

PROVINCIA DE CÓRDOBA  
MUNICIPALIDAD DE OLIVA

Proyecto

**“PROYECTO DE OBRAS BÁSICAS DEL SISTEMA  
DE DESAGÜES CLOACALES DE LA CIUDAD DE  
OLIVA – Dpto. Tercero Arriba – Primera Etapa”**

Servicio

**DESAGÜES CLOACALES**

(Desagües cloacales)

**MEMORIA DE CÁLCULO**

### 3. MEMORIA DE CALCULO

#### INDICE

<b>3.</b>	<b>MEMORIA DE CALCULO .....</b>	<b>2</b>
3.1.	ESTUDIO DE POBLACIÓN.....	3
3.1.1.	Horizonte de Diseño.....	3
3.1.2.	Población .....	3
3.1.3.	Método de los Incrementos Relativos.....	3
3.1.4.	Método de la Tasa de Media Anual Decreciente .....	6
3.1.5.	Relación – Tendencia .....	9
3.1.6.	Resumen de los resultados obtenidos.....	14
3.2.	ESTUDIO DE CAUDALES.....	15
3.2.1.	Descargas Residenciales e Institucionales .....	15
3.2.2.	Descargas Hospital Colonia Dr. Emilio V. Abal.....	16
3.2.3.	Descargas Industriales .....	17
3.2.4.	Caudales Totales.....	17
3.3.	CLOACA MÁXIMA.....	18
3.3.1.	Parámetros de Hidráulicos.....	18
3.3.2.	Diámetro Requerido.....	18
3.3.3.	Velocidades Límites.....	18
3.3.4.	Pendiente .....	19
3.3.5.	Pendiente Mínima.....	19
3.3.6.	Pendiente Máxima.....	19
3.3.7.	Esfuerzo Tractivo.....	19
3.3.8.	Distribución de Caudales.....	20
3.3.9.	Tabla de Cálculo.....	20
3.4.	ESTACIÓN ELEVADORA Nº7.....	26
3.4.1.	Caudales de Diseño .....	26
3.4.2.	Cálculo del Volumen Útil de la Cámara Húmeda .....	26
3.4.3.	Dimensiones de la Cámara.....	27
3.4.4.	Cotas de la Cámara .....	27
3.4.5.	Dimensiones de la Cañería de Impulsión .....	27
3.4.6.	Altura de Manométrica Bombeo .....	27
3.4.7.	Parámetros para Selección de los Equipos de Bombeo.....	30
3.4.8.	Potencia .....	30
3.4.9.	Verificación de Golpe de Ariete.....	31
3.5.	ESTACIÓN ELEVADORA Nº8.....	33
3.5.1.	Caudales de Diseño .....	33
3.5.2.	Cálculo del Volumen Útil de la Cámara Húmeda .....	33
3.5.3.	Dimensiones de la Cámara.....	34
3.5.4.	Cotas de la Cámara .....	34
3.5.5.	Dimensiones de la Cañería de Impulsión .....	34
3.5.6.	Altura de Manométrica Bombeo .....	34
3.5.7.	Parámetros para Selección de los Equipos de Bombeo.....	37
3.5.8.	Potencia .....	37
3.5.9.	Verificación de Golpe de Ariete.....	38

### 3.1. ESTUDIO DE POBLACIÓN

#### 3.1.1. Horizonte de Diseño

Las proyecciones se realizaron a partir del último Censo Nacional (año 2010), se adoptó como población inicial la correspondiente a la fecha prevista para la habilitación de las obras. Esta fecha fue el año 2025, por lo que el período de diseño se extenderá hasta el año 2045.

#### 3.1.2. Población

El crecimiento demográfico de la localidad en un determinado período es consecuencia de la acción conjunta de dos procesos:

- El crecimiento vegetativo.
- El movimiento migratorio.

Frente a este proceso, que es de naturaleza muy compleja, los distintos métodos de proyección analizados se limitan a estimar cómo habrá de ser la evolución de la localidad en el futuro, teniendo en cuenta para ello cómo ha sido su evolución en el pasado.

La Población en la localidad fue creciendo según los valores que podemos observar en la tabla siguiente (fuente INDEC y DGEyC):

Años Censales	Población
1991	<b>10,698</b> hab.
2001	<b>11,629</b> hab.
2010	<b>11,809</b> hab.

Para estimar el crecimiento demográfico de la localidad entre dos fechas determinadas se llevaron a cabo los siguientes procedimientos.

#### 3.1.3. Método de los Incrementos Relativos

Este método se fundamenta en la proporción del crecimiento absoluto de un área mayor, que corresponde a áreas menores en un determinado periodo de referencia.

La información básica necesaria para la aplicación del método es:

- Proyección de la población del área mayor para el período en estudio.
- Población de cada una de las áreas menores correspondiente a las dos últimas fechas censales.

Para la estimación de la población total de cada área se acepta que:

$$P_i^{(t)} = a_i * P_T^{(t)} + b_i$$

Siendo:

$P_i^{(t)}$  = la población del área menor (i) en el año (t)

$P_T^{(t)}$  = la población del área mayor en el año (t)

El coeficiente de proporcionalidad del incremento de la población del área menor en relación al incremento de la población del área mayor es igual a:

$$a_i = \frac{P_i^{(1)} - P_i^{(0)}}{P_T^{(1)} - P_T^{(0)}} = \frac{P_i}{P_T}$$

$$b_i = \frac{P_i^{(1)} + P_i^{(0)} - \frac{P_i}{P_T} * (P_T^{(1)} + P_T^{(0)})}{2}$$

Se utilizaron las publicaciones del INDEC para extraer las estimaciones de población para las áreas mayores, el país y la provincia, para la cual es necesario aplicar el método.

Se parte de considerar a la Argentina como área mayor y la provincia como área menor, luego se aplica nuevamente la técnica para estimar la población del departamento y por último la de la localidad.

Población País ( $P_T$ ):

$t^{(0)} = 2001$	$P_T^{(0)} = 36260130 \text{ hab.}$
$t^{(1)} = 2010$	$P_T^{(1)} = 40117096 \text{ hab.}$
$t_0 = 2025$	$P_T^{t_0} = 47473760 \text{ hab.}$
$t_1 = 2035$	$P_T^{t_1} = 51177087 \text{ hab.}$
$t_2 = 2045$	$P_T^{t_2} = 54260264 \text{ hab.}$

Población Provincia ( $P_i$ ):

$t^{(0)} = 2001$	$P_i^{(0)} = 3066801 \text{ hab.}$
$t^{(1)} = 2010$	$P_i^{(1)} = 3308876 \text{ hab.}$

Luego:

$P_i^{(1)} = 3308876$
$P_i^{(0)} = 3066801$
$P_T^{(1)} = 40117096$
$P_T^{(0)} = 36260130$

$$P_i = P_i^{(1)} - P_i^{(0)} = 242075$$

$$P_T = P_T^{(1)} - P_T^{(0)} = 3856966$$

$$a_i = 0.06276306$$

$$b_i = 791004$$

Población Provincia en el Periodo de Diseño del Proyecto:

$P_i^{(2020)} = 3770603 \text{ hab.}$
$P_i^{(2030)} = 4003035 \text{ hab.}$
$P_i^{(2040)} = 4196545 \text{ hab.}$

Población Departamento Tercero Arriba ( $P_T$ ):

$$t^{(0)} = 2001$$

$$P_i^{(0)} = 107460 \text{ hab.}$$

$$t^{(1)} = 2010$$

$$P_i^{(1)} = 112947 \text{ hab.}$$

Luego:

$$P_i^{(1)} = 112947$$

$$P_i^{(0)} = 107460$$

$$P_T^{(1)} = 3308876$$

$$P_T^{(0)} = 3066801$$

$$P_i = P_i^{(1)} - P_i^{(0)} = 5487$$

$$P_T = P_T^{(1)} - P_T^{(0)} = 242075$$

$$a_i = 0.022666529$$

$$b_i = 37946$$

Población Departamento en el Periodo de Diseño del Proyecto:

$$P_i^{(2020)} = 123413 \text{ hab.}$$

$$P_i^{(2030)} = 128681 \text{ hab.}$$

$$P_i^{(2040)} = 133067 \text{ hab.}$$

Población Localidad Oliva ( $P_i$ ):

$$t^{(0)} = 2001$$

$$P_i^{(0)} = 11629 \text{ hab.}$$

$$t^{(1)} = 2010$$

$$P_i^{(1)} = 11809 \text{ hab.}$$

Luego:

$$P_i^{(1)} = 11809$$

$$P_i^{(0)} = 11629$$

$$P_T^{(1)} = 112947$$

$$P_T^{(0)} = 107460$$

$$P_i = P_i^{(1)} - P_i^{(0)} = 180$$

$$P_T = P_T^{(1)} - P_T^{(0)} = 5487$$

$$a_i = 0.032804811$$

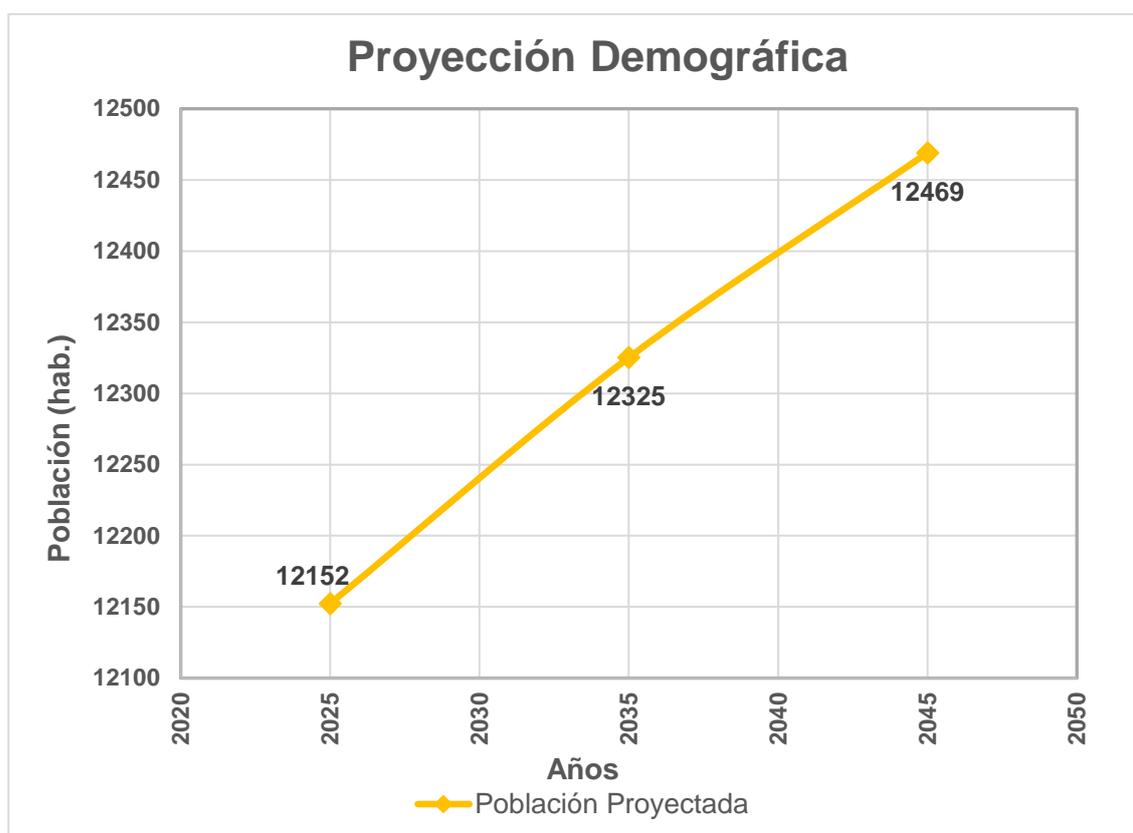
$$b_i = 8104$$

Población Localidad en el Periodo de Diseño del Proyecto:

$$P_i^{(2020)} = 12152 \text{ hab.}$$

$$P_i^{(2030)} = 12325 \text{ hab.}$$

$$P_i^{(2040)} = 12469 \text{ hab.}$$



### 3.1.4. Método de la Tasa de Media Anual Decreciente

El método de la tasa media anual decreciente para la proyección de la población se definió basándose en el análisis de las tasas medias anuales de los dos últimos períodos intercensales.

Para ello se determinaron las tasas medias anuales de variación poblacional de los dos últimos períodos intercensales, ello sobre la base de datos oficiales de los tres últimos censos de población y vivienda:

$$i_I = \sqrt[N_1]{\frac{P_2}{P_1}} - 1$$

$$i_{II} = \sqrt[N_2]{\frac{P_3}{P_2}} - 1$$

Donde:

- $P_1$ : número de habitantes de Luca del censo 1991
- $P_2$ : número de habitantes de Luca del censo 2001
- $P_3$ : número de habitantes de Luca del censo 2010
- $N_1$ : número de años del periodo censal 1991-2001
- $N_2$ : número de años del periodo censal 2001-2010
- $i_I$ : tasa media anual de variación de la población durante el penúltimo periodo intercensal 1991-2001
- $i_{II}$ : tasa media anual de variación de la población durante el último periodo intercensal 2001-2010

Tasas medias anuales de variación de la población:

$$i_I = 0.008379430$$

$$i_{II} = 0.001708121$$

Para el intervalo comprendido entre el último censo y el año inicial del período de diseño, así como el primer subperíodo de  $n_1$  años, se debe efectuar la proyección con la tasa media anual del último período intercensal ( $i_1=i_{II}$ ) utilizando las siguientes expresiones:

$$P_a = P_3 \cdot (1 + i_1)^{n_a}$$

$$P_0 = P_a \cdot (1 + i_1)^{n_0}$$

$$P_{n/2} = P_0 \cdot (1 + i_1)^{n/2}$$

Siendo:

$P_a$  = estimaciones de población existente a la fecha de ejecución del proyecto.

$P_0$  = estimaciones de población al año previsto para la habilitación del sistema.

$P_n$  = estimaciones de población al año "n".

$i_1$  = Tasa media anual del último período intercensal.

$n_a$  = número de años transcurridos entre el último censo y la fecha de ejecución del proyecto.

$n_0$  = número de años transcurridos entre la fecha de ejecución del proyecto y la habilitación del sistema.

$n$  = número de años transcurridos entre la población base y el año de proyección.

Fecha de ejecución del proyecto = 2021

Fecha de habilitación del proyecto = 2025

Años de proyección del diseño = 20

$$i_1 = 0.001708121$$

$$n_a = 11 \quad \text{años}$$

$$P_a = 12033 \quad \text{hab.}$$

$$n_0 = 4 \quad \text{años}$$

$$P_0 = 12115 \quad \text{hab.}$$

$$\begin{aligned} n &= 10 && \text{años} \\ P_{n/2} &= 12324 && \text{hab.} \end{aligned}$$

Para el segundo subperíodo se determina la tasa media anual de proyección comparando el promedio de las tasas históricas  $i_2$ , con la tasa  $i_1$ . Si  $i_1$  resulta menor que  $i_2$ , la tasa utilizada en la proyección del segundo subperíodo es la  $i_1$ , de lo contrario se utiliza el promedio de las tasas históricas  $i_2$ .

$$\begin{aligned} i_1 &= i_{II} \\ i_2 &= \frac{i_I + i_{II}}{2} \end{aligned}$$

$$i_1 = 0.001708121$$

$$i_2 = 0.005043775$$

Luego:

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

Siendo:

$P_n$  = estimaciones de población al año "n".

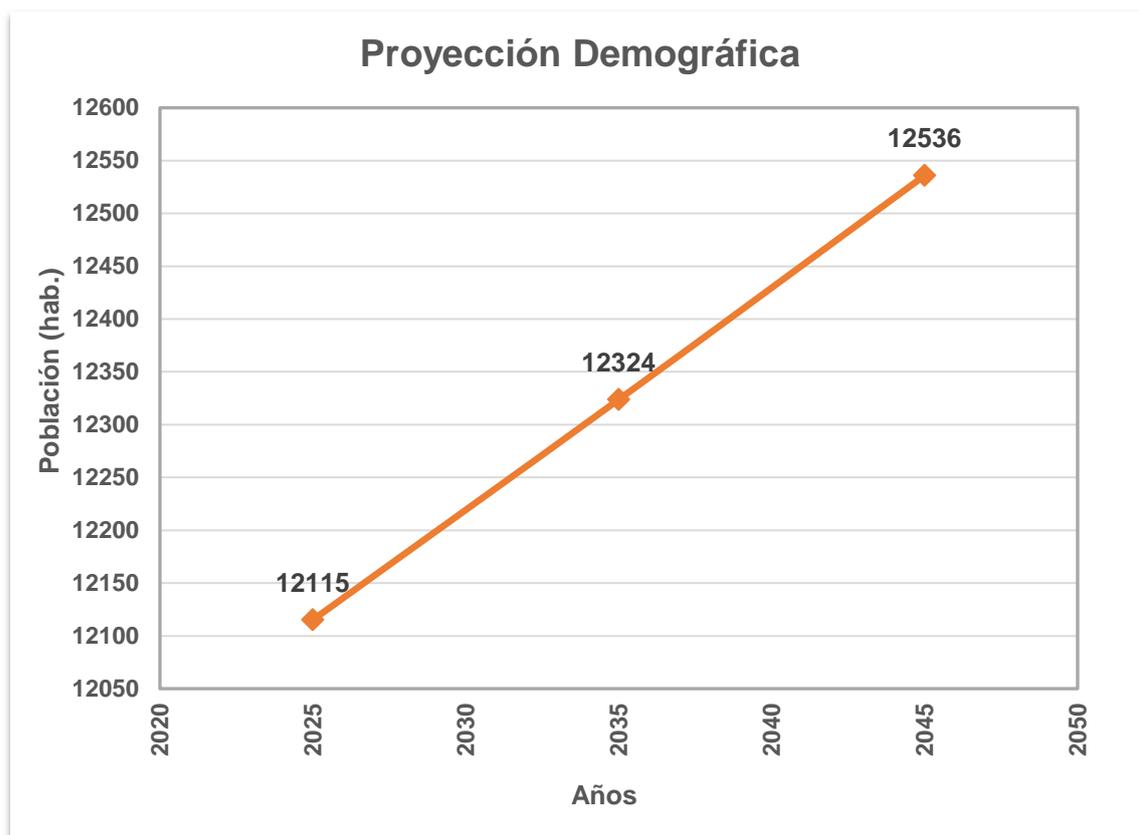
$i$  = Tasa media anual de proyección.

$n$  = número de años transcurridos entre la población base y el año de proyección.

$$i = 0.001708121$$

$$n = 10 \quad \text{años}$$

$$P_n = 12536 \quad \text{hab.}$$



### 3.1.5. Relación – Tendencia

El método se basa en el análisis de las relaciones entre la población total del país, la total de la provincia, el partido o departamento y la localidad y en las tendencias de evolución que presentan las mismas.

Para proyectar la población de la provincia entre el año cero y el final del período de diseño se siguen los pasos que a continuación se detallan:

- 1) Se obtienen los valores de población total del país resultantes de los tres últimos censos nacionales y de la proyección oficial para las siguientes tres décadas. En todos los casos, se deben utilizar las proyecciones efectuadas por el INDEC:

Años Censales
1991
2001
2010

Población Total País	
<b>PT1 = 32615528</b>	hab. antepenúltimo censo
<b>PT2 = 36260130</b>	hab. penúltimo censo
<b>PT3 = 40117096</b>	hab. último censo

Las poblaciones del país  $P_{T0}$ ,  $P_{Tn1}$  y  $P_{Tn2}$  pueden extraerse de la publicación Estimaciones y Proyecciones de Población Total del País (versión revisada), INDEC – CELADE, serie de Análisis Demográfico N° 5, Buenos Aires, 1995. En dicha publicación se considera la población al 30 de Junio de cada año y se encuentran valores desde el año 1950 al 2050.

$$P_{T0} = 47473760 \quad \text{Año } 2025$$

$$P_{Tn1} = 51177087 \quad \text{Año } 2035$$

$$P_{Tn2} = 54260264 \quad \text{Año } 2045$$

Siendo:

$P_{T1}$  = población del país según el antepenúltimo censo nacional

$P_{T2}$  = población del país según el penúltimo censo nacional

$P_{T3}$  = población del país según el último censo nacional

$P_{T0}$  = población del país proyectada al año inicial del período de diseño ( $n = 0$ )

$P_{Tn1}$  = población del país proyectada al año  $n1$  del período de diseño

$P_{Tn2}$  = población del país proyectada al año  $n2$  del período de diseño

- 2) Se obtienen los valores de población total de la provincia, resultantes de los tres últimos censos nacionales y de la proyección oficial para las siguientes tres décadas.

Años Censales	Población Total Provincia
1991	<b>p1 = 2766683</b> hab. antepenúltimo censo
2001	<b>p2 = 3066801</b> hab. penúltimo censo
2010	<b>p3 = 3308876</b> hab. último censo

Siendo:

$p_1$  = población total de la provincia según el antepenúltimo censo nacional

$p_2$  = población total de la provincia según el penúltimo censo nacional

$p_3$  = población total de la provincia según el último censo nacional

$p_0$  = población total de la provincia proyectada al año inicial del período de diseño ( $n = 0$ )

$p_{n1}$  = población total de la provincia proyectada al año  $n1$  del período de diseño

$p_{n2}$  = población total de la provincia proyectada al año final  $n2$  del período de diseño

- 3) Se relacionan los datos históricos de la provincia y del país para cada año, obteniéndose:

$$R_1 = \frac{p_1}{P_{T1}} \quad R_2 = \frac{p_2}{P_{T2}} \quad R_3 = \frac{p_3}{P_{T3}}$$

$$R_1 = 0.084827172$$

$$R_2 = 0.084577772$$

$$R_3 = 0.082480447$$

- 4) Se extrae el logaritmo decimal de las relaciones  $R_1$ ,  $R_2$  y  $R_3$  y se determinan las siguientes relaciones, para los dos períodos intercensales históricos:

$$I_1 = \log R_2 - \log R_1 \quad (\text{para } n1 = \text{años del } 1^\circ \text{ período intercensal})$$

$$I_2 = \log R_3 - \log R_2 \quad (\text{para } n2 = \text{años del } 2^\circ \text{ período intercensal})$$

$$\begin{aligned} \log R_1 &= -1.071465012 & I_1 &= -0.001278749 \\ \log R_2 &= -1.072743761 & I_2 &= -0.010905235 \\ \log R_3 &= -1.083648995 \end{aligned}$$

5) Se determina la relación provincia/país para el año inicial del período de diseño (n = 0), utilizando la siguiente expresión:

$$\log R_4 = \log R_3 + \frac{I_1 \cdot C_{10} + I_2 \cdot C_{20}}{C_{10} + C_{20}}$$

$$\begin{aligned} \log R_4 &= -1.09110594 \\ R_4 &= 0.08107633 \end{aligned}$$

Siendo:

$R_4 = p_0/P_{T0}$  = relación entre las poblaciones de la provincia y el país para el año inicial del período de diseño (n = 0).

$C_{10}, C_{20}$  = Coeficientes de ponderación calculados según la Tabla 1.

**Tabla 1 - Coeficientes de ponderación**

Períodos Intercensales (años)	Subperíodos de Diseño		
	Período desde el último censo hasta el año inicial $n_0 = B_0 - A_3$	$n_1 = B_1 - B_0$	$n_2 = B_2 - B_1$
$N_1 = A_2 - A_1$	$C_{10} = \frac{1}{(A_3 + \frac{n_0}{2}) - (A_1 + \frac{N_1}{2})}$	$C_{11} = \frac{1}{(B_0 + \frac{n_1}{2}) - (A_1 + \frac{N_1}{2})}$	$C_{12} = \frac{1}{(B_1 + \frac{n_2}{2}) - (A_1 + \frac{N_1}{2})}$
$N_2 = A_3 - A_2$	$C_{20} = \frac{1}{(A_3 + \frac{n_0}{2}) - (A_2 + \frac{N_2}{2})}$	$C_{21} = \frac{1}{(B_0 + \frac{n_1}{2}) - (A_2 + \frac{N_2}{2})}$	$C_{22} = \frac{1}{(B_1 + \frac{n_2}{2}) - (A_2 + \frac{N_2}{2})}$

Donde:

$A_1$  = año en que se realizó el antepenúltimo censo nacional

$A_2$  = año en que se realizó el penúltimo censo nacional

$A_3$  = año en que se realizó el último censo nacional

$B_0$  = año previsto para la habilitación de la obra

$B_1$  = año en que finaliza el primer subperíodo de  $n_1$

$B_2$  = año final del período de diseño

$A_1 = 1991$	$N_1 = A_2 - A_1 = 10$	$C_{10} = 0.046511628$
$A_2 = 2001$	$N_2 = A_3 - A_2 = 9$	$C_{11} = 0.029411765$
$A_3 = 2010$		$C_{12} = 0.022727273$
$B_0 = 2025$	$n_0 = B_0 - A_3 = 15$	$C_{20} = 0.083333333$
$B_1 = 2035$	$n_1 = B_1 - B_0 = 10$	$C_{21} = 0.040816327$
$B_2 = 2045$	$n_2 = B_2 - B_1 = 10$	$C_{22} = 0.028985507$

6) Se determina la relación provincia/país para los dos subperíodos de diseño de  $n_1$  y  $n_2$  años, por las siguientes expresiones:

$$\log_{R_5} = \log_{R_4} + \frac{I_1 \cdot C_{11} + I_2 \cdot C_{21}}{C_{11} + C_{21}}$$

$$\log_{R_6} = \log_{R_5} + \frac{I_1 \cdot C_{12} + I_2 \cdot C_{22}}{C_{12} + C_{22}}$$

**log R5 = -1.09797957**

**R5 = 0.07980322**

**log R6 = -1.10465405**

**R6 = 0.07858614**

Siendo:

$R_5 = p_{n1}/P_{Tn1}$  = relación entre las poblaciones de la provincia y el país para el final del primer subperíodo de diseño.

$R_6 = p_{20}/P_{T20}$  = relación entre las poblaciones de la provincia y el país para el final del período de diseño (20 años).

$C_{11}, C_{12}, C_{21}, C_{22}$  = Coeficientes de ponderación calculados según indica la Tabla 1.

7) Para las poblaciones de la localidad y la provincia se definen relaciones similares a las establecidas en 2), 3) y 4) (los coeficientes de ponderación son siempre los de la Tabla 1).

Años Censales
1991
2001
2010

Población Total Localidad
<b>P<sub>1</sub> = 10698</b> hab. antepenúltimo censo
<b>P<sub>2</sub> = 11629</b> hab. penúltimo censo
<b>P<sub>3</sub> = 11809</b> hab. último censo

$$L_1 = \frac{P_1}{p_1}$$

$$L_2 = \frac{P_2}{p_2}$$

$$L_3 = \frac{P_3}{p_3}$$

$$I'_1 = \log L_2 - \log L_1 \text{ (para } n_1) \quad I'_2 = \log L_3 - \log L_2 \text{ (para } n_2)$$

$$\log_{L_4} = \log_{L_3} + \frac{I'_1 \cdot C_{10} + I'_2 \cdot C_{20}}{C_{10} + C_{20}}$$

$$\log_{L_5} = \log_{L_4} + \frac{I'_1 \cdot C_{11} + I'_2 \cdot C_{21}}{C_{11} + C_{21}}$$

$$\log_{L_6} = \log_{L_5} + \frac{I'_1 \cdot C_{12} + I'_2 \cdot C_{22}}{C_{12} + C_{22}}$$

**L1 = 0.003866724**

**L2 = 0.003791899**

**L3 = 0.003568886**

**log L1 = -2.412656808**

**log L2 = -2.421143226**

**log L3 = -2.447467370**

$$\begin{aligned}
 I'_1 &= -0.008486418 & \log L_4 &= -2.46740188 \\
 I'_2 &= -0.026324144 & L_4 &= 0.003408773 \\
 & & \log L_5 &= -2.48625552 \\
 & & L_5 &= 0.003263957 \\
 & & \log L_6 &= -2.50474016 \\
 & & L_6 &= 0.00312795
 \end{aligned}$$

- 8) Se obtienen las relaciones de población provincia/país y localidad/provincia para el período de diseño:

$$\begin{aligned}
 R_4 &= p_0/P_{T0} = \text{ant}(\log R_4) \rightarrow n = 0 \\
 R_5 &= p_{n1}/P_{Tn1} = \text{ant}(\log R_5) \rightarrow n = n_1 \\
 R_6 &= p_{n2}/P_{n2} = \text{ant}(\log R_6) \rightarrow n = 20 \\
 L_4 &= P_0/p_0 = \text{ant}(\log L_4) \rightarrow n = 0 \\
 L_5 &= P_{n1}/p_{n1} = \text{ant}(\log L_5) \rightarrow n = n_1 \\
 L_6 &= P_{n2}/p_{n2} = \text{ant}(\log L_6) \rightarrow n = 20
 \end{aligned}$$

Donde:

$n$  = año del período de diseño

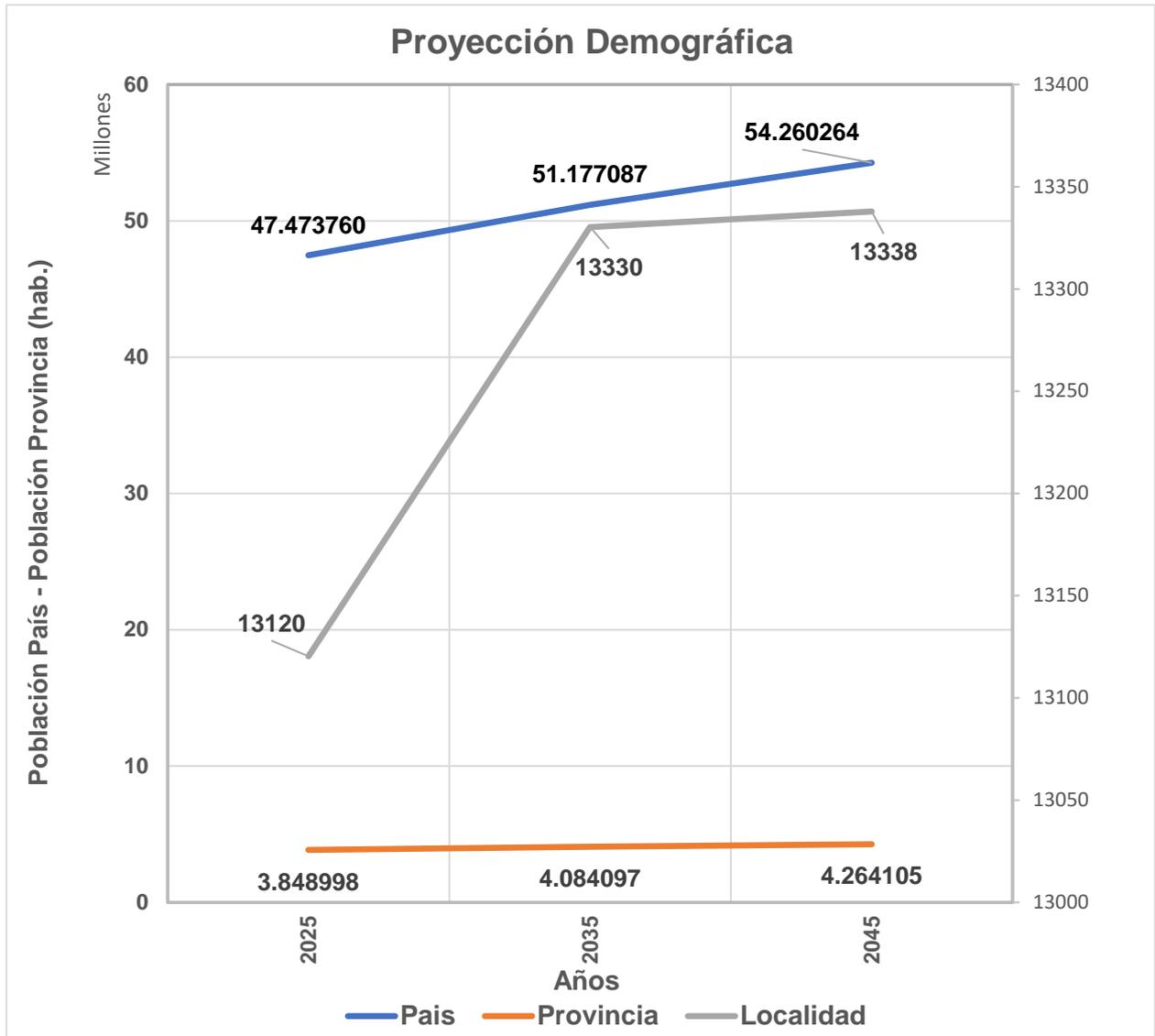
$n_1$  = años al final del primero periodo

- 9) Se obtienen los valores de **población de la provincia** para el período de diseño:

$p_0 = R_4 \cdot P_{T0} =$	3848998	hab.	$n = 0$	Año 2025
$p_{n1} = R_5 \cdot P_{Tn1} =$	4084097	hab.	$n = n_1$	Año 2035
$p_{n2} = R_6 \cdot P_{Tn2} =$	4264105	hab.	$n = 20$	Año 2045

- 10) De igual manera se deben proyectar las poblaciones de la **localidad**.

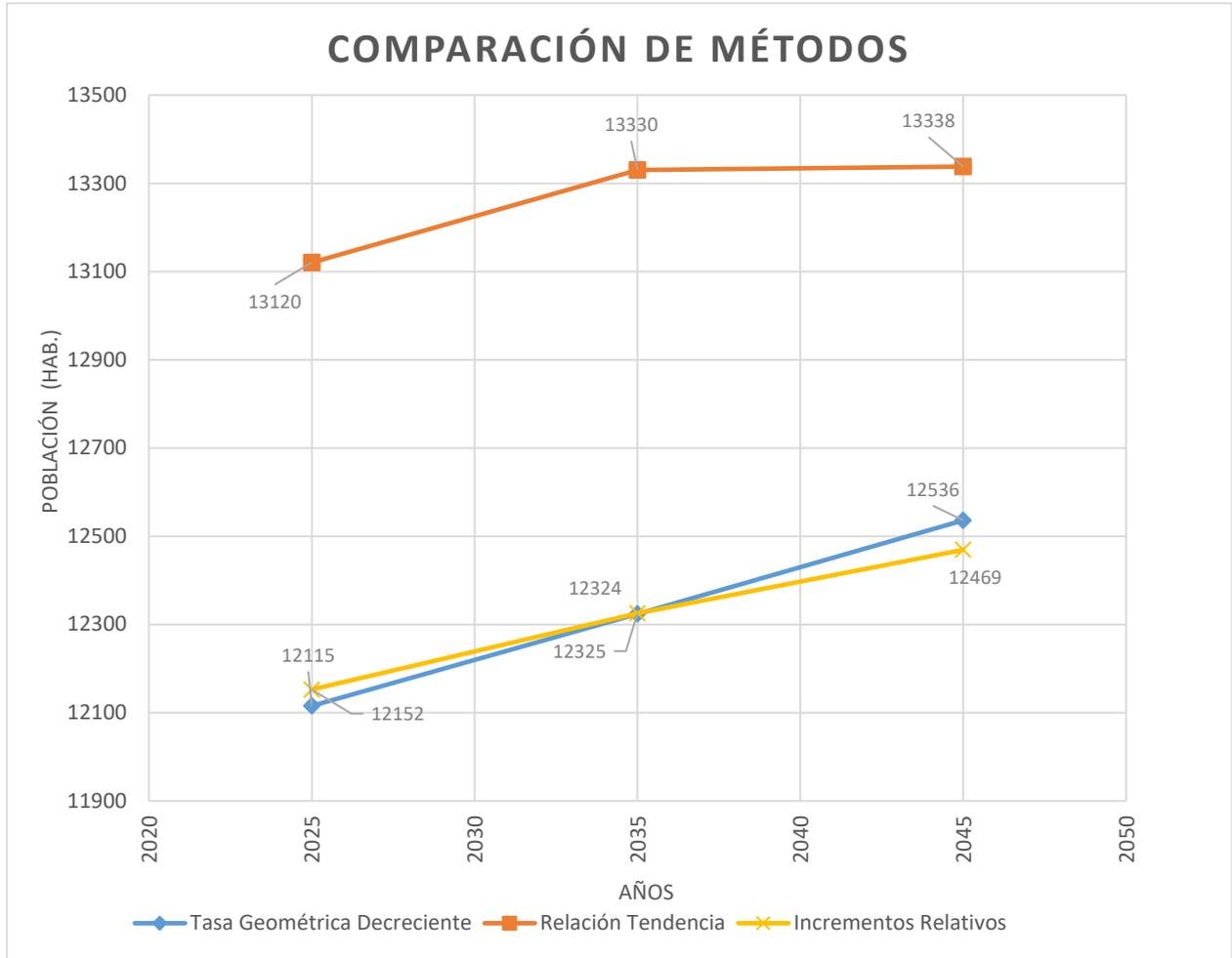
$P_0 = L_4 \cdot p_0 =$	13120	hab.	$n = 0$	Año 2025
$P_{n1} = L_5 \cdot p_{n1} =$	13330	hab.	$n = n_1$	Año 2035
$P_{n2} = L_6 \cdot p_{n2} =$	13338	hab.	$n = 20$	Año 2045



**3.1.6. Resumen de los resultados obtenidos**

A continuación, se muestran un resumen de los resultados para las distintas metodologías de proyección de población desarrolladas:

Año	Metodología de Proyección			Adoptado
	Tasa Anual Decreciente	Incrementos Relativos	Relación Tendencia	Relación Tendencia
1991	10,698	10,698	10,698	<b>10,698</b>
2001	11,629	11,629	11,629	<b>11,629</b>
2010	11,809	11,809	11,809	<b>11,809</b>
2025	12,115	12,152	13,120	<b>13,120</b>
2035	12,324	12,325	13,330	<b>13,330</b>
2045	12,536	12,469	13,338	<b>13,338</b>



**Figura 1- Variación de la Proyección de la Población, según la metodología utilizada.**

Para la adopción de la población proyectada se opta por la condición más desfavorable.

### 3.2. ESTUDIO DE CAUDALES

#### 3.2.1. Descargas Residenciales e Institucionales

Dotación de agua:  $\delta = 250$  l/hab.día

Coefficiente de retorno de agua al sistema cloacal:  $\Phi = 0.80$

Coefficientes de caudal:

- $\alpha_1 = 1.40$
- $\alpha_2 = 1.70$
- $\alpha = 2.38$
- $\beta_1 = 0.70$
- $\beta_2 = 0.50$
- $\beta = 0.35$

Porcentajes de Cobertura

Año	2025	2035	2045
Cobertura	47%	77%	100%

Caudales de diseño:

	INICIAL (0) m3/día	10 AÑOS m3/día	20 AÑOS m3/día
Q <sub>A</sub> =	432	719	934
Q <sub>B</sub> =	863	1,437	1,867
Q <sub>C</sub> =	1,233	2,053	2,668
Q <sub>D</sub> =	1,727	2,874	3,735
Q <sub>E</sub> =	2,935	4,886	6,349

Donde:

Caudal mínimo horario:  $Q_A = \beta \cdot Q_C$   
 Caudal mínimo diario:  $Q_B = \beta_1 \cdot Q_C$   
 Caudal medio diario:  $Q_C = \text{Población} \cdot \delta \cdot \Phi$   
 Caudal máximo diario:  $Q_D = \alpha_1 \cdot Q_C$   
 Caudal máximo horario:  $Q_E = \alpha \cdot Q_C$

### 3.2.2. Descargas Hospital Colonia Dr. Emilio V. Abal

Población Actual de Pacientes:	P <sub>Pa2025</sub> =	500 hab.
Cantidad de Personal:	P <sub>Pe2025</sub> =	512 hab.
Población Total Actual a Servir:	P <sub>Total2025</sub> =	1012 hab.

De acuerdo con las estimaciones realizadas por el área de operación y mantenimiento de la Colonia, el consumo actual de agua potable es:

Consumo Actual de Agua Potable:  $Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{d}$

Dotación de agua:  $\delta = 988 \text{ l/hab.d}$

Coefficiente de retorno de agua al sistema cloacal:  $\Phi = 0.80$

Coefficientes de caudal:

$\alpha_1 = 1.40$   
 $\alpha_2 = 1.90$   
 $\alpha = 2.66$   
 $\beta_1 = 0.60$   
 $\beta_2 = 0.50$   
 $\beta = 0.30$

Caudales de diseño:

CAUDAL	
Q <sub>A</sub> =	240 m3/d
Q <sub>B</sub> =	480 m3/d
Q <sub>C</sub> =	800 m3/d
Q <sub>D</sub> =	1,120 m3/d
Q <sub>E</sub> =	2,128 m3/d

Donde:

Caudal mínimo horario:  $Q_A = \beta \cdot Q_C$   
 Caudal mínimo diario:  $Q_B = \beta_1 \cdot Q_C$   
 Caudal medio diario:  $Q_C = \text{Población} \cdot \delta \cdot \Phi$   
 Caudal máximo diario:  $Q_D = \alpha_1 \cdot Q_C$   
 Caudal máximo horario:  $Q_E = \alpha \cdot Q_C$

### 3.2.3. Descargas Industriales

A falta de datos suficientes para estimar los consumos futuros del Parque Industrial de OLIVA y el crecimiento del mismo, se va a asignar un caudal por superficie considerado normal para zonas industriales (Normativa de ENOHSa - Fundamentación - Cap. II - "Estudios preliminares para el diseño de las obras":

Caudales en zonas industriales por Ha:	$\delta_{indHa} = 47.00 \text{ m}^3/\text{Ha.d}$
Caudales en zonas industriales por personal:	$\delta_{per} = 95 \text{ l/hab.d}$
Personal por Ha:	$P_{PHa} = 500 \text{ hab/Ha}$
Caudales en zonas industriales por Ha:	$\delta_{ind} = 94.50 \text{ m}^3/\text{Ha.d}$
Superficie total del Parque Industrial:	$S = 15.00 \text{ Ha}$
Caudal Medio consumido por Industrias:	$Q_{INDC} = 1,418 \text{ m}^3/\text{d}$
Porcentaje Caudal Medio Diario Vertido:	$\%E_{IND} = 75\%$
Caudal Medio vertido por Industrias:	$Q_{CIND} = 1,063.13 \text{ m}^3/\text{d}$

En función de las previsiones del Municipio, el parque se consolidará recién para el final del período de diseño, previéndose su entrada en servicio parcial para la mitad del período de diseño. En consecuencia, los vertidos industriales en cada período serán:

Año	2025	2035	2045
Cobertura	0%	40%	100%

Coefficientes de caudal:

$$\alpha_1 = 1.40$$

$$\alpha_2 = 1.90$$

$$\alpha = 2.66$$

	INICIAL (0) m <sup>3</sup> /día	10 AÑOS m <sup>3</sup> /día	20 AÑOS m <sup>3</sup> /día
$Q_{CIND} =$	0.00	425.25	1063.13
$Q_{DIND} =$	0.00	595.35	1488.38
$Q_{EIND} =$	0.00	1131.17	2827.91

### 3.2.4. Caudales Totales

Los caudales de agua servida a tratar en cada etapa de diseño para cubrir las necesidades de la localidad son:

**Caudal Medio:**

Descripción	INICIAL (0) m <sup>3</sup> /día	10 AÑOS m <sup>3</sup> /día	20 AÑOS m <sup>3</sup> /día
Descarga Residencial Media ( $Q_C$ )	1233.31	2052.87	2667.58
Descarga Colonia Dr.E.V.Abal Media ( $Q_C$ )	800.00	800.00	800.00
Descarga Industrial Media ( $Q_C$ )	0.00	425.25	1063.13
CAUDAL MEDIO A TRATAR $Q_C$	2033.31	3278.12	4530.71

**Caudal Máximo Diario:**

Descripción	INICIAL (0) m <sup>3</sup> /día	10 AÑOS m <sup>3</sup> /día	20 AÑOS m <sup>3</sup> /día
Descarga Residencial Máxima Diaria ( $Q_D$ )	1726.64	2874.02	3734.61
Descarga Colonia Dr.E.V.Abal Máx. Diaria ( $Q_D$ )	800.00	800.00	800.00
Descarga Industrial Máx. Diaria ( $Q_D$ )	0.00	595.35	1488.38
CAUDAL MÁXIMO DIARIO A TRATAR $Q_D$	2526.64	4269.37	6022.99

**Caudal Máximo Horario:**

Descripción	INICIAL (0) m3/día	10 AÑOS m3/día	20 AÑOS m3/día
Descarga Residencial Máxima Horaria (Q <sub>E</sub> )	2935.29	4885.83	6348.84
Descarga Colonia Dr.E.V.Abal Máx. Horaria (Q <sub>E</sub> )	800.00	800.00	800.00
Descarga Industrial Máx. Horaria (Q <sub>E</sub> )	0.00	1131.17	2827.91
CAUDAL MÁXIMO HORARIO A TRATAR Q <sub>E</sub>	3735.29	6816.99	9976.76

**3.3. CLOACA MÁXIMA****3.3.1. Parámetros de Hidráulicos**

Se determinó el tirante "h" en cada tramo, según sus características, con el caudal de diseño Q<sub>E20</sub>. Obtenido este se calcula la relación h/D, verificando que no supere 0.80 (relación de máxima velocidad), donde D es el diámetro interno de la cañería adoptada. A partir de lo cual se determinará tanto el perímetro mojado, como la superficie mojada, y con estos el radio hidráulico. Luego, utilizando la expresión de Manning, suponiendo un flujo uniforme, se determinará la velocidad en el tramo, la cual se compara con los límites, para su verificación. Las expresiones para el cálculo son las siguientes:

$$P = \text{perímetro mojado} = \frac{D * \theta}{2}$$

$$\Omega = \text{superficie mojada} = \frac{D^2}{8} * (\theta - \text{sen}\theta)$$

$$R = \text{radio hidráulico} = \frac{\Omega}{P}$$

$$v = \text{velocidad en el tramo} = \frac{R^{\frac{2}{3}} * i^{\frac{1}{2}}}{n}$$

Donde:

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

D = diámetro interno

n = coeficiente de Manning = 0.010

**3.3.2. Diámetro Requerido**

El diámetro de la cañería se calcula para una relación h/D = 0.81, relación de máxima velocidad, luego:

$$D = \left( \frac{Q_{E20} * n * 20.1587}{i^{\frac{1}{2}} * (\theta - \text{sen}\theta) * \left(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta}\right)^{\frac{2}{3}}} \right)^{\frac{1}{2.667}}$$

A partir de este diámetro calculado, se adoptará el diámetro comercial mayor más próximo.

**3.3.3. Velocidades Límites**

Se adopta el criterio de fijar la velocidad máxima para sección llena o semi llena según la máxima velocidad erosiva. Esta velocidad se adopta igual a v<sub>máx</sub> = 3.00 m/s, valor recomendado por los

principales fabricantes de tuberías de PRFV y PVC para efluente que contiene sólidos suspendidos.

En cuanto a la velocidad mínima se adopta la recomendación del ENOHSa, igual a  $v_{\text{mín}} = 0.60$  m/s, (ENHOSa 8.6.f-). Esta velocidad debe verificarse en todos los tramos de diámetro mayor a 160 mm.

### 3.3.4. Pendiente

Se determina la pendiente del tramo a partir de las cotas de intradós de ingreso, egreso y la longitud del tramo.

$$i = \frac{\text{Cota de Intradós de Ingreso} - \text{Cota de Intradós de Egreso}}{\text{Longitud}}$$

Esta pendiente se compara con las pendientes mínimas y máximas en cada tramo, corroborando su verificación.

### 3.3.5. Pendiente Mínima

Para la pendiente mínima en Cloaca Máxima se tendrán en cuenta dos criterios adoptándose aquel que permita el diámetro más económico.

El primer criterio es adoptar la una pendiente mínima recomendada igual a  $i_{\text{mín}} = 0.003$ , para los tramos cuyo caudal sea inferior a 2 l/s se deberá adoptar una pendiente de  $i_{\text{mín}} = 0.004$ .

El segundo criterio a adoptar es el de autolimpieza que se da, según recomendación del ENOHSa (ENOHSa 8.6.g-), para un esfuerzo tractivo  $F_t = 0,10$  kg/m<sup>2</sup>, cuya expresión general es:

$$i_{\text{mín}} = \text{pendiente mínima para un } F_t = 0.10 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = k * Q_{ij}^{-0.46}$$

Donde:

k = coeficiente en función del material y el  $F_t$ . Para  $F_t = 0.10$  kg/m<sup>2</sup> y  $n = 0.010$  para cañerías Plásticas,  $k = 0.000234$  (ENOHSa, Fundamentaciones, Figura 8.1.15).

$Q_{ijL0}$  = caudal pasante por el tramo ij en m<sup>3</sup>/s, calculado con  $q_{L0}$ .

### 3.3.6. Pendiente Máxima

Esta pendiente fue calculada a partir de la expresión de Manning asumiendo un flujo uniforme y a pelo libre con una relación  $h/d = 0.80$ , y la velocidad máxima recomendada por los fabricantes:

$$i = \left( \frac{v_{\text{máx}} * n}{\frac{D}{4} * \left( 1 - \frac{\text{sen}(\theta_{0.94})}{\theta_{0.94}} \right)^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

Donde:

$v_{\text{máx}}$  = velocidad máxima recomendada por fabricantes = 3.00 m/s

### 3.3.7. Esfuerzo Tractivo

Se calcula el esfuerzo tractivo en cada tramo a partir de la siguiente expresión:

$$T_f = \rho * R * i$$

Donde:

$\rho$  = densidad del agua = 1000 kg/m<sup>3</sup>

R = radio hidráulico

i = pendiente del tramo

### 3.3.8. Distribución de Caudales

De acuerdo con la red colectora proyectada para la localidad los caudales a ingresar en las correspondientes bocas de registro son los siguientes.

BR	Caudal $Q_{E20}$ (l/s)	Caudal $Q_{L0}$ (l/s)
1	36.85	18.42
4	10.60	5.30
5	0.19	0.09
6	0.96	0.48
8	14.38	7.19
9	0.28	0.14
10	0.22	0.11
11	69.81	34.91
12	0.50	0.25
13	2.28	1.14
14	1.10	0.55
15	0.25	0.12
16	1.00	0.50
17	0.53	0.27
18	0.20	0.10
19	83.24	41.62
20	0.36	0.18
21	0.36	0.18
22	0.36	0.18
23	2.59	1.30

### 3.3.9. Tabla de Cálculo

#### Caudales de Diseño

QE20 =	6348.84	m3/día =	0.07348	m3/s =	73.48 l/s
QL0 =	1467.64	m3/día =	0.01699	m3/s =	16.99 l/s

#### Longitud de Cañerías

$$L = 1956.99 \text{ m}$$

#### Datos:

Coefficiente de Manning

$$n = 0.01$$

Densidad del liquido

$$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$$

Pendiente Mínima

$$i \text{ mín} = -0.003$$

Pendiente Mínima  $Q_{L0} < 2.0$  l/s

$$i \text{ mín} = -0.004$$

Esfuerzo Tractivo Mínimo

$$E_t \text{ mín} = 0.1 \text{ kg/m}^2$$

Pendiente Mín. por Esf. Tractivo

$$i \text{ mín} = K \cdot Q^{-0.46}$$

$$K = 0.000234$$

ENOHSA Figura 8.1.15., Fundamentaciones

Tapada mínima vereda

$$0.80 \text{ m}$$

Velocidad Mínima  $v_{\text{mín}} = 0.60$  m/s  
 Velocidad Máxima  $v_{\text{máx}} = 3.00$  m/s

Relación Tirante/Diámetro:  $(h/D)_{\text{máx}} = 0.80$

Angulo  $\theta$  para  $h/D$  max:  $\theta = 2 \cdot \arccos\left(1 - 2 \cdot \frac{h}{D}\right) = 4.4286$

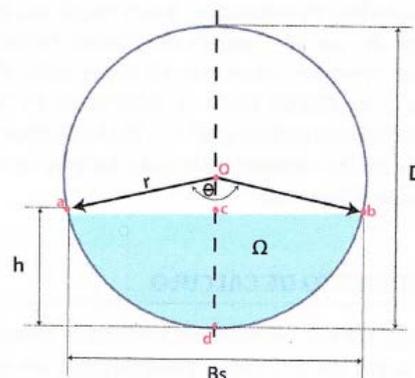
La pendiente máxima se obtiene de:

$$i_{\text{máx}} = \left( \frac{v_{\text{máx}} \cdot n}{\left( \frac{D_{\text{int}}}{4} \cdot \frac{1 - \text{sen}\theta}{\theta} \right)^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

Pendiente Máxima para DN 315 mm  $i_{\text{máx}} = -0.022$

Pendiente Máxima para DN 355 mm  $i_{\text{máx}} = -0.019$

Pendiente Máxima para DN 400 mm  $i_{\text{máx}} = -0.016$



Se numerará cada una de las columnas de la tabla para su mejor lectura y como fueron obtenidos sus correspondientes valores:

- 1) BR aguas arriba.
- 2) BR aguas abajo.
- 3) Cota Terreno aguas arriba: relevamiento topográfico.
- 4) Cota Terreno aguas abajo: relevamiento topográfico.
- 5) Cota Proyecto aguas arriba: según pendiente necesaria.
- 6) Cota Proyecto aguas abajo: según pendiente necesaria.
- 7) Tapada aguas arriba: diferencia entre 3 y 5.
- 8) Tapada aguas abajo: diferencia entre 4 y 6.
- 9) Longitud de cañería entre 1 y 2.
- 10) Longitud acumulada: sumatoria acumulada de longitudes de cañería.
- 11) Pendiente: 3.3.4.
- 12) Caudal ( $Q_{E20}$ ) de entrada: 3.3.8.
- 13) Caudal ( $Q_{E20}$ ) en el tramo entre 1 y 2.
- 14) Diámetro Requerido: 3.3.2.
- 15) Diámetro Adoptado Externo: según 14 y diámetros comerciales.
- 16) Diámetro Adoptado Interno: según diámetros comerciales.
- 17) Tirante ( $h_{QE20}$ ): 3.3.1.
- 18)  $h_{QE20}/D$ : según 17 y 18.
- 19)  $\theta_{QE20}$ : 3.3.1.

- 20) Perímetro Mojado: 3.3.1.
- 21) Superficie Mojada: 3.3.1.
- 22) Radio Hidráulico: 3.3.1.
- 23) Velocidad ( $Q_{E20}$ ): 3.3.1.
- 24) Esfuerzo Tractivo ( $Q_{E20}$ ): 3.3.7.
- 25) Caudal ( $Q_{L0}$ ) de entrada: 3.3.8.
- 26) Caudal ( $Q_{L0}$ ) en el tramo entre 1 y 2.
- 27) Pendiente mínima por esfuerzo tractivo: 3.3.5.
- 28) Verificación de Pendiente: 3.3.5 y 3.3.6.
- 29) Tirante ( $h_{QL0}$ ): 3.3.1.
- 30)  $h_{L0}/D$ : según 17 y 29.
- 31)  $\theta_{QL0}$ : 3.3.1.
- 32) Perímetro Mojado: 3.3.1.
- 33) Superficie Mojada: 3.3.1.
- 34) Radio Hidráulico: 3.3.1.
- 35) Velocidad ( $Q_{L0}$ ): 3.3.1.
- 36) Esfuerzo Tractivo ( $Q_{L0}$ ): 3.3.7

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
BR aguas arriba	BR aguas abajo	Cota Terreno aguas arriba (m)	Cota Terreno aguas abajo (m)	Cota Proyecto aguas arriba (m)	Cota Proyecto aguas abajo (m)	Tapada aguas arriba (m)	Tapada aguas abajo (m)	Longitud (m)	Longitud acumulada (m)	Pendiente	Caudal Entrada QE20 (l/s)	Caudal Ruta QE20 (l/s)	Diámetro Requerido (m)	Diámetro Adoptado (m)
1	2	61.30	60.87	58.76	58.39	2.54	2.48	124.57	124.57	-0.0030	36.85	36.85	0.239	0.315
2	3	60.87	60.26	58.39	58.04	2.48	2.22	114.79	239.36	-0.0030	36.85	36.85	0.239	0.315
3	4	60.26	59.99	58.04	57.72	2.22	2.27	107.52	346.88	-0.0030	36.85	36.85	0.239	0.315
4	5	59.99	59.89	57.72	57.54	2.27	2.35	59.19	406.07	-0.0030	47.44	47.44	0.263	0.355
5	6	59.89	59.78	57.54	57.35	2.35	2.43	62.94	469.01	-0.0030	47.63	47.63	0.264	0.355
6	7	59.78	59.78	57.35	57.31	2.43	2.47	13.07	482.08	-0.0030	48.59	48.59	0.265	0.355
7	8	59.78	58.55	57.31	56.97	2.47	1.58	115.11	597.19	-0.0030	48.59	48.59	0.265	0.355
8	9	58.55	59.64	56.97	56.62	1.58	3.02	114.47	711.66	-0.0030	62.97	62.97	0.293	0.400
9	10	59.64	59.64	56.62	56.60	3.02	3.04	6.77	718.43	-0.0030	63.25	63.25	0.293	0.400
10	EE N°7	59.64	59.64	56.60	56.56	3.04	3.08	14.05	732.48	-0.0030	63.46	63.46	0.293	0.400
11	12	59.50	59.06	58.70	57.66	0.80	1.40	89.21	821.69	-0.0117	69.81	69.81	0.236	0.400
12	13	59.06	59.12	57.66	57.32	1.40	1.80	114.60	936.29	-0.0030	70.31	70.31	0.305	0.400
13	14	59.12	58.75	57.32	56.64	1.80	2.11	107.31	1043.60	-0.0063	72.59	72.59	0.269	0.400
14	15	58.75	58.71	56.64	56.34	2.11	2.37	100.82	1144.42	-0.0030	73.69	73.69	0.310	0.400
15	16	58.71	58.61	56.34	56.05	2.37	2.56	96.81	1241.23	-0.0030	73.94	73.94	0.311	0.400
16	17	58.61	58.18	56.05	55.71	2.56	2.48	113.88	1355.11	-0.0030	74.94	74.94	0.312	0.400
17	18	58.18	58.18	55.71	55.68	2.48	2.50	6.73	1361.84	-0.0030	75.47	75.47	0.312	0.400
18	EE N°8	58.18	58.18	55.68	55.64	2.50	2.54	13.41	1375.25	-0.0030	75.68	75.68	0.313	0.400
19	20	58.18	58.18	57.38	56.63	0.80	1.55	91.73	1466.98	-0.0082	83.24	83.24	0.269	0.400
20	21	58.18	58.08	56.63	56.33	1.55	1.75	100.09	1567.07	-0.0030	83.61	83.61	0.325	0.400
21	22	58.08	58.03	56.33	56.03	1.75	2.00	99.82	1666.89	-0.0030	83.97	83.97	0.326	0.400
22	23	58.03	58.03	56.03	55.60	2.00	2.43	104.20	1771.09	-0.0041	84.33	84.33	0.307	0.400
23	24	58.03	58.54	55.60	55.37	2.43	3.17	77.76	1848.85	-0.0030	86.92	86.92	0.330	0.400
24	25	58.54	59.24	55.37	55.10	3.17	4.14	87.42	1936.27	-0.0030	86.92	86.92	0.330	0.400
25	EB N°1	59.24	59.24	55.10	55.04	4.14	4.20	20.72	1956.99	-0.0030	86.92	86.92	0.329	0.400

1	2	11	12	13	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
BR aguas arriba	BR aguas abajo	Pendiente	Caudal Entrada QE20 (l/s)	Caudal Ruta QE20 (l/s)	Diametro Adoptado (m)	Diametro Interno (m)	Tirante (hQE20) (m)	(h/D) <sub>QE20</sub>	θ <sub>QE20</sub>	Perimetro Mojado (m)	Superficie Mojada (m <sup>2</sup> )	Radio Hidraulico (m)	Velocidad QE20 (m/s)	Esfuerzo Tractivo (kg/m <sup>2</sup> )
1	2	-0.0030	36.85	36.85	0.315	0.297	0.16	54%	3.291	0.488	0.038	0.077	1.00	0.113
2	3	-0.0030	36.85	36.85	0.315	0.297	0.16	54%	3.291	0.488	0.038	0.077	1.00	0.113
3	4	-0.0030	36.85	36.85	0.315	0.297	0.16	54%	3.291	0.488	0.038	0.077	1.00	0.113
4	5	-0.0030	47.44	47.44	0.355	0.334	0.17	51%	3.181	0.532	0.045	0.085	1.06	0.135
5	6	-0.0030	47.63	47.63	0.355	0.334	0.17	51%	3.186	0.532	0.045	0.085	1.06	0.135
6	7	-0.0030	48.59	48.59	0.355	0.334	0.17	52%	3.210	0.536	0.046	0.085	1.06	0.137
7	8	-0.0030	48.59	48.59	0.355	0.334	0.17	52%	3.210	0.536	0.046	0.085	1.06	0.137
8	9	-0.0030	62.97	62.97	0.400	0.377	0.19	50%	3.139	0.591	0.056	0.094	1.13	0.167
9	10	-0.0030	63.25	63.25	0.400	0.377	0.19	50%	3.139	0.591	0.056	0.094	1.14	0.168
10	EE N°7	-0.0030	63.46	63.46	0.400	0.377	0.19	50%	3.144	0.592	0.056	0.094	1.14	0.169
11	12	-0.0117	69.81	69.81	0.400	0.377	0.14	36%	2.584	0.487	0.036	0.075	1.92	0.425
12	13	-0.0030	70.31	70.31	0.400	0.377	0.20	53%	3.275	0.617	0.060	0.098	1.16	0.181
13	14	-0.0063	72.59	72.59	0.400	0.377	0.17	44%	2.898	0.546	0.047	0.086	1.55	0.297
14	15	-0.0030	73.69	73.69	0.400	0.377	0.21	55%	3.337	0.628	0.063	0.100	1.18	0.188
15	16	-0.0030	73.94	73.94	0.400	0.377	0.21	55%	3.342	0.629	0.063	0.100	1.18	0.188
16	17	-0.0030	74.94	74.94	0.400	0.377	0.21	55%	3.360	0.633	0.063	0.100	1.18	0.191
17	18	-0.0030	75.47	75.47	0.400	0.377	0.21	56%	3.370	0.635	0.064	0.100	1.19	0.194
18	EE N°8	-0.0030	75.68	75.68	0.400	0.377	0.21	56%	3.374	0.635	0.064	0.101	1.19	0.193
19	20	-0.0082	83.24	83.24	0.400	0.377	0.17	44%	2.908	0.548	0.047	0.087	1.77	0.388
20	21	-0.0030	83.61	83.61	0.400	0.377	0.22	59%	3.520	0.663	0.069	0.104	1.21	0.207
21	22	-0.0030	83.97	83.97	0.400	0.377	0.22	60%	3.528	0.664	0.069	0.104	1.21	0.208
22	23	-0.0041	84.33	84.33	0.400	0.377	0.20	54%	3.303	0.622	0.061	0.099	1.37	0.254
23	24	-0.0030	86.92	86.92	0.400	0.377	0.23	61%	3.583	0.675	0.071	0.105	1.22	0.213
24	25	-0.0030	86.92	86.92	0.400	0.377	0.23	61%	3.583	0.675	0.071	0.105	1.22	0.214
25	EB N°1	-0.0030	86.92	86.92	0.400	0.377	0.23	61%	3.579	0.674	0.071	0.105	1.23	0.216

1	2	11	15	16	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
BR aguas arriba	BR aguas abajo	Pendiente	Diametro Adoptado (m)	Diametro Interno (m)	Caudal Entrada QL0 (l/s)	Caudal Ruta QL0 (l/s)	Pendiente Min. por Esf. Tractivo	Verificación de Pendiente	Tirante (hQL0) (m)	(h/D)QL0	$\theta_{a,0}$	Perimetro Mojado (m) <sup>4</sup>	Superficie Mojada (m <sup>2</sup> ) <sup>5</sup>	Radio Hidraulico (m) <sup>6</sup>	Velocidad QL0 (m/s)	Esfuerzo Tractivo (kg/m <sup>2</sup> ) <sup>7</sup>
1	2	-0.0030	0.315	0.297	18.42	18.42	-0.0015	SI	0.11	37%	2.61	0.39	0.02	0.06	0.84	0.07
3	4	-0.0030	0.315	0.297	18.42	18.42	-0.0015	SI	0.11	37%	2.61	0.39	0.02	0.06	0.84	0.07
4	5	-0.0030	0.355	0.334	23.72	23.72	-0.0013	SI	0.12	35%	2.52	0.38	0.02	0.06	0.83	0.07
5	6	-0.0030	0.355	0.334	23.82	23.82	-0.0013	SI	0.12	35%	2.52	0.42	0.03	0.06	0.88	0.08
6	7	-0.0030	0.355	0.334	24.29	24.29	-0.0013	SI	0.12	35%	2.54	0.42	0.03	0.06	0.88	0.08
7	8	-0.0030	0.355	0.334	24.29	24.29	-0.0013	SI	0.12	35%	2.54	0.42	0.03	0.06	0.88	0.08
8	9	-0.0030	0.400	0.377	31.48	31.48	-0.0011	SI	0.13	34%	2.50	0.47	0.03	0.07	0.94	0.10
9	10	-0.0030	0.400	0.377	31.62	31.62	-0.0011	SI	0.13	34%	2.50	0.47	0.03	0.07	0.95	0.10
10	EE N°7	-0.0030	0.400	0.377	31.73	31.73	-0.0011	SI	0.13	34%	2.50	0.47	0.03	0.07	0.95	0.10
11	12	-0.0117	0.400	0.377	34.91	34.91	-0.0011	SI	0.10	26%	2.12	0.40	0.02	0.06	1.58	0.26
12	13	-0.0030	0.400	0.377	35.16	35.16	-0.0011	SI	0.14	37%	2.60	0.49	0.04	0.08	0.98	0.11
13	14	-0.0063	0.400	0.377	36.30	36.30	-0.0011	SI	0.11	30%	2.34	0.44	0.03	0.07	1.29	0.18
14	15	-0.0030	0.400	0.377	36.85	36.85	-0.0011	SI	0.14	37%	2.62	0.49	0.04	0.08	0.98	0.11
15	16	-0.0030	0.400	0.377	36.97	36.97	-0.0011	SI	0.14	37%	2.62	0.49	0.04	0.08	0.98	0.11
16	17	-0.0030	0.400	0.377	37.47	37.47	-0.0011	SI	0.14	37%	2.63	0.50	0.04	0.08	0.99	0.11
17	18	-0.0030	0.400	0.377	37.74	37.74	-0.0011	SI	0.14	37%	2.63	0.50	0.04	0.08	1.00	0.12
18	EE N°8	-0.0030	0.400	0.377	37.84	37.84	-0.0011	SI	0.14	38%	2.64	0.50	0.04	0.08	0.99	0.12
19	20	-0.0082	0.400	0.377	41.62	41.62	-0.0010	SI	0.11	30%	2.33	0.44	0.03	0.06	1.46	0.23
20	21	-0.0030	0.400	0.377	41.80	41.80	-0.0010	SI	0.15	40%	2.74	0.52	0.04	0.08	1.02	0.13
21	22	-0.0030	0.400	0.377	41.98	41.98	-0.0010	SI	0.15	40%	2.73	0.51	0.04	0.08	1.02	0.12
22	23	-0.0041	0.400	0.377	42.16	42.16	-0.0010	SI	0.14	37%	2.61	0.49	0.04	0.08	1.15	0.15
23	24	-0.0030	0.400	0.377	43.46	43.46	-0.0010	SI	0.15	40%	2.76	0.52	0.04	0.08	1.03	0.13
24	25	-0.0030	0.400	0.377	43.46	43.46	-0.0010	SI	0.15	40%	2.76	0.52	0.04	0.08	1.03	0.13
25	EB N°1	-0.0030	0.400	0.377	43.46	43.46	-0.0010	SI	0.15	40%	2.75	0.52	0.04	0.08	1.03	0.13

### 3.4. ESTACIÓN ELEVADORA N°7

#### 3.4.1. Caudales de Diseño

Los caudales de diseño de la EE N°7 son aquellos que ingresarán a la BR 10:

$$Q_{E20} = 228.47 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{E10} = 175.82 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{B0} = 31.07 \text{ m}^3/\text{h}$$

#### 3.4.2. Cálculo del Volumen Útil de la Cámara Húmeda

La estación proyectada contará con dos bombas en servicio y una de reserva. Las impulsiones serán independientes. (Se dejara la obra civil para incorporar una cuarta bomba a futuro).

Para la determinación del volumen útil de la cámara de aspiración se aplicará lo indicado en el cuadro 10.2, caso II, del Volumen I de las Normas del ENOHSa.

El caudal total de bombeo, será:

$$Q_{b20} = m \cdot Q_{E20} = Q_1 + Q_2 = 251.32 \text{ m}^3/\text{h}$$

Factor de bombeo:  $m = 1.1$

Al no contarse con la curva característica de las bombas, el caudal nominal de la bomba B1, será:

$$Q_1 = 0.70 \cdot Q_{b20} = 175.92 \text{ m}^3/\text{h}$$

El caudal nominal de la bomba B2, será:

$$Q_2 = 0.30 \cdot Q_{b20} = 75.39 \text{ m}^3/\text{h}$$

El volumen útil para el ciclo de la bomba B1, será:

Máxima frecuencia de arranque admisible:

$$f_{\text{máx}} = 8$$

$$V_1 = 1.15 \cdot Q_1 / (4 \cdot f_{\text{máx}}) = 6.32 \text{ m}^3$$

El volumen adicional para el ciclo de dos bombas, será:

$$V_2 = 1.15 \cdot K_1 \cdot V_1 = 2.91 \text{ m}^3$$

$$K_1 = 0.40$$

En consecuencia, el volumen útil total de la cámara húmeda, será:

$$V_T = V_1 + V_2 = 9.23 \text{ m}^3$$

El volumen de fondo, será:

$$V_f = 3.68 \text{ m}^3$$

El tiempo máximo de permanencia hidráulica, será:

$$t_{\text{smáx}} = V_1 / Q_{B0} + (V_f + 0.5 \cdot V_1) / (Q_{1(10)} - Q_{B0}) = 0.27 \text{ h} < 0,50 \text{ h} \quad (\text{satisface})$$

$$\text{Siendo } Q_{1(10)} = 0,70 \cdot Q_{b10} = 135.38 \text{ m}^3/\text{h}$$

### 3.4.3. Dimensiones de la Cámara

Si adoptamos, que la cámara húmeda tendrá:

$$\text{ancho: } A = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{largo: } L = 3.00 \text{ m}$$

La superficie horizontal de la cámara resulta ser:

$$S = 10.50 \text{ m}^2$$

Luego, las alturas de líquido correspondientes a cada volumen serán:

$$H_1 = V_1/S = 0.60 \text{ m}$$

$$H_2 = V_2/S = 0.28 \text{ m}$$

$$H_f = V_f/S = 0.35 \text{ m}$$

### 3.4.4. Cotas de la Cámara

Cota de terreno:	59.64 m
Cota intradós cañería de ingreso:	56.56 m
Diámetro externo cañería de ingreso:	0.40 m
Altura de canasto:	0.50 m
Revancha:	0.15 m
Cota H <sub>1</sub> :	55.51 m
Cota H <sub>2</sub> :	54.91 m
Cota H <sub>f</sub> :	54.63 m
Cota de fondo:	54.28 m

### 3.4.5. Dimensiones de la Cañería de Impulsión

Se aplicará la fórmula de Bresse:

Para un K= 1 se tiene que el diámetro interno más económico para la cañería de impulsión será:

$$D_i = K \cdot (Q_{b20}/n)^{1/2} = 0.187 \text{ m}$$

$$K = 1.00$$

$$\text{Número de bombas: } n = 2.00$$

Por lo tanto se adopta un diámetro comercial de cañería 0.200 m

### 3.4.6. Altura de Manométrica Bombeo

La altura manométrica para los distintos caudales se determinó como:

$$H_{\text{manométrica}} = H_{\text{geométrica}} + H_{\text{pérdidas}} = H_{\text{geométrica}} + J_{\text{locales}} + J_{\text{generalizadas}}$$

El desnivel geométrico a salvar por bombeo es:

Cota de fondo:  $C_f = 54.28$  m

Cota de descarga:  $C_d = 58.70$  m

**Altura geométrica:**  $H_{geo} = C_d - C_f = 4.42$  m

Para la pérdida de cargas generalizadas en los tramos de impulsión se han considerado la expresión de Hazzen-Williams:

$$J_g = 10.6451 \cdot \frac{Q^{1.852}}{C^{1.852}} \cdot \frac{L}{D^{4.871}}$$

Donde:

$J_g$  = Pérdida de carga generalizada (m)

$Q$  = Caudal de la conducción ( $m^3/s$ )

$C$  = Coeficiente de rugosidad

$D$  = Diámetro interno de la conducción (m)

$L$  = Longitud de la conducción (m)

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

$$J_l = k \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

Donde:

$J_l$  = Pérdida de carga local (m)

$k$  = Coeficiente del accesorio

$V$  = Velocidad del fluido (m/s)

El caudal de diseño es:

$$Q_{b10} = m \cdot Q_{E10} = 0.054 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{b20} = m \cdot Q_{E20} = 0.070 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$m = 1.1$$

Configuración del sistema de bombeo: 2 + 1

Los diámetros de las instalaciones son:

Díametro de	Múltiple	152.40 mm
Díametro de	Colector	203.20 mm
Díametro de	Impulsión	200.00 mm

Díametro Interno de	Múltiple	152.40 mm
Díametro Interno de	Colector	203.20 mm
Espesor impulsión		5.90 mm
Díametro Interno de	Impulsión	188.20 mm

Perdidas de carga locales:

ELEMENTO	TRAMO	DIÁMETRO [mm]	CANTIDAD	k	Q [m3/s]	A [m2]	V [m/s]	J <sub>l</sub> [m]	ΣJ <sub>l</sub> [m]
Curvas 90°	Múltiple	152.40	4	0.90	0.035	0.018	1.914	0.168	0.672
Junta de expansión	Múltiple	152.40	2	0.15	0.035	0.018	1.914	0.028	0.056
Válvula de retención	Múltiple	152.40	2	2.50	0.035	0.018	1.914	0.467	0.933
Válvula esclusa	Múltiple	152.40	2	0.24	0.035	0.018	1.914	0.045	0.090
Curvas 45°	Múltiple	152.40	2	0.40	0.035	0.018	1.914	0.075	0.149
Entrada en 45	Múltiple	152.40	2	0.93	0.035	0.018	1.914	0.174	0.347
Ampliación gradual	Múltiple	152.40	2	0.30	0.035	0.018	1.914	0.056	0.112
Adaptador de brida	Múltiple	152.40	16	0.10	0.035	0.018	1.914	0.019	0.299
Adaptador de brida	Colector	203.20	5	0.10	0.070	0.032	2.153	0.024	0.118
Entrada recta	Impulsión	188.20	1	0.50	0.070	0.028	2.510	0.160	0.160
									<b>2.94</b>

Perdidas de carga generalizadas:

ELEMENTO	MATERIAL	DIÁMETRO INTERNO [mm]	CANTIDAD	LONGITUD [m]	Q [m3/s]	C	A [m2]	V [m/s]	J <sub>g</sub> [m]	ΣJ <sub>g</sub> [m]
Múltiple	Acero	152.40	2	4.21	0.035	125	0.018	1.91	0.11	0.22
Colector	Acero	203.20	1	3.10	0.070	125	0.032	2.15	0.07	0.07
Impulsión	PVC	188.20	1	3.55	0.070	140	0.028	2.51	0.10	0.10
									<b>0.40</b>	

$$H_m = H_{fgo} + J_l + J_g = 7.75 \text{ m}$$

Las pérdidas para cada período son:

Período	Q <sub>E</sub> [m³/s]	Q <sub>br</sub> [m3/s]	J <sub>s</sub> [m]	H <sub>lm</sub> [m]
Año 10	0.049	0.054	1.74	6.40
Año 20	0.063	0.070	2.94	7.75

### 3.4.7. Parámetros para Selección de los Equipos de Bombeo

Para la segunda etapa se seleccionarán equipos de bombeo que funcionando conjuntamente satisfagan las siguientes exigencias:

$$\begin{aligned} Q_{b20} &= 251.32 \text{ m}^3/\text{h} \\ Q_{b20p/bomba} &= 125.66 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_{m20} &= 8.10 \text{ m} \end{aligned}$$

Y para la etapa inmediata, denominada primera etapa, que abarca desde el año de inicio hasta el año 10 del funcionamiento de las instalaciones, se seleccionarán equipos que, trabajando juntos, satisfagan los siguientes requerimientos:

$$\begin{aligned} Q_{b10} &= 193.40 \text{ m}^3/\text{h} \\ Q_{b10p/bomba} &= 96.70 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_{m10} &= 6.60 \text{ m} \end{aligned}$$

Siendo la configuración de diseño para ambas etapas 2 + 1

En la primera etapa y segunda etapa, la velocidad en la cañería de impulsión, será:

$$v_{10} = (4 \cdot Q_{b10}) / (\pi \cdot D_{int}^2) = 1.93 \text{ m/s}$$

$$v_{20} = (4 \cdot Q_{b20}) / (\pi \cdot D_{int}^2) = 2.51 \text{ m/s}$$

Por lo que queda verificado que la velocidad que se tendrá será mayor que la mínima establecida por la Norma.

Las presiones de servicio en ambos períodos de diseño, con las alturas manométricas requeridas señaladas, serán:

$$P_{ser10} = H_{m10} \cdot v_{10}^2 / (2 \cdot g) = 6.41 \text{ m}$$

$$P_{ser20} = H_{m20} \cdot v_{20}^2 / (2 \cdot g) = 7.78 \text{ m}$$

Por lo que quedan verificado el cumplimiento de la altura manométrica a suministrar.

### 3.4.8. Potencia

Se calcula la potencia necesaria para el normal funcionamiento y la puesta en marcha del equipo por medio un arranque suave, para ambos periodos de diseño.

Potencia nominal al año 10, es decir, del primer periodo:

$$P_{010} = \frac{Q_{b10} \cdot \gamma \cdot H_{m10}}{n \cdot 745 \cdot n_b} = 3.34 \text{ HP} = 2.48 \text{ kW}$$

Número de bombas en funcionamiento:	$n = 2$
Peso específico del agua:	$\gamma = 9810.00 \text{ N/m}^3$
Rendimiento de la bomba:	$\eta_b = 0.70$

Corriente nominal al año 10:

$$I_{n10} = \frac{P_{010}}{\sqrt{3} \cdot V \cdot \cos\varphi} = 5.67 \text{ A}$$

Factor de potencia:	$\cos\varphi = 0.8$
Voltaje:	$V = 0.38 \text{ kV}$

Factor de arranque:	$f_a = 3$	Arranque Suave
Corriente de arranque:	$I_{a10} = I_{n10} \cdot f_a = 17.00 \text{ A}$	

Numero máx. de bombas en funcionamiento  $n = 2$   
 Potencia de arranque:

$$P = (I_{n_{10}} \cdot (n - 1) + I_{a_{10}}) \cdot V \cdot \sqrt[3]{3} = 12.42 \text{ kVA}$$

Potencia nominal al año 20, es decir, del primer periodo:

$$P_{0_{20}} = \frac{Q_{b20} \cdot \gamma \cdot H_{m20}}{n \cdot 745 \cdot \eta_b} = 5.32 \text{ HP} = 3.96 \text{ kW}$$

Número de bombas en funcionamiento:  $n = 2$   
 Peso específico del agua:  $\gamma = 9810.00 \text{ N/m}^3$   
 Rendimiento de la bomba:  $\eta_b = 0.70$

Corriente nominal al año 10:

$$I_{n_{20}} = \frac{P_{0_{20}}}{\sqrt[3]{3} \cdot V \cdot \cos\varphi} = 9.04 \text{ A}$$

Factor de potencia:  $\cos \varphi = 0.8$   
 Voltaje:  $V = 0.38 \text{ kV}$

Factor de arranque:  $f_a = 3$  Arranque Suave  
 Corriente de arranque:  $I_{a_{20}} = I_{n_{20}} \cdot f_a = 27.11 \text{ A}$

Numero máx. de bombas en funcionamiento  $n = 2$   
 Potencia de arranque:

$$P = (I_{n_{20}} \cdot (n - 1) + I_{a_{20}}) \cdot V \cdot \sqrt[3]{3} = 19.81 \text{ kVA}$$

### 3.4.9. Verificación de Golpe de Ariete

Se realiza la determinación de la máxima sobrepresión a producirse el cierre de la válvula de retención ante el paro imprevisto de la bomba.

Los tiempos del cese del líquido en una instalación de bombeo, dependen de varios factores tales como: parada de bomba, corte de energía, cierre de una válvula, etc. Comparándolo con el tiempo de cierre crítico de la instalación, podemos determinar el tipo de cierre (Lento o Brusco) y así determinar el valor correspondiente de la sobrepresión.

Con la fórmula de Mendiluce Rosich, calculamos el tiempo de cese del caudal, luego de producirse un corte de energía:

$$T_p = C + \frac{K \cdot L \cdot v}{g \cdot H_m}$$

Los valores de C y K son coeficientes extraídos de la norma ENOHS A.

i	C
< 20%	1
≈ 25%	0.8
≈ 30%	0.6
≈ 40%	0.4
> 50%	0

L (m)	K
< 500	2
≈ 500	1.75
500 < L < 1500	1.5
≈ 1500	1.25
> 1500	1

Longitud de la cañería de impulsión:	L = 15.07 m
Diametro interno de impulsión:	D <sub>i</sub> = 188.20 mm
Velocidad del líquido:	v = Q <sub>b20</sub> · 4 / D <sub>i</sub> <sup>2</sup> · π = 2.51 m/s
Aceleracion de gravedad:	g = 9.81 m/s <sup>2</sup>
Altura manométrica de la instalación:	H <sub>m20</sub> = 8.10 m
Pendiente hidráulica:	i = H <sub>m</sub> / L = 53.76%
Coefficiente que depende de la pendiente de la conducción:	C = 1
Coefficiente que depende de la longitud de la conducción:	K = 1

Con lo cual el tiempo de parada, T<sub>p</sub>, resulta:

$$T_p = C + \frac{K \cdot L \cdot v}{g \cdot H_m} = 1.48 \text{ s}$$

La celeridad "a" es definida como la velocidad de propagación de las ondas de presión en el agua contenida en la tubería. Para su determinación se recurre a la fórmula de Allievi cuya expresión general es:

$$a = \left( \frac{\frac{K}{\rho}}{1 + \frac{K \cdot D_i}{e \cdot E_c}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Módulo de elasticidad del fluido:	K = 2.07E+09 N/m <sup>2</sup>
Densidad del líquido:	ρ = 1000 kg/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad de la tubería:	E <sub>c</sub> = 3.10E+09 N/m <sup>2</sup>
Diametro interno de la cañería de impulsión:	D <sub>i</sub> = 188.20 mm
Espesor de la cañería de impulsión:	e = 5.90 mm

Con lo cual la celeridad de la onda elástica del fluido en la tubería, a, resulta:

$$a = \left( \frac{\frac{K}{\rho}}{1 + \frac{K \cdot D_i}{e \cdot E_c}} \right)^{\frac{1}{2}} = 304.67 \text{ m/s}$$

El tiempo de cierre crítico es el tiempo que tarda la onda de sobrepresión en ir y volver de una extremidad a la otra de la cañería. Este se compara con el tiempo de cierre o parada, para definir si se trata de un cierre lento, crítico o brusco.

$$T_c = \frac{2 \cdot L}{a} = 0.10 \text{ s}$$

El tiempo de cierre crítico es menor al tiempo de parada, por lo tanto se trata de un cierre Lento.

Según lo especificado en criterios de diseño de norma ENOHSa el cierre Lento se da cuando T<sub>p</sub> > T<sub>c</sub> y la sobre presión se calcula con la fórmula de Michaud y el cierre brusco se da cuando T<sub>p</sub> < T<sub>c</sub> y la sobre presión se calcula con la fórmula de Allievi.

Nuestro caso se trata de un cierre Lento, por lo tanto se empleará la fórmula de Michaud para el cálculo de la sobrepresión.

$$\Delta H = 2 \cdot L \cdot v / (g \cdot T_p) = 5.22 \text{ m}$$

La presión máxima en la cañería es la suma de la altura de operación de la bomba más la sobrepresión. La presión mínima es la suma de la altura de operación de la bomba menos la depresión. Verificamos que la presión máxima sea menor a 1,5 veces la presión nominal de la tubería para evitar el uso de dispositivos antiarriete.

$$P_{\text{máx}} = H_{m20} + \Delta H = 13.32 \text{ m}$$

$$P_{\text{mín}} = H_{m20} - \Delta H = 2.88 \text{ m}$$

Se deberá utilizar caños de PVC C6, cuya presión nominal es capaz de resistir las presiones máximas y mínimas.

### 3.5. ESTACIÓN ELEVADORA N°8

#### 3.5.1. Caudales de Diseño

Los caudales de diseño de la EE N°8 son aquellos que ingresarán a la BR 18:

$$Q_{E20} = 272.44 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{E10} = 209.66 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{B0} = 37.05 \text{ m}^3/\text{h}$$

#### 3.5.2. Cálculo del Volumen Útil de la Cámara Húmeda

La estación proyectada contará con dos bombas en servicio y una de reserva. Las impulsiones serán independientes. (Se dejara la obra civil para incorporar una cuarta bomba a futuro).

Para la determinación del volumen útil de la cámara de aspiración se aplicará lo indicado en el cuadro 10.2, caso II, del Volumen I de las Normas del ENOHSa.

El caudal total de bombeo, será:

$$Q_{b20} = m \cdot Q_{E20} = Q_1 + Q_2 = 299.68 \text{ m}^3/\text{h}$$

Factor de bombeo:  $m = 1.1$

Al no contarse con la curva característica de las bombas, el caudal nominal de la bomba B1, será:

$$Q_1 = 0.70 \cdot Q_{b20} = 209.78 \text{ m}^3/\text{h}$$

El caudal nominal de la bomba B2, será:

$$Q_2 = 0.30 \cdot Q_{b20} = 89.90 \text{ m}^3/\text{h}$$

El volumen útil para el ciclo de la bomba B1, será:

Máxima frecuencia de arranque admisible:

$$f_{\text{máx}} = 8$$

$$V_1 = 1.15 \cdot Q_1 / (4 \cdot f_{\text{máx}}) = 7.54 \text{ m}^3$$

El volumen adicional para el ciclo de dos bombas, será:

$$V_2 = 1.15 \cdot K_1 \cdot V_1 = 3.47 \text{ m}^3$$

$$K_1 = 0.40$$

En consecuencia, el volumen útil total de la cámara húmeda, será:

$$V_T = V_1 + V_2 = 11.01 \text{ m}^3$$

El volumen de fondo, será:

$$V_f = 3.68 \text{ m}^3$$

El tiempo máximo de permanencia hidráulica, será:

$$t_{\text{smáx}} = V_1 / Q_{B0} + (V_f + 0.5 \cdot V_1) / (Q_{1(10)} - Q_{B0}) = 0.26 \text{ h} < 0,50 \text{ h} \quad (\text{satisface})$$

$$\text{Siendo } Q_{1(10)} = 0,70 \cdot Q_{b10} = 161.44 \text{ m}^3/\text{h}$$

### 3.5.3. Dimensiones de la Cámara

Si adoptamos, que la cámara húmeda tendrá:

$$\text{ancho: } A = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{largo: } L = 3.00 \text{ m}$$

La superficie horizontal de la cámara resulta ser:

$$S = 10.50 \text{ m}^2$$

Luego, las alturas de líquido correspondientes a cada volumen serán:

$$H_1 = V_1/S = 0.72 \text{ m}$$

$$H_2 = V_2/S = 0.33 \text{ m}$$

$$H_f = V_f/S = 0.35 \text{ m}$$

### 3.5.4. Cotas de la Cámara

Cota de terreno:	58.18 m
Cota intradós cañería de ingreso:	55.64 m
Diámetro externo cañería de ingreso:	0.40 m
Altura de canasto:	0.50 m
Revancha:	0.15 m
Cota H <sub>1</sub> :	54.59 m
Cota H <sub>2</sub> :	53.88 m
Cota H <sub>f</sub> :	53.55 m
Cota de fondo:	53.20 m

### 3.5.5. Dimensiones de la Cañería de Impulsión

Se aplicará la fórmula de Bresse:

Para un K= 1 se tiene que el diámetro interno más económico para la cañería de impulsión, será:

$$D_i = K \cdot (Q_{b20}/n)^{1/2} = 0.204 \text{ m}$$

$$K = 1.00$$

$$\text{Número de bombas: } n = 2.00$$

Por lo tanto se adopta un diámetro comercial de cañería 0.200 m

### 3.5.6. Altura de Manométrica Bombeo

La altura manométrica para los distintos caudales se determinó como:

$$H_{manometrica} = H_{geométrica} + H_{pérdidas} = H_{geométrica} + J_{locales} + J_{generalizadas}$$

El desnivel geométrico a salvar por bombeo es:

Cota de fondo:  $C_f = 52.65$  m

Cota de descarga:  $C_d = 57.38$  m

**Altura geométrica:  $H_{geo} = C_d - C_f = 4.73$  m**

El desnivel geométrico a salvar por bombeo es:

Cota de fondo:  $C_f = 53.20$  m

Cota de descarga:  $C_d = 57.38$  m

**Altura geométrica:  $H_{geo} = C_d - C_f = 4.18$  m**

Para la pérdida de cargas generalizadas en los tramos de impulsión se han considerado la expresión de Hazzen-Williams:

$$J_g = 10.6451 \cdot \frac{Q^{1.852}}{C^{1.852}} \cdot \frac{L}{D^{4.871}}$$

Donde:

$J_g$  = Pérdida de carga generalizada (m)

Q = Caudal de la conducción ( $m^3/s$ )

C = Coeficiente de rugosidad

D = Diámetro interno de la conducción (m)

L = Longitud de la conducción (m)

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

$$J_l = k \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

Donde:

$J_l$  = Pérdida de carga local (m)

k = Coeficiente del accesorio

V = Velocidad del fluido (m/s)

El caudal de diseño es:

$$Q_{b10} = m \cdot Q_{E10} = 0.064 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{b20} = m \cdot Q_{E20} = 0.083 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$m = 1.1$$

Configuración del sistema de bombeo: 2 + 1

Los diámetros de las instalaciones son:

Diámetro de	Múltiple	152.40 mm
Diámetro de	Colector	203.20 mm
Diámetro de	Impulsión	200.00 mm
Diámetro Interno de	Múltiple	152.40 mm
Diámetro Interno de	Colector	203.20 mm
Espesor impulsión		5.90 mm
Diámetro Interno de	Impulsión	188.20 mm

Perdidas de carga locales:

ELEMENTO	TRAMO	DIÁMETRO [mm]	CANTIDAD	k	Q [m3/s]	A [m2]	V [m/s]	J <sub>i</sub> [m]	ΣJ <sub>i</sub> [m]
Curvas 90°	Múltiple	152.40	4	0.90	0.042	0.018	2.282	0.239	0.955
Junta de expansión	Múltiple	152.40	2	0.15	0.042	0.018	2.282	0.040	0.080
Válvula de retención	Múltiple	152.40	2	2.50	0.042	0.018	2.282	0.663	1.327
Válvula esclusa	Múltiple	152.40	2	0.24	0.042	0.018	2.282	0.064	0.127
Curvas 45°	Múltiple	152.40	2	0.40	0.042	0.018	2.282	0.106	0.212
Entrada en 45	Múltiple	152.40	2	0.93	0.042	0.018	2.282	0.247	0.494
Ampliación gradual	Múltiple	152.40	2	0.30	0.042	0.018	2.282	0.080	0.159
Adaptador de brida	Múltiple	152.40	16	0.10	0.042	0.018	2.282	0.027	0.425
Adaptador de brida	Colector	203.20	5	0.10	0.083	0.032	2.567	0.034	0.168
Entrada recta	Impulsión	188.20	1	0.50	0.083	0.028	2.992	0.228	0.228
									<b>4.17</b>

Perdidas de carga generalizadas:

ELEMENTO	MATERIAL	DIÁMETRO INTERNO [mm]	CANTIDAD	LONGITUD [m]	Q [m3/s]	C	A [m2]	V [m/s]	J <sub>g</sub> [m]	ΣJ <sub>g</sub> [m]
Múltiple	Acero	152.40	2	3.83	0.042	125	0.018	2.28	0.14	0.28
Colector	Acero	203.20	1	3.10	0.083	125	0.032	2.57	0.10	0.10
Impulsión	PVC	188.20	1	3.55	0.083	140	0.028	2.99	0.14	0.14
									<b>0.52</b>	

$$H_m = H_{fgeo} + J_i + J_g = 8.88 \quad m$$

Las pérdidas para cada período son:

Período	Q <sub>E</sub> [m³/s]	Q <sub>br</sub> [m3/s]	J <sub>s</sub> [m]	J <sub>g</sub> [m]	H <sub>m</sub> [m]
Año 10	0.058	0.064	2.47	0.32	6.98
Año 20	0.076	0.083	4.17	0.52	8.88

### 3.5.7. Parámetros para Selección de los Equipos de Bombeo

Para la segunda etapa se seleccionarán equipos de bombeo que funcionando conjuntamente satisfagan las siguientes exigencias:

$$\begin{aligned} Q_{b20} &= 299.68 \text{ m}^3/\text{h} \\ Q_{b20p/bomba} &= 149.84 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_{m20} &= 9.35 \text{ m} \end{aligned}$$

Y para la etapa inmediata, denominada primera etapa, que abarca desde el año de inicio hasta el año 10 del funcionamiento de las instalaciones, se seleccionarán equipos que, trabajando juntos, satisfagan los siguientes requerimientos:

$$\begin{aligned} Q_{b10} &= 230.62 \text{ m}^3/\text{h} \\ Q_{b10p/bomba} &= 115.31 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_{m10} &= 7.25 \text{ m} \end{aligned}$$

Siendo la configuración de diseño para ambas etapas 2 + 1

En la primera etapa y segunda etapa, la velocidad en la cañería de impulsión, será:

$$v_{10} = (4 \cdot Q_{b10}) / (\pi \cdot D_{int}^2) = 2.30 \text{ m/s}$$

$$v_{20} = (4 \cdot Q_{b20}) / (\pi \cdot D_{int}^2) = 2.99 \text{ m/s}$$

Por lo que queda verificado que la velocidad que se tendrá será mayor que la mínima establecida por la Norma.

Las presiones de servicio en ambos períodos de diseño, con las alturas manométricas requeridas señaladas, serán:

$$P_{ser10} = H_{m10} \cdot v_{10}^2 / (2 \cdot g) = 6.98 \text{ m}$$

$$P_{ser20} = H_{m20} \cdot v_{20}^2 / (2 \cdot g) = 8.89 \text{ m}$$

Por lo que quedan verificado el cumplimiento de la altura manométrica a suministrar.

### 3.5.8. Potencia

Se calcula la potencia necesaria para el normal funcionamiento y la puesta en marcha del equipo por medio un arranque suave, para ambos periodos de diseño.

Potencia nominal al año 10, es decir, del primer periodo:

$$P_{010} = \frac{Q_{b10} \cdot \gamma \cdot H_{m10}}{n \cdot 745 \cdot \eta_b} = 4.37 \text{ HP} = 3.25 \text{ kW}$$

Número de bombas en funcionamiento:	$n = 2$
Peso específico del agua:	$\gamma = 9810.00 \text{ N/m}^3$
Rendimiento de la bomba:	$\eta_b = 0.70$

Corriente nominal al año 10:

$$I_{n10} = \frac{P_{010}}{\sqrt{3} \cdot V \cdot \cos \varphi} = 7.42 \text{ A}$$

Factor de potencia:	$\cos \varphi = 0.8$
Voltaje:	$V = 0.38 \text{ kV}$

Factor de arranque:	$f_a = 3$	Arranque Suave
Corriente de arranque:	$I_{a10} = I_{n10} \cdot f_a = 22.26 \text{ A}$	

Numero máx. de bombas en funcionamiento  $n = 2$   
 Potencia de arranque:

$$P = (I_{n_{10}} \cdot (n - 1) + I_{a_{10}}) \cdot V \cdot \sqrt[3]{3} = 16.27 \text{ kVA}$$

Potencia nominal al año 20, es decir, del primer periodo:

$$P_{0_{20}} = \frac{Q_{b20} \cdot \gamma \cdot H_{m20}}{n \cdot 745 \cdot \eta_b} = 7.32 \text{ HP} = 5.45 \text{ kW}$$

Número de bombas en funcionamiento:  $n = 2$   
 Peso específico del agua:  $\gamma = 9810.00 \text{ N/m}^3$   
 Rendimiento de la bomba:  $\eta_b = 0.70$

Corriente nominal al año 10:

$$I_{n_{20}} = \frac{P_{0_{20}}}{\sqrt[3]{3} \cdot V \cdot \cos\phi} = 12.44 \text{ A}$$

Factor de potencia:  $\cos \phi = 0.8$   
 Voltaje:  $V = 0.38 \text{ kV}$

Factor de arranque:  $f_a = 3$  Arranque Suave  
 Corriente de arranque:  $I_{a_{20}} = I_{n_{20}} \cdot f_a = 37.32 \text{ A}$

Numero máx. de bombas en funcionamiento  $n = 2$   
 Potencia de arranque:

$$P = (I_{n_{20}} \cdot (n - 1) + I_{a_{20}}) \cdot V \cdot \sqrt[3]{3} = 27.27 \text{ kVA}$$

### 3.5.9. Verificación de Golpe de Ariete

Se realiza la determinación de la máxima sobrepresión a producirse el cierre de la válvula de retención ante el paro imprevisto de la bomba.

Los tiempos del cese del líquido en una instalación de bombeo, dependen de varios factores tales como: parada de bomba, corte de energía, cierre de una válvula, etc. Comparándolo con el tiempo de cierre crítico de la instalación, podemos determinar el tipo de cierre (Lento o Brusco) y así determinar el valor correspondiente de la sobrepresión.

Con la fórmula de Mendiluce Rosich, calculamos el tiempo de cese del caudal, luego de producirse un corte de energía:

$$T_p = C + \frac{K \cdot L \cdot v}{g \cdot H_m}$$

Los valores de C y K son coeficientes extraídos de la norma ENOHSA.

i	C
< 20%	1
≈ 25%	0.8
≈ 30%	0.6
≈ 40%	0.4
> 50%	0

L (m)	K
< 500	2
≈ 500	1.75
500 < L < 1500	1.5
≈ 1500	1.25
> 1500	1

Longitud de la cañería de impulsión:	L = 14.32 m
Diametro interno de impulsión:	D <sub>i</sub> = 188.20 mm
Velocidad del líquido:	v = Q <sub>b20</sub> · 4 / D <sub>i</sub> <sup>2</sup> · π = 2.99 m/s
Aceleracion de gravedad:	g = 9.81 m/s <sup>2</sup>
Altura manométrica de la instalación:	H <sub>m20</sub> = 9.35 m
Pendiente hidráulica:	i = H <sub>m</sub> / L = 65.30%
Coefficiente que depende de la pendiente de la conducción:	C = 1
Coefficiente que depende de la longitud de la conducción:	K = 1

Con lo cual el tiempo de parada, T<sub>p</sub>, resulta:

$$T_p = C + \frac{K \cdot L \cdot v}{g \cdot H_m} = 1.47 \text{ s}$$

La celeridad "a" es definida como la velocidad de propagación de las ondas de presión en el agua contenida en la tubería. Para su determinación se recurre a la fórmula de Allievi cuya expresión general es:

$$a = \left( \frac{\frac{K}{\rho}}{1 + \frac{K \cdot D_i}{e \cdot E_c}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Módulo de elasticidad del fluido:	K = 2.07E+09 N/m <sup>2</sup>
Densidad del líquido:	ρ = 1000 kg/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad de la tubería:	E <sub>c</sub> = 3.10E+09 N/m <sup>2</sup>
Diametro interno de la cañería de impulsión:	D <sub>i</sub> = 188.20 mm
Espesor de la cañería de impulsión:	e = 5.90 mm

Con lo cual la celeridad de la onda elástica del fluido en la tubería, a, resulta:

$$a = \left( \frac{\frac{K}{\rho}}{1 + \frac{K \cdot D_i}{e \cdot E_c}} \right)^{\frac{1}{2}} = 304.67 \text{ m/s}$$

El tiempo de cierre crítico es el tiempo que tarda la onda de sobrepresión en ir y volver de una extremidad a la otra de la cañería. Este se compara con el tiempo de cierre o parada, para definir si se trata de un cierre lento, crítico o brusco.

$$T_c = \frac{2 \cdot L}{a} = 0.09 \text{ s}$$

El tiempo de cierre crítico es menor al tiempo de parada, por lo tanto se trata de un cierre Lento.

Según lo especificado en criterios de diseño de norma ENOHSa el cierre Lento se da cuando T<sub>p</sub> > T<sub>c</sub> y la sobre presión se calcula con la fórmula de Michaud y el cierre brusco se da cuando T<sub>p</sub> < T<sub>c</sub> y la sobre presión se calcula con la fórmula de Allievi.

Nuestro caso se trata de un cierre Lento, por lo tanto se empleará la fórmula de Michaud para el cálculo de la sobrepresión.

$$\Delta H = 2 \cdot L \cdot v / (g \cdot T_p) = 5.95 \text{ m}$$

La presión máxima en la cañería es la suma de la altura de operación de la bomba más la sobrepresión. La presión mínima es la suma de la altura de operación de la bomba menos la depresión. Verificamos que la presión máxima sea menor a 1,5 veces la presión nominal de la tubería para evitar el uso de dispositivos antiarriete.

$$P_{\text{máx}} = H_{m20} + \Delta H = 15.30 \text{ m}$$

$$P_{\text{mín}} = H_{m20} - \Delta H = 3.40 \text{ m}$$

Se deberá utilizar caños de PVC C6, cuya presión nominal es capaz de resistir las presiones máximas y mínimas.