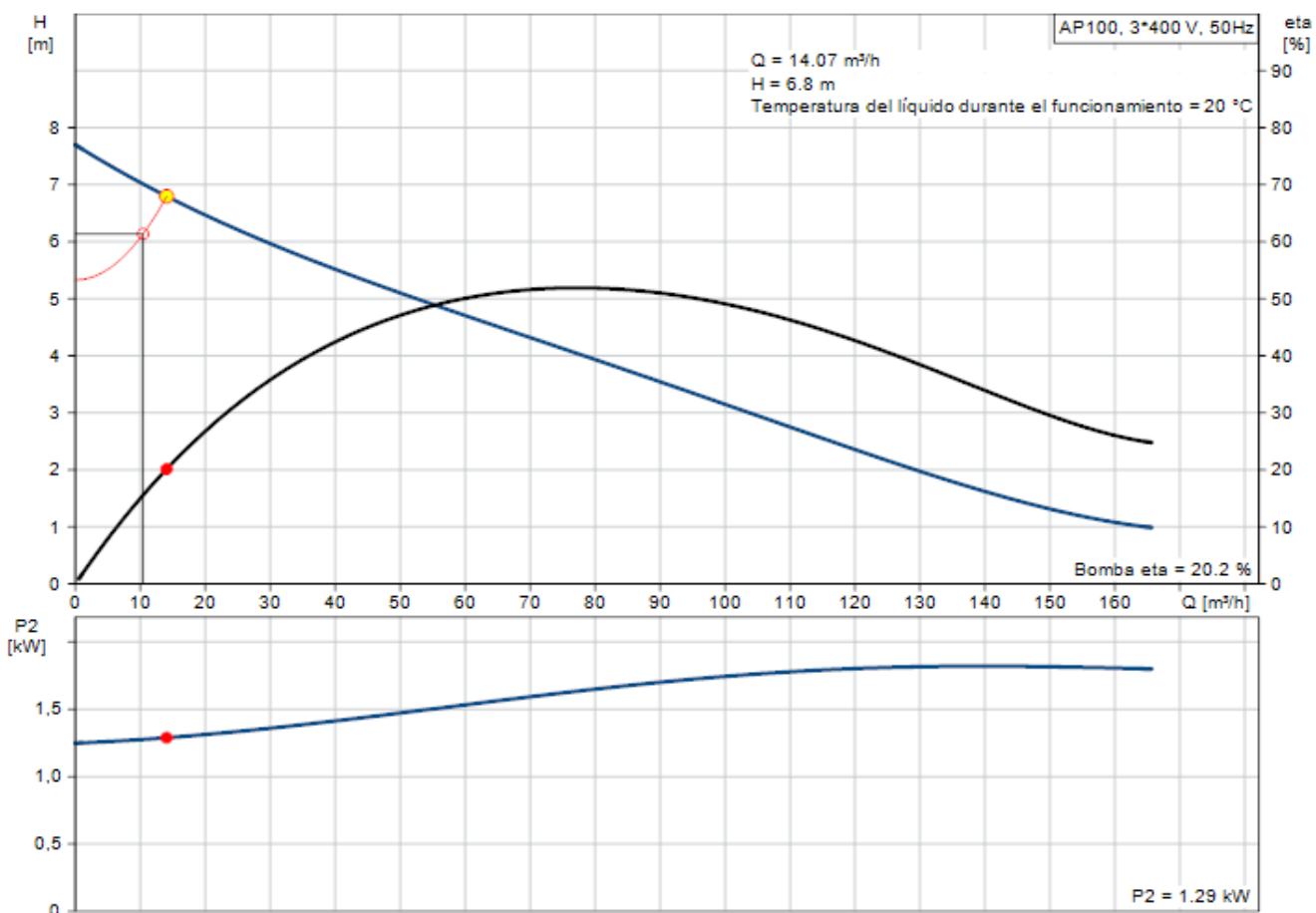
- Aguas residuales domésticas

Las bombas para aguas residuales sumergibles SL de Grundfos (1,1-11 kW) incorporan un impulsor S-tube® (SL1) o SuperVortex (SLV). El paso libre por la bomba varía de 50 a 100 mm en función de su tamaño.



## Especificaciones

Producto	AP100 .100.29.3.1	Líquido	
Código	99895451	Rango de temperatura del líquido	0 .. 40 °C
Número EAN	5713835861511	Temperatura del líquido durante el funcionamiento	20 °C
Precio		Densidad	998.2 kg/m <sup>3</sup>
Técnico	Datos eléctricos		
Caudal real calculado	9.939 m <sup>3</sup> /h	Potencia de entrada - P1	3.4 kW
Maximum flow	165 m <sup>3</sup> /h	P2	2.9 kW
Caudal máx.	165 m <sup>3</sup> /h	Frecuencia de red	50 Hz
Altura resultante de la bomba	5.706 m	Tensión nominal	3 x 400 V
Altura máx.	7 m	Intensidad nominal	5.8 A
Tipo de impulsor	1	Cos phi - Factor de potencia	0.87
Diámetro máximo de las partículas	100 mm	Velocidad nominal	1450 rpm
Homologaciones	CE	Número de polos	4



## E.E. Nº2

BOMBAS SUMERGIBLES DE AGUAS RESIDUALES

### SEV.80.100.110.2.51D

Número de producto 96780692

Adecuado para

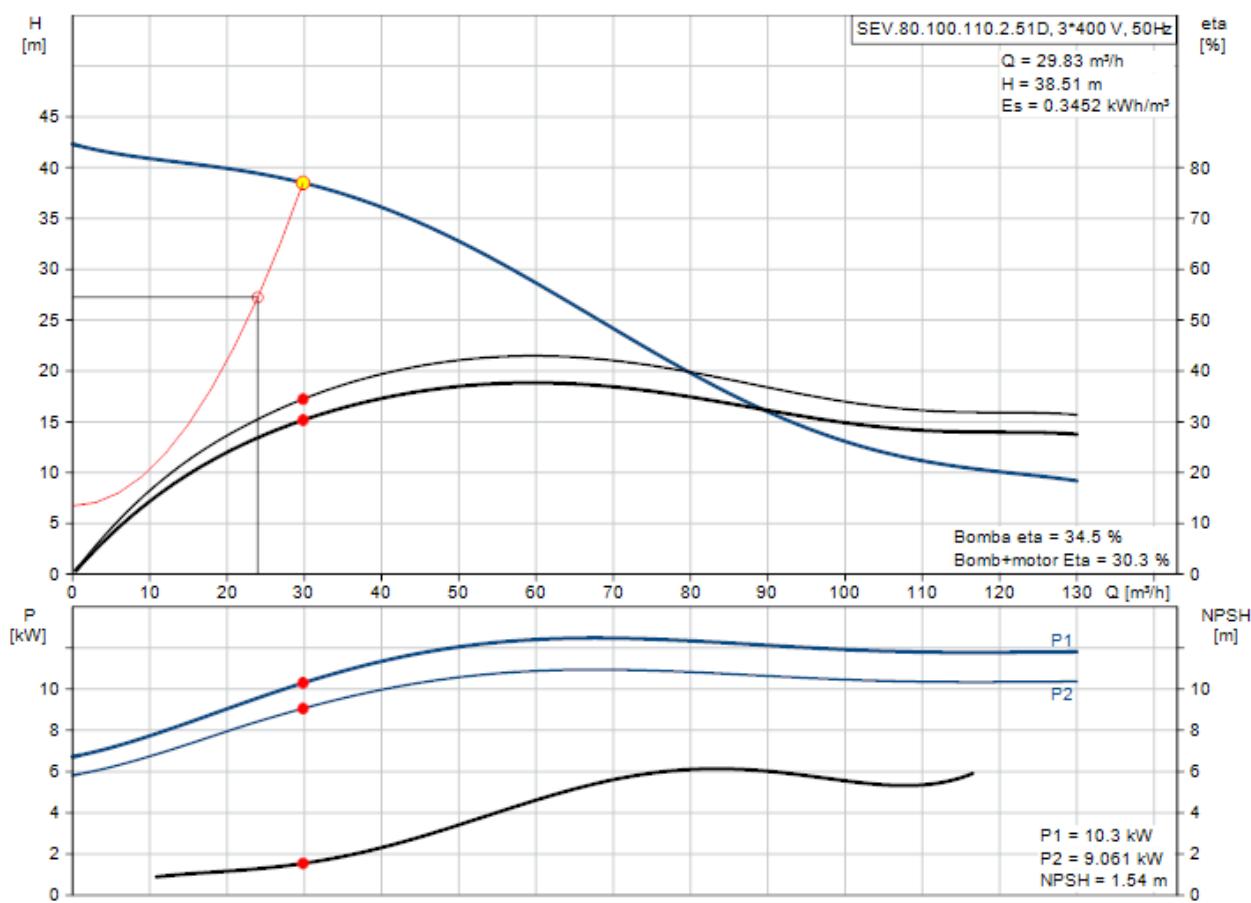
- Aguas residuales - Edificios comerciales
- Control de inundaciones
- Tratamiento de aguas residuales
- Transporte de aguas residuales



Las bombas para aguas residuales sumergibles SEV de Grundfos (1,1-11 kW) incorporan un impulsor SuperVortex. El paso libre por la bomba varía de 50 a 100 en función de su tamaño.

## Especificaciones

Producto	SEV.80.100.110.2.51D	Líquido	
Código	96780692	Líquido bombeado	Cualquier líquido viscoso
Número EAN	5700310145495	Rango de temperatura del líquido	0 .. 40 °C
Precio		Densidad	998.2 kg/m <sup>3</sup>
<b>Técnico</b>			<b>Datos eléctricos</b>
Caudal real calculado		Potencia de entrada - P1	12.6 kW
Maximum flow	130 m <sup>3</sup> /h	Potencia nominal - P2	11 kW
Caudal máx.	130 m <sup>3</sup> /h	Frecuencia de red	50 Hz
Altura resultante de la bomba	m	Tensión nominal	3 x 380-415 V
Altura máx.	41.6 m	Toler. tensión	+6/-10 %
Tipo de impulsor	SUPERVORTEX	Arranques máx. por hora	20
Diámetro máximo de las partículas	80 mm	Intensidad nominal	22.7-21.4 A
Cierre primario	SIC/SIC	Intensidad nominal con una carga de	
Eficiencia hidráulica máx.	43 %	3/4	16.2 A



## **10. LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN**

## 10.1 Conceptos Básicos

Una laguna de estabilización es una estructura simple para embalsar aguas residuales con el objeto de mejorar sus características sanitarias.

Cuando las aguas residuales son descargadas en lagunas de estabilización se realiza en las mismas, en forma espontánea, un proceso conocido como autodepuración o estabilización natural, en el que ocurre fenómenos de tipo físico, químico, bioquímico y biológico.

Este proceso se lleva a cabo en casi todas las aguas estancadas con alto contenido de materia orgánica putrescible o biodegradable.

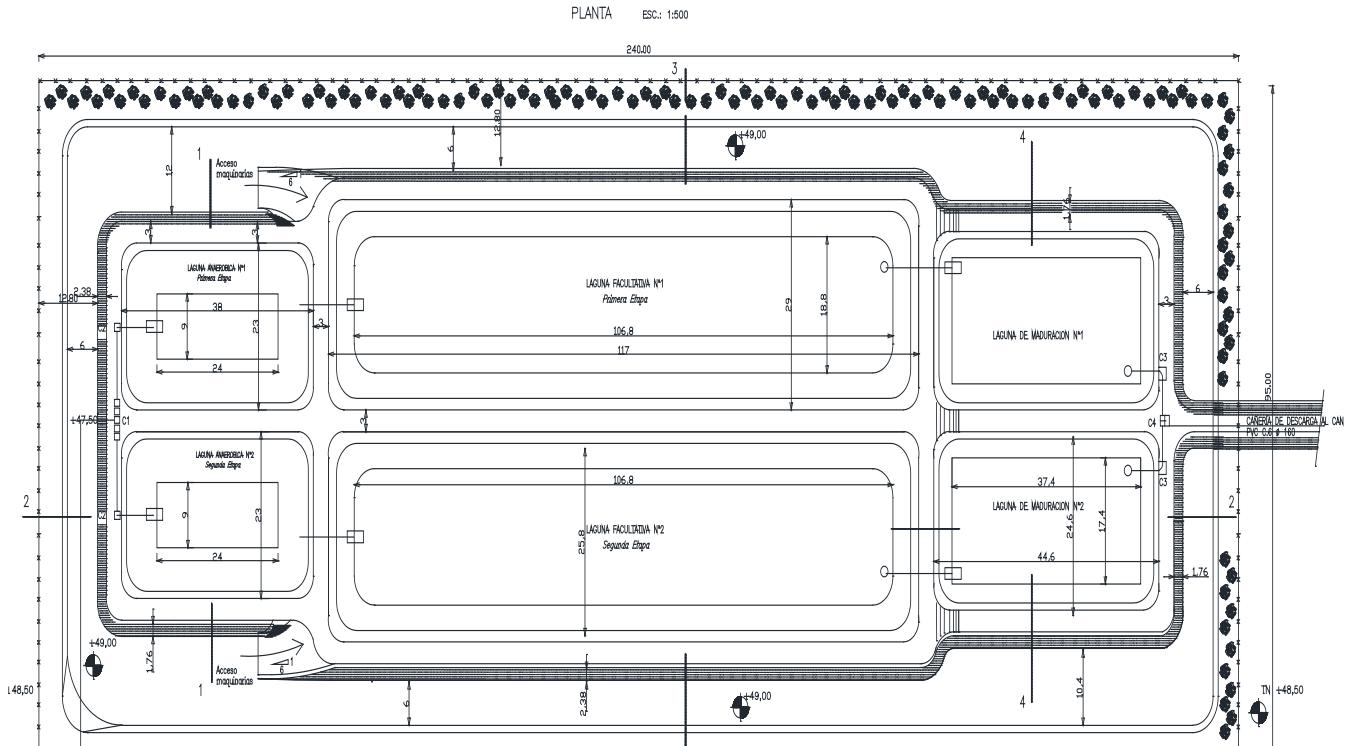
Los parámetros más utilizados para evaluar el comportamiento de las lagunas de estabilización de aguas residuales y la calidad de sus efluentes son la demanda bioquímica de oxígeno (DBO), que caracteriza la carga orgánica; y el número más probable de coliformes fecales (NMP CF/100ml), que caracteriza la contaminación microbiológica.

También tienen importancia los sólidos totales sedimentables, en suspensión y disueltos.

## 10.2 Diseño

Se optó por un sistema previsto a 20 años que estará compuesto por 2 módulos. Cada módulo presenta 3 lagunas dispuestas en el siguiente orden: Anaeróbica, Facultativa y de Maduración. De esta manera se asegura un proceso eficiente en la depuración y disminución gradual de la carga bacteriológica antes de dirigirse a la deposición final.

El predio donde se implantará la planta depuradora consta de 2 Has. Se encuentra hacia el sur- este del radio urbano, suficientemente alejado del mismo. El requerimiento mínimo son 1000m de lejanía y dicho predio lo cumple correctamente superando los 1800m



### 10.3 Dimensionamiento

Es importante decir que se debe verificar que las dimensiones cumplan los requisitos para los años 0, 10, 20. A continuación se muestran las verificaciones correspondientes al año 20 para ver el procedimiento

#### VERIFICACION AL AÑO 20

##### **Modulación de Lagunas**

El sistema previsto a 20 años estará compuesto por : **2** módulos de lagunas Anaeróbica, Facultativa y de Maduración.

##### **Diseño de Laguna Anaeróbica**

Nº de habitantes por módulo :	<b>862</b> hab.
Carga biológica unitaria:	<b>0,05</b> kg DBO/hab.día
Carga orgánica afluente por módulo :	<b>43,10</b> kg DBO/día
Caudal medio diario por módulo :	<b>103,44</b> m3/día
Sa = Concentración de DBO5 del afluente :	<b>416,67</b> mg DBO/l = g DBO/m3
Carga orgánica volumétrica de diseño :	<b>65,00</b> g DBO/m3.día
Volumen líquido de cada laguna :	<b>663,08</b> m3
t = Permanencia hidráulica :	<b>6,41</b> días
H = tirante líquido :	<b>3,00</b> m.
A = Área líquida media :	<b>221,03</b> m2. = Ha. <b>0,02210</b>
i = pendiente de taludes :	<b>2,00</b> horiz./vertical
X = relación Largo/Ancho : L/B :	<b>1,20</b>
B = $(A/2)^{1/2}$ = ancho a mitad de altura :	<b>13,57</b> m.
B adoptado :	<b>14,00</b> m.
L = X * B :	<b>16,80</b> m.
Bf = ancho en el fondo :	<b>8,00</b> m.
Lf = longitud en el fondo :	<b>10,80</b> m.
Bs = ancho en la superficie líquida :	<b>20,00</b> m.
Ls = largo en la superficie líquida :	<b>22,80</b> m.
Recálculo del volumen = Vr :	<b>740,89</b> m3.
Recálculo de la permanencia = t :	<b>7,16</b> días
Eficiencia en Remoción de D.B.O. :	<b>50</b> %
s = Concentración en DBO5 soluble del líquido efluente :	<b>208,33</b> mg DBO/l
Eficiencia bacteriológica :	
X = relación largo/ancho :	<b>1,20</b>
di = factor de dispersión :	<b>0,80</b>
Kb(20) = constante de mortalidad bacteriana :	<b>0,84</b> d^-1
Tita = coeficiente que depende de la temperatura :	<b>1,07</b>
Tai = temperatura del aire en el mes más frío :	<b>14</b> °C
Tw = tempertura del agua en la laguna en el mes más frío :	<b>16</b> °C
Kb(T) = constante de mort. bact. a la temp. T :	<b>0,64</b> d^-1
a = constante de diseño :	<b>3,96</b>
e = base de logaritmos neperianos :	<b>2,71828</b>
N/No :	<b>0,1013</b>
No = concentración de colifecales del afluente :	<b>15.000.000</b> NMP/100 ml
N = concentración de colifecales del efluente :	<b>1.520.111</b> NMP/100 ml

ho= altura libre mín (revancha):	0,50 m.
Ba = ancho en la superficie :	22,00 m.
La = largo en la superficie :	24,80 m.

<b>Diseño de Laguna Facultativa</b>				
Caudal medio diario :		103,44	m3/día	
Sa = Concentración de DBO5 del afluente a la Lag. Fac. :		208,33	mg DBO/l	
Carga orgánica afluente :		21,55	kg DBO/día	
Carga orgánica superficial de diseño :		180	kg DBO/día*Ha.	
A = Área líquida media :		0,12	Ha. = m2	1197,22
H = tirante líquido :		1,90	m.	
i = pendiente de taludes :		2,00	horiz./vertical	
X = relación Largo/Ancho : L/B :		5,00		
B = $(A/X)^{1/2}$ = ancho a mitad de altura :		15,47	m.	
B adoptado :		16,20	m.	
L = X * B :		81,00	m.	
Bf = ancho en el fondo :		12,40	m.	
Lf = longitud en el fondo :		77,20	m.	
Bs = ancho en la superficie líquida :		20,00	m.	
Ls = largo en la superficie líquida :		84,80	m.	
Volumen líquido de cada laguna :		2.487,39	m3.	
t = Permanencia hidráulica :		24,05	días	
<u>Eficiencia en Remoción de D.B.O. :</u>				
R = 2/3 t :		16,03	días	
X = relación largo/ancho :		5,00		
di = factor de dispersión :		0,19		
K(20)= constante de reacción biológica para T= 20 °C :		0,25	d^-1	
Tita = coeficiente que depende de la temperatura :		1,04		
Tai = temperatura del aire en el mes más frío :		14	°C	
Tw = tempertura del agua en la laguna en el mes más frío :		16	°C	
K(T) = constante de reacción biológica a la temp. T :		0,21	d^-1	
a = constante de diseño :		1,88		
e = base de logaritmos neperianos :		2,71828		
Se/Sa :		0,0886		
Sa = Concentración de DBO5 del afluente a la Lag. Fac. :		208,33	mg DBO/l	
Se = Concentración de DBO5 soluble del efluente :		18,45	mg DBO/l	
Eficiencia del Sistema Lag. Facultativa :		91,14	%	
z = relación DBO total/DBO soluble :		1,70		
Sot = Concentración de DBO total del efluente :		31,36	mg DBO/l	
<u>Eficiencia bacteriológica :</u>				
X = relación largo/ancho :		5,00		
di = factor de dispersión :		0,19		
Kb(20) = constante de mortalidad bacteriana :		0,84	d^-1	
Tita = coeficiente que depende de la temperatura :		1,07		
Tai = temperatura del aire en el mes más frío :		14,00	°C	
Tw = tempertura del agua en la laguna en el mes más frío :		16,00	°C	
Kb(T) = constante de mort. bact. a la temp. T :		0,64	d^-1	
a = constante de diseño :		3,56		
e = base de logaritmos neperianos :		2,71828		
N/No :		0,0008		
No = concentración de colifecales del afluente :	1.520.111,06	NMP/100 ml		
N = concentración de colifecales del efluente :	1213,38	NMP/100 ml		

ho= altura libre mín (revancha):	0,50 m.
Ba = ancho en la superficie :	22,00 m.
La = largo en la superficie :	86,80 m.

Diseño de Laguna de Maduración			
Caudal medio diario :		103,44	m3/día
H = tirante líquido :		1,30	m.
i = pendiente de taludes :		2,00	horiz./vertical
X = relación Largo/Ancho : L/B :		1,50	
B adoptado : ancho en la mitad de la altura		17,40	m.
L = X * B :		26,10	m.
Bf = ancho en el fondo :		14,80	m.
Lf = longitud en el fondo :		23,50	m.
Bs = ancho en la superficie líquida :		20,00	m.
Ls = largo en la superficie líquida :		28,70	m.
Volumen líquido de cada laguna :		593,06	m3.
t = permanencia hidráulica :		5,73	días
Eficiencia bacteriológica :			
R = 2/3 t :		3,82	días
X = relación largo/ancho :		1,50	
di = factor de dispersión :		0,62	
Kb(20) = constante de mortalidad bacteriana :		0,84	d^-1
Tita = coeficiente que depende de la temperatura :		1,07	
Tai = temperatura del aire en el mes más frío :		14,00	°C
Tw = tempertura del agua en la laguna en el mes más frío :		16,00	°C
Kb(T) = constante de mort. bact. a la temp. T :		0,64	d^-1
a = constante de diseño :		2,67	
e = base de logaritmos neperianos :		2,71828	
N/No :		0,2093	
No = concentración de colifecales del afluente :		1.213,38	NMP/100 ml
N = concentración de colifecales del efluente :		253,91	NMP/100 ml

ho= altura libre mín (revancha):	0,50 m.
desnivel entre coronamiento de facultativa y de maduración:	0,31 m.
Ba = ancho en la superficie :	22,00 m.
La = largo en la superficie teórico:	30,70 m.
La = largo en la superficie real :	31,32 m.

Una excelente manera de ver el trabajo que realiza cada laguna es evaluar la concentración de coliformes fecales en el ingreso y egreso de cada una de ellas.

#### Laguna Anaeróbica

No = concentración de colifecales del afluente :	15.000.000	NMP/100 ml
N = concentración de colifecales del efluente :	1.520.111	NMP/100 ml

#### Laguna Facultativa

No = concentración de colifecales del afluente :	1.520.111,06	NMP/100 ml
N = concentración de colifecales del efluente :	1213,38	NMP/100 ml

#### Laguna de Maduración

No = concentración de colifecales del afluente :	1.213,38	NMP/100 ml
N = concentración de colifecales del efluente :	253,91	NMP/100 ml

Vemos como ayuda cada una de ellas de manera distinta, ya que tienen principios de funcionamiento diferentes que se complementan entre sí. Llegando a valores de concentración bajos, asociado a buenas condiciones de trabajo.

<b>DIMENSIONES TOTALES</b>			
	Ba = ancho en la superficie :	22,00	m.
Laguna Anaeróbica	La = largo en la superficie :	24,80	m.
	Ba = ancho en la superficie :	22,00	m.
Laguna Facultativa	La = largo en la superficie :	86,80	m.
	Ba = ancho en la superficie :	22,00	m.
Laguna de Maduración	La = largo en la superficie :	30,70	m.
	B total =	103	m.
	L total =	184	m.



#### 10.4 Instalaciones Complementarias y de interconexión en Lagunas

## **1.- Introducción :**

Para el cálculo de la Cámara de Carga y Partidora, que recibirá los líquidos provenientes de la Estación de Bombeo N° 2, se utilizará el caudal de bombeo.

Para el cálculo de las cámaras y conducciones de enlace entre lagunas se adoptará el caudal medio diario, debido a que a la salida de la primer laguna el caudal del sistema quedará regulado, no teniendo en consecuencia incidencia el máximo horario y el diario por quedar amortiguados en el gran volumen de almacenamiento de las unidades de tratamiento.

## 1.- Caudales de diseño

QC 10		0,114	$m^3/min =$	0,0019	$m^3/s$
QD10		0,159	$m^3/min =$	0,0027	$m^3/s$
QE10		0,303	$m^3/min =$	0,0051	$m^3/s$
QC20		0,144	$m^3/min =$	0,0024	$m^3/s$
QD20		0,201	$m^3/min =$	0,0034	$m^3/s$
QE20		0,382	$m^3/min =$	0,0064	$m^3/s$
Q bombeo 10 años		0,350	$m^3/min =$	0,0058	$m^3/s$
Q bombeo 20 años		0,439	$m^3/min =$	0,0073	$m^3/s$

## **2.- Fórmulas y coeficientes utilizados:**

Cañerías en presión (Fórmula de Williams Hazen):  $j=10,62 \cdot C^{-1,85} \cdot D^{-4,87} \cdot Q^{1,85}$

C= 140 para cañerías de PVC

**Q en m<sup>3</sup>/s C= 135 para cañerías de A°C°**

$$i = ((Q * n) / (Area * Rh^{(2/3)}))^{1/2}$$

n= 0,016 para canales de hormigón

$n= 0.030$  para canales de tierra con vegetación normal

Pérdidas de carga por singularidades en cañerías en presión:

$$J_s = K^* V^2 / 2q$$

Coeficiente K:

entrada de cañería	0,5
salida de cañería	1
curva de 90 °	0,4
codo de 90°	0,9
curva de 45 °	0,2
ramal de 45 °	0,4
compuerta abierta	1

Vertedero rectangular (Fórmula de Francis):

$$H \text{ (m)} = ((Q(m^3/s))/(1,838 * Lv(m)))^{(2/3)}$$

Vertedero triangular (Formula de Thompson):

$$H(m) = (Q(m^3/s)/1,4)^{2/5} \dots \dots \dots 2\alpha = 90^\circ$$

$$H(m) = (Q(m^3/s)/2,375)^{2/5} \dots \dots \dots 2\alpha = 120^\circ$$

### 3.- Cálculos

#### 3.1.- Cámara de Carga y Partidora de Caudales

El líquido proveniente de la Estación de Bombeo N° 2 llegará a la Cámara de Carga y Partidora de Caudales a través de la cañería de impulsión, aumentando el nivel líquido en la cámara hasta rebalsar los dos vertederos triangulares de cada compartimiento lateral para pasar el líquido a la cámara contigua provista de una compuerta y ser conducido a las Lagunas Anaeróbicas desde cada una de ellas.

A los efectos del Perfil Hidráulico, se calcula el tirante sobre cada vertedero triangular, nive sobre el que se referirá la diferencia de altura del nivel líquido de las Lagunas Anaeróbicas.

Q cálculo= Qbombeo a 20 años	0,007	m³/s
Número de unidades a 20 años = n20	2	
Q c./unidad = Qb20 unidad	0,0037	m³/s
H 20 = Carga sobre el vertedero a la Etapa final	0,09	m

#### VERTEDERO EN CAMARA PARTIDORA INICIAL

Q (m³/seg.)	Q (m³/h.)	H (m.)
A 20 años	A 20 años	
0,001	3,60	0,055
0,002	7,20	0,073
0,003	10,80	0,086
0,004	14,40	0,096
0,005	18,00	0,105
0,006	21,60	0,113
0,007	25,20	0,120
0,008	28,80	0,127
0,009	32,40	0,133
0,010	36,00	0,139
0,011	39,60	0,144
0,012	43,20	0,149
0,013	46,80	0,154
0,014	50,40	0,158

Q cálculo= Qbombeo a 10 años	0,006	m³/s
Q c./unidad = Qb10 unidad	0,003	m³/s
H 10 = Carga sobre el vertedero a la Primera Etapa	0,08	m

Fijando la cota de agua en la Cámara en :

La cota del vértice del vertedero será :

Dejando una revancha r :

La cota de agua en la cámara del partidor será :

### 3.2.- Conducto de Interconexión entre Cámara Partidora y Cámara C2 a Laguna Anaeróbica I / II

Q cálculo= Qbomb.20/2		0,004	$\text{m}^3/\text{s}$
Diámetro (PVC cloacal) :	160	mm	0,154
Sección			0,019
Velocidad			0,198
Coeficiente de fricción		140	
Pérdida de carga unitaria		0,0003	$\text{m}/\text{m}$
Longitud tramo		18,00	m
Pérdida de carga en la cañería recta		0,006	m
Singularidades :			
Orificio de ingreso:	2		1,000
Orificio de salida:	2		2,000
Pérdida de carga por singularidades		0,006	m
Pérdida de carga total		<b>0,012</b>	m
Velocidad para Caudal de bombeo inicial		0,157	$\text{m}/\text{s}$

### 3.3.- Salida de las Lagunas Anaeróbicas - Ingreso a Lag. Facultativas

Se determinará la pérdida de carga en la cañería de salida de cada Laguna Anaeróbica hasta ingresar a la Laguna Facultativa respectiva

Q cálculo = QC20/2		0,0012	$\text{m}^3/\text{s}$
Diámetro (PVC cloacal) :	160	mm	0,154
Sección			0,019
Velocidad			0,065
Coeficiente de Fricción		140	
Pérdida de carga unitaria		0,00004	$\text{m}/\text{m}$
Longitud tramo		14,00	m
Pérdida de carga en la cañería recta		0,001	m
Singularidades :			
Orificio de ingreso:	1		1,000
Orificio de salida:	1		0,500
Pérdida de carga por singularidades		0,00032	m
Pérdida de carga total		<b>0,001</b>	m
Velocidad para Caudal máximo diario inicial		0,072	$\text{m}/\text{s}$

### 3.4.- Salida de las Lagunas Facultativas - Ingreso Lag. de Maduración

La salida de las Lagunas Facultativas se efectuará mediante un caño sumergido ubicado al final del recorrido del líquido en cada laguna, que descargará en la correspondiente cámara de salida, equipada con vertedero para controlar el nivel del líquido en cada Laguna Facultativa.

Longitud total de vertedero circular	1,57	m
Caudal de cálculo de cada cámara= QC20/2	0,001	m <sup>3</sup> /s
Altura del líquido s/vertedero = hv	0,006	m
Caida libre bajo umbral vertedero	0,29	m
Pérdida de carga en cámara de salida de cada Laguna Facultativa	<b>0,30</b>	m

Desde la cámara de salida con vertedero, se extiende una cañería de P.V.C. hasta acometer a la Laguna de Maduración. Se determinará la pérdida de carga producida.

Q cálculo = QC20/2	0,001	m <sup>3</sup> /s
Diámetro (PVC cloacal) :	160	mm
Sección	0,154	m
Velocidad	0,019	m <sup>2</sup>
Coeficiente de Fricción	0,065	m/s
Pérdida de carga unitaria	140	
Longitud tramo	0,00004	m/m
Pérdida de carga en la cañería recta	12,00	m
Singularidades :	0,00049	m
Orificio de ingreso:	1,000	
Orificio de salida:	0,500	
Pérdida de carga por singularidades	0,00032	m
Pérdida de carga total	<b>0,001</b>	m
Velocidad para Caudal máximo diario inicial	0,072	m/s

### 3.5.- Salida de las Lagunas de Maduración

La salida de las Lagunas de Maduración se efectuará mediante un caño sumergido ubicado al final del recorrido del líquido en cada laguna, que descargará en la correspondiente cámara de salida C3, equipada con vertedero para controlar el nivel del líquido en cada Laguna de Maduración.

Longitud total de vertedero circular	1,57	m
Caudal de cálculo de cada cámara= QC20/2	0,001	m <sup>3</sup> /s
Altura del líquido s/vertedero = hv	0,006	m
Caida libre bajo umbral vertedero	0,29	m
Pérdida de carga en cámara de salida de cada Laguna de Maduración	<b>0,30</b>	m

Desde la cámara de salida con vertedero, se extiende una cañería de P.V.C. hasta acometer a la cámara C3. Se determinará la pérdida de carga producida.

Q cálculo = QC20/2	0,001	m <sup>3</sup> /s
Diámetro (PVC cloacal) :	160	mm
Sección	0,154	m
Velocidad	0,019	m <sup>2</sup>
Coeficiente de Fricción	0,065	m/s
Pérdida de carga unitaria	140	
Longitud tramo	0,00004	m/m
Pérdida de carga en la cañería recta	6,00	m
Singularidades :	0,0002	m
Orificio de ingreso:	1,000	
Orificio de salida:	0,500	
Pérdida de carga por singularidades	0,0003	m
Pérdida de carga total	<b>0,001</b>	m
Velocidad para Caudal máximo diario inicial	0,072	m/s

Tramo Cámara C3 - C4. Se determinará la pérdida de carga producida.

Q cálculo = (QC20/2)	0,001	m <sup>3</sup> /s
Diámetro (PVC cloacal) :	160	mm
Sección	0,154	m
Velocidad	0,019	m <sup>2</sup>
Coeficiente de Fricción	0,065	m/s
Pérdida de carga unitaria	140	
Longitud tramo	0,00004	m/m
Pérdida de carga en la cañería recta	8,00	m
Singularidades :	0,00033	m
Orificio de ingreso:	1,000	
Orificio de salida:	0,500	
Pérdida de carga por singularidades	0,0003	m
Pérdida de carga total	<b>0,001</b>	m

## **11. DEPOSICIÓN FINAL- CUERPO RECEPTOR**

La descarga final del efluente tratado en las lagunas de estabilización se realizará en las zonas bajas situadas a aproximadamente 6500 metros al sur de la misma, a través de un canal de descarga pluvial existente

## **12. CÓMPUTO, PRESUPUESTO, PLAN DE TRABAJO Y CURVA DE INVERSIONES**

Para cualquier obra que se esté proyectando, es necesario conocer el precio, el costo y cuánto tiempo se tardará, ya que forman parte de la esencia de un proyecto.

En primer lugar, se procede a identificar los rubros de la obra, para así poder conglomerar trabajos con igual naturaleza, y luego se subdivide ese rubro en tantos ítems como se pueda, para poder tratar de manera más independiente y concreta cada actividad.

Como segunda etapa se procede realizar el “Cómputo Métrico” el cual consiste en medir cantidades de elementos a realizar (unidades de elementos, metros lineales, superficies y volúmenes) según corresponda dadas las características del ítem analizado, en general los distintos ítems se miden en unidades específicas las cuales se pueden luego multiplicar por un costo unitario.

El costo unitario del ítem se obtiene a partir de analizar las cantidades y precios que se necesitan para realizar una unidad de ese ítem. Esta actividad conlleva un análisis no menor, ya que se deben buscar precios de referencia de diversos materiales y maquinarias, conocer rendimientos de referencia tanto de los operarios como de las maquinarias y materiales para las distintas actividades, para luego elaborar un costo unitario para un ítem en específico de características predefinidas.

Conocidos los “precios unitarios” y las cantidades a ejecutar se puede obtener un costo provisorio del ítem por simple multiplicación. Por suma de precios para los distintos ítems de un rubro se puede obtener el costo-costo de un rubro, y repitiendo esta suma se puede obtener el costo-costo de la obra, sumando costos de distintos rubros.

El monto obtenido se denomina “costo - costo” de la obra, al que se agregaran los gastos a cubrir por la empresa que realizó la obra, así como los beneficios que busca percibir la misma.

Luego al monto obtenido se agregarán los cargos impositivos a cargar al precio final. Se pueden hacer diversos artilugios matemáticos, tales como obtener un “costo final del ítem” o “rubro”, el cual, si considera los beneficios y gastos generales percibidos por la empresa, así como las tasas impositivas.

Finalmente se establece el precio de la obra y se realiza un plan de trabajos, en general se busca realizar la mayor cantidad de actividades en el menor tiempo posible, siendo necesario conocer el proceso constructivo a detalle para poder decidir qué actividades deben realizarse primero, cuando se puede iniciar la siguiente actividad parcial o total y cuantos materiales, trabajadores maquinaria y dinero se requerirá para cada intervalo de tiempo (semana, quincena, mes etc..).

## 12.1 Computo

Se realizó el cómputo métrico en planilla Excel. Cabe aclarar que la mayor parte de la inversión de la obra se reparte entre la excavación para la red, colocación de cañería y elaboración de bocas de registro.

El costo final de obra es un estimativo, el costo real surgirá luego de la realización de la obra, y puede diferir del aquí propuesto por diversas razones tales como:

- Rendimientos: los rendimientos aquí utilizados fueron medidos de trabajos reales en campo, aun así, resultan conservadoramente mayores que los registrados.
- Variaciones de precio: se pueden dar variaciones considerables de precios de diversos bienes en cortos períodos de tiempo.
- Imprevistos inevitables

Para obtener un precio unitario se realizan los siguientes pasos:

- obtención de precios de arena para relleno
- obtención de precio de alquiler de la maquinaria a utilizar
- obtención de los honorarios de los distintos trabajadores según acuerdos salariales de la UOCRA

## 12.2 Presupuesto

El presupuesto es el cálculo anticipado del costo de una obra o de una de sus partes. Su magnitud debe representar con toda la exactitud con que el costo pueda determinarse.

Presupuestar una obra, es establecer de qué está compuesta (composición cualitativa) y cuántas unidades de cada componente se requieren (composición cuantitativa) para, finalmente, aplicar precios a cada uno y obtener su valor en un momento dado.

Participan en los costos de una obra:

- Materiales.
- Mano de obra.
- Equipos y herramientas.
- Gastos generales: administración e imprevistos.
- Beneficios empresariales.
- Impuestos.

Vemos un extracto del cómputo, dentro del apartado A ``RED COLECTORA'', los distintos rubros con sus respectivos ítems. En amarillo las cantidades unitarias, que multiplicadas por su precio unitario nos brinda el precio parcial del ítem, junto con su incidencia

Se comprueba lo dicho anteriormente, donde la red colectora tiene más del 50% de incidencia del total. Principalmente la excavación, colocación de cañerías y relleno.

COMPUTO Y PRESUPUESTO							HOJA No:	1	
OBRA: "RED DE DESAGÜES CLOACALES LOCALIDAD DE SAMUHÚ - PROVINCIA DEL CHACO									
UBICACION: LOCALIDAD DE SAMUHÚ- PROV. CHACO		DESCRIPCION	UN	CANTIDAD	P.UNITARIO	P.PARCIAL	% INC. Rubro	PRECIO TOTAL	% INC.
Rubro									
A	RED COLECTORA								
1	EXCAVACIONES Y RELLENO DE ZANJAS para Instalacion de cañerías.		m3	15.954,08	\$ 4.156,81	\$ 66.318.079,28	34,01		
2	PROVISION, INSTALACION Y PRUEBA DE CAÑERIAS DE PVC PARA DESAGÜES CLOACALES Dº 160 mm		ml	13.597,00	\$ 5.487,22	\$ 74.609.730,34	38,26		
3	BOCAS DE REGISTRO								
3.1	menor a 2m, HºSº en vereda		Nº	26,00	\$ 205.277,16	\$ 8.005.809,24	4,11		
3.2	menor a 2m, HºSº en calzada		Nº	39,00	\$ 264.201,87	\$ 6.869.248,62	3,52		
3.3	mayor a 2m, HºAº en vereda		Nº	16,00	\$ 262.459,25	\$ 4.199.348,00	2,15		
3.4	mayor a 2m, Hº Aº en calzada		Nº	23,00	\$ 289.236,68	\$ 6.652.443,64	3,41		
4	ACCESOS NO CONVENCIONALES								
4.1	Tipo A (Bocas de acceso)		un	47,00	\$ 11.282,81	\$ 530.292,07	0,27		
5	CONEXIONES DOMICILIARIAS								
5.1	cortas		un	247,00	\$ 15.561,28	\$ 3.843.636,16	1,97		
5.2	largas		un	165,00	\$ 29.059,36	\$ 4.794.794,40	2,46		
6	REFACCION DE VEREDAS								
6.2	SUBTOTAL RED COLECTORA		m2	3.387,14	\$ 4.205,94	\$ 14.246.107,61	7,31		
7	REFACCION DE CALZADAS								
7.1	Pavimento		m2	520,00	\$ 8.593,42	\$ 4.468.578,40	2,29		
7.2	Calzada de tierra		m2	310,00	\$ 1.435,62	\$ 445.042,20	0,23		
								\$ 194.983.109,96	52,73
TOTAL RED COLECTORA								\$ 194.983.109,96	52,73

**P R E S U P U E S T O   R E S U M E N**

OBRA: "RED DE DESAGÜES CLOACALES LOCALIDAD DE SAMUHÚ - PROVINCIA DEL CHACO

- PRECIO -

	DESIGNACION DE LA OBRA	PRECIO TOTAL	INCIDENCIA % TOTAL
A	RED COLECTORA	\$ 194.983.109,96	52,73
B	ESTACIONES ELEVADORAS	\$ 25.301.067,45	6,84
C	INTALACIONES DE IMPULSION	\$ 74.635.421,03	20,18
D	LAGUNA DE ESTABILIZACIÓN	\$ 73.800.299,98	19,96
E	EQUIPAMIENTO PARA OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	\$ 1.055.760,23	0,29
		<b>\$ 369.775.658,65</b>	<b>100,00</b>

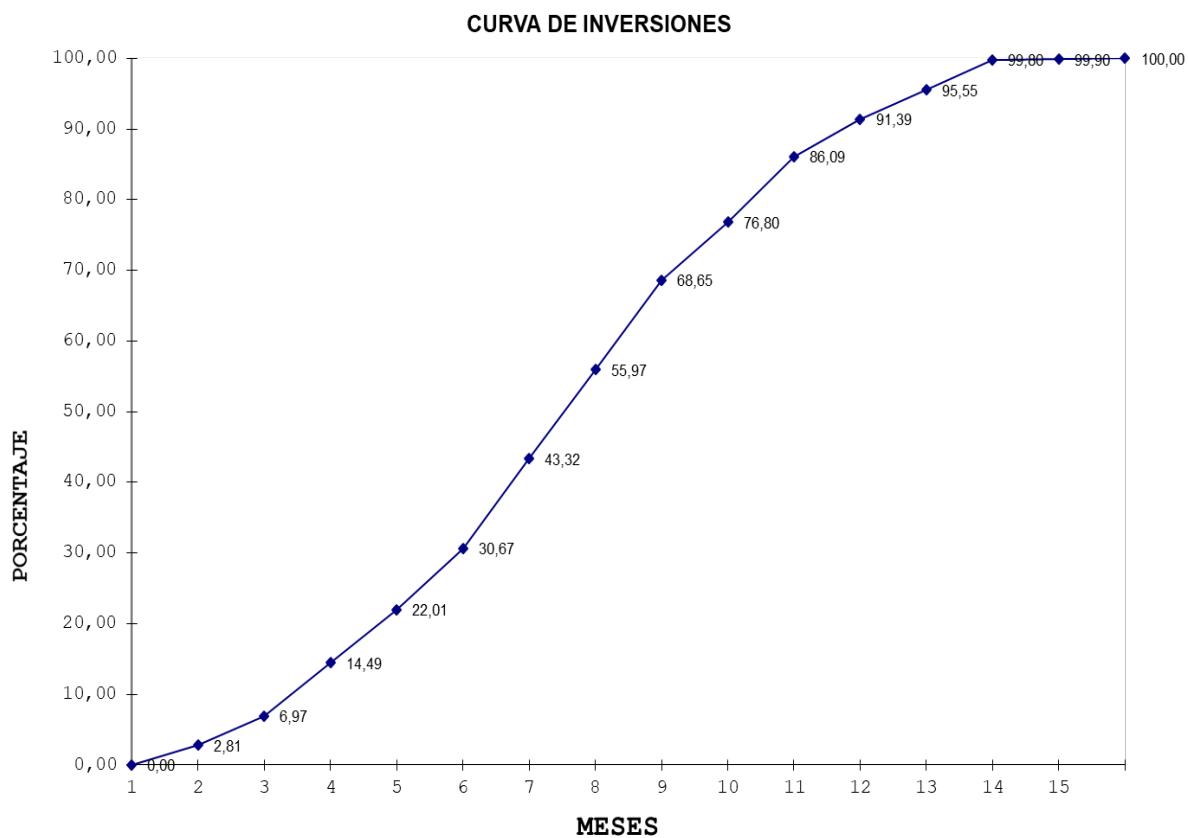
### 12.3 Plan de Trabajo

Con el diseño definido, computado y presupuestado se estudiaron las tareas para estimar su duración dándole un margen para imprevistos. Esta guía propone una forma de interrelacionar los recursos humanos, financieros, materiales y tecnológicos disponibles.

Cabe destacar que el plan de trabajo es expositivo, ya que expone una serie de enunciados en un orden lógico (cada uno deriva o es consecuencia del anterior).

#### 12.4 Curva de Inversión

Se busca una inversión lo más constante posible como así también con los períodos de trabajo más cortos, a tal fin, de analizar el costo-costo se obtiene una curva de inversiones con forma de "S" con un inicio suave y un periodo intermedio de trabajo con inversiones constantes, luego una finalización con una disminución gradual de los trabajos y la inversión.



## **13. CONCLUSIONES**

Se ha llegado a la conclusión de que el proyecto es de total beneficio para la comunidad, es deseable que se realice la inversión. Los aspectos más valorables son:

- Se elimina el problema de capacidad y colapso de los pozos absorbentes, que forman parte del sistema estático. Brindando mayor seguridad en el manejo de líquidos cloacales
- El anteproyecto está pensado para lograr un sistema eficiente que perdure en el tiempo, así como también el gastar la menor cantidad de recursos. Por ejemplo, la disposición de los caños, mayormente por vereda para no remover pavimento.
- Las estaciones elevadoras poseen buena ubicación, a la vez se utiliza la misma bomba desde el inicio hasta los 20 años de proyección en cada una.
- El crecimiento de la población puede ser distinto al proyectado, inclusive superior, el cual reforzaría el beneficio
- Puede ocurrir que postergar la inversión genere tasas de interés a futuro aún mayores a las actuales ya que se incrementa el número de habitantes
- Mejora la calidad de vida, también llamado en la comunidad como “beneficio social”, el cual es de difícil estimación ante la falta de información tal como disminución de enfermedades, olores y mal uso de los desagües pluviales.
- El beneficio que del usuario es mayor al estimado, ya que surgen incrementos del valor de la propiedad por el solo hecho de poseer red cloacal, el cual es un beneficio instantáneo, aunque este no utilice la propiedad para habitar.
- Genera puestos de trabajo en la localidad, para la construcción de la obra
- La inversión se puede recuperar en el tiempo, cobrando un impuesto por el servicio

Por otro lado, este proyecto no solo sirve como formación profesional sino también como formación personal. Permitió adquirir experiencia práctica en el entorno en el cual se desempeña un Ingeniero civil, manteniendo contacto con otros profesionales y/o empleados del rubro de la construcción. Entendiendo la importancia que tienen las obras en la sociedad, como así también la responsabilidad e influencia de cada una de las partes que la hacen posible.

Es bueno notar la obligación de estar actualizados en cuanto a conocimientos y tecnologías nuevas que surgen para facilitar su trabajo y que colaboran con mejorar la calidad de vida de la sociedad, protegiendo a su vez al medio ambiente

## **14. BIBLIOGRAFÍA**

Argentina. Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (2021).  
<https://www.argentina.gob.ar/inta>

Agua y Saneamientos Argentinos (2021). <https://www.aysa.com.ar/>

Brest, E. F., López, A. E. y Zurita, J. J. (s.f.). Zonificación de suelos en grupo de riesgo. Oficina de Riesgo Agropecuario.

Chandías, M. E. (2008). Cómputos y presupuestos: manual para la construcción de edificios. Librería y Editorial Alsina.

Ministerio de Economía y Obras y Servicios Públicos. Secretaría de Obras Públicas y Comunicaciones (1993). Normas de estudio, criterios de diseño y presentación de proyectos de desagües cloacales para localidades de hasta 30.000 habitantes. Buenos Aires, Argentina. <https://www.argentina.gob.ar/enohsa/guias-desagues-cloacales>

Universidad Nacional del Nordeste (2021). Material de cátedra: ingeniería sanitaria y ambiental. UNNE.

Universidad Nacional del Nordeste (2021). Material de cátedra: aprovechamientos y obras hidráulicas. UNNE.

Universidad Nacional del Nordeste (2021). Material de cátedra: organización y dirección de obras. UNNE.