



FCEFyN



UNC

Anteproyecto licitatorio: Saneamiento Cloacal de la localidad de Luca

PRÁCTICA SUPERVISADA

Ingeniería Civil

Tutor: Ing. Fabián Fulginiti

Supervisor externo: Ing. José A. Chicala

CARRARA, KAREN AYELEN

2019

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero agradecer a mi familia, que forman parte de un papel muy importante en mi vida, ya que me inculcaron y brindaron los valores necesarios. En especial a mis padres, Mingo y Betty, mis hermanas, Belén y Angela, y sobrinos, Mateo y Felipe.

A la Secretaría de Servicios Públicos de la Provincia de Córdoba, y a todo el recurso humano que la integra y que hicieron posible llevar adelante esta práctica, brindando recursos y conocimientos. Entre ellos el Ing. Alberto Bresciano, Ing. Juan Vallejos y al Ing. José Chicala.

Agradezco a mi tutor Ing. Fabián Fulginiti que me guio en el armado de mi informe final.

A mis compañeros de la carrera, los cuales considero que son amigos que la vida te va obsequiando, que me acompañaron día tras día en la facultad, festejando logros y superando desaciertos. Haciendo mención especial a Carrasco, Melisa; Marcó, Ana Clara; Santiago, Rodrigo; Sonzini, Pilar y Portigliatti, Andrés.

A los docentes de esta casa de altos estudios, que fueron formando desde el primer momento mis capacidades, ayudando y brindando todas sus experiencias que me permitieron enriquecer mis conocimientos.

RESUMEN

En el siguiente informe final se desarrolla la Practica Supervisada llevada a cabo por la alumna Carrara, Karen Ayelen de la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales (FCEFYN) de la Universidad Nacional de Córdoba (UNC), la cual forma parte de proceso de aprendizaje y de vinculación con la vida profesional cotidiana. El tutor interno designado es el Ing. Fabián Fulginiti.

El informe se basa en la ejecución de un anteproyecto licitatorio denominado: “Saneamiento Cloacal de la localidad de Luca”, en la provincia de Córdoba. Este proyecto involucra la red de saneamiento cloacal, estación de bombeo, cañería de impulsión, planta depuradora y un sistema de riego como obra de descarga. Se incluye a su vez, el cómputo y presupuesto, el análisis de precios y el pliego particular de especificaciones técnicas.

La práctica mencionada fue realizada en la Secretaría de Servicios Públicos de la provincia de Córdoba. Cuyo tutor externo designado por la misma fue el Ing. José Chicala.

1 Índice General

1. INTRODUCCIÓN	11
2. OBJETIVOS	12
3. MARCO TEÓRICO: PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO	13
3.1. CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES	13
3.1.1. Origen de las aguas residuales	14
3.1.2. Características físicas de las aguas residuales.....	14
3.1.3. Características químicas de las aguas residuales	15
3.1.4. Características biológicas de las aguas residuales	17
3.1.5. Contaminación de cursos de agua	17
3.2. PERIODO DE DISEÑO	18
3.3. POBLACIÓN	19
3.3.1. Tasas de crecimiento medio anual decrecientes (Geométrico).....	19
3.3.2. Método Relación-Tendencia.....	20
3.3.3. Técnica de los Incrementos Relativos	23
3.3.4. Selección del método a utilizar	24
3.4. CAUDALES	24
3.4.1. Caudales característicos	24
3.4.2. Vuelco Medio Diario Per Cápita	27
3.4.3. Dotación Media de agua	27
3.4.4. Coeficientes de caudal	28
3.4.5. Caudales de diseño	29
3.4.6. Caudal mínimo de Autolimpieza	30
3.5. REDES COLECTORAS	30
3.5.1. Trazado de la Red	31
3.5.2. Pendientes.....	31
3.5.3. Bocas de Registro	31
3.5.4. Profundidades y Tapadas	32
3.5.5. Materiales de los caños.....	32
3.5.6. Ancho de Zanja	32
3.5.7. Calculo hidráulico y convencional	33
3.5.8. Tabla de cálculo:.....	35
3.6. ESTACIONES DE BOMBEO	36
3.6.1. Estaciones de Bombeo con Cámara Húmeda.....	37

3.6.2. Recomendaciones generales para el diseño de pequeñas estaciones de bombeo	37
3.6.3. Altura manométrica	38
3.6.4. Elección de la Bomba	39
3.7. CONDUCCIONES DE IMPULSIÓN	39
3.7.1. Golpe de Ariete	39
3.7.2. Cálculo del Golpe de Ariete	39
3.7.3. Dispositivos Antiariete	41
3.8. PLANTA DEPURADORA	41
3.8.1. Procesos de Depuración de las Aguas Residuales	41
3.8.2. Selección de los Procesos de Tratamiento de las Aguas Residuales	43
3.8.3. Tamices	45
3.8.4. Planta Compacta de Tratamiento	47
3.8.5. Espesador estático profundo de Lodos	47
3.8.6. Playa de Secado de Barro	48
3.8.7. Sistema de Tratamiento para Camiones Atmosféricos	49
3.8.8. Lagunas de Maduración	50
3.8.9. Aforador de caudales: Canaleta parshall	51
3.8.10. Desinfección mediante el uso de cloro	53
3.8.11. Cámara de Contacto	55
3.9. SISTEMA DE RIEGO	56
3.9.1. Consideraciones generales	56
3.9.2. Descripción del Método de Riego Discontinuo	57
3.9.3. Determinación de los requerimientos hídricos de los cultivos	58
3.9.4. Cálculo de la lámina de reposición edáfica de cada riego	59
3.10. CÓMPUTO Y PRESUPUESTO	60
4. BÚSQUEDA DE ANTECEDENTES	61
4.1. UBICACIÓN	61
4.2. ASPECTOS SANITARIOS	62
4.2.1. Servicios de Agua Potable	62
4.2.2. Servicios de Cloacas	62
4.2.3. Desagües Pluviales	63
4.3. ASPECTOS FISICOS	63
4.3.1. Geología y Geomorfología	63
4.3.2. Hidrología	64
4.4. ASPECTOS SOCIO-ECONÓMICOS	65
4.4.1. Población	65

4.4.2. Usos de suelo	65
4.4.3. Industrias	66
4.4.4. Espacio rural	66
4.4.5. Equipamientos	67
4.4.6. Infraestructura	67
5. MEMORIA DESCRIPTIVA	69
5.1. SITUACIÓN ACTUAL	69
5.2. OBRAS POR EJECUTAR	69
5.2.1. Redes colectoras cloacales	70
5.2.2. Bocas de Registro	70
5.2.3. Estación de Bombeo	71
5.2.4. Cañerías de impulsión	71
5.2.5. Planta Depuradora de Líquidos Cloacales	71
5.3. BENEFICIOS DE LA OBRA A MEDIANO Y LARGO PLAZO	72
5.4. MONTO	72
5.5. PLAZO	72
6. MEMORIA DE CALCULO	73
6.1. PERIODO DE DISEÑO	73
6.2. ESTUDIO DE LA POBLACIÓN	73
6.2.1. Tasas Medias Anuales Decrecientes (Geométrico)	73
6.2.2. Método de la Relación- Tendencia	74
6.2.3. Técnica de los Incrementos Relativos	78
6.2.4. Resumen	81
6.3. CAUDALES	82
6.3.1. Vuelco Medio Diario per Cápita	82
6.3.2. Dotación Media de Agua Potable	82
6.3.3. Coeficientes de caudal	82
6.3.4. Cálculo de Caudales	82
6.3.5. Caudales de Diseño	83
6.4. REDES COLECTORAS	83
6.4.1. Gasto Hectométrico	83
6.4.2. Planilla de cálculo	83
6.5. ESTACIÓN DE BOMBEO N°1	89
6.5.1. Caudales de diseño de la bomba	89
6.5.2. Cálculo del volumen útil de la cámara de húmeda	90
6.5.3. Cálculo de la Altura Manométrica	90
6.6. CAÑERÍA DE IMPULSIÓN	93

6.6.1. Cálculo del golpe de ariete en la impulsión	93
6.7. PLANTA DEPURADORA	95
6.7.1. Tamices	97
6.7.2. Planta Compacta de Tratamiento.....	98
6.7.3. Espesador estático profundo de Lodos	102
6.7.4. Playa de Secado de Barro	103
6.7.5. Sistema de Tratamiento para Camiones Atmosféricos.....	103
6.7.6. Estación de bombeo: Planta Depuradora.	104
6.7.7. Laguna de Maduración	107
6.7.8. Canaleta parshall	109
6.7.9. Desinfección mediante el uso de cloro	110
6.7.10. Cámara de Contacto	111
6.8. SISTEMA DE RIEGO	112
6.8.1. Cálculo de la lámina de reposición edáfica de cada riego.....	112
6.8.2. Diseño hidráulico.....	118
6.9. CÓMPUTO Y PRESUPUESTO	118
7. CONCLUSIONES	132
8. BIBLIOGRAFÍA	133

Índice de Figuras

<i>Figura 1: Ciclo del Agua. Fuente: Cátedra de Ingeniería Sanitaria. FCEfyN – UNC.....</i>	13
<i>Figura 2: Periodo de diseño. Fuente: Elaboración propia.....</i>	18
<i>Figura 3: Variación de los caudales volcados en el sistema cloacal durante un año. Fuente: Extraída de Consejo Federal de Agua Potable y Saneamiento, Fundamentación de Norma, Volumen I.</i>	25
<i>Figura 4: Variación de los caudales volcados en el sistema cloacal durante el día de mayor consumo. Fuente: Extraída de Consejo Federal de Agua Potable y Saneamiento, Fundamentación de Norma, Volumen I.....</i>	25
<i>Figura 5: Variación de los caudales volcados en el sistema cloacal durante el día de menor consumo. Fuente: Extraída de Consejo Federal de Agua Potable y Saneamiento, Fundamentación de Norma, Volumen I.....</i>	26
<i>Figura 6: Definición de tapada. Fuente: https://es.slideshare.net.....</i>	32
<i>Figura 7: Tabla del ancho mínimo de zanja según el diámetro externo de la cañería. Extraído de Consejo Federal de Agua Potable y Saneamiento, Fundamentación de Norma, Volumen I.</i>	33
<i>Figura 8: Representación típica de Estaciones de Bombeo con cámaras secas. Extraído de Fundamentación de la Norma.....</i>	36
<i>Figura 9: Representación típica de Estaciones de Bombeo con cámaras húmedas. Extraído de Fundamentación de la Norma.....</i>	36
<i>Figura 10: Proceso de depuración mediante Lodos Activados. Fuente: Elaboración propia.</i>	44
<i>Figura 11: Rendimiento de eliminación de las unidades de tratamiento. Fuente: (Metcalf & Eddy, 1995)</i>	44
<i>Figura 12: Tipo de tratamiento según el cuerpo receptor del efluente tratado. Fuente: (Metcalf & Eddy, 1995)</i>	45
<i>Figura 13: Corte del tamiz. Extraído de Fundamento de diseño de plantas depuradoras de aguas residuales.....</i>	46
<i>Figura 14: Modelos de tamices estáticos comerciales. Fuente: página web de Cala.</i>	46
<i>Figura 15: Esquema de las zonas de un espesador. Fuente: Tecnologías del Espesamiento, INDITEX.</i>	47
<i>Figura 16: Partes del medidor parshall. Fuente: J.M. De Acevedo y Guillermo Acosta, Manual de Hidráulica.</i>	51
<i>Figura 17: Modelo y dimensiones de la canaleta parshall típica. Fuente: J.M. De Acevedo y Guillermo Acosta, Manual de Hidráulica.</i>	52
<i>Figura 18: Grafico que relaciona el cloro puro a aplicar con el cloro residual. Fuente: Cátedra de Ingeniería Sanitaria. FCEfyN – UNC.....</i>	54
<i>Figura 19: Comparación del riego tradicional o continuo respecto con el discontinuo en perfiles longitudinales. Fuente: tg Argentina: http://www.tgdeargentina.com.ar.....</i>	58

<i>Figura 20: Ubicación de la localidad de Luca en la provincia de Córdoba. Fuente: Elaboración propia.....</i>	61
<i>Figura 21: Localidad de Luca. Fuente: Google Maps.....</i>	62
<i>Figura 22: Ubicación de la localidad de Luca en el modelo digital del terreno de la Provincia de Córdoba, modificado. Extraído de (CARIGNANO, KRÖHLING, DEGIOVANNI, & CIOCCALE, 2014).....</i>	63
<i>Figura 23: Cuenca del río Carcarañá, extraído de (Díaz Lozada, y otros, 2010).....</i>	65
<i>Figura 24 :Usos de suelo en Luca. Fuente: Elaboración propia.</i>	66
<i>Figura 25: Límites de la Localidad de Luca.....</i>	67
<i>Figura 26: Perfil urbano de las calles de la localidad.....</i>	67
<i>Figura 27: Perfil Ruta Nacional 158 dentro de la localidad.....</i>	68
<i>Figura 28: Etapas de proyecto en la localidad de Luca.....</i>	70
<i>Figura 29: Planta General de la EDAR. Fuente: Plano n°13.</i>	72
<i>Figura 30: Resultado Método Geométrico. Fuente: Elaboración propia.</i>	74
<i>Figura 31: Resultado Método Relación-Tendencia. Elaboración propia.</i>	78
<i>Figura 32: Resultado Método Incrementos Relativos. Fuente: Elaboración Propia.</i>	80
<i>Figura 33: Resumen de los métodos utilizados para la estimación de la población futura.</i>	81
<i>Figura 34: Ubicación de la Estación de Bombeo N°1 en la localidad de Luca. Fuente: Plano n°7.....</i>	89
<i>Figura 35: Bomba Flygt C 3060 Trifásica.....</i>	92
<i>Figura 36: Comparación de la Curva H-Q del Sistema respecto de la Curva H-Q de la Bomba adoptada.....</i>	93
<i>Figura 37: Ubicación de la Planta Depuradora y el Sistema de Riego en la localidad de Luca. Fuente: Plano n°13.....</i>	95
<i>Figura 38: Eficiencia de Remoción de huevos de Helminths. Fuente: Fundamentos de tratamientos por Lagunas, Ing. Baradales. https://es.slideshare.net</i>	109
<i>Figura 39: Esquema del sistema de Riego discontinuo para la localidad de Luca. Fuente: Plano n°30.....</i>	113
<i>Figura 40: Esquema del sistema de Riego planteado para la localidad de Luca. Fuente: Plano n°30.....</i>	114

Índice de Tablas

<i>Tabla 1: Concentración de la DBO₅ en aguas residuales.....</i>	15
<i>Tabla 2: Aplicaciones habituales para los caudales a lo largo del periodo de diseño. Extraído de Consejo Federal de Agua Potable y Saneamiento, Fundamentación de Norma, Volumen I.</i>	27
<i>Tabla 3: Valores recomendados para las normas CoFAPyS para los coeficientes de caudal. Extraído de Consejo Federal de Agua Potable y Saneamiento, Fundamentación de Norma, Volumen I.</i>	29
<i>Tabla 4: Velocidades máximas de Boussisneq.....</i>	35
<i>Tabla 5: Valores de K.</i>	40
<i>Tabla 6: Elección del ancho de garganta respecto a los caudales. Fuente: J.M. De Acevedo y Guillermo Acosta, Manual de Hidráulica.....</i>	51
<i>Tabla 7: Dimensiones de la canaleta parshall según el ancho de garganta. Fuente: J.M. De Acevedo y Guillermo Acosta, Manual de Hidráulica.....</i>	52
<i>Tabla 8: Valores de K y n. Fuente: J.M. De Acevedo y Guillermo Acosta, Manual de Hidráulica.....</i>	53
<i>Tabla 9 :Datos Poblacionales de censos oficiales. Fuente: Elaboración propia a partir de datos proporcionados por INDEC</i>	73
<i>Tabla 10. Resultados obtenidos Método Geométrico. Fuente: Elaboración propia</i>	74
<i>Tabla 11. Datos poblacionales nacionales obtenidos de las Proyecciones y estimaciones realizadas por INDEC. Fuente: Elaboración propia a partir de datos proporcionados por INDEC.</i>	77
<i>Tabla 12. Datos poblacionales de la Provincia de Córdoba obtenidos por el método de Relación-Tendencia. Fuente: Elaboración propia.....</i>	77
<i>Tabla 13. Datos poblacionales de la localidad de Luca obtenidos por el método de Relación-Tendencia. Fuente: Elaboración propia.....</i>	77
<i>Tabla 14: Resultados obtenidos mediante el Método Incrementos Relativos. Fuente: Elaboración propia.....</i>	80
<i>Tabla 15. Resumen de los resultados obtenidos. Fuente: Elaboración Propia.....</i>	81
<i>Tabla 16: Valores extraídos de los recomendados para las normas CoFAPyS.....</i>	82
<i>Tabla 17. Caudales [m³/d].....</i>	82
<i>Tabla 18. Caudales [l/s].</i>	82
<i>Tabla 19: Calculo de la red cloacal de la localidad de Luca.</i>	88
<i>Tabla 20: Caudales de diseño del proyecto para 10 y 20 años respectivamente.</i>	89
<i>Tabla 21: Caudales de diseño de la bomba para la Estación de Bombeo para 10 y 20 años respectivamente.</i>	90
<i>Tabla 22: Calculo de la altura geométrica.....</i>	90
<i>Tabla 23: Calculo de pérdidas por fricción para 10 y 20 años.....</i>	91

<i>Tabla 24: Valores de singularidades locales</i>	91
<i>Tabla 25: Calculo de la velocidad para 10 y 20 años.</i>	91
<i>Tabla 26: Calculo de perdidas locales para 10 y 20 años.</i>	91
<i>Tabla 27: Velocidades mínimas y máximas recomendadas por la Norma ENOHSA.</i>	91
<i>Tabla 28: Calculo de la altura manométrica para 10 y 20 años.</i>	92
<i>Tabla 29: Tabla Q vs. H del sistema</i>	92
<i>Tabla 30: Datos para el cálculo del Golpe de Ariete en la cañería de impulsión.</i>	93
<i>Tabla 31: Estándares del líquido tratado para ser destinado al Reúso Agronómico según el Decreto 847/16 de la Secretaría de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba.</i>	97
<i>Tabla 32: Características de la Planta Compacta a utilizar</i>	98
<i>Tabla 33: Calculo de Espesadores de lodos.</i>	102
<i>Tabla 34: Dimensiones de la canaleta parshall.</i>	110
<i>Tabla 35: Cantidad de surcos que se riegan a cada lado de la válvula.</i>	113
<i>Tabla 36: Cantidad de hileras de eucaliptus que se riegan a cada lado de la válvula.</i> ...	113
<i>Tabla 37: Ancho útil de riego.</i>	113
<i>Tabla 38: Cantidad de hileras regadas por día.</i>	115
<i>Tabla 39: Frecuencia de riego.</i>	115
<i>Tabla 40: Necesidades hídricas del eucaliptus por el método de BLANEY & CRIDDLE.</i>	117
<i>Tabla 41: Computo y Presupuesto del Proyecto.</i>	131

1. INTRODUCCIÓN

El siguiente informe se desarrolla en el marco de la Práctica Supervisada realizada por la alumna, y representa la instancia final para la obtención del título de grado de la carrera Ingeniería Civil, de acuerdo a las exigencias que figuran en el plan de estudios.

La práctica mencionada fue realizada en las oficinas de la Secretaría de Servicios Públicos, de la provincia de Córdoba, bajo el régimen de práctica no rentada, desde el mes de abril a septiembre del año 2019. El rol desempeñado fue el de Proyectista en el área de Estudios y Proyectos.

Se detalla la obra que conforma el Anteproyecto licitatorio denominado: “Proyecto de Saneamiento Cloacal de la localidad de Luca”. El mismo se diseñó según las necesidades existentes relacionadas con la recolección y disposición final de las aguas residuales urbanas e industriales provenientes de los diferentes sectores de producción de la zona considerada.

Se plantea la recolección de los líquidos cloacales mediante un sistema de redes, y su conducción por medio de una cañería de impulsión a una Estación Depuradora de Aguas Residuales (EDAR), situada en un predio que se encuentra emplazado hacia el suroeste de la localidad en cuestión. La misma está integrada por diversas unidades como ser: tamices estáticos, un módulo compacto de planta depuradora, laguna de maduración, aforador parshall, cámara de contacto, espesador de barros, playa de secado de lodos. También se presenta un sistema de tratamiento para los líquidos procedentes de camiones atmosféricos, el cual cuenta con lagunas para reducir el alto valor de carga orgánica que posee el afluente, y de esta manera hacerlos compatibles con los líquidos residuales que ingresan a través del sistema de redes. En lo referente al cuerpo receptor se escoge por el reúso agronómico del efluente en un sistema de riego.

Se efectuó la división del presente en tres partes:

- La primera, hace referencia al Estado del Arte o Marco Teórico, el cual se muestra contenidos teóricos a fin de clarificar conceptos que se usarán a lo largo del presente informe.
- La segunda, se corresponde con la búsqueda de antecedentes, la memoria descriptiva y la memoria de cálculo del anteproyecto realizado.
- La última parte incluye las conclusiones y resultados.

2. OBJETIVOS

Los objetivos generales de la práctica supervisada:

- La integración de la alumna al ambiente laboral y a las consideraciones que se deben tener presentes ante un proyecto de determinada envergadura.
- Ofrecer la posibilidad de estar en contacto con nuevas herramientas y tecnologías del mundo cotidiano y moderno.
- El desarrollo de un juicio crítico a la hora de tomar decisiones.
- El uso de los conocimientos adquiridos durante la carrera.

En lo referente a los objetivos particulares del proyecto realizado:

- Realizar una Búsqueda de Antecedentes de la localidad.
- Llevar a cabo el relevamiento Planialtimétrico de los puntos más importantes para el trazado y dimensionamiento de las diferentes obras.
- Efectuar el estudio de la población actual y realizar la estimación poblacional futura a través de varios métodos de proyección.
- Determinar los caudales de diseños para los diferentes años del periodo de diseño considerado.
 - Diseñar la red cloacal para la localidad.
 - Diseñar la Estación Depuradora de Aguas Residuales (EDAR)
 - Considerar los cuerpos receptores disponibles para realizar la disposición final de las aguas tratadas.
 - Confeccionar el Pliego Particular de Especificaciones Técnicas.
 - Realizar planillas de Computo y Presupuesto y Plazo del proyecto.

3. MARCO TEÓRICO: PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO

El ciclo del agua como se indica en la *Figura 1*, forma parte del saneamiento básico que comprende la extracción del agua de un curso hídrico, que luego de recibir el tratamiento correspondiente al pasar por una Planta Potabilizadora para obtener el líquido con características aptas para su uso y consumo, es llevada a las localidades para lograr el abastecimiento de agua potable a la población.

Luego de su uso, se obtiene el agua residual. La cual es recolectada, transportada y tratada en una Planta Depuradora para ser devuelta al curso de agua o volcada en un cuerpo receptor con características físicas, químicas y biológicas similares al líquido que se extrajo desde la toma al inicio del ciclo, o con las características que se requieran según el medio final.

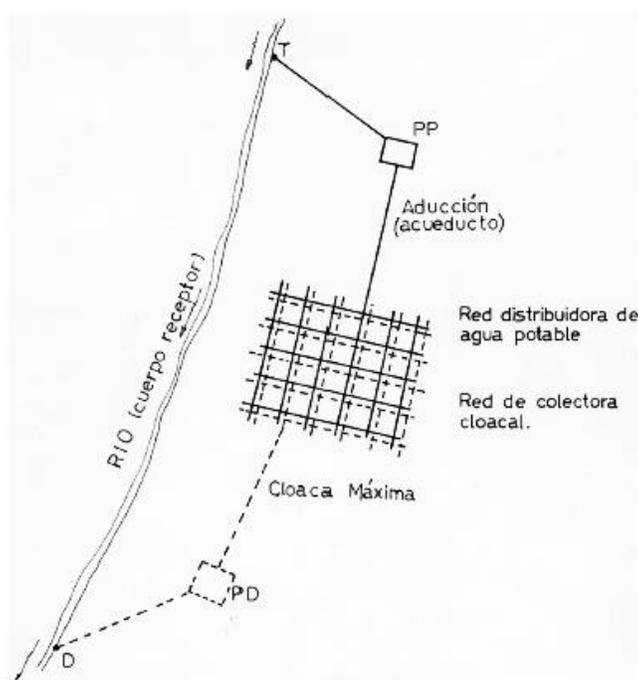


Figura 1: Ciclo del Agua. Fuente: Cátedra de Ingeniería Sanitaria. FCEFYN – UNC.

En la presente practica se analiza desde la recolección, el transporte y el tratamiento de los líquidos cloacales en la estación depuradora de aguas residuales (EDAR), y su vertido final.

3.1. CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES

La actividad normal humana genera residuos, los cuales deben ser tratados correctamente antes de su disposición final para evitar impactos ambientales negativos y contaminación que afecta al normal desarrollo del ambiente y de la vida de las comunidades.

Su composición depende del uso al cual fue sometida y se encuentra ligada al comportamiento de la población, su cultura, sus costumbres, el clima, entre otras.

Es importante conocer las características de los líquidos residuales, para brindarle el tratamiento que sea óptimo para su condición y que permita reducir sus contaminantes y componentes, y de esta manera disponerlos correctamente en su descarga final.

3.1.1. Origen de las aguas residuales

Los orígenes son varios, entre ellos se destacan domésticos, agrícolas e industriales. Se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Agua Residual Doméstica: residuos líquidos de zonas residenciales, comerciales o institucionales. Se subdividen en aguas negras y aguas grises. Estas últimas son aguas jabonosas que pueden contener grasas, y provienen de la ducha, piletas de lavado, lavadero, etc. En cambio, las aguas negras son las que transportan heces y orina, que provienen del inodoro.
- Agua Residual Municipal o Urbana: residuos líquidos de un área urbana, incluyendo actividades domésticas e industriales que son transportadas en una red colectora cloacal.
- Agua Residual Industrial: son los líquidos provenientes de procesos productivos industriales o agrícolas.
- Aguas Blancas: son aquellas que proceden de la atmosfera (lluvia, nieve o hielo), del riego o limpieza de calles, parques y lugares públicos. Su evacuación y transporte se puede realizar por separado de las aguas residuales o en el mismo sistema.

3.1.2. Características físicas de las aguas residuales

Se describe a continuación las características físicas comunes en las aguas cloacales.

- Sólidos Totales: es la forma común que en general adopta la materia orgánica. Los sólidos se dividen en suspendidos (SS) y disueltos (SD), y a su vez, pueden ser volátiles (SV) que suelen ser orgánicos; o fijos (SF) que suelen ser inorgánicos. Los sólidos suspendidos también incluyen a los sedimentables (SSed).
- Temperatura: es importante por los efectos sobre la solubilidad del oxígeno y sobre la velocidad en que se realizan las reacciones químicas y físicas. Por ejemplo, altas temperaturas generan un aumento en la DBO y disminución en el oxígeno disuelto.
- Color: es un indicador de calidad deficiente y se clasifica en real o aparente. El real se debe a sustancias disueltas, y el aparente, además, se debe a sustancias en suspensión. Las aguas muy contaminadas e industriales pueden presentar cualquier color. En general, los más frecuentes son el verde por las algas; entre el amarillo y el pardo por acción del hierro y manganeso; parduzco en aguas residuales; negro en aguas sépticas, etc.
- Olores: es causado por los gases que se forman en los procesos de descomposición anaeróbica (sin oxígeno presente). Pueden ser variados, entre ellos se encuentra el olor a moho, el olor a huevo podrido y los variados.
- Turbiedad: es la cantidad de materias en suspensión de distintos tamaños que se encuentra presentes en las aguas antes mencionadas, las cuales limitan el paso de la luz.

3.1.3. Características químicas de las aguas residuales

- **Materia orgánica:** es el parámetro más importante ya que es el que ocasiona el consumo principal del oxígeno disuelto en los cuerpos de agua. Es formada por carbono, hidrogeno, oxigeno, nitrógeno, azufre; las proteínas que son restos de origen vegetal o animal; los carbohidratos que son restos de origen vegetal; aceites y grasas. La forma de realizar las medidas de la cantidad de materia orgánica es a través de DBO, DQO, COT, DTO y DteO.

- **Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO):** es una medida indirecta de la cantidad de materia orgánica en una muestra de agua, que determina el consumo de oxígeno que utilizan los microorganismos para degradar los compuestos biodegradables. Se evalúa analíticamente incubando una muestra con microorganismos por 5 días a 20°C, tiempo después del cual se lee la concentración final de oxígeno y se compara con la inicial. Es denominada DBO₅. También, se hacen pruebas a distintos periodos de tiempo, la más común es a los 20 días, la cual se nombra DBO última, DBO_u o DBO_t.

Para las aguas residuales domésticas, se puede relacionar que la DBO₅ es aproximadamente el 75% de la DBO_u. Es decir, que a los 5 días se logra degradar cerca del 75% de la materia orgánica.

A continuación, se adjuntan los valores típicos de concentración de DBO₅ de los líquidos residuales.

Agua Residual	DBO ₅ (mg/L)
Débil	210
Mediano	350
Concentrado	600

Tabla 1: Concentración de la DBO₅ en aguas residuales.

- **Demanda Química de Oxígeno (DQO):** es una medida indirecta de la cantidad de materia orgánica contenida en una muestra. A diferencia de la DBO, se emplea un oxidante fuerte (dicromato de potasio) en un medio ácido en vez de microorganismos. Para el control de una planta depuradora, se prefiere su utilización ya que su resultado se obtiene en un tiempo estimado de 3 horas y su error es menor que la DBO₅. Pero, no ofrece información de la cantidad de agua residual que es oxidada por las bacterias ni de su velocidad.

- **Carbono Orgánico Total (COT):** Es la cantidad de carbono unido a un compuesto orgánico, es medido por la cantidad de dióxido de carbono que se genera al oxidar la materia orgánica en condiciones especiales.

Se aplica a pequeñas concentraciones de materia orgánica y el ensayo se realiza en poco tiempo. Algunos compuestos orgánicos tienden a no oxidarse pudiendo suceder que el valor medido del COT sea ligeramente inferior a la cantidad real presente en la muestra.

- **Demanda Total de Oxígeno (DTO):** es un método para determinar el contenido orgánico presente en las aguas residuales. Es una medida cuantitativa de todo material oxidable en una muestra de agua residual en donde se mide el agotamiento de oxígeno después de un proceso de combustión a alta temperatura.

- **Demanda Teórica de Oxígeno (DTeO):** es estimada a través de una reacción teórica de oxidación total. Se necesita conocer la composición de las aguas residuales en carbohidratos, proteínas y grasas.

- **Materia inorgánica**

- **pH:** las aguas residuales suelen tener un valor de pH cercano al neutro.

- **Alcalinidad:** mide la cantidad de carbonatos, bicarbonatos e hidróxidos presentes en el agua. Estos iones se neutralizan con elementos como el calcio, magnesio, sodio, potasio, amoníaco, etc. El agua residual suele tener un cierto grado de alcalinidad, cuyo origen es el agua de suministro y el aporte por las sustancias de uso doméstico.

- **Cloruros:** es un indicador indirecto de la contaminación fecal, pero también están presentes debido al uso de sustancias ablandadoras en los tratamientos del agua de abastecimiento, por lo que su primer uso pierde valor.

- **Nitrógeno:** esencial para el crecimiento de microorganismos y plantas. También el nitrógeno es un contribuyente especial para el agotamiento del oxígeno y la eutrofización de las aguas receptoras, cuando se encuentra en altas concentraciones. Estas altas concentraciones pueden ser resultado de la fertilización en la agricultura, mediante fertilizantes artificiales y abonos animales.

- **Fósforo:** esencial para el crecimiento de los organismos y es responsable de la producción de procesos de eutrofización.

- **Compuestos tóxicos:** algunos componentes de las aguas residuales son muy tóxicos para los organismos y microorganismos. Si se hace un vertido indiscriminado sobre masas de agua receptoras, pueden destruir la biota acuática o acumularse en ella, afectando a la cadena alimentaria y pudiendo llegar al hombre.

- **Gases:** Los gases que se encuentran más frecuentemente en la composición de las aguas residuales son nitrógeno, oxígeno, anhídrido carbónico, ácido sulfhídrico, amoníaco y metano. Los tres primeros se encuentran en todas las aguas expuestas al aire, ya que son gases comunes en la atmósfera. El resto son resultado de la descomposición de la materia orgánica. Dentro de estos gases, los más importantes son:

Oxígeno Disuelto (OD): las aguas no contaminadas se encuentran saturadas de oxígeno, por causa de la aireación, vegetación y la temperatura. Esta última, ocasiona una variación del oxígeno.

La cantidad de oxígeno disuelto es un indicador de la capacidad de autodepuración y de la salud del cuerpo hídrico y es recomendable que su valor sea superior a los 4 mg/L. A medida que aumenta la contaminación, disminuye el oxígeno y las especies que habitan en el lecho se ven perjudicadas.

Metano: es el principal subproducto de la degradación anaerobia de la materia orgánica de las aguas residuales. Es un hidrocarburo incoloro, inodoro y de gran valor como combustible. Aunque no suele encontrarse en grandes niveles, debido a que cantidades muy pequeñas de oxígeno impiden su formación, es necesario tener precaución ante el

gran peligro de explosión que supone su alta combustibilidad. En aquellos lugares de las conducciones y alcantarillas donde pueda producirse, es necesaria una ventilación adecuada.

Sulfuro de hidrógeno: se forma por descomposición anaerobia de la materia orgánica azufrada, o por reducción de sulfatos y sulfitos minerales. Es un gas incoloro, inflamable, con un olor característico muy desagradable.

Si el agua residual contiene hierro, se combina con él, dando sulfuro de hierro que origina un color negro en el agua.

3.1.4. Características biológicas de las aguas residuales

Las aguas residuales están formadas por una gran cantidad de organismos. Los cuales, se ven influenciados por la temperatura y el pH. Algunos de esos organismos son descriptos a continuación:

- Bacterias: son los principales responsables de la degradación y estabilización de la materia orgánica contenida en las aguas residuales. Su crecimiento óptimo ocurre a pH entre 6,5, y 7,5. Algunas de las bacterias son patógenas, como la *Escherichia coli*, indicador de contaminación de origen fecal.
- Hongos: predominan en las aguas residuales de tipo industrial debido que resisten muy bien valores de pH bajos y la escasez de nutrientes.
- Algas
- Virus

3.1.5. Contaminación de cursos de agua

Una de las contaminaciones típicas es la que se ocasiona sobre los cursos hídricos. Los ríos y lagos tienen capacidad de autodepuración o de asimilación del agua, la cual se aplica para descargas muy pequeñas, situación que en la actualidad no se produce ya que se excede la cantidad de vertido y los ríos no pueden exceder su capacidad ya que son limitadas.

Las aguas servidas son depositadas en general, sobre cursos hídricos sin ningún tratamiento previo. Esto implica que se adicione a los cursos de agua formas de energía, carga orgánica, nutrientes, agentes patógenos, entre otros, relacionados con los residuos de tareas agrícolas, industriales, etc. Los cuales afectan de forma inmediata y progresiva a los entornos, comenzando con la disminución de biodiversidad. A su vez, se presentan limitaciones en los usos del recurso como ser consumo humano, agrícola, recreativo.

El vertido de compuestos inorgánicos como ser el nitrógeno y el fósforo, implica la inyección de nutrientes al curso de agua que tiene como función la alimentación de algas y de microorganismos causantes de la eutrofización de los mismos y del consumo del oxígeno disuelto, disminuyendo así, la flora y fauna que reside y reemplazándola por parásitos.

3.2. PERIODO DE DISEÑO

Se denomina periodo de diseño al tiempo (en años) durante el cual una obra, por la cobertura del servicio y la capacidad de cada una de sus instalaciones, cumple satisfactoriamente las funciones para la cual fue proyectada. Se cuenta a partir del año de habilitación o del año inicial de la explotación.

Existen momentos en que no todo el proyecto tiene el mismo periodo de diseño, esto se debe a que existen factores que lo condicionan como ser la facilidad con que la obra puede ser ampliada, la disponibilidad de financiamiento, entre otros.

El tiempo determinado debe ser el que mejor se adapte a las características de la obra y la función que cumple, no es conveniente que se alargue ya que implica dimensionarla para una población futura mayor y tendrá una capacidad ociosa por mayor tiempo, lo que encarece el proyecto. Por el contrario, un tiempo corto, da como resultado proyectos que superan su capacidad rápidamente y requieren de nuevos aportes para su ampliación.

Como se puede apreciar en la *Figura 2*, el mismo comienza a partir del momento de la habilitación del servicio público de la obra, es decir el año inicial de operaciones. Se debe considerar también el tiempo anterior, denominado periodo de ejecución del proyecto y construcción de la obra (n_0), el cual requiere de las decisiones políticas de iniciar el estudio, la planificación y el desarrollo de la obra, el tiempo destinado al diseño, licitaciones y ejecución del proyecto.

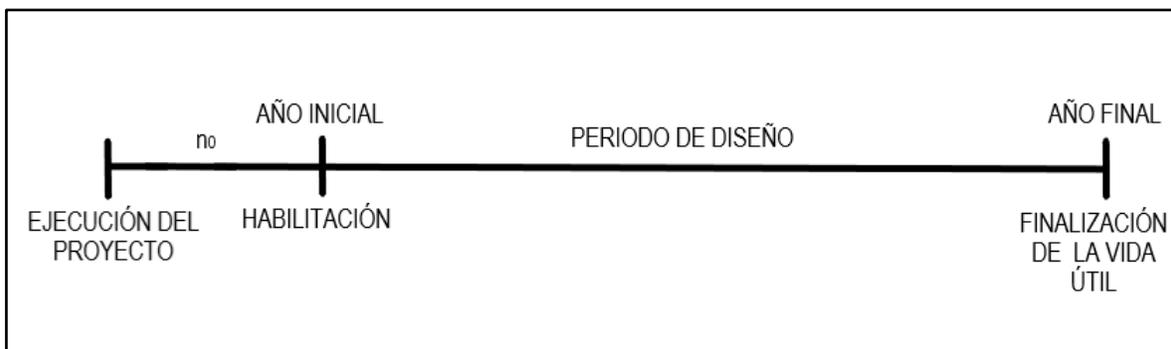


Figura 2: Periodo de diseño. Fuente: Elaboración propia.

Se tomarán como periodos de diseño los valores adoptados por el ENOHSA, en donde se computa a partir de la fecha de habilitación al servicio público de la obra:

- Partes de la obra de difícil ampliación (obras civiles): 20 años
- Partes de la obra de sencilla ampliación (equipos e instalaciones electromecánicas): 10 años.

Los anteriores son válidos para proyectos de recolección, conducción, tratamiento y disposición final de efluentes a través de la red cloacal.

3.3. POBLACIÓN

Es necesario conocer el número de personas totales que serán beneficiadas por la ejecución de las obras y su correspondiente vida útil. Para esto, ese requiere estimar el crecimiento de la misma a través de diferentes métodos para poder comparar y seleccionar el resultado que más se adapte a esa localidad.

El crecimiento demográfico de una localidad en un período determinado es consecuencia de la acción conjunta de procesos, entre ellos el crecimiento vegetativo y el movimiento migratorio. El primero hace referencia a la diferencia entre los nacimientos y las defunciones. En cambio, el movimiento migratorio tiene en cuenta la entrada y salida de personas. Ambos se consideran en el período de tiempo estudiado.

El período de proyección tiene en cuenta el periodo de diseño elegido de vida útil de las instalaciones que integran a la totalidad obra. Se considera que el mismo inicia en el momento en que se habilita dicha obra y se comienzan a percibir los beneficios para la cual fue construida.

La norma ENOHTSA propone la utilización de diferentes métodos de proyección, siempre y cuando la población inicial no supere los 30000 habitantes. A su vez, se requiere de datos de población de los últimos tres censos oficiales. En este informe, se desarrollan la estimación por tres métodos distintos. A continuación, se detallan los conceptos básicos:

3.3.1. Tasas de crecimiento medio anual decrecientes (Geométrico)

La proyección consiste en subdividir el periodo de diseño en dos subperiodos y se aplica tasas diferentes para cada uno de ellos. Lo que se busca con esto, es conseguir demostrar la desaceleración que caracteriza el comportamiento demográfico de las localidades que atraviesan por periodos de crecimiento explosivo.

Se calcula la población inicial de diseño P_1 a partir del último censo P_0 , la final P_1 del primer subperiodo y la final del segundo subperiodo $P_2 = F_n$ = población de diseño de periodo de n años.

La tasa de crecimiento medio anual inicial i_1 corresponde a la variación de la población durante el penúltimo periodo intercensal (1991-2001)

Ecuación 1

$$i_1 = \sqrt[N_1]{\frac{P_2}{P_1}} - 1$$

En donde: P_1 es la población correspondiente al antepenúltimo censo; P_2 hace referencia a la población correspondiente al penúltimo censo; N_1 son la cantidad de años entre el antepenúltimo y penúltimo censo.

La tasa de crecimiento medio anual inicial i_{II} corresponde a la variación de la población durante el último periodo intercensal 2001-2010

Ecuación 2

$$i_{II} = \sqrt[N_2]{\frac{P_3}{P_2}} - 1 = i_1$$

Los términos antes mencionados se refieren: P_2 es la población correspondiente al penúltimo censo; P_3 hace referencia a la población correspondiente al último censo; N_2 son la cantidad de años entre el penúltimo y último censo.

Para el intervalo comprendido entre el último censo y el año inicial del periodo de diseño, así como el primer subperiodo, se efectúa la proyección con la tasa media anual del último periodo intercensal ($i_1=i_{II}$).

La tasa media anual de proyección para el segundo subperiodo, se determina comparando el promedio de las tasas históricas:

Ecuación 3

$$i_2 = \frac{i_I + i_{II}}{2}$$

Luego, se procede a comparar las tasas i_1 con i_2 :

- Si $i_2 \geq i_1$: se toma como tasa de crecimiento para la proyección del segundo subperiodo la tasa i_1 ,
- Si $i_2 < i_1$: se toma como tasa de crecimiento para la proyección el valor de i_2 .

Luego, se puede lograr la obtención de las poblaciones estimadas aplicando la *Ecuación 4* en los diferentes subperiodos, a través de la utilización de distintas tasas.

Ecuación 4

$$P_n = P_0 * (1 + i_1)^n$$

Se detalla cada termino componente de la ecuación anterior: P_n es la población en el año n ; P_0 hace referencia a la población correspondiente al último censo; i es la tasa de crecimiento anual intercensal; n , como se ha mencionado anteriormente, es la cantidad de años entre el año del último censo y el año en el que se realiza el estudio.

3.3.2. Método Relación-Tendencia

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

En primer lugar, se estima el crecimiento poblacional a nivel nacional, para luego conocerlo a nivel provincial. A partir de esta información, se determina la evolución de la localidad en estudio.

Para conocer la población del país se parte de los últimos tres Censos Nacionales que confecciona el INDEC. También se requiere de las estimaciones y proyecciones que el mismo realiza.

A nivel de la provincia, se requiere de los datos censales que corresponden a los últimos tres censos realizados.

Se realiza el cálculo de las relaciones de un mismo año entre la población de la provincia respecto a la del país. Se obtienen tres ecuaciones, una por cada uno de los últimos tres censos.

Ecuación 5

$$R_1 = \frac{P_1}{PT_1}; R_2 = \frac{P_2}{PT_2}; R_3 = \frac{P_3}{PT_3}$$

Siendo P_1 , P_2 y P_3 la población de la Provincia correspondiente al antepenúltimo, penúltimo y último censo respectivamente. Asimismo, PT_1 , PT_2 y PT_3 es la población del País referidos a los censos antes mencionados.

El siguiente paso, es calcular el logaritmo de cada una de las relaciones. Se procede luego, a realizar las diferencias entre ellos, lo que permite determinar los incrementos de los mismos.

Ecuación 6

$$I_1 = \text{Log}R_2 - \text{Log}R_1; I_2 = \text{Log}R_3 - \text{Log}R_2$$

Con los incrementos resultantes se proyecta la relación entre la Provincia y el País, la cual se denomina peso relativo. Por ejemplo, R_4 se considera para el año inicial del periodo de diseño. Se ejecuta el mismo procedimiento para el año del primer subperiodo y para el último subperiodo.

Ecuación 7

$$\text{Log}R_4 = \text{Log}R_3 + \frac{(I_1 \cdot C_{10}) + (I_2 \cdot C_{20})}{C_{10} + C_{20}}$$

Es necesario conocer los coeficientes de ponderación, los cuales se fijan calculando la inversa del tiempo transcurrido entre el punto medio del periodo observado y el punto medio del periodo proyectado.

Se comienza explicando que representa cada parámetro A_i y B_i .

- A_1 : año en que se realizó el antepenúltimo censo nacional,
- A_2 : año en que se realizó el anteúltimo 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 subperiodo de diseño,
- B_2 : año final del período de diseño.

Por lo anterior, se definen los periodos intercensales como:

- $N_1 = A_2 - A_1$: primer periodo intercensal
- $N_2 = A_3 - A_2$: segundo periodo intercensal
- $n_0 = B_0 - A_3$: periodo del último censo hasta el año inicial
- $n_1 = B_1 - B_0$: primer subperíodo de diseño
- $n_2 = B_2 - B_1$: segundo subperíodo de diseño

Con los valores mencionados y utilizando las fórmulas propuestas en las normas de diseño, se obtienen los siguientes coeficientes de ponderación indicados en las ecuaciones:

Ecuación 8

$$C10 = \frac{1}{\left(A2 + \frac{n0}{2}\right) - \left(A1 + \frac{N1}{2}\right)}$$

$$C11 = \frac{1}{\left(B0 + \frac{n1}{2}\right) - \left(A1 + \frac{N1}{2}\right)}$$

$$C12 = \frac{1}{\left(B1 + \frac{n2}{2}\right) - \left(A1 + \frac{N1}{2}\right)}$$

$$C20 = \frac{1}{\left(A3 + \frac{n0}{2}\right) - \left(A2 + \frac{N2}{2}\right)}$$

$$C21 = \frac{1}{\left(B0 + \frac{n1}{2}\right) - \left(A2 + \frac{N2}{2}\right)}$$

$$C22 = \frac{1}{\left(B1 + \frac{n2}{2}\right) - \left(A2 + \frac{N2}{2}\right)}$$

Una vez que se conoce el valor de los pesos relativos R_4 , R_5 , R_6 a partir de la *Ecuación 7*, se multiplica por la población total del país en los años considerados (P_{pn}), lo que permite obtener la población de la Provincia (P_n).

Ecuación 9

$$P_n = P_{pn} * R_n$$

De la misma manera que el procedimiento anterior, se procede para la estimación de la población de la localidad, pero a través de la relación entre la población de la Provincia y la de la localidad de los últimos tres censos.

Se realiza el cálculo de las relaciones de un mismo año entre la población de la localidad respecto a la de la provincia. Se obtienen tres ecuaciones, una por cada uno de los últimos tres censos.

Ecuación 10

$$L_1 = \frac{pL_1}{P_1}; L_2 = \frac{pL_2}{P_2}; L_3 = \frac{pL_3}{P_3}$$

Siendo P_1 , P_2 y P_3 la población de la Provincia correspondiente al antepenúltimo, penúltimo y último censo respectivamente. Asimismo, pL_1 , pL_2 y pL_3 es la población de la localidad referidos a los censos antes mencionados.

El siguiente paso, es calcular el logaritmo de cada una de las relaciones. Se procede luego, a realizar las diferencias entre ellos, lo que permite determinar los incrementos de los mismos.

Ecuación 11

$$I'_1 = \text{Log}L_2 - \text{Log}L_1; I'_2 = \text{Log}L_3 - \text{Log}L_2$$

Con los incrementos resultantes se proyecta la relación entre la Localidad y la Provincia, la cual se denomina peso relativo. Por ejemplo, L_4 se considera para el año inicial del periodo de diseño. Se ejecuta el mismo procedimiento para el año del primer subperiodo y para el último subperiodo.

Ecuación 12

$$\text{Log}L_4 = \text{Log}L_3 + \frac{(I'1 * C10) + (I'2 * C20)}{C10 + C20}$$

Una vez que se conoce el valor de los pesos relativos L_4, L_5, L_6 a partir de la *Ecuación 10*, se multiplica por la población total de la provincia en los años considerados (P_{pn}), lo que permite obtener la población de la localidad (P_n).

Ecuación 13

$$P_n = P_{pn} * R_n$$

3.3.3. Técnica de los Incrementos Relativos

Se fundamenta en la determinación de la proporción del crecimiento absoluto de la población de un área mayor que ha correspondido a la población de cada área menor que la compone, en un determinado período de tiempo. Cuando el crecimiento demográfico de las áreas mayores no presenta cambios significativos, el procedimiento supone para el largo plazo una disminución de las diferencias en los ritmos de crecimiento poblacional de las áreas menores (INDEC, 1996).

La aplicación de este método requiere disponer de la proyección de la población del área mayor para el período que se va a estimar, y la población de cada una de las áreas menores en los dos últimos censos. Para la estimación de la población total de cada área se acepta que (INDEC, 1996):

Ecuación 14

$$P_i^t = a_i * P_T^t + b_i$$

Donde P_i^t es la población del área menor i en el año t ; P_T^t hace referencia a la población del área mayor T 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:

Ecuación 15

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

$$b_i = \frac{P_i^1 + P_i^0 - \frac{P_i}{P_T} * (P_i + P_0)}{2}$$

Cuando se estima la totalidad de las poblaciones de las áreas menores, se tiene que: $\sum a_i = 1$ y $\sum b_i = 0$.

3.3.4. Selección del método a utilizar

Existen ventajas y desventajas de utilizar los distintos métodos propuestos, dependiendo de la complejidad de su uso, la cantidad de información que se requiere y los errores que pueden traer aparejada su aplicación.

La ventaja que comparten los métodos seleccionados es que la única información que se requiere son los datos de la población de los últimos tres censos.

El método de las tasas medias anuales decrecientes, que es parte de los métodos matemáticos, permite controlar el riesgo de sobreestimación implícito en la ley de crecimientos geométricos.

El método de Relación-Tendencia forma parte de los métodos de correlación, y sus resultados son ajustados, dado que el crecimiento de la localidad se compatibiliza con el crecimiento de la provincia y con el crecimiento de su país en conjunto.

3.4. CAUDALES

Los caudales que son volcados en el sistema de redes cloacales están ligados a los consumos de agua potable que utiliza la localidad. Pero, se debe considerar que los usuarios no destinan el 100% del agua potable a la red cloacal ya que parte de esta, es usada para el consumo, lavado de vehículos y patios, entre otros.

Además, en los sistemas colectores a gravedad existe una diferencia entre los tiempos de tránsito del líquido cloacal según los distintos puntos de vuelco y la descarga final en la planta, lo que puede distorsionar la curva horaria de caudales de descarga final respecto de la curva horaria de consumos de agua, atenuando los picos. Este efecto se acentúa mientras más extensa es la red colectora.

Esto obliga a que se utilicen coeficientes empíricos extraídos del relevamiento de servicios en funcionamiento, que permiten estimar la fracción del agua consumida que se volcará a la red y la atenuación de los máximos y mínimos de la curva horaria de caudales que llegan a la descarga final.

3.4.1. Caudales característicos

En el siguiente apartado, se detallan los distintos caudales característicos.

En la *Figura 3*, se aprecia la variación típica de caudales volcados diariamente a un sistema cloacal durante todo un año. El promedio anual de esos caudales diarios se denomina Caudal Medio Diario Anual (Q_C). Q_C indica el caudal promedio de líquido cloacal volcado durante un año, pero no brinda información sobre la variación de los caudales diarios a lo largo de ese año. Por ese motivo, es necesario identificar los caudales diarios máximos (Q_D) y mínimos diarios del año (Q_B).

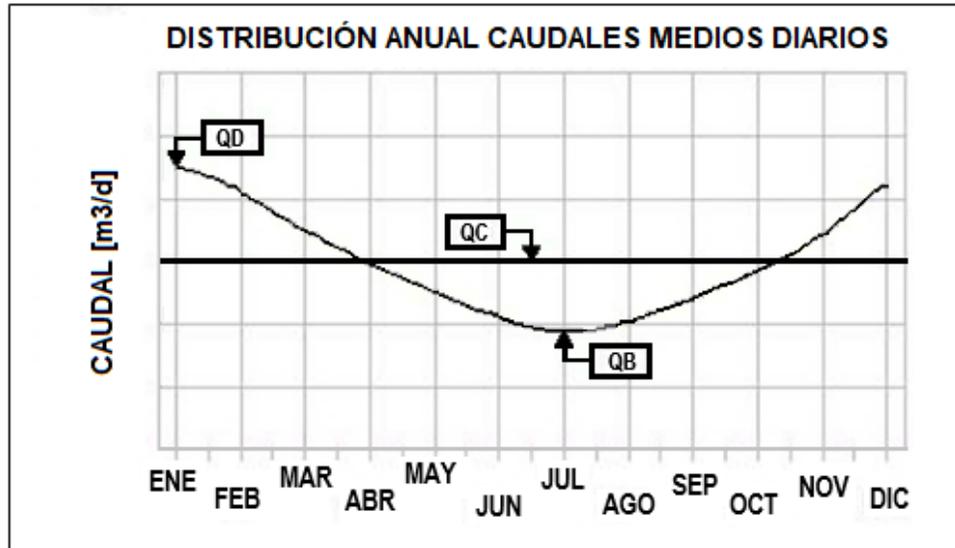


Figura 3: Variación de los caudales volcados en el sistema cloacal durante un año. Fuente: Extraída de Consejo Federal de Agua Potable y Saneamiento, Fundamentación de Norma, Volumen I.

A su vez los caudales antes mencionados representan volúmenes volcados en un tiempo de 24 horas, pero no brindan información sobre la variación de los caudales horarios durante ese periodo. Por lo tanto, en la *Figura 4* se identifica el Caudal Máximo Horario (Q_E) que se vuelca durante el día en que se produce el Caudal Máximo Diario (Q_D). El caudal horario Q_E se considera el máximo absoluto de ese año. Q_D representa en caudal promedio diario del caudal horario.

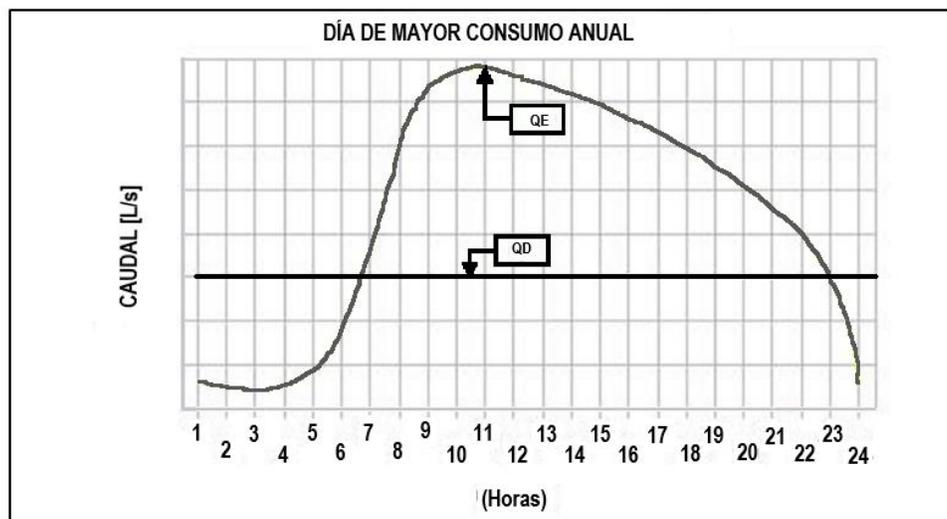


Figura 4: Variación de los caudales volcados en el sistema cloacal durante el día de mayor consumo. Fuente: Extraída de Consejo Federal de Agua Potable y Saneamiento, Fundamentación de Norma, Volumen I.

El Caudal Horario Mínimo Absoluto de ese año será el Caudal Mínimo Horario (Q_A) que se vuelca durante el día en que se produce el Caudal Mínimo Diario (Q_B). Es decir que el caudal Q_B representa el caudal promedio diario del caudal horario. Esto se observa en la *Figura 5*.

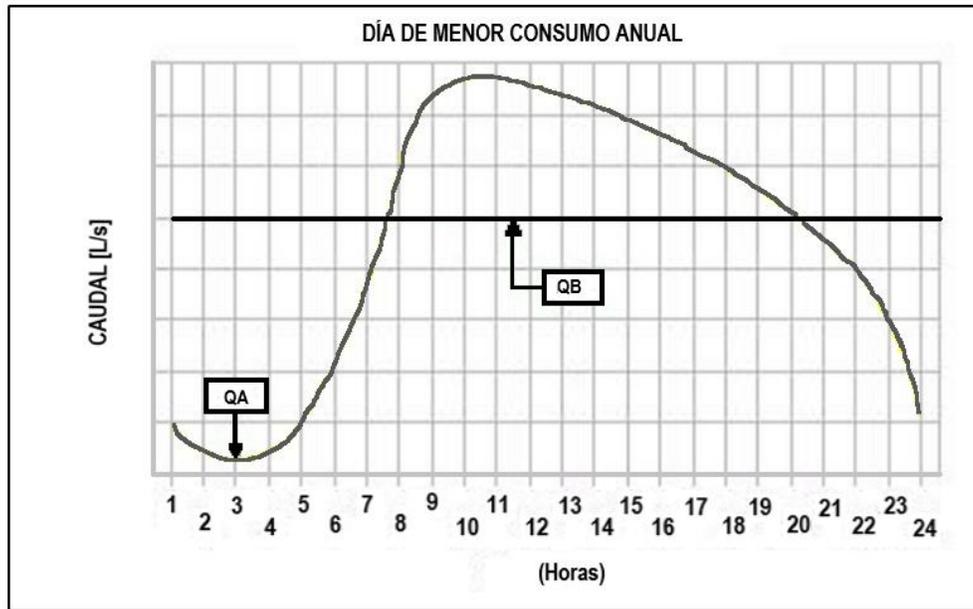


Figura 5: Variación de los caudales volcados en el sistema cloacal durante el día de menor consumo. Fuente: Extraída de Consejo Federal de Agua Potable y Saneamiento, *Fundamentación de Norma, Volumen I*.

Resumiendo, en un sistema de redes cloacales se definen cinco caudales característicos para cada año del periodo de diseño. Para el año n será:

- Q_{An} : caudal mínimo horario
- Q_{Bn} : caudal mínimo diario
- Q_{Cn} : caudal medio diario
- Q_{Dn} : caudal máximo diario
- Q_{En} : caudal máximo horario

A partir de la *Tabla 2*, podemos comparar para que resulta útil conocer los distintos tipos de caudales en todo el periodo de diseño. Algunas de las funciones más importantes son:

- El caudal medio diario (Q_C) resulta útil para calcular parámetros asimilables a ese periodo, como ser consumos de energía, productos químicos, costos operativos, etc.
- Los caudales máximos diarios (Q_D) permiten definir la capacidad de las estaciones de bombeo y de todas las unidades donde existan volúmenes que puedan regular el efecto de los caudales máximos horarios. Los anteriores Q_E , establecen las dimensiones de todas aquellas conducciones y unidades no vinculadas a volúmenes de regulación.
- Los caudales mínimos diarios y horarios permiten verificar condiciones de autolimpieza y de no sedimentación en conducciones y unidades de tratamiento.

Periodo	mínimo del día de menor consumo	mínimo diario anual	medio diario anual	máximo diario anual	máximo del día de mayor consumo
	QA	QB	QC	QD	QE
INICIAL (0)	Verificaciones especiales optativas	Verificación: Estación de bombeo, unidades de plantas, autolimpieza colectoras	Costos operativos. Verificación colectoras	...	Verificación Estación de Bombeo
10 AÑOS (10)	Verificaciones especiales optativas	Verificación Estación de Bombeo	Costos operativos. 1° etapa Planta con Lagunas	1° etapa Plantas de Tratamiento (salvo laguna)	Verificación h/D colectoras. Estación de bombeo (1° etapa)
FINAL (20)	Verificaciones especiales optativas	Verificación Estación de Bombeo	Costos operativos. Plantas con Lagunas	Plantas de Tratamiento (salvo laguna). Estación de Bombeo. Verificación de algunas unidades de tratamiento	Capacidad colectoras. Estación de Bombeo. Verificación de algunas unidades de tratamiento

Tabla 2: Aplicaciones habituales para los caudales a lo largo del periodo de diseño. Extraído de Consejo Federal de Agua Potable y Saneamiento, *Fundamentación de Norma, Volumen I.*

3.4.2. Vuelco Medio Diario Per Cápita

Se define como el promedio anual de los caudales diarios volcados por cada habitante servido durante los días del año.

El coeficiente de retorno de agua a cloaca puede variar entre 0,6 y 0,9. En la República Argentina se adopta 0,8; es decir que se contempla que solo el 80% del agua potable utilizada se desecha, ya que el porcentaje restante se utiliza para consumo, riego, aseos de distintos tipos, entre otros. Existe la posibilidad de adoptar otros valores según el criterio del proyectista, de acuerdo a las características de la localidad.

Es válido considerar como constante el coeficiente de retorno de agua durante el periodo de diseño.

3.4.3. Dotación Media de agua

La dotación media de agua sobre la cual se aplica el coeficiente de retorno antes mencionado debe representar el comportamiento de la ciudad.

En caso de no existir registros confiables de mediciones realizadas del consumo de agua potable, es conveniente utilizar las dotaciones establecidas por las Normas de agua potable.

3.4.4. Coeficientes de caudal

Los caudales característicos se obtienen a partir del caudal medio Q_c , aplicando diferentes coeficientes de caudal.

- Coeficiente máximo diario: define el máximo apartamiento posible a lo largo de un día, respecto al caudal promedio anual. Por ejemplo, en un sistema de agua potable, define la relación entre consumos de verano y consumos medios del año.

Ecuación 16

$$\alpha_1 = \frac{Q_D}{Q_c}$$

- Coeficiente máximo horario: está definido por el tamaño de la localidad y la uniformidad en el horario de sus actividades. También se aplica para vuelcos de grandes usuarios con consumos instantáneos elevados.

Ecuación 17

$$\alpha_2 = \frac{Q_E}{Q_D}$$

- Coeficiente total de máximo horario

Ecuación 18

$$\alpha = \alpha_1 * \alpha_2$$

- Coeficiente mínimo diario: se encuentra influenciado por la amplitud térmica de la localidad y por el nivel de pérdidas de agua que se acepten en las instalaciones internas de los usuarios.

Ecuación 19

$$\beta_1 = \frac{Q_B}{Q_c}$$

- Coeficiente mínimo horario: suele ocurrir durante la noche, y depende fundamentalmente de las pérdidas en las instalaciones de los usuarios.

Ecuación 20

$$\beta_2 = \frac{Q_A}{Q_B}$$

- Coeficiente total de mínimo horario

Ecuación 21

$$\beta = \beta_1 * \beta_2$$

La norma fija un rango de valores para que el proyectista pueda adoptar. En la *Tabla 3* se muestran los valores:

Población Servida	α_1	α_2	α	β_1	β_2	β
$500 \text{ h} \leq P_s \leq 3000 \text{ h}$	1,40	1,90	2,66	0,60	0,50	0,30
$3000 \text{ h} < P_s \leq 15000 \text{ h}$	1,40	1,70	2,38	0,70	0,50	0,35
$15000 \text{ h} < P_s \leq 30000 \text{ h}$	1,30	1,50	1,95	0,70	0,60	0,42

Tabla 3: Valores recomendados para las normas CoFAPyS para los coeficientes de caudal. Extraído de Consejo Federal de Agua Potable y Saneamiento, Fundamentación de Norma, Volumen I.

3.4.5. Caudales de diseño

Los caudales característicos están definidos por diferentes aportes. Se tienen en cuenta los caudales originados en el vuelco de los usuarios domésticos y de pequeñas industrias (Q_{Cn}); los caudales debidos a la infiltración en las cañerías y cámaras, de aguas subterráneas principalmente freáticas a través de fisuras presentes y juntas mal ejecutadas, salvo que se demuestre la inexistencia de los mismos (I_n); y las descargas singulares de los grandes usuarios que se consideran descargas concentradas ($\sum Q_{SCn}$).

Es decir, que el caudal medio diario (Q_{Cn}) [m^3/s] que se descarga en la cloaca máxima para un año determinado n , se expresa en la *Ecuación 22*.

Ecuación 22

$$Q_{Cn} = Q'_{Cn} + I_n + \sum Q_{SCn}$$

Para el cálculo del Caudal Medio Diario debido al vuelco de usuarios domésticos y a las pequeñas industrias se utiliza:

Ecuación 23

$$Q'_{Cn} = P_{sn} * \emptyset * \text{dotación media de agua}_n$$

Siendo P_{sn} la población servida de cloacas para el año n ; \emptyset es el coeficiente de retorno de agua y, por último, se requiere de la dotación media de agua para el año n , cuya unidad de medición es [$\text{m}^3/\text{habitantes} \cdot \text{día}$].

Los caudales de diseño de las aguas servidas se determinan teniendo en cuenta la dotación por habitante, la población a la que va a servir en un periodo de diseño, las pérdidas y la variación horaria y estacional de la demanda, tal como se lo expresa en la siguiente ecuación:

Ecuación 24

$$Qt = Dot * pob * 0,8 * \alpha$$

3.4.6. Caudal mínimo de Autolimpieza

En diversas partes del sistema cloacal existe el riesgo de sedimentación de sólidos, que pueden ocasionar progresivamente obstrucciones de las cañerías. Por lo que se requiere de caudales mínimos para evitar esta problemática.

Un criterio conservador conlleva que, en ningún momento del periodo de diseño, los caudales reales sean inferiores a los caudales de autolimpieza. Pero, la gran diferencia existente entre los caudales Q_{E20} y Q_{A0} , genera la presencia de grandes tapadas y pendientes altas, por lo que se requiere de estaciones de bombeo frecuentes.

Se debe asegurar que exista por lo menos una hora del día donde los caudales sean suficientes para arrastrar los sedimentos que pudieron ser depositados durante el resto de la jornada. Este caudal se denomina caudal mínimo de autolimpieza que representa el máximo horario del día de menor caudal del año inicial.

Ecuación 25

$$Q_{L0} = \alpha_2 * Q_{B0}$$

Siendo Q_{L0} el caudal mínimo de autolimpieza; α_2 es el coeficiente máximo horario; Q_{B0} es el caudal mínimo diario anual en el año 0 del periodo de diseño.

3.5. REDES COLECTORAS

En este capítulo se desarrolla el escurrimiento de las aguas cloacales, lo que incluye el líquido propiamente mencionado y materiales flotantes, suspendidos y disueltos, lo más eficiente, económico y rápido posible hasta su destino final.

Las redes de desagües cloacales tradicionales o convencionales conforman un conjunto de conducto ramificados. Los mismos se diseñan a superficie libre, es decir que se requiere una parte de la sección del conducto disponible para posibilitar la circulación de aire que permite el escape de los gases provenientes del líquido. Se debe posibilitar la circulación en la parte superior de la conducción a través de circuitos previstos entre las bocas de registros y ventilaciones del sistema domiciliario. Lo antes indicado permite el escape a la atmosfera de gases nocivos.

En resumen, el objetivo fundamental de la red de colectoras es la de transportar los líquidos con las sustancias que lo integran, lo más rápidamente posible a su destino final. Por lo que de este concepto se deduce que el sistema no sólo debe proyectarse para evacuar eficientemente el caudal de diseño, sino que además debe preverse el arrastre de material sólido minimizando la posibilidad del mismo de sedimentar.

Se debe garantizar en los conductos cloacales determinadas pendientes para que no se depositen los sólidos. Siempre se debe tratar de seguir la pendiente natural del terreno, de esa forma se minimizan las excavaciones y estas deben ser compatibles con las velocidades mínimas y máximas.

Existen dos tipos de conducciones, las principales o colectoras y las secundarias. Las últimas, sirven áreas menores y reciben las conexiones domiciliarias. En cambio, las

principales son las que reciben las conexiones secundarias como afluente y sirven áreas mayores. Cabe destacar, que una conducción de hasta 300 mm y una profundidad no superior a 3,00 m puede recibir conexiones domiciliarias.

Es fundamental el estudio y comprensión de la planta urbana con sus respectivos puntos planialtimétricos, los cuales permiten distinguir entre las líneas divisorias de agua y los puntos bajos. Por lo que el área a servir, se divide en cuencas y se analizan los puntos por donde se desaguan los afluentes.

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.

Como la sedimentación de material sólido es difícil de evitar, en especial en las colectoras que reciben pocas conexiones (lo que se da habitualmente al comienzo del periodo de diseño) deberán preverse los accesos que posibiliten las eventuales desobstrucciones.

3.5.1. Trazado de la Red

El trazado de las redes depende de varios factores, entre los cuales se puede mencionar el sistema de desagüe, el trazado de la red vial, las instalaciones de otros servicios tanto públicos como privados y la topografía del área.

Las colectoras deben proyectarse en tramos rectos entre accesos a las mismas. Solo se admiten pequeñas curvaturas cuando las colectoras tienen juntas elásticas.

Las colectoras deben seguir en lo posible, la tendencia de escurrimiento natural de las aguas superficiales. Por lo que es indispensable plantear varias alternativas y seleccionar la mejor solución.

En el trazado se debe priorizar la menor profundización de las cañerías en el terreno. Además, se debe minimizar el número de accesos a la red y su instalación es preferente que ocurra en las veredas, al igual que las redes.

3.5.2. Pendientes

La pendiente mínima garantiza que en los conductos cloacales el líquido residual escurra y no se depositen los sólidos. Por lo que se adopta para una cañería de diámetro 160 mm, una pendiente igual a 0,00300 m/m (3,00 ‰).

Lo mismo ocurre con la elección de la pendiente máxima, ya que la misma se define en función de la velocidad máxima y del diámetro de cada cañería. Ya que, en pendientes pronunciadas, el líquido escurre y el sólido queda depositado.

3.5.3. Bocas de Registro

Es necesario acceder a las redes para realizar inspecciones y para llevar a cabo desobstrucciones de las cañerías que se producen durante la etapa de operación. Esta acción se realiza mediante las bocas de registros. Las mismas se instalan en las esquinas

o cada 140 m, cambios de dirección o pendiente, unión entre colectoras, cambios de materiales o diámetros de la cañería, etc.

Se construyen de hormigón premoldeado o moldeado in situ, con tapa de hierro fundido o de hormigón armado que sea resistente para las condiciones de instalación prevista, ya sea por calzada o vereda. El fondo de las mismas se dispone en forma de canales (cojinetes) de sección y pendiente adecuadas según las cañerías a empalmar. La altura del cojinete se adopta 1/2 del diámetro.

3.5.4. Profundidades y Tapadas

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

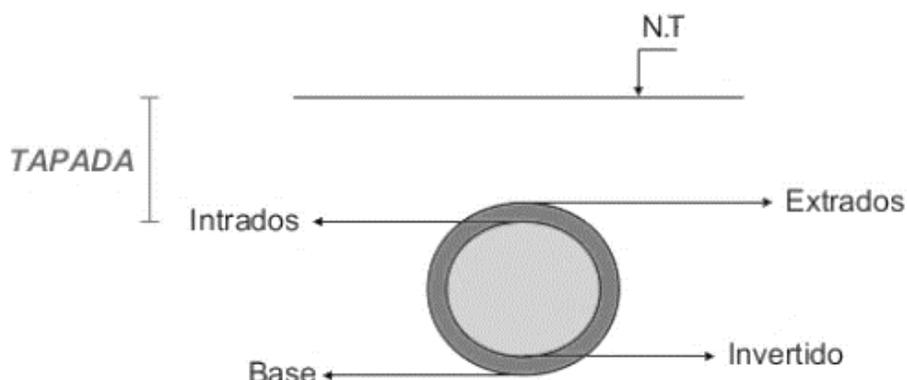


Figura 6: Definición de tapada. Fuente: <https://es.slideshare.net>

Cuando las colectoras se localizan sobre las calzadas se adoptan tapadas mínimas de 1,00 m y de 0,80 m sobre veredas. La tapada máxima para conexión domiciliaria se limita en 3,00 metros.

El valor máximo de las tapadas se determina por la imposibilidad o la poca comodidad de hacer las instalaciones domiciliarias a elevadas profundidades, también por las condiciones del terreno, el material constitutivo del caño, los costos de excavación, y en algunos casos uno de los condicionantes es la profundidad del nivel freático. Superado el valor máximo se debería realizar la conexión a colectoras subsidiarias.

3.5.5. Materiales de los caños

El material usado en la actualidad en este tipo de obras es el PVC (Policloruro de Vinilo) por sus beneficios y facilidad de manejo.

3.5.6. Ancho de Zanja

El ancho de zanja se mide a la altura del extradós del caño. Se recomienda como mínimo en función del diámetro exterior del caño:

D _{ext}	B
110 mm	0,50 m
160 mm	0,50 m
200 mm	0,55 m
250 mm	0,60 m
315 mm	0,65 m
355 mm	0,70 m
400 mm	0,75 m

Figura 7: Tabla del ancho mínimo de zanja según el diámetro externo de la cañería. Extraído de Consejo Federal de Agua Potable y Saneamiento, *Fundamentación de Norma, Volumen I*.

Los anchos mencionados, son necesarios para permitir la ejecución de una adecuada compactación.

3.5.7. Calculo hidráulico y convencional

Es necesario calcular el gasto hectométrico, para el cual se necesita conocer el caudal de diseño y la longitud de la red. El mismo se calcula:

Ecuación 26

$$Q_{Hm} \left(\frac{l}{s \cdot Hm} \right) = \frac{Q_t}{L_{red}}$$

De la ecuación anterior, Q_t : Caudal máximo horario al finalizar el periodo de diseño y L_{red} es la longitud total de la red.

Para obtener la velocidad media en la sección de la cañería usamos la fórmula de Chezy que se expresa a continuación.

Ecuación 27

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

Donde: V es la velocidad media; R el radio hidráulico; i es la pendiente; C es el coeficiente de Chezy.

En la siguiente ecuación, el coeficiente de Chezy es función del material, la viscosidad del fluido y R.

Ecuación 28

$$C = \frac{1}{n} * R^{1/6}$$

Reemplazando la *Ecuación 28* en la *Ecuación 27*, se permite calcular la velocidad media:

Ecuación 29

$$V = \frac{1}{n} * R^{1/6} * \sqrt{R * i}$$

Y luego, operando podemos obtenerla en su mínima expresión, la cual también es conocida como la Formulación de Manning:

Ecuación 30

$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * i^{1/2}$$

Los parámetros son los antes mencionados, adicionando n que es el coeficiente de rugosidad del material de Manning.

El radio hidráulico (R) para una sección circular se obtiene como:

Ecuación 31

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\pi * \phi^2}{4 * \pi * \phi} = \frac{\phi}{4}$$

Siendo: A el área mojada; P es el perímetro mojado; ϕ se refiere al diámetro.

Efectuando el reemplazo correspondiente en la *Ecuación 30*, se llega a:

Ecuación 32

$$V = \frac{1}{n} * \left(\frac{\phi}{4}\right)^{2/3} * i^{1/2}$$

Aplicando el Principio de Continuidad, el cual expresa que el caudal (Q) es igual al producto de la velocidad por el área:

Ecuación 33

$$Q = V * A$$

Sobre la ecuación anterior, se reemplaza el valor de la velocidad y se obtiene:

Ecuación 34

$$Q = \frac{1}{n} * \left(\frac{\phi}{4}\right)^{2/3} * i^{1/2} * \frac{\pi * \phi^2}{4}$$

La *Ecuación 34* es la que se utilizara para la determinación del caudal según el diámetro adoptado y pendiente de la cañería. Este valor de caudal será comparado con el gasto hectométrico de salida en la misma. Cuando el valor de Q del tramo analizado sea mayor al gasto hectométrico, se deberá aumentar el diámetro adoptado al inmediato superior.

Se considera que si bien para el cálculo se hace la simplificación de que la cañería trabaja a sección llena, es decir que el tirante coincide con el diámetro de la cañería, no es la condición buscada. Lo aconsejable es que h/D sea menor a 0,94 y de esta forma el conducto trabaje a pelo libre, siendo hidráulicamente más óptimo. Por lo que, a partir de esta información, se realiza la iteración correspondiente para conocer el tirante real de la conducción, y con el mismo se puede conocer la velocidad asociada al perímetro mojado.

Ecuación 35

$$D = \left(\frac{QE20 * n}{i^{1/2} * 0,3325} \right)^{3/8}$$

El diámetro comercial será determinado una vez conocido el anterior.

La pendiente mínima de autolimpieza se establece en la expresión:

Ecuación 36

$$i_{min} = k * Q_{LO}^{-0,46}$$

Siendo la pendiente mínima para una Ft = 0,10 Kg/m²; k es el coeficiente en función del material y el Ft. Se considera, por ejemplo para Ft = 0,10 Kg/m² y n = 0,011 para cañerías Plásticas, un valor de k = 0,000234.

En la siguiente tabla, se compara las velocidades máximas para los distintos diámetros:

Diámetro [mm]	Velocidad Máxima [m/s]
100	2,97
150	3,64
200	4,20

Tabla 4: Velocidades máximas de Boussisneq

3.5.8. Tabla de cálculo:

Las columnas de las tablas de cálculo tienen el siguiente significado:

- Columna 1: Número de tramo.
- Columna 2: Número boca de registro de entrada.
- Columna 3: Número boca de registro de salida.
- Columna 4: Longitud del tramo.
- Columna 5: Cota de Terreno a la entrada.
- Columna 6: Cota de Terreno a la salida.
- Columna 7: Pendiente del terreno
- Columna 8: Q de entrada al tramo considerado
- Columna 9: QE20 Tramo. Caudal máximo horario del tramo
- Se calcula como el gasto métrico multiplicado por la longitud del tramo
- Columna 10: QE20 de salida. Caudal máximo horario acumulado del tramo.
- Es el caudal máximo horario ingresante del tramo más el caudal máximo horario propio del tramo.
- Columna 11: Caudal mínimo de autolimpieza acumulado
- Es el caudal de autolimpieza de ingreso al tramo más el propio del mismo.
- Columna 12: Pendiente mínima de autolimpieza
- Columna 13: Pendiente adoptada de la cañería.
- Columna 14: Diámetro interno de cálculo.

- Columna 15: Diámetro interno cañería adoptado.
- Columna 16: Diámetro comercial.
- Columna 17: Velocidad a sección llena para el caudal máximo horario (QE20).
- Columna 18: Relación tirante líquido en el interior de la tubería-Diámetro de la tubería (h/D).
- Columna 19: Cota intradós de la cañería a la entrada.
- Columna 20: Cota intradós de la cañería a la salida.
- Columna 21: Tapada aguas arriba del escurrimiento.
- Columna 22: Tapada aguas abajo del escurrimiento.

3.6. ESTACIONES DE BOMBEO

Se define estación de bombeo a la unidad destinada a la elevación del líquido cloacal en cualquier parte del sistema. Se incluyen bombas, motores, aparatos de medición, tableros de comando, cámara de bombeo, instalaciones complementarias, entre otras.

Las mismas son incluidas en el proyecto solo cuando las características topográficas impidan el desagüe por gravedad. Además, hay dos tipos de cámara de bombeo, entre ellas se encuentran:

- **Seca:** las bombas se instalan en una cámara anexa al pozo de bombeo.

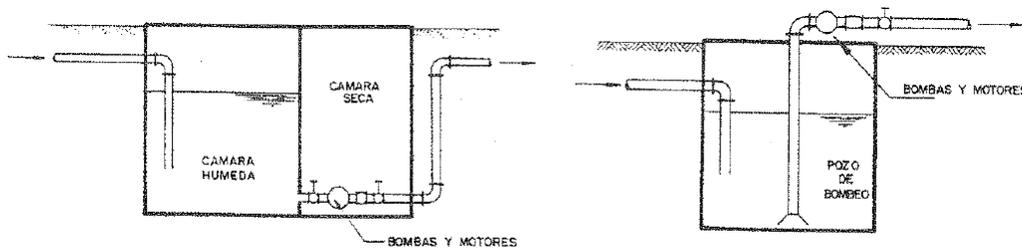


Figura 8: Representación típica de Estaciones de Bombeo con cámaras secas. Extraído de Fundamentación de la Norma.

- **Húmeda:** las bombas se encuentran sumergidas en el líquido cloacal.

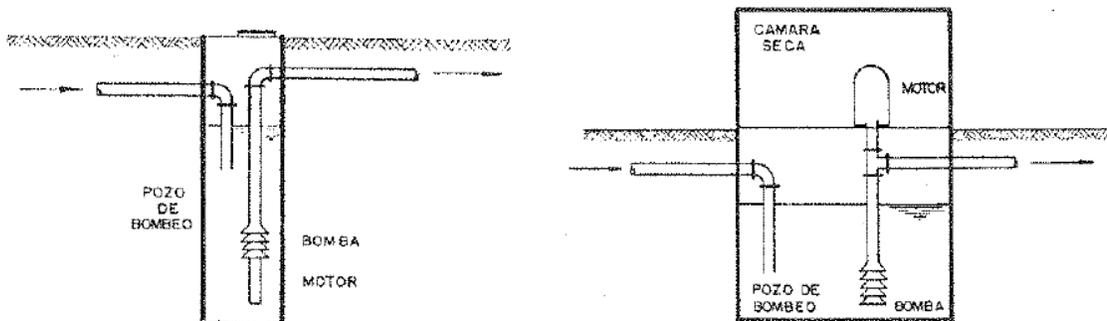


Figura 9: Representación típica de Estaciones de Bombeo con cámaras húmedas. Extraído de Fundamentación de la Norma.

Se destaca que la mejor alternativa para la instalación electromecánica depende de la necesidad del proyecto. Pero en general, la cámara seca implica mayores costos de inversión y se debe tener en cuenta la ubicación de las bombas según los requerimientos hidráulicos.

3.6.1. Estaciones de Bombeo con Cámara Húmeda

En el proyecto se ha decidido considerar cámaras húmedas, por ese motivo se describe la metodología de cálculo.

Como es una localidad pequeña, se decide adoptar el Caso I, es decir una sola bomba en servicio más otra igual de reserva.

Se define como volumen útil de la cámara al comprendido entre el nivel mínimo absoluto de parada y el nivel máximo absoluto de arranque de las bombas.

3.6.2. Recomendaciones generales para el diseño de pequeñas estaciones de bombeo

La entrada del fluido en la cámara de bombeo debe efectuarse por debajo del nivel mínimo del líquido y debe ubicarse lo más lejos posible de las bombas. También, se debe considerar que el afluente no debe ingresar en forma lateral, para evitar producir rotación del mismo.

El caudal de la bomba a utilizar para el dimensionamiento de la cámara debe cumplir con:

Ecuación 37

$$Q_{b10} = m * Q_{E10}$$

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

En donde: Q_b es el caudal de la bomba para el final del periodo de diseño; m es el factor de bombeo que varía entre 1,00 y 1,10; Q_E es el caudal máximo horario.

El volumen útil de la cámara húmeda se determina en la *Ecuación 38*:

Ecuación 38

$$V_1 = 1,15 * \frac{Q_{b20}}{4 * f_{m\acute{a}x}}$$

El volumen útil de la cámara húmeda V_1 ; Q_{b20} es el caudal de la bomba a 20 años; $f_{m\acute{a}x}$ es la frecuencia máxima admisible de arranques por horas.

Además, se calcula el tiempo máximo de permanencia en la cámara ($t_{s_{m\acute{a}x}}$) y se conoce que el mismo no debe superar los 30 minutos para minimizar la sedimentación y evitar la septización:

Ecuación 39

$$t_s^{m\acute{a}x} = \frac{V_1}{Q_{B0}} + \frac{V_f + 0,5 * V_1}{Q_{b10} - Q_{B0}} \leq 0,5 \text{ horas}$$

Los términos hacen referencia: Q_{B0} es el caudal mínimo diario en el año 0; V_f es el volumen de fondo de la cámara, el cual comprende entre el fondo de la misma y el nivel de parada inferior de la bomba; Q_{b10} es el caudal de la citada bomba para los primeros 10 años de funcionamiento.

3.6.3. Altura manométrica

La altura manométrica está conformada por la suma de la altura geométrica y de la altura por pérdidas de carga debido a las singularidades y a la fricción.

Ecuación 40

$$H_m = H_g + H_l$$

A continuación, se describe cada una de ellas:

- La altura geométrica (H_g):

Es la diferencia existente entre la cota tomada al nivel de la altura útil correspondiente al volumen 1 de la cámara de aspiración y la cota de intradós de la cañería de impulsión en la descarga ubicada en los Tamices.

- Las pérdidas de carga (H_L) se componen por la suma de las pérdidas por fricción y locales:

Las Pérdidas por fricción se calculan a través de la ecuación de Hazen - Williams, la cual se termina a continuación:

Ecuación 41

$$h = 10,674 * \left[\frac{Q^{1,852}}{C^{1,852} * D^{4,871}} \right] * L$$

Siendo los parámetros: h es pérdida de carga o de energía (m); Q representa el caudal (m^3/s); C es el coeficiente de rugosidad que para cañerías de PVC vale 140; D es el diámetro interno de tubería; L hace referencia a la longitud de la tubería.

Las pérdidas locales se determinan:

Ecuación 42

$$h_L = k * \frac{v^2}{2 * g}$$

A partir de la *Ecuación 33* se despeja la velocidad:

$$v = \frac{Q}{Area}$$

Los parámetros son los siguientes: h_L es la pérdida de carga o de energía (m); Q es el caudal (m^3/s); v es la velocidad del líquido; k es la suma de los diferentes valores determinados por los accesorios presentes en la instalación.

3.6.4. Elección de la Bomba

Las bombas centrifugas que impulsan sobre un conducto a presión se debe seleccionar teniendo en cuenta la memoria técnica, la cual define el punto (H_b , Q_b), siendo H_b la altura manométrica en el múltiple de impulsión para el caudal total Q_b de bombeo de la estación.

3.7. CONDUCCIONES DE IMPULSIÓN

Se desarrollan los aspectos básicos del proyecto para las conducciones de impulsión de los líquidos cloacales.

3.7.1. Golpe de Ariete

La variación de velocidad en un escurrimiento a presión, originados por los órganos de maniobras o bombas, dan lugar a transformaciones de energía cinética a energía de presión, y su inverso. Este tipo de movimiento impermanente se denomina “transitorio”.

El golpe de ariete hace referencia a cuando las variaciones de velocidad y de presión son importantes. Cuando se tenga la máxima sobrepresión posible, se debe verificar la instalación frente a posibles colapsos. Por lo que se realizan los cálculos y en caso de ser necesario se lleva a cabo el dimensionamiento de dispositivos antiarriete.

Es importante comprender la diferencia entre los tiempos de cierre brusco o lento y la linealidad de la maniobra. Los tiempos de cierre son:

- Tiempo de Cierre Brusco

$$T_{CB} < \frac{2*L}{a}$$

- Tiempo de Cierre Lento

$$T_{CL} > \frac{2*L}{a}$$

- Tiempo de Cierre Crítico

$$T_C = \frac{2*L}{a}$$

En donde T_{CB} es el tiempo en que se considera que se realiza un cierre brusco, T_{CL} es el tiempo de cierre lento y T_C es el tiempo crítico; L es la longitud de la cañería de impulsión; a es la celeridad de la onda.

Al producirse el corte de energía, el tiempo de detenimiento se debe comparar para saber en qué caso se encuentra el sistema, brusco o lento.

3.7.2. Cálculo del Golpe de Ariete

Se realiza para determinar la máxima sobrepresión que se produce durante el cierre de la válvula de retención (válvula de rápido cierre) ante el paro imprevisto de la bomba. Se

detiene el paso del líquido que está fluyendo en las tuberías, y la energía de presión es transferida a la válvula y a la pared de la tubería.

Se plantean las ecuaciones correspondientes para su cálculo.

- Tiempo de parada de la instalación (manipuleo)

Ecuación 43

$$T = C + \left(\frac{K * L * V}{g * Hm} \right)$$

Siendo: T el período de cese de circulación de agua en la parada de la bomba; K el coeficiente que representa el efecto de inercia de la bomba y que es función de la longitud de la impulsión; C es el coeficiente experimental función de la pendiente hidráulica de la cañería de impulsión; Hm es la altura manométrica; V es la velocidad en la impulsión; g es la aceleración de la gravedad; L es la longitud de la conducción.

El coeficiente K puede obtener diferentes valores:

K	Longitud
2,0	L < 500 m
1,5	500 m < L < 1500 m
1,0	L > 1500 m

Tabla 5: Valores de K.

- Cálculo de la celeridad de onda

De acuerdo con la teoría de Allievi, la celeridad de la onda elástica en el fluido se calcula:

Ecuación 44

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{10^{10} * D}{E * e}}}$$

Siendo: a la celeridad de la onda; D es el diámetro interno de la cañería; E es el módulo de elasticidad del material; e es el espesor de la tubería.

- Tiempo de cierre crítico

Ecuación 45

$$T_C = \frac{2 * L}{a}$$

En donde: T_C es el tiempo crítico de cierre; L es la longitud de la cañería de impulsión; a es la celeridad de la onda.

- Cálculo de la sobrepresión y depresión máxima. Para su determinación, existen dos caminos:

$T > T_c$: La Sobrepresión ΔP , se obtiene aplicando la Fórmula de MICHAUD; $T < T_c$: La Sobrepresión ΔP , se obtiene aplicando la Fórmula de ALLIEVI.

Ecuación 46

$$\Delta_H = \frac{2 \cdot L \cdot V}{g \cdot T}$$

En donde: Δ_H es la sobrepresión que se genera; g es la aceleración de la gravedad; T es el tiempo de parada antes calculado; V es la velocidad en la impulsión; L es la longitud de la conducción.

La longitud crítica (L_c) se calcula:

Ecuación 47

$$L_c = \frac{a \cdot T}{2}$$

En donde: T es el tiempo de parada; a es la celeridad de la onda.

La columna de agua frente a la válvula de retención positiva y negativa es:

Ecuación 48

$$P^{(+)} = H_m + \Delta_H$$

$$P^{(-)} = H_m - \Delta_H$$

3.7.3. Dispositivos Antiarriete

Se adoptan siempre y cuando se consideren técnica y económicamente justificado. Son necesarios para contrarrestar el efecto de la onda de presión negativa que se produce en instalaciones de caños flexibles. Primeramente, se debe optar por soluciones con mayor espesor y clase.

3.8. PLANTA DEPURADORA

En lo referente a las plantas depuradoras, se hace mención de que se encuentran integradas por un conjunto de procesos y operaciones unitarias, cuya función es la depuración de las aguas residuales antes de su vertido en el cuerpo receptor seleccionado, cumpliendo las normativas vigentes y los parámetros de volcado que esa fuente requiera.

En pocas palabras, los procesos de depuración buscan eliminar o disminuir la concentración de sustancias o elementos para poder obtener como producto, el agua tratada, libre de toxicidad y patógenos. Para luego, disponerla en el medio generando el menor impacto posible.

3.8.1. Procesos de Depuración de las Aguas Residuales

Los procesos mencionados anteriormente, son que permiten eliminar o reducir el grado de contaminación presente en los líquidos cloacales. Ellos pueden ser de los siguientes tipos:

- Procesos de separación física: se encuentra en las etapas del pretratamiento y de los tratamientos primarios.
- Procesos de transformaciones químicas. Está presente en los tratamientos primarios y terciarios. Además, se puede encontrar en el pretratamiento mediante la neutralización de las aguas.
- Procesos de transformaciones biológicas. Forma parte de los tratamientos secundarios y terciarios.

En las transformaciones bioquímicas o en los reactores biológicos, los procesos de degradación, reducción o eliminación de contaminantes se llevan a cabo mediante la utilización de microorganismos, que se alimentan con la materia orgánica presente en las aguas por depurar. En su hábitat, estos microorganismos se multiplican y generan otros productos como ser los gases y la energía. En general, se pueden dividir en dos grandes grupos, los que realizan las tareas antes descritas con la presencia o con la ausencia de oxígeno. Los primeros reciben el nombre de procesos aeróbicos, y los otros, se denominan procesos anaeróbicos.

Resumiendo, las aguas cloacales ingresan a la planta depuradora y reciben una serie de tratamientos para bajar su toxicidad. Partiendo desde el pretratamiento, el tratamiento primario, secundario y terciario y luego se procede a la disposición final del efluente.

- En el pretratamiento se remueven los sólidos gruesos para evitar atascos, abrasión y daños a tuberías, bombas, equipos y a otros elementos de la depuradora. Las unidades más comunes son las rejas, desarenador, desengrasador, tanques de neutralización de efluentes industriales, entre otros.
- En el tratamiento primario, se elimina la mayor parte de la materia orgánica suspendida decantable. Sus principales unidades son los decantadores primarios, tamices, unidades de flotación de aire, etc. En esta etapa, se logra una reducción de la DBO de hasta el 50% y se puede ampliar al 80% en la decantación asistida químicamente. En lo referente a los sólidos suspendidos totales se logra una remoción de hasta un 70%, extendiendo al 85% en la decantación asistida.
- En el tratamiento secundario se lleva a cabo la remoción de la materia orgánica soluble y suspendida y, a su vez, la eliminación de patógenos y elementos contaminantes. Un claro ejemplo de esta etapa son los reactores biológicos aeróbicos (lodos activados, lechos percoladores, lagunas, etc.) y los reactores biológicos anaeróbicos. La eficiencia de la eliminación de la DBO es de hasta un 92% y de los sólidos suspendidos hasta un 90%.
- En los tratamientos terciarios se completa la reducción total de la materia orgánica y se procede a la eliminación de contaminantes específicos, como son los nitratos, patógenos, metales y pesticidas. Como ejemplo se puede nombrar a los procesos de coagulación y floculación, adsorción, filtración, lagunas, desinfección, entre otros.

3.8.2. Selección de los Procesos de Tratamiento de las Aguas Residuales

Existen variadas metodologías que pueden ser aplicadas en la depuración de las aguas residuales. En general la selección de los procesos de tratamiento de las mismas depende de ciertos factores, entre ellos:

- Características del agua residual: DBO, materia en suspensión, pH, etc.
- Calidad del efluente de salida requerido
- Costo y disponibilidad de terrenos
- Consideraciones de futuras ampliaciones

A continuación, se describen alguno de los procesos más importantes en la depuración de las aguas residuales.

Los filtros o lechos percoladores están formados por una torre de contacto en la cual, el agua residual escurre desde arriba por un lecho fijo en el que se encuentra adherida la biomasa. El lecho fijo se compone de gravas, rocas, piezas plásticas u otro material, sobre las que se realiza una aspersion de las aguas residuales, mediante un brazo rotatorio con orificios o boquillas, el cual es movido por un motor o por la misma acción dinámica del agua al golpear con la superficie del lecho.

Con el tiempo, se forma una biopelícula (biofilm) sobre este material de soporte, que tiene como función el consumo de la materia orgánica biodegradable presente en las aguas del afluente.

Los sistemas de lodos activados utilizan los microorganismos aeróbicos para degradar la materia orgánica en las aguas residuales y para producir un efluente de alta calidad. Para mantener las condiciones aeróbicas y mantener suspendida la biomasa activa, se requiere una fuente de oxígeno constante y bien programada.

El agua residual luego de ser decantada mediante el decantador o clarificador primario, junto con el fango activado recirculado entran en el tanque de aireación y se mezclan, a través de aire disuelto o con agitadores mecánicos. El suministro de aire suele ser uniforme a lo largo de toda la longitud del canal. Durante el período de aireación, se produce la adsorción, floculación, y oxidación de la materia orgánica. Los sólidos del fango activado se separan en un decantador secundario y genera la recirculación del floc sedimentado. Luego se produce la descarga del efluente clarificado. El sistema de lodos activados es un proceso estrictamente aerobio, ya que el floc microbial se mantiene siempre en suspensión en la mezcla aireada del tanque, en presencia de oxígeno disuelto. La *Figura 10* hace referencia al proceso que sucede en el sistema de lodos activados.

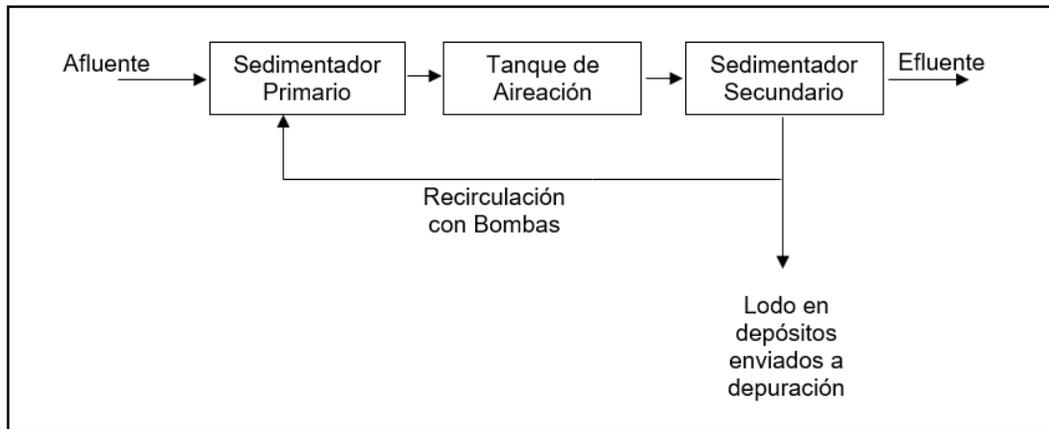


Figura 10: Proceso de depuración mediante Lodos Activados. Fuente: Elaboración propia.

Se descarta el uso de lagunas de estabilización por la disponibilidad de terrenos que son necesarios, ya que se requiere entre 7 y 10 m² de superficie por habitante. Y a su vez, el estudio de suelo proporcionado por el municipio indicó que el nivel freático se encuentra a los 3,00 m de profundidad, pero que en los últimos años ascendió.

En la siguiente imagen se observa la eficiencia de la eliminación de los elementos que forman las aguas residuales de los lodos activados sobre el lecho percolador, por lo que se decide utilizar el primero mencionado.

Unidades de tratamiento	Rendimiento de eliminación del constituyente, porcentaje					
	DBO	DQO	SS	P ^b	N-Org ^c	NH ₃ -N
Rejas de barras	nulo	nulo	nulo	nulo	nulo	nulo
Desarenadores	0-5 ^d	0-5 ^d	0-10 ^d	nulo	nulo	nulo
Sedimentación primaria	30-40	30-40	50-65	10-20	10-20	0
Fangos activados (proceso convencional)	80-95	80-85	80-90	10-25	15-50	8-15
Filtros percoladores						
Alta carga, medio pétreo	65-80	60-80	60-85	8-12	15-50	8-15
Carga muy alta, medio sintético	65-85	65-85	65-85	8-12	15-50	8-15
Biodiscos (RBCs)	80-85	80-85	80-85	10-25	15-50	8-15
Cloración	nulo	nulo	nulo	nulo	nulo	nulo

Figura 11: Rendimiento de eliminación de las unidades de tratamiento. Fuente: (Metcalf & Eddy, 1995)

En las pequeñas comunidades, como es el caso de la localidad caso, según el cuerpo receptor en el cual se va a generar la deposición final, se debe aplicar los tratamientos correspondientes para lograr que el vertido sea acorde al mismo. En la imagen siguiente, se pone en conocimiento que tipo de tratamiento se debe emplear de acuerdo al tipo de evacuación.

Opciones de evacuación de efluentes en pequeñas comunidades

Opciones de evacuación	A continuación del nivel de tratamiento adecuado		
	Primario	Secundario	Avanzado
Absorción subsuperficial	✓	✓	✓
Infiltración rápida	✓	✓	✓
Evacuación mediante rociadores		✓	✓
Evacuación por goteo			✓
Riego			✓
Terrenos pantanosos artificiales		✓	✓
Vertido a aguas superficiales		✓	✓
Reutilización indirecta			✓

Figura 12: Tipo de tratamiento según el cuerpo receptor del efluente tratado. Fuente: (Metcalf & Eddy, 1995)

3.8.3. Tamices

Forman parte del tratamiento primario y su función principal es la retención y separación de los cuerpos sólidos flotantes y en suspensión que arrastra el líquido cloacal. Existen dos variantes según las dimensiones de los orificios del paso del soporte:

- **Macrotamizado:** sobre la chapa perforada o enrejado metálico con paso superior a 3 mm. Su utilidad para retener materias en suspensión, flotantes o semiflotantes, residuos vegetales o animales, ramas, etc. De tamaño entre 0,2 mm y varios milímetros.
- **Microtamizado:** sobre tela metálica o plástica de malla inferior a 100 micras. Su uso en el tratamiento de las aguas residuales es muy limitado, únicamente en casos de efluentes en una reutilización.

Su utilización es recomendada cuando las aguas residuales llevan sólidos en suspensión, flotantes o residuos. Además, cuando existen vertidos industriales importantes del sector alimentario como ser los residuos vegetales, semillas, entre otros.

Por lo anterior, es la opción que se adapta a la localidad caso por encima de las rejas de desbaste, por la existencia de vertidos industriales del sector alimentario.

Son útiles ya que ocupan poco espacio y no son aptos para el manejo de altos caudales.

Los residuos retenidos en esta etapa, son llevados a vertederos de residuos sólidos para su correcta disposición final.

Existen dos tipos de tamices, los rotatorios y los estáticos. Estos últimos llevan una reja construida por barras horizontales rectas o curvadas de sección triangular, construidas por lo general de acero inoxidable. Suelen tener una inclinación de unos 25° respecto de la vertical. El agua ingresa por la parte superior y, mientras los sólidos quedan retenidos en la superficie, el agua se cuela atravesando el tamiz, para ser recogida por la parte baja. El material detenido se va deslizando, por la acción del agua y del nuevo material retenido, hacia el extremo inferior, en donde cae a una tolva.

Para su diseño se requiere de diferentes parámetros. Entre ellos, la velocidad de paso o el caudal que es posible tratar con una unidad de tamiz; dimensiones constructivas del equipo; pérdida de carga; cantidad de materiales retenidos. No existen fórmulas para su cálculo, sino que se deben seleccionar de catálogos de fabricantes en base a cuál se adapte a la necesidad existente.

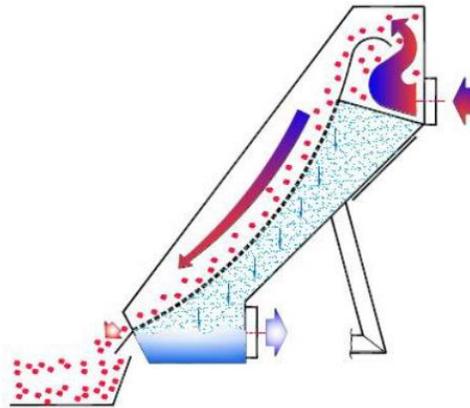
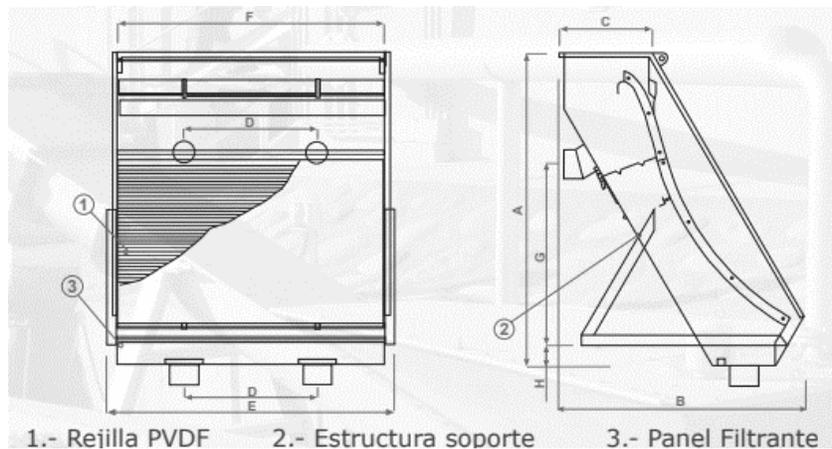


Figura 13: Corte del tamiz. Extraído de Fundamento de diseño de plantas depuradoras de aguas residuales.

Se tiene en cuenta el caudal que impulsa la electrobomba, ya que el ingreso se realiza por bombeo con un incremento del 25%. Siendo Q' el caudal que ingresa a la planta depuradora debido a la electrobomba.

A continuación, se extrae del catálogo de un fabricante, los modelos disponibles.



MODELO	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)	F (mm)	G (mm)	H (mm)	Alimentación	Descarga	Peso (Kg)
TE 600	2350	1870	701		750	600	1363	152	1x4"	1x4"	255
TE 900	2350	1870	701		1050	900	1363	152	1x6"	1x6"	287
TE 1200	2350	1870	701		1350	1200	1363	152	1x8"	1x8"	360
TE 2000	2350	1870	701	1000	2150	2000	1363	152	2x8"	2x10"	520

Abertura de Ranura (mm)	Tamaño de Separación (mm)	TE 600 m³/h	TE 900 m³/h	TE 1200 m³/h	TE 2000 m³/h
0.30	0.18	36	54	72	120
0.50	0.30	45	68	90	152
0.75	0.40	60	88	118	196
0.90	0.50	66	100	132	220
1.00	0.60	73	108	145	240
1.25	0.75	85	127	170	282
1.50	0.90	92	138	184	306

Figura 14: Modelos de tamices estáticos comerciales. Fuente: página web de Cala.

3.8.4. Planta Compacta de Tratamiento

En el tratamiento de las aguas de viviendas particulares y de pequeñas comunidades es frecuente el uso de plantas de tratamiento prefabricadas, con capacidades para caudales dentro del intervalo comprendido entre 38 y 950 m³/d. Si se cuenta con el mantenimiento adecuado, estas plantas pueden producir resultados satisfactorios en el tratamiento de pequeños caudales de agua residual.

3.8.5. Espesador estático profundo de Lodos

Los barros, fangos o lodos tienen su origen en los procesos de depuración del agua residual. Consisten en un residuo líquido que contiene sólidos en suspensión constituidos por materia orgánica e inertes. Entre ellos se pueden nombrar sólidos gruesos, arena, espuma, grasas, sólidos retenidos, entre otros.

Los objetivos a satisfacer involucran la reducción de la capacidad de fermentación (estabilización), la reducción del volumen, la eliminación de microorganismos patógenos y la correcta disposición final.

Se considera que los sistemas de espesamiento tienen la capacidad de reducir el volumen de barros a tratar, separando los líquidos para concentrar los sólidos.

En la siguiente figura, se observan las tres zonas presentes en un espesador.

- En la parte superior se encuentra la zona clarificada, la cual tiene una baja concentración de sólidos que escapan con el líquido sobrenadante por el vertedero.
- La zona de alimentación se caracteriza por presentar una concentración bastante uniforme de sólidos.
- La zona de compactación es donde se produce un aumento de la concentración hacia el punto de purga de los mismos.

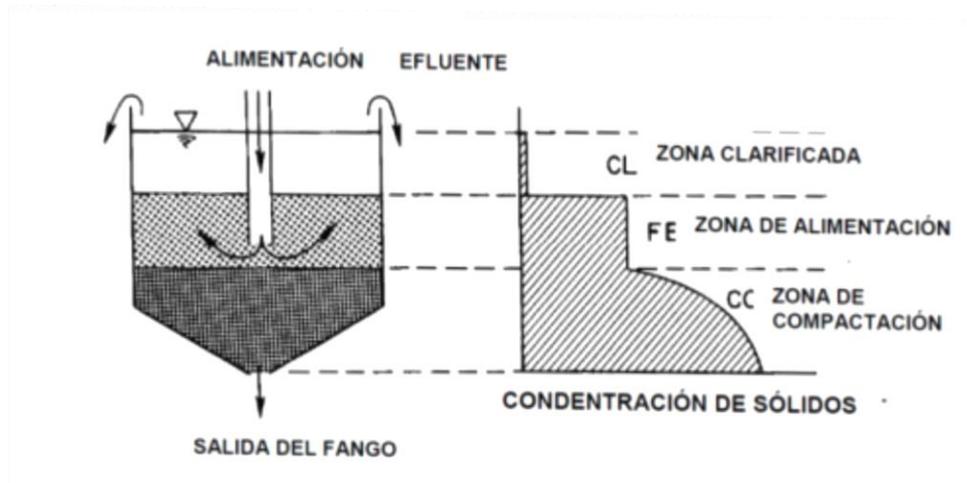


Figura 15: Esquema de las zonas de un espesador. Fuente: Tecnologías del Espesamiento, INDITEX.

Se debe justificar su construcción de manera independiente, demostrando el beneficio técnico-económico. Se considera su costo y los beneficios que acarrea su correcta manipulación.

El espesamiento por gravedad es el método más común de tratamiento a aplicar, pudiendo optar por espesadores estáticos o con barredores mecánicos de fondo. En este caso, se adopta el primer tipo, ya que se cuenta con barros digeridos por vía biológica.

En lo referente a su dimensionado, se debe considerar que es preferente que la planta sea de forma circular con fondo tolva tronco-cónica, la permanencia hidráulica mínima se adopte de 5 días y la altura se defina entre los 3 y 6 m, salvo justificaciones del proyectista.

Las expresiones para el cálculo respectivo, se presentan a continuación:

Ecuación 49

$$A_A = \frac{Q_S}{C_{SS}}$$

Siendo A_A el área del tanque circular [m^2]; Q_S masa de sólidos suspendidos que ingresa diariamente al espesador [$Kg\ SS/d$]; C_{SS} es la carga superficial másica [$Kg\ SS/d \cdot m^2$], la cual se adopta como valor medio 40 [$Kg\ SS/d \cdot m^2$].

Ecuación 50

$$V_e = \frac{E_f \cdot V \cdot X \cdot t}{\theta_c \cdot X_E}$$

En donde V_e es el volumen útil del espesador [m^3]; E_f es la eficiencia; V es el volumen de la cámara de aireación (reactor) [m^3]; t es la permanencia hidráulica [d]; θ_c es la edad del lodo [d], que se adopta 20 días; X es la concentración de sólidos suspendidos totales en la cámara de aireación (reactor) [$Kg\ SSTA/m^3$]; X_E es la concentración media de sólidos suspendidos totales en el espesador [$Kg\ SS/m^3$], el valor medio que se adopta es de 30 [$Kg\ SS/m^3$].

3.8.6. Playa de Secado de Barro

Para reducir su volumen al máximo y otorgarles a los lodos una textura que facilite su manejo, se emplean diferentes alternativas de deshidratación. En este caso, se consideran los lechos de secado que son áreas con superficies drenantes sobre las que se extienden los lodos para ser secados por efecto del aire y la radiación solar.

Considerando el alto contenido de nutrientes, pero dependiendo de las características de toxicidad a causa de la presencia de contaminantes orgánicos o minerales y de la patogenicidad de los lodos, estos pueden emplearse (con las debidas precauciones) en:

- Compostaje, con fines agrícolas.
- Acondicionamiento de suelos para agricultura, reforestación, recuperación de áreas degradadas, incluyendo las de actividades extractivas.

El parámetro de diseño necesario para su dimensionamiento, es la población en el año final de periodo de diseño y se debe cumplir la relación $L/A \leq 5$. Los cálculos se expresan en las ecuaciones siguiendo las pautas establecidas por la norma ENOHSA:

La superficie necesaria será:

Ecuación 51

$$As = P_{ob} * 0,10 \frac{m^2}{hab}$$

El número de playas necesarias son determinadas a partir de la siguiente expresión:

Ecuación 52

$$N = \frac{As}{(L * A)}$$

Siendo As la superficie necesaria [m^2]; L el largo de la playa de secado [m]; A el ancho [m]; N la cantidad de playas necesarias.

3.8.7. Sistema de Tratamiento para Camiones Atmosféricos

Los líquidos cloacales de los camiones atmosféricos que ingresen a la planta son sometidos a un pretratamiento, es decir, se procede a recolectarlos y tratarlos en una laguna de estabilización facultativa. La finalidad de este accionar es la de reducir la alta carga orgánica que poseen los mismos para permitir que el afluente ingrese con características similares a las aguas residuales domésticas.

Se utilizan los criterios de dimensionamiento de lagunas según el capítulo 11.10 de la Norma ENOHSA.

Para el pretratamiento, se tiene en cuenta un sistema de rejas de limpieza manual en el ingreso del líquido proveniente de los atmosféricos.

En las lagunas facultativas, se persigue el objetivo de reducir la carga orgánica del efluente. Mediante el método de Marais y Shaw, el cual hace referencia al equilibrio continuo basado en la cinética de primer orden, se calcula la reducción de la DBO última.

Ecuación 53

$$S_e = \frac{S_a}{(1 + K_T * t)}$$

$$K_T = K_0 * \theta^{T-35}$$

$$t = \frac{E}{K_T * (1 - E)}$$

Siendo S_e la concentración orgánica (DBO_5 soluble) efluente de la laguna [mg/L]; S_a es la concentración orgánica (DBO_5 última) afluente de la laguna [mg/L]; t es el período de retención hidráulica [d]; K_T es la constante de degradación orgánica de primer orden a la temperatura media T del líquido en el mes más frío del año [d^{-1}]; K_0 es la constante de

degradación para T de 20°C, siendo $K_0=1,20 \text{ d}^{-1}$ para GLOYNA; E es la eficiencia, la cual se considera del 90%.

Ecuación 54

$$V = Q * t$$

En donde V es el volumen líquido de la laguna [m^3]; Q es el caudal afluente [m^3/s].

3.8.8. Lagunas de Maduración

Las lagunas de maduración o pulimento están diseñadas para brindar un tratamiento terciario. Su finalidad es la de reducir el número de gérmenes patógenos, particularmente coliformes y huevos de parásitos del líquido efluente de sistemas de tratamiento, con adecuado dimensionamiento se puede conseguir remociones de coliformes fecales mayores del 99%. Además, se reduce la cantidad de nutrientes y posiblemente algas que causan inconvenientes en los cuerpos receptores.

Los parámetros de cálculos se basan en el capítulo 11.10 de la norma ENOHSA, aplicando el modelo de flujo disperso de THIRIMURTHI para determinar la eficiencia en reducción de los coliformes fecales.

Ecuación 55

$$\frac{S_e}{S_a} = \frac{[4*a*e^{1/(2*d_1)}]}{\left[(1+a)^2 * e^{2*d_1} - (1-a)^2 * e^{-2*d_1} \right]}$$

En donde: S_e es la concentración de la DBO_5 soluble del efluente [mg/L]; S_a es la concentración de la DBO_5 total del afluente [mg/L]; a es la constante de diseño; d_1 es la constante de difusión o número de dispersión [adimensional].

Ecuación 56

$$t = \frac{V}{Q_{C20}}$$

$$d_1 = \frac{D*t}{L^2}$$

$$d_1 = \frac{X}{-0,26118+0,25392*X+1,0368*X^2}$$

Siendo: d_1 es la constante de difusión, en donde la última mencionada se puede determinar utilizando el criterio del CEPIS, considerando que X es la relación entre la longitud y el ancho; D es el coeficiente de dispersión axial [m^2/h]; t es el tiempo de retención hidráulica [d]; V es el volumen líquido de la laguna [m^3]; Q_{C20} caudal del efluente [m^3/s]; L es la longitud característica de desplazamiento de una partícula en el estanque [m], generalmente es la longitud del fondo de la laguna.

Ecuación 57

$$a = (1 + 4 * K_T * t * d_1)^{1/2}$$

$$K_T = K_0 * 1,044^{(T-20)}$$

$$K_0 = \frac{t}{[-14,77+4,64*t]}$$

Siendo: a la constante de diseño; K_T es la constante de reacción biológica [1/d]; T temperatura media del líquido en la laguna en el mes más frío del año [°C]; K_0 es la constante de reacción biológica, en caso de no poder determinarse con pruebas de campo, se adapta la correlación del CEPIS.

3.8.9. Aforador de caudales: Canaleta parshall

La canaleta parshall es una estructura hidráulica que permite medir la cantidad de agua que pasa por la sección de un canal. De esta manera, podemos conocer el caudal que circula y en base a esto, identificar cuanta cantidad de desinfectante se debe adicionar al mismo en la unidad correspondiente.

Los materiales que la conforman pueden ser varios, entre ellos láminas de metal, madera o fibras de vidrio. También pueden construirse directamente sobre el terreno con el uso de ladrillos y hormigón.

En pocas palabras, las canaletas cuentan con cuatro secciones. La transición de entrada, una sección convergente, la garganta y la sección divergente.

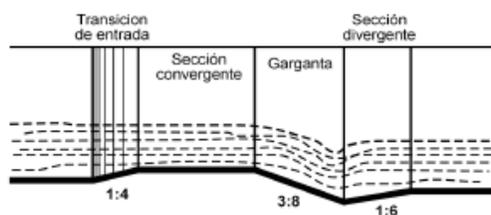


Figura 16: Partes del medidor parshall. Fuente: J.M. De Acevedo y Guillermo Acosta, Manual de Hidráulica.

En la siguiente tabla se permite obtener el ancho de garganta según el caudal que circula por la misma.

Ancho de Garganta W		Caudal Q (l/s)	
pulg	cm	Mínimo	Máximo
3"	7.6	0.85	53.8
6"	15.2	1.52	110.4
9"	22.9	2.55	251.9
1'	30.5	3.11	455.6
1 ¹ / ₂ '	45.7	4.25	696.2
2'	61.0	11.89	936.7
3'	91.5	17.26	1426.3
4'	122.0	36.79	1921.5
5'	152.5	62.8	2422.0
6'	183.0	74.4	2929.0
7'	213.5	115.4	3440.0
8'	244.0	130.7	3950.0
10'	305.0	200.0	5660.0

Tabla 6: Elección del ancho de garganta respecto a los caudales. Fuente: J.M. De Acevedo y Guillermo Acosta, Manual de Hidráulica.

En la *Figura 17* se muestra un modelo de la canaleta parshall y se indica con letras las diferentes dimensiones. También se observa la única medida de carga H necesaria para conocer el caudal, la cual se obtiene en la sección convergente, en un punto que se localiza a $2/3$ de la dimensión B o a $2/3$ de A . En este punto se mide el tirante de agua con una regla o se instala junto a la pared una escala para lecturas.

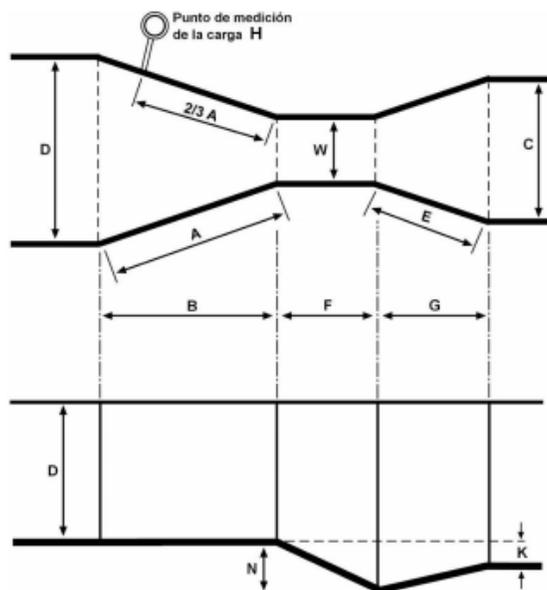


Figura 17: Modelo y dimensiones de la canaleta parshall típica. Fuente: J.M. De Acevedo y Guillermo Acosta, Manual de Hidráulica.

En la *Tabla 7* se pone en manifiesto las dimensiones de la canaleta en función del ancho de garganta seleccionado.

	W	A	B	C	D	E	F	G	K	N
1"	2.5	36.3	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61.0	39.4	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4
9"	22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	30.5	45.7	7.6	11.4
1'	30.5	137.2	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
1 1/2'	45.7	144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
2'	61.0	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
3'	91.5	167.7	164.5	122.0	157.2	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
4'	122.0	183.0	179.5	152.5	193.8	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
5'	152.5	198.3	194.1	183.0	230.3	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
6'	183.0	213.5	209.0	213.5	266.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
7'	213.5	228.8	224.0	244.0	303.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
8'	244.0	244.0	239.2	274.5	340.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
10'	305.0	274.5	427.0	366.0	475.9	122.0	91.5	183.0	15.3	34.3

Tabla 7: Dimensiones de la canaleta parshall según el ancho de garganta. Fuente: J.M. De Acevedo y Guillermo Acosta, Manual de Hidráulica.

El caudal en la canaleta parshall en función del tirante líquido (h) en la misma es:

Ecuación 58

$$Q = K * H_0^n$$

$$H_0 = m * Q^{\frac{1}{n}}$$

Los valores K y n se obtienen de tabla a continuación:

W		n	K	
S.I.	m.		unidades métricas	unidades inglesas
3"	0.076	1.547	0.176	0.992
6"	0.152	1.580	0.381	2.06
9"	0.229	1.530	0.535	3.07
1'	0.305	1.522	0.690	4.00
1 1/2'	0.457	1.538	1.054	6.00
2'	0.610	1.550	1.426	8.00
3'	0.915	1.566	2.182	12.00
4'	1.220	1.578	2.935	16.00
5'	1.525	1.587	3.728	20.00
6'	1.830	1.595	4.515	24.00
7'	2.135	1.601	5.306	28.00
8'	2.440	1.606	6.101	32.00

Tabla 8: Valores de K y n. Fuente: J.M. De Acevedo y Guillermo Acosta, Manual de Hidráulica.

Es necesario conocer el valor de m:

Ecuación 59

$$m = \left(\frac{1}{K}\right)^{\frac{1}{n}}$$

Las ventajas de su utilización son varias, entre ellas el hecho de que la velocidad en la garganta sea mayor que la velocidad de aproximación, por lo que no ocurren sedimentaciones y la pérdida de carga que se produce es mínima.

3.8.10. Desinfección mediante el uso de cloro

La desinfección forma parte del tratamiento terciario, que busca la destrucción de los microorganismos patógenos presentes en las aguas residuales que sobrevivieron a los anteriores procesos, antes de su disposición final.

Se pueden emplear diferentes compuestos, entre ellos cloro gaseoso, hipoclorito de sodio, hipoclorito de calcio, ozono, etc. Los mencionados son tóxicos para los microorganismos, ya que destruyen su pared celular, causan su muerte o prohíben su actividad. Es conveniente emplear dosis bajas y evitar que se generen subproductos.

La sustancia más empleada es el cloro en todas sus presentaciones, aunque la utilizada con mayor frecuencia es el hipoclorito de sodio líquido. Las razones son de que su manejo es fácil, tiene estabilidad y solubilidad y posee bajo costo frente a otros productos.

El hipoclorito de sodio se aplica al efluente en una cámara de mezcla, en la que se aprovecha la turbulencia que causa la caída del agua tratada para dispersar el oxidante de

manera homogénea en toda la masa del vertido que será desinfectado. Posteriormente, el agua residual que recibió la dosis de cloro, pasará a un tanque de contacto que tiene unas pantallas o tabiques que mejoran la reacción del desinfectante con la masa de agua e incrementan los tiempos de contacto, mejorando la eficiencia del proceso.

Se recomienda el empleo del hipoclorito en concentraciones entre el 10 y el 20% de cloro libre disponible en solución. Las dosis aplicadas de hipoclorito de sodio son usualmente inferiores a 10 mg/L, con tiempos de contacto nunca inferiores a 30 min y, preferiblemente, de 60 minutos.

Para determinar la cantidad de cloro como desinfectante del agua residual, se debe conocer la cantidad de organismos coliformes empleando el procedimiento del número más probable (NMP).

En función de los coliformes de ingreso y salida (admisibles) se calcula la cantidad de cloro residual C_R necesario con la siguiente expresión:

Ecuación 60

$$\frac{N_0}{N_e} = (1 + 0,23 * C_r * t_r)^{-3}$$

Siendo: C_r el cloro residual; t_r es el tiempo de permanencia [min]; Coliformes de efluente crudo N_0 ; Coliformes admisibles en efluente N_e .

Trabajando la ecuación anterior, se obtiene la cantidad de cloro residual:

$$C_r = \frac{\left(\frac{N_0}{N_e}\right)^{\frac{1}{3}} - 1}{0,23 * t_r}$$

Se determina a continuación, la cantidad de cloro puro necesario para la desinfección (Cl_2), ingresando a la gráfica que relaciona C_r y Cl_2 y se obtiene la cantidad de cloro libre puro a dosificar.

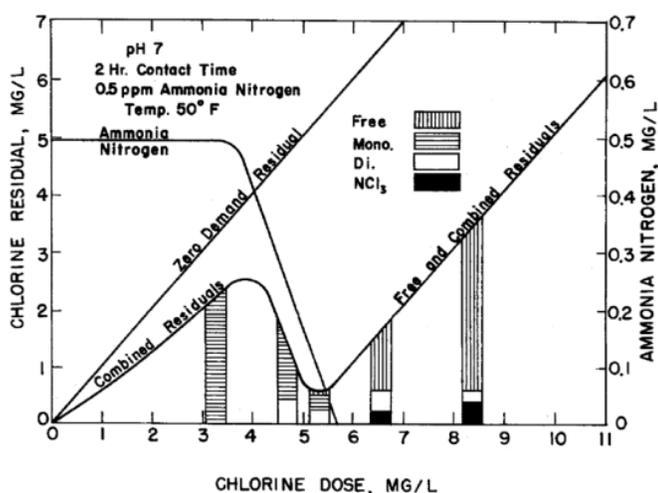


Figura 18: Gráfico que relaciona el cloro puro a aplicar con el cloro residual. Fuente: Cátedra de Ingeniería Sanitaria. FCEFYN – UNC.

Además, se necesita conocer el volumen de reserva de cloro para un periodo de tiempo determinado, para tener en reserva.

El cloro necesario para el tiempo T es:

Ecuación 61

$$W = w * T$$

Siendo w el consumo diario de cloro y W la cantidad total. A su vez, el volumen a almacenar se obtiene:

Ecuación 62

$$V = \frac{W}{c}$$

En donde c es la concentración de la solución de cloro.

3.8.11. Cámara de Contacto

Su función es la de permitir que el cloro adicionado tenga un mayor contacto con el agua residual, a través de las pantallas o tabiques, lo que mejoran la eficiencia del proceso y la eliminación de los patógenos.

El volumen de la cámara de contacto se expresa de la siguiente manera y se utiliza el caudal máximo horario al finalizar el periodo de diseño:

Ecuación 63

$$V_{cc} = tiempo * Q_{E20 años}$$

La superficie se obtiene como:

Ecuación 64

$$S = \frac{V_{cc}}{H}$$

Siendo H el tirante adoptado.

El largo total del tanque se obtiene considerando los tabiques interiores o chicanas:

Ecuación 65

$$L = Nc * Sc + (Nc - 1) * Ech$$

Donde: L es el largo total del tanque; N_c es el número de canales; S_c es al ancho real del canal; E_{ch} es el espesor de las chicanas.

A su vez, se debe verificar que la relación Largo total/Ancho de canales sea mayor a 40 y que la velocidad media real de pasaje sea mayor que la mínima exigida 0,075 m/s.

3.9. SISTEMA DE RIEGO

Una vez finalizada la depuración de las aguas, es necesario su vertido en un cuerpo receptor. En este caso, se ha decidido realizar un sistema de riego, porque para la profundidad del anteproyecto, no se consideró apto otro medio. Cabe destacar que para el alcance de la practica supervisada y para lo referente al anteproyecto licitatorio, el mismo resulta idóneo para su análisis. En caso de optar por la elección de otro medio receptor, se requerirá de un estudio más profundo sobre otras alternativas.

El reúso de efluentes líquidos según el Decreto 847/16 de la Secretaria de Recursos Hídricos de la provincia de Córdoba, requiere de un tratado previo a su reutilización, obteniéndose así un agua regenerada que cumpla con los estándares de calidad establecidos para cada caso en particular. Queda totalmente prohibido reutilizar efluentes crudos. En el caso de uso agronómico de efluentes, el mismo deberá estabilizarse previamente a su aplicación. Entre lo que se debe tener en cuenta, se considera:

1. Descripción general de los procesos productivos unitarios, con énfasis en aquellas fases donde se generan o se prevé la generación de los efluentes, especificando los requerimientos de materia prima, agua e insumos en cada proceso, en los casos que corresponda.
2. Descripción general de los tratamientos para estabilizar el efluente previamente al uso agronómico.
3. Caudal y temporalidad de generación de efluentes en el proyecto.
4. Caracterización física y química del residuo líquido antes y después del tratamiento.
5. Descripción de la zona de aplicación de efluentes. Es importante tener en cuenta que los efluentes debidamente tratados tienen una cantidad de nutrientes que son beneficiosos para los cultivos, en relación con el agua usada para riego proveniente de otras fuentes.

Cabe destacar la importancia de la utilización de un líquido tratado y no crudo para evitar los impactos ambientales y sobre la salud que se producirían.

3.9.1. Consideraciones generales

Es indispensable conocer la topografía del sitio destinado para el riego, ya que se requiere de un rango de pendientes entre el 0,2 y el 0,8% para evitar erosiones ante lluvias intensas y que el líquido circule de forma gravitacional en los ciclos de riego. El objetivo final de la nivelación de la superficie a regar en el lote es trabajar con una pendiente de proyecto para riego del 0,6 % o la que indique el estudio de las rectas en ambas direcciones. Se trata de analizar el mínimo movimiento de suelo sin decapitar excesivamente los horizontes superficiales, a los fines de garantizar el escurrimiento del agua por la pendiente natural del terreno. Es conveniente entonces repasar pequeños lomos y rellenar pequeños bajos que influirán negativamente en el avance parejo del agua.

La Organización Mundial de la Salud señala que cuando se trabaja con efluentes tratados para sistemas de riego, los mismos deben ser por surco o goteo.

El decreto 847/16 de la Secretaría de Recursos Hídricos, permite tres metodologías distintas para aplicar el reúso de efluentes, entre ellas encontramos:

- riego por superficie: comprende el riego por inundación, canteros tradicionales o surcos;
- riego por aspersión: con sistema estático y disposición en cuadrículas, fija o móvil, con sistemas móviles de cañón o ala sobre el carro tirada por enrollado o por cable, y sistema de lateral móvil, pivotante o de desplazamiento lineal. Esta metodología de riego debe realizarse a una altura tal del suelo que no provoque la aerosolización del efluente evitando así su esparcimiento y posibles daños a la salud de poblaciones cercanas;
- riego localizado o microrriego: comprende el riego por goteo, por difusores y tubos perforados.

Por antes expuesto, se ha decidido por el método de caudal discontinuo (intermitente) o también llamado riego por pulsos. El cual se realiza por surco, pero debido a su alta eficiencia de aplicación (hasta un 85%), puede asegurar un perfil de mojado bastante uniforme a lo largo de la parcela regada. De esta forma se evita la percolación profunda en la cabecera de los surcos, no comprometiendo la contaminación del nivel freático. También se eliminan los desagües al final de los surcos producidos por escurrimiento superficial innecesario, con un manejo adecuado del software que contiene la computadora del sistema elegido.

Se descarta el riego por aspersión dado a que la OMS desaconseja su uso debido a un supuesto peligro de contaminación por la deriva del viento producida por este método presurizado. Por otra parte, el riego por goteo en lo posible se tratará de descartar por los siguientes motivos:

- Alta inversión por ha y alto costo de mantenimiento.
- Necesidad de filtración automática y frecuente debido al alto contenido de materia orgánica que poseen estos líquidos.

La utilización del sistema de riego por pulsos (caudal discontinuo) plantea una alternativa sencilla, relativamente económica y de fácil aplicación en la utilización de líquidos tratados. Funciona exclusivamente con la energía propia de la gravedad almacenada en la altura de la planta y la energía solar acumulada en el panel de la computadora del sistema propuesto. Es decir, se trata de un método de riego totalmente ecológico, no contaminante, no requiere de bombeo adicional y trabaja por gravedad y energía solar.

3.9.2. Descripción del Método de Riego Discontinuo

El método de riego por pulsos o discontinuo consiste en aplicar el agua a una cierta cantidad de surcos usando tuberías de PVC, con aberturas o compuertas enfrentadas a los surcos. Al cabo de cierto tiempo (generalmente cuando ha llegado a la tercera, cuarta o quinta parte de la longitud del surco), el agua es derivada a otro set o conjunto de surcos, que se halla en otro sector del lote. Esto lo hace mediante una válvula mariposa en forma de té que tiene la capacidad de derivar el agua en dos direcciones. Esta válvula es accionada por una computadora que posee la energía necesaria almacenada en un panel solar. Después de haber avanzado el agua en el otro sector, la misma distancia del primer sector, la válvula

deriva nuevamente el caudal hacia el primer conjunto de surcos que se estaba regando anteriormente. Este procedimiento se repite 3, 4 a 5 veces, avanzando el agua en cada pulso a distancias constantes mediante tiempos incrementales que le da la computadora.

De esta manera, el agua llega al final de los surcos mucho más rápido que como lo haría en forma tradicional. Se puede afirmar que se llega al final de los surcos en aproximadamente el mismo tiempo que le demanda hacerlo en forma continua, pero regando el doble de surcos usando el mismo caudal. Las eficiencias de aplicación en este sistema oscilan entre un 80 a 85% (al cabo de un tercer riego), dependiendo principalmente de la textura y pendiente.

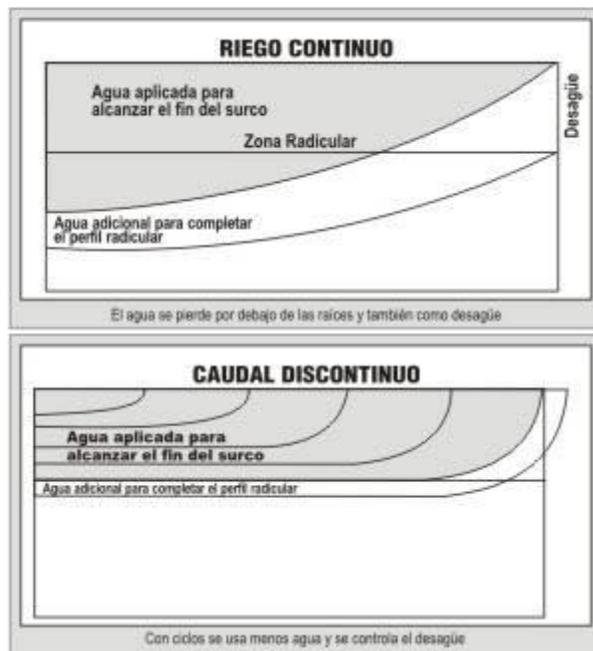


Figura 19: Comparación del riego tradicional o continuo respecto con el discontinuo en perfiles longitudinales.
 Fuente: tg Argentina: <http://www.tgdeargentina.com.ar>

Se logra una rápida disminución de la velocidad de infiltración del agua en el suelo. La explicación de este fenómeno se debe a que entre un pulso y otro se produce un disgregamiento de terrones, un reacomodamiento de partículas y una migración de sedimentos que sellan la base del surco. Por otra parte, al haber una interrupción de suministro de agua, queda aire atrapado en los poros del suelo que hace las veces de un colchón neumático. Ambos efectos facilitan el rápido avance del agua. De esta manera se soluciona el problema de las pérdidas por percolación profunda al comienzo de los surcos.

3.9.3. Determinación de los requerimientos hídricos de los cultivos

Se propone la implantación de eucaliptos frente a otras especies como ser el pino o el álamo. Ambos según referencias bibliográficas, tienen un menor consumo que el eucaliptus.

Es necesario establecer con ingenieros forestales o agrónomos locales, cuál serán las especies y/o variedades de eucaliptus que mejor se adapten a la zona. Las especies de eucaliptus camaldulensis y tereticornis, ya han sido probadas para líquidos tratados de

efluentes urbanos con excelentes resultados, pero habrá que consultar si se adaptan a las condiciones climáticas y de suelos de la localidad tratada.

Se debe conocer las necesidades de riego del eucaliptus utilizando el método de Blaney&Criddle tradicional, no pudiéndose aplicar el mismo método modificado por FAO (más reciente), ya que no se pudo contar con datos de radiación, humedad relativa y velocidad de vientos. Es menos aproximado que el actual, pero al tomar medias de temperatura y precipitación de varios años, nos da una idea de un consumo de agua promedio del eucaliptus.

Cabe destacar que los coeficientes de cultivo K elegidos que varían entre 1 y 1,2 se deben a que el eucaliptus, al tener un área foliar mayor que los pastos de referencia, poseen un consumo mayor que los mismos y superan la unidad.

3.9.4. Cálculo de la lámina de reposición edáfica de cada riego

La lámina de reposición edáfica de cada riego se calcula teniendo en cuenta las constantes hídricas, la densidad aparente del suelo, la profundidad radicular y las pautas de extracción diferencial de cada horizonte. Sin embargo, se adoptará el criterio de aplicar láminas o dosis brutas de acuerdo a la faz operativa del sistema, es decir priorizando los tiempos de aplicación en 24 horas. El hecho de realizar los cambios de sets de riego (apertura y cierre de las compuertitas de cada surco, como así también el apagado y prendido de la computadora) una o dos veces al día, facilita la operación del sistema. Este horario más cómodo será usado por el personal de campo, en este caso dedicado al riego.

El caudal no erosivo por surco no debe ser superado, para evitar erosiones ante lluvias intensas. Se determina conociendo las pendientes generales del proyecto. Se aplica la expresión de Criddle:

Ecuación 66

$$Q \text{ máx. no erosivo} = \frac{0,63}{\text{Pendiente}[\%]}$$

Ecuación 67

$$\text{Lamina bruta} = \frac{Q * \text{Tiempo}}{\text{Ancho Bruto} * 2 * \text{Long surco}}$$

Después de un tercer riego en adelante, cuando se supone que los surcos se han asentado, se puede lograr una eficiencia de aplicación del 80%, por lo tanto, la lámina o dosis neta queda:

Ecuación 68

$$\text{Lamina neta} = \text{Lamina bruta} * 0,8$$

En la elección del periodo de riego o frecuencia de riego se tiene en cuenta que el riego se realiza de forma continua, ya que no se cuenta con lagunas para almacenar el líquido.

3.10. CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

Es un supuesto previo o la determinación anticipada del costo o precio total de un proyecto. En otras palabras, se entiende por presupuesto a un cálculo anticipado, del valor monetario de una obra de ingeniería. Su importancia radica que es usada como herramienta de planificación y como elemento para tomar decisiones.

Para computar el anteproyecto mencionado, se tiene en cuenta la teoría del Presupuesto Analítico, ya que se aconseja su utilización para las licitaciones. Es la previsión acerca del costo probable y una herramienta imprescindible para la gestión del proyecto y control del rendimiento económico del mismo. Se persiguen los siguientes pasos:

1. Descomposición de la obra en tareas elementales: preparación del listado de ítems que componen la obra.
2. Elaboración del cómputo métrico, para determinar las cantidades de unidades de cada ítem.
3. Búsqueda de precios de materiales, mano de obra y subcontratos, investigación de coeficientes de aporte y rendimientos y, en general, estudio de los pliegos.
4. Análisis del costo unitario por ítem: determinación de los costos directos de la unidad de cada ítem.
5. Determinación del costo directo de obra: sumatoria de los productos de las cantidades de cada ítem (2) por sus costos directos unitarios calculados (4).
6. Preparación, mediante un procedimiento también analítico, del presupuesto de gastos generales de obra (costo indirecto de obra) y del presupuesto de gastos generales de empresa.
7. Fijación del beneficio pretendido y del % de imprevistos adecuado, en función de las características del proyecto, obra y contrato. Determinación del costo financiero.
8. Sumatoria de los costos directos (5), más los costos indirectos (6) y el beneficio, imprevistos y costo financiero (7), para determinar el precio (antes de impuestos).
9. División del precio (8) por la sumatoria de los costos directos (5) para determinar el coeficiente de impacto.
10. Multiplicación de los costos directos por unidad de ítem (4) por el coeficiente de impacto (9) para obtener el precio unitario de cada ítem.
11. Multiplicación de las cantidades de cada ítem (2) por sus precios unitarios (10) y sumatoria de los productos para fijar el precio total.
12. Afectación del precio con el impuesto al valor agregado.

4. BÚSQUEDA DE ANTECEDENTES

4.1. UBICACIÓN

El Municipio de Luca se encuentra ubicado en el departamento General San Martín de la Provincia de Córdoba, Argentina. Las ciudades aledañas a la localidad estudiada son Arroyo Cabral y Dalmacio Vélez Sarsfield.

El ejido municipal es atravesado por la Ruta Nacional N°158, la cual se extiende desde la localidad provincial de San Francisco hasta la ciudad de Río Cuarto, recorriendo también, la ciudad de Villa María.

La distancia que separa la capital de la provincia, Córdoba, de Luca es aproximadamente 215 Km.



Figura 20: Ubicación de la localidad de Luca en la provincia de Córdoba. Fuente: Elaboración propia.

El municipio cuenta con un aproximado de 44 manzanas conformadas por 418 lotes. Según el Censo de la Provincia de Córdoba en el 2008, se contabilizaron 162 viviendas. En la *Figura 21*, podemos observar que las manzanas ubicadas al norte de la Ruta Nacional tienen un uso de suelo rural/industrial primario con baja tasa de consolidación, mientras que las que se encuentran hacia el sur presentan una consolidación media y tienen un uso urbano residencial con predominancia de viviendas unifamiliares.

Se observa la presencia de industrias secadoras y separadoras de granos integradas en el ámbito residencial, por lo que debemos tenerlo en cuenta para el análisis.

La localidad se encuentra rodeado en todos sus límites por zonas rurales, con siembra de cultivos como ser maíz, maní, soja, entre otros.

A su vez, la extensión demográfica se extiende en torno a la Ruta Nacional y al Ferrocarril, por lo que podemos clasificarla como parte de un desarrollo lineal alrededor de dos vías de comunicación importantes.



Figura 21: Localidad de Luca. Fuente: Google Maps.

4.2. ASPECTOS SANITARIOS

A continuación, se detallan los servicios públicos presentes en la localidad, cuya información es útil para comprender los hábitos y costumbres de la sociedad y permitir un correcto análisis del funcionamiento de la ciudad.

4.2.1. Servicios de Agua Potable

El servicio de Agua Potable es prestado por la Cooperativa de Servicios Públicos al igual que los demás servicios básicos. El agua que se consume es extraída de pozos y tratada para su uso potable.

Las cañerías de agua potable se encuentran emplazadas a una distancia de 1,70 m del cordón cuneta sobre la calle. Esto es un dato importante por conocer para poder localizar en el sector correcto las redes cloacales para evitar problemas de contaminación.

Se conoce la existencia de 220 conexiones de agua, las cuales cuentan con los medidores de agua correspondientes. Según los datos proporcionados por la Cooperativa, el consumo promedio es de 15 m³ por cuenta.

4.2.2. Servicios de Cloacas

Actualmente el municipio no posee un sistema de saneamiento cloacal. Cada vivienda dispone de sistemas estáticos para tratar los líquidos cloacales domiciliarios generados, los cuales se encuentran integrados por cámaras sépticas y pozos absorbentes. Este último es influenciado por el ascenso en el nivel de la napa lo que implica su mal funcionamiento y llenado antes del tiempo estipulado, siendo así necesario la construcción de nuevos pozos y la utilización de camiones atmosféricos, que requerirán un tratamiento específico para su

descarga final, actividad que no ocurre. Como consecuencia, se genera un deterioro en la calidad ambiental y de vida de sus pobladores.

4.2.3. Desagües Pluviales

La localidad no presenta hasta el momento del análisis este beneficio.

4.3. ASPECTOS FISICOS

En el siguiente apartado se desarrollan los aspectos físicos que son necesarios para llevar adelante el proyecto ejecutivo.

4.3.1. Geología y Geomorfología

La Provincia de Córdoba está localizada en la región central de Argentina (entre 29°30'S y 35°00'S y entre 61°50'O y 65°50'O) y su territorio, que exhibe un variado conjunto de geofomas resultantes de procesos exógenos y endógenos, abarca parte de dos regiones geomorfológicas de primer orden: Sierras Pampeanas y Llanura Chacopampeana. La zona montañosa de la provincia es parte del extremo sudoriental de la provincia geomorfológica de Sierras Pampeanas y comprende cinco unidades mayores. Las planicies de Córdoba son parte del sector sudoccidental de la gran provincia geomorfológica Llanura Chacopampeana, e incluyen cuatro ambientes mayores: Depresión tectónica de la laguna de Mar Chiquita, Planicie fluvioeólica central, Planicie arenosa eólica del sur y Ambientes pedemontanos. Se caracterizan por la presencia de morfologías vinculadas, principalmente, a la sedimentación cenozoica con predominio de depósitos de sistemas fluviales y aluviales efimeros y depósitos eólicos, mayormente loésicos.

Se representa a través del modelo digital del terreno de la Provincia de Córdoba realizado mediante combinación de índice de humedad, factor longitud de pendientes y sombreado analítico de tendencia de pendientes, para resaltar zonas deprimidas y concentración de drenajes (tonos de azul y celeste) y el gradiente de la pendiente en sectores elevados (tonos de marrón y naranja). Límites entre unidades líneas grises. Siendo la localidad de Luca perteneciente a la zona “pct= Paleobanico aluvial del río Ctalamochita.”

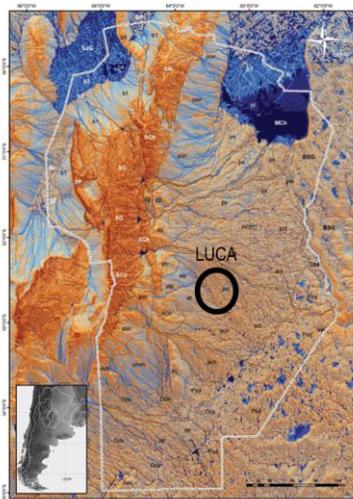


Figura 22: Ubicación de la localidad de Luca en el modelo digital del terreno de la Provincia de Córdoba, modificado. Extraído de (CARIGNANO, KRÖHLING, DEGIOVANNI, & CIOCCALE, 2014).

Paleoabanico aluvial del río Ctalamochita (río Tercero) "PCT": Es el mayor de los paleoabanicos de la planicie fluvioeólica central y está conformado por la superposición de cuatro abanicos principales cuyas cumbres se ubican:

- La primera: entre Almafuerite y Río Tercero
- La segunda: en Pampayasta
- La tercera: a 5 km al este de Arroyo Algodón
- La cuarta: en Villa María

Hacia el norte esta marginada del piedemonte por un sistema de paleocauces que parten, en dirección SO-NE, desde el ápice de Almafuerite-Río Tercero, pasando por Colonia Almada, Oncativo hasta Las Junturas donde se integran con el sistema austral de paleocauces del Xanaes (arroyo Las Junturas-Calchín), desde donde coalesce con el paleoabanico del Xanaes. Por el sur, se extiende hasta un sistema de paleocauces cubiertos por loess, que con dirección NOSE, parte desde Río Tercero pasando al sur de Tancacha, Hernando y Dalmacio Vélez. A partir de esta última localidad los paleocauces son más definidos y se integran en el Arroyo Chazón que más al sureste desemboca en la depresión de Saladillo, y que oficia de límite con el paleoabanico del Chocancharava.

Los dos abanicos más antiguos se encuentran completamente cubiertos por un manto de loess y solo son reconocibles por la presencia de paleocauces que presentan un diseño distributivo radial, que parte de los ápices mencionados. Estos paleocauces no han sido completamente tapados por la cubierta loésica y son perfectamente reconocibles en las imágenes satelitales y modelos digitales del terreno. Los paleocauces mayores aún funcionan como sistemas independientes drenando parte de la llanura (Arroyos Las Junturas, Algodón, Las Mojarras, Cabral, etc.).

El abanico de Villa María conforma una amplia planicie con pendiente muy baja al sureste, que se destaca por sus paleocauces de orientación oeste-este y NO-SE, separados por extensos interfluvios casi planos, y porque alberga la faja fluvial activa del río Ctalamochita. En toda la zona sur, como en la sudoriental y oriental, el paleoabanico del Ctalamochita está afectado por procesos de deflación que han generado dunas parabólicas con cubetas de deflación en su interior, y ahondados tramos de paleocauces, los que están ocupados por lagunas efímeras y bañados, muy condicionados por la posición de la freática

4.3.2. Hidrología

La localidad en estudio forma parte de la cuenca del río Carcarañá. El mismo nace en la provincia de Córdoba, Argentina por la confluencia de los ríos Tercero o Ctalamochita y Saladillo (nombre del curso inferior del río Cuarto). Luego, este río ingresa en la provincia de Santa Fe, a la que cruza desembocando en la localidad de Gaboto en el río Coronda, que a su vez lo hace en el río Paraná.

También se observa que no hay cursos de agua cercanos a la localidad, lo que obliga a plantear varias alternativas como obras de descarga.



Figura 23: Cuenca del río Carcarañá, extraído de (Díaz Lozada, y otros, 2010)

4.4. ASPECTOS SOCIO-ECONÓMICOS

Se detallan a continuación, datos de la población y la economía del municipio.

4.4.1. Población

Luca cuenta según los Censos Nacionales realizados por el INDEC, con la siguiente población:

- Censo 1991: 388 habitantes.
- Censo 2001: 527 habitantes.
- Censo 2010: 563 habitantes.

Considerando que se adopta un periodo de diseño de 20 años, se realiza la proyección de la población al año considerado por tres métodos distintos para poder evaluar los resultados obtenidos:

- Método de Tasas Medias Anuales Decrecientes
- Método de la Relación - Tendencia
- Método de los Incrementos Relativos

4.4.2. Usos de suelo

Podemos observar que existe un uso de suelo mixto, es decir conviven industrias, comercios y residencias poblacionales. Con mayor dominio de las aéreas residenciales.

En la imagen siguiente se marcan los distintos usos de suelo, cuyas referencias son:

- Color amarillo: Uso Residencial

- Color violeta: Uso industrial/talleres
- Color rojo: Uso comercial: en este caso, no se presentan zonas estrictamente comerciales, sino que se encuentran integradas en la zona residencial, llamados comúnmente negocios de barrio.
- Color verde: espacios verdes que pueden ser usados como recreación.

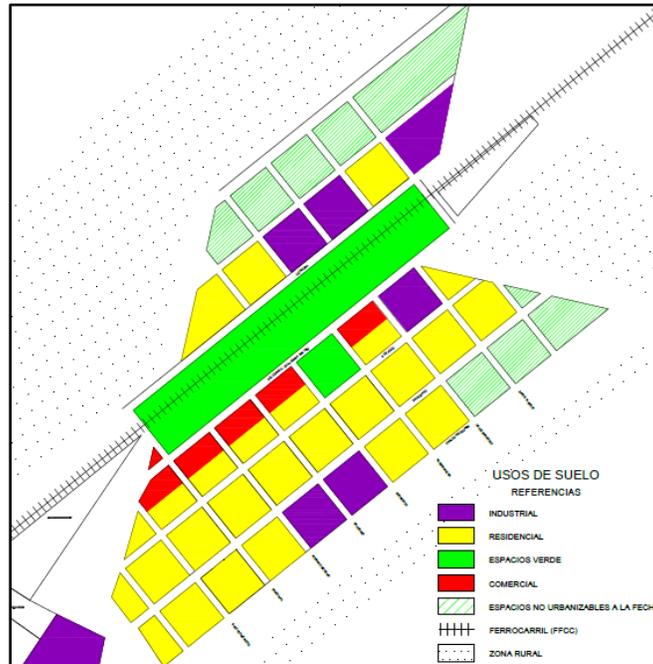


Figura 24 :Usos de suelo en Luca. Fuente: Elaboración propia.

4.4.3. Industrias

Es importante la cercanía de su ubicación al corredor bioceánico, el cual nuclea las grandes zonas comerciales nacionales. Lo cual es beneficioso para que las industrias locales amplíen sus horizontes comerciales.

La fuente económica de la localidad es rural/industrial, su fuerte es la producción de granos y lácteos.

Se encuentra rodeado por zonas rurales, en las cuales se practica ganadería y agricultura.

Entre sus industrias se encuentran:

- Seleccionadores de granos,
- Secadoras de granos y cereales,
- Fábrica de lácteos y manteca.

4.4.4. Espacio rural

Hacia los límites de la localidad de observa una zona agrícola rural. Donde abundan la plantación de cultivos varios. A continuación, se observan imágenes del lugar.



Figura 25: Limites de la Localidad de Luca.

4.4.5. Equipamientos

Se cuenta con un nodo de equipamientos mixtos, que nuclea las funciones administrativas como ser la municipalidad y un parador de ómnibus, funciones recreativas en la plaza central, los centros educativos y la función de culto cristiano, es decir la iglesia.

4.4.6. Infraestructura

Luca tiene la mayor parte de sus calles de perfil urbano, con pavimentos rígidos y en menor medida intertrabado.



Figura 26: Perfil urbano de las calles de la localidad

La Ruta Nacional N°158 se integra en la localidad conservando sus características, pero considerando las limitaciones correspondientes al circular por una zona urbana. Se instalaron semáforos.



Figura 27: Perfil Ruta Nacional 158 dentro de la localidad.

5. MEMORIA DESCRIPTIVA

En la presente memoria descriptiva se detalla la obra que conforma el Anteproyecto de Saneamiento Cloacal de la localidad de Luca. El mismo se diseñó según las necesidades existentes relacionadas con la recolección y disposición final de las aguas residuales urbanas e industriales provenientes de los diferentes sectores de producción de la zona considerada.

Se plantea la recolección de los líquidos mediante un sistema de redes que se conducirán a una planta de tratamiento de líquidos cloacales situada hacia el sur oeste de la localidad en cuestión.

La población total del sector para el final del periodo de diseño se estima en 924 habitantes para el año 2042, con un caudal medio diario (Q_C) de 184,80 m³/d.

5.1. SITUACIÓN ACTUAL

En la actualidad, el municipio de Luca no posee servicio de recolección y tratamiento de efluentes cloacales, lo que implica serios problemas para la población y el desarrollo de la zona. Las viviendas cuentan con sistemas cerrados para el destino de sus aguas residuales, donde el líquido cloacal pasa por una cámara séptica de tratamiento para, posteriormente, ser infiltrado al subsuelo.

Considerando que el aumento en el nivel freático trae aparejado la construcción de nuevos pozos de absorción o la utilización de camiones atmosféricos para vaciarlos, lo que implica que se requiera un apropiado tratamiento, situación que no ocurre ya que los mismos son volcados sin tratamiento previo. Esto genera una progresiva alteración de la calidad del agua subterránea y por consiguiente un deterioro de la calidad ambiental de la zona y de la población.

Por lo cual, es de suma importancia el desarrollo del proyecto de Saneamiento Cloacal para esta localidad para mejorar la calidad de vida de los habitantes y reducir el impacto ambiental que implica la problemática actual.

5.2. OBRAS POR EJECUTAR

Las obras a ejecutar corresponden al saneamiento cloacal incluyendo las redes y conexiones domiciliarias correspondientes, estaciones de bombeos necesarias, cañerías de impulsión, planta depuradora y obras de descarga de los efluentes tratados a través de un sistema de riego discontinuo.

El trazado de la red colectora se divide utilizando la Ruta Nacional N°158. en dos etapas de ejecución, por la baja densidad poblacional presente. La etapa 1, la cual comprende los lotes ubicados hacia el sur y, la etapa futura se extiende para los lotes restantes, es decir al norte de la línea divisoria. Esto se debe a la baja tasa de consolidación habitantes por lote de la Etapa Futura. Lo mencionado puede observarse en la *Figura 28*.

Las obras que se desarrollan en este proyecto, involucran todas las etapas desde la construcción de las redes colectoras hasta la obra de descarga. En el siguiente apartado se desarrolla una breve descripción de las mismas.

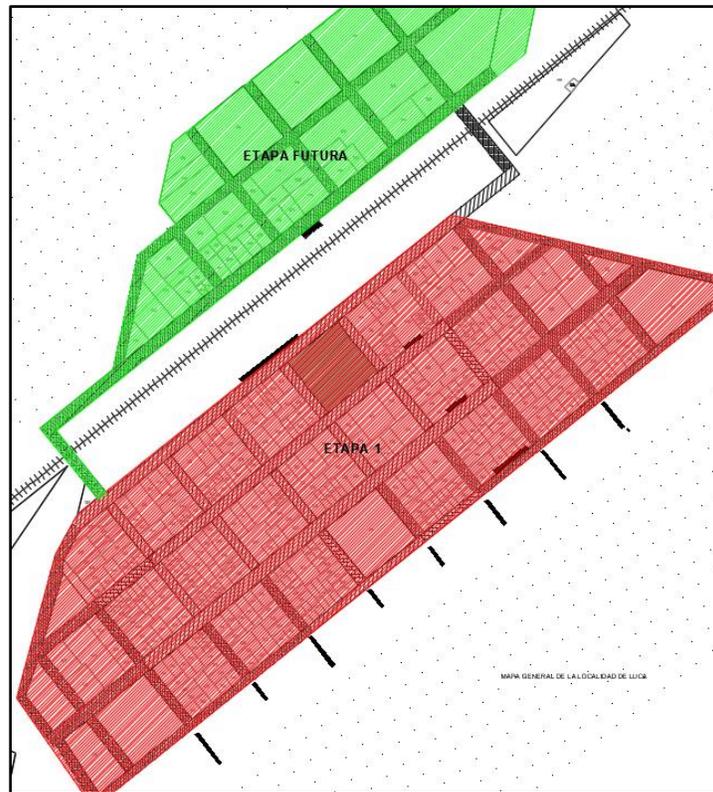


Figura 28: Etapas de proyecto en la localidad de Luca.

5.2.1. Redes colectoras cloacales

Se realizó un trazado de redes cloacales por calzada y por veredas, teniendo en cuenta la situación de las vías, es decir si estaban o no pavimentadas. Se adopta como tapadas mínimas 1,00 m en calzada y 0,80 m en vereda.

Se realizó una división del ejido municipal en dos partes. La red futura no brindará beneficios en el corto plazo. En cambio, en la etapa 1 se llevó a cabo el trazado de la red siguiendo el terreno natural, por lo que se eligieron pendientes mínimas y se verificó el cumplimiento de las velocidades límites. Se dispuso de una red colectora principal, ya que las tapadas superan los valores máximos establecidos por la norma.

La extensión de la red que conforma la primera etapa es de 11.112,65 m, teniendo en cuenta que 500 m se disponen sobre calzada de hormigón y 150 m en pavimento intertrabado.

5.2.2. Bocas de Registro

Las bocas de registro poseen una profundidad variable y pueden ser clasificadas en dos tipos, de 2,50 m o menos de profundidad, o más de 2,50 m de profundidad. Las últimas mencionadas son las que se van a ejecutar en menor cantidad, ya que son necesarias 15 bocas. En cambio, la cantidad de bocas con profundidad menor a 2,50 m asciende a 103.

Las bocas de registros son circulares con un diámetro de 1,20 m. En caso de que la profundidad supere los 2,50 m, se acepta una reducción del mismo de 0,60 m.

A nivel de terreno se coloca el marco y la tapa correspondientes. Son construidas de H°S° en la base y las paredes, y H°A° en la parte superior, en ambos casos el material será H-20.

5.2.3. Estación de Bombeo

La topografía del terreno y las tapadas máximas condicionan la necesidad de una estación de bombeo que impulse los líquidos a la cámara de carga de la EDAR. Su ubicación es un predio apartado de las residencias y adecuado para permitir la llegada a la planta depuradora.

Se adopto bajo la modalidad de cámara húmeda con la instalación de equipos de bombeo del tipo de motor sumergible, aptas para líquido cloacal. Está prevista la colocación de 2 (dos) electrobombas, una en funcionamiento y otra de reserva.

Cabe destacar que para la conexión de la red futura se requiere de una estación de bombeo en la Boca de Registro 109.

5.2.4. Cañerías de impulsión

La cañería de impulsión tiene una extensión de 603,85 m y su diámetro es de 0,110 m de P.V.C. Clase 4 con aros de goma aptos para líquido cloacal. La Estación de Bombeo N°1 impulsará los efluentes cloacales de toda la localidad, hacia la planta depuradora para su tratamiento.

5.2.5. Planta Depuradora de Líquidos Cloacales

La Estación Depuradora de líquidos cloacales es conformada por las siguientes unidades: tamices estáticos, planta compacta mediante el sistema de lodos activados, laguna de maduración, aforador parshall, cámara de cloración, espesador estático de lodos, playa de secado de lodos y laguna de pretratamiento para camiones atmosféricos. Se considera la construcción de una estación de bombeo (EB PD) para el transporte del agua efluente de la laguna de pretratamiento y los lixiviados de las playas de secado y del espesador hacia los tamices estáticos, la cual su cañería de impulsión tiene una extensión de 38 m.

La planta depuradora a utilizar es un modelo de planta compacta, que se encuentra emplazada en la localidad de Villa Carlos Paz. Se debe realizar su correcto transporte a la localidad en estudio y su puesta en funcionamiento. La misma tiene una capacidad aproximada de 2000 habitantes, con un caudal diario de ingreso de 500 m³/d. Por lo que resulta apta para las características a satisfacer en Luca.

El uso final que se le otorga al efluente tratado es el riego. Se realizó un análisis detallado para conocer los cultivos aptos.

En la *Figura 29* se observa la disposición en planta de las unidades de la Estación Depuradora de Aguas Residuales (EDAR), como así también el espacio destinado para la deposición final estudiada, es decir el sistema de riego.

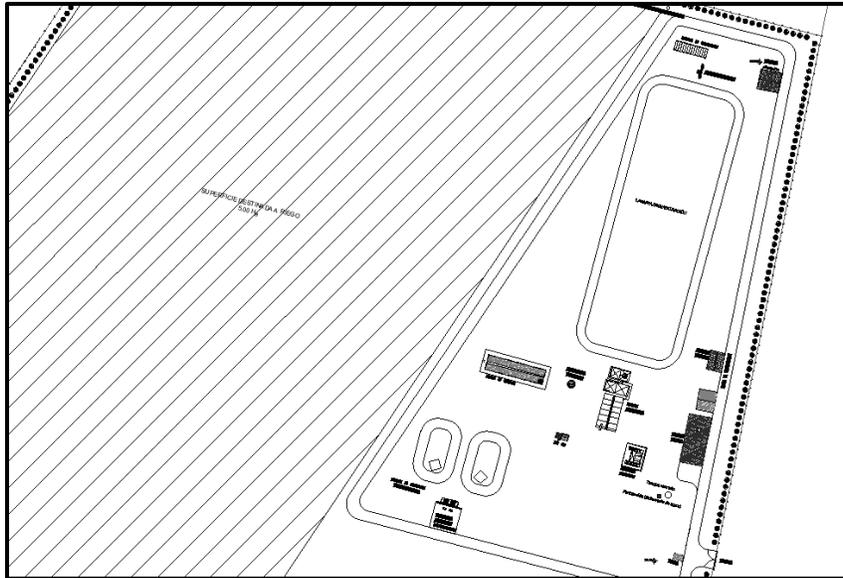


Figura 29: Planta General de la EDAR. Fuente: Plano n°13.

5.3. BENEFICIOS DE LA OBRA A MEDIANO Y LARGO PLAZO

Los beneficios obtenidos por la realización de la obra son múltiples, ya que permitirá una mejor calidad de vida para la población actual y para su crecimiento poblacional al año 2042, así como cambios positivos o desarrollos en ciertos ámbitos sociales y actividades económicas.

Este proyecto supone un beneficio a toda la comunidad, ya que se evitará el tratamiento particular de los efluentes domiciliarios, disminuyendo cualquier problema que estos pudiesen generar y tratándolos en forma correcta como lo establecen las normas.

5.4. MONTO

El presupuesto oficial para la contratación de la obra asciende a la suma de Pesos: pesos SETENTA Y DOS MILLONES CUATROCIENTOS SETENTA Y OCHO MIL OCHOCIENTOS SESENTA Y SEIS CON 61/100. (\$ 72.478.866,61), incluido IVA y toda la carga tributaria y social vigente, correspondientes a valores del mes de agosto del año 2019.

5.5. PLAZO

El plazo total para el desarrollo y la ejecución de la obra antes descrita se establece en **15 (quince) meses**.

6. MEMORIA DE CALCULO

6.1. PERIODO DE DISEÑO

Se adopta como periodo de diseño según lo considerado por el ENOHSA, un periodo de 20 años, comenzando con la habilitación del servicio en el año 2022 y finalizando su vida útil en el 2042.

6.2. ESTUDIO DE LA POBLACIÓN

Los siguientes datos expresan el número de habitantes de tres escalas relevantes para el análisis, los cuales fueron obtenidos de los últimos tres Censos Nacionales realizados por el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INDEC), se muestran en la *Tabla 9*.

Año	Habitantes		
	Argentina	Córdoba	Luca
1991	32.615.528	2.766.683	388
2001	36.260.130	3.066.801	527
2010	40.117.096	3.308.876	563

Tabla 9 :Datos Poblacionales de censos oficiales. Fuente: Elaboración propia a partir de datos proporcionados por INDEC

Considerando que se adopta un periodo de diseño según ENOHSA de 20 años, se realiza la proyección de la población al año de ejecución del proyecto, al primer subperiodo de diseño y al finalizar el mismo, por tres métodos distintos para poder evaluar los resultados obtenidos.

6.2.1. Tasas Medias Anuales Decrecientes (Geométrico)

Partiendo de la información de la *Tabla 9*, se aplica la *Ecuación 1* y la *Ecuación 2* del método considerado para obtener las tasas medias anuales de variación de la población:

$$i_I = \sqrt[10]{\frac{527}{388}} - 1 = 0,0311$$

$$i_{II} = \sqrt[9]{\frac{563}{527}} - 1 = 0,0074$$

Siendo $N_1= 10$ años: primer periodo intercensal; $N_2= 9$ años: segundo periodo intercensal.

Para el intervalo comprendido entre el último censo y el año inicial del periodo de diseño, el cual comprende el primer subperiodo de 10 años, y considerando la tasa media anual $i_{II}=i_I$. Utilizando la *Ecuación 4*:

$$P_{2019} = 563 * (1 + 0,0074)^9 = 601$$

$$P_{2022} = 601 * (1 + 0,0074)^3 = 615$$

$$P_{2032} = 615 * (1 + 0,0074)^{10} = 662$$

Para determinar el segundo subperíodo de 10 años, se compara el promedio de las tasas históricas mediante la *Ecuación 3*:

$$i_2 = \frac{0,0311+0,0074}{2} = 0,019$$

Como se cumple que $i_2 \geq i_1$, se adopta la tasa calculada del último periodo intercensal, es decir que $i_1 = i_{II}$.

$$P_{2042} = 662 * (1 + 0,0074)^{10} = 712$$

Los resultados se muestran en la *Tabla 10* y en la *Figura 30* se demuestra su crecimiento:

Año	Población	i	Población estimada
1991	388		
2001	527	0,0311	
2010	563	0,0074	
2019		0,0074	601
2022			615
2032			662
2042			712

Tabla 10. Resultados obtenidos Método Geométrico. Fuente: Elaboración propia

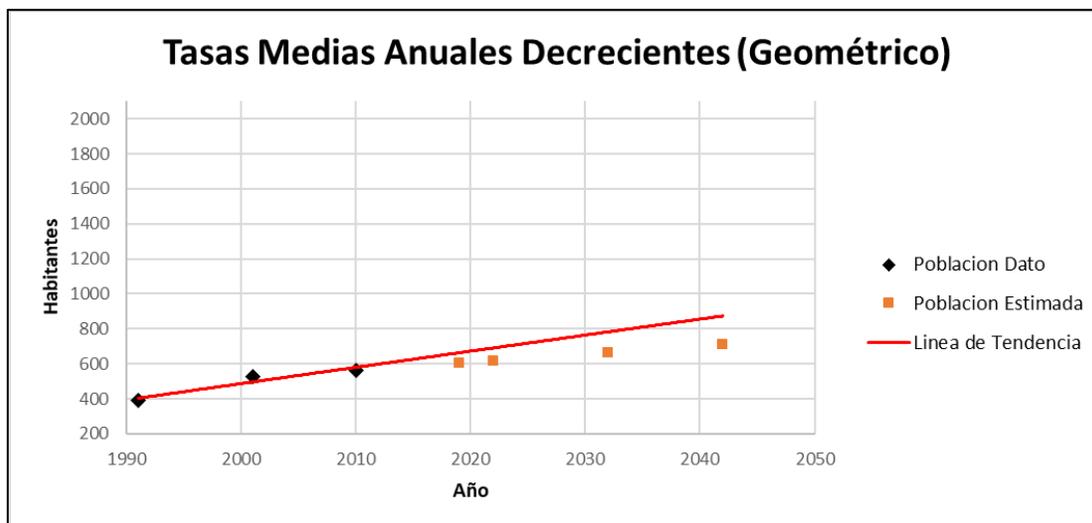


Figura 30: Resultado Método Geométrico. Fuente: Elaboración propia.

6.2.2. Método de la Relación- Tendencia

Este método se basa en el análisis de las relaciones entre la población total del país, la total de la provincia y de la localidad.

Primero, se definen los siguientes coeficientes de ponderación:

- A1 = 1991: año en que se realizó el antepenúltimo censo nacional

- A2 = 2001: año en que se realizó el anteúltimo censo nacional
- A3 = 2010: año en que se realizó el último censo nacional
- B0 = 2022: año previsto para la habilitación de la obra
- B1 = 2032: año en que finaliza el primer subperíodo de diseño
- B2 = 2042: año final del período de diseño.

Los periodos intercensales:

- N1 = A2 – A1 = 10 años: primer periodo intercensal
- N2 = A3 – A2 = 9 años: segundo periodo intercensal
- n0 = B0 – A3 = 12 años: periodo del último censo hasta el año inicial
- n1 = B1 – B0 = 10 años: primer subperíodo de diseño
- n2 = B2 – B1 = 10 años: segundo subperíodo de diseño.

Con los valores anteriores y utilizando las fórmulas propuestas en las normas de diseño, *Ecuación 8* se obtienen los siguientes coeficientes de ponderación:

$$C_{10} = 0,0909$$

$$C_{11} = 0,0323$$

$$C_{12} = 0,0244$$

$$C_{20} = 0,0952$$

$$C_{21} = 0,0465$$

$$C_{22} = 0,0317$$

Relación Provincia-País

Con la *Ecuación 5* se realiza el cálculo de las relaciones:

$$R_1 = 0,0848$$

$$R_2 = 0,0846$$

$$R_3 = 0,0825$$

A través de la *Ecuación 6* se determina los incrementos de los logaritmos de las relaciones:

$$I_1 = -0,0013$$

$$I_2 = -0,0109$$

Con la *Ecuación 7* se obtienen los denominados pesos relativos para los distintos años del periodo de diseño, utilizando los coeficientes de ponderación.

- R_4 la relación entre las poblaciones de la provincia y el país para el año inicial del periodo de diseño, B_0 .

$$\text{Log}R_4 = -1,0899$$

$$R_4 = 0,0813$$

- R_5 la relación entre las poblaciones de la provincia y el país para el primer subperíodo de diseño, B_1 .

$$\text{Log}R_5 = -1,0968$$

$$R_5 = 0,08$$

- R_6 la relación entre las poblaciones de la provincia y el país para el final del período de diseño, B_2 .

$$\text{Log}R_6 = -1,1035$$

$$R_6 = 0,0788$$

Relación Localidad – Provincia

Para determinar las poblaciones de la localidad y de la provincia, se opera con relaciones similares a las establecidas anteriormente.

Las relaciones se obtienen con la *Ecuación 10*:

$$L_1 = 0,0001$$

$$L_2 = 0,0002$$

$$L_3 = 0,0002$$

A partir de la *Ecuación 11* se obtiene los incrementos respectivos:

$$I'1 = 0,0883$$

$$I'2 = -0,0043$$

La *Ecuación 12* nos permite obtener el peso relativo de la localidad:

- L_4 la relación entre las poblaciones de la localidad y la provincia para el año inicial del periodo de diseño, B_0 .

$$\text{Log}L_4 = -3,7283$$

$$L_4 = 0,0002$$

- L_5 la relación entre las poblaciones de la localidad y la provincia para el primer subperíodo de diseño, B_1 .

$$\text{Log}L5 = -3,6947$$

$$L5 = 0,0002$$

- L_6 la relación entre las poblaciones de la localidad y la provincia para el final del período de diseño, B_2 .

$$\text{Log}L6 = -3,6588$$

$$L6 = 0,0002$$

Proyección de Población: aplicando tanto la *Ecuación 9* como la *Ecuación 13* respectivamente, se obtiene la estimación poblacional.

Para el país se extrae la estimación realizada por el INDEC:

	Habitantes
PT0 (2022)	46.234.830
PTn1 (2032)	50.134.861
PTn2 (2042)	53.479.835

Tabla 11. Datos poblacionales nacionales obtenidos de las Proyecciones y estimaciones realizadas por INDEC. Fuente: Elaboración propia a partir de datos proporcionados por INDEC.

Para la provincia se obtiene:

	Habitantes
P0 (2022)	3.759.381
Pn1 (2032)	4.011.658
Pn2 (2042)	4.213.582

Tabla 12. Datos poblacionales de la Provincia de Córdoba obtenidos por el método de Relación-Tendencia. Fuente: Elaboración propia.

Para la localidad:

	Habitantes
pL0 (2022)	703
pLn1 (2032)	810
pLn2 (2042)	924

Tabla 13. Datos poblacionales de la localidad de Luca obtenidos por el método de Relación-Tendencia. Fuente: Elaboración propia.

Se observa en la siguiente figura el resultado obtenido:

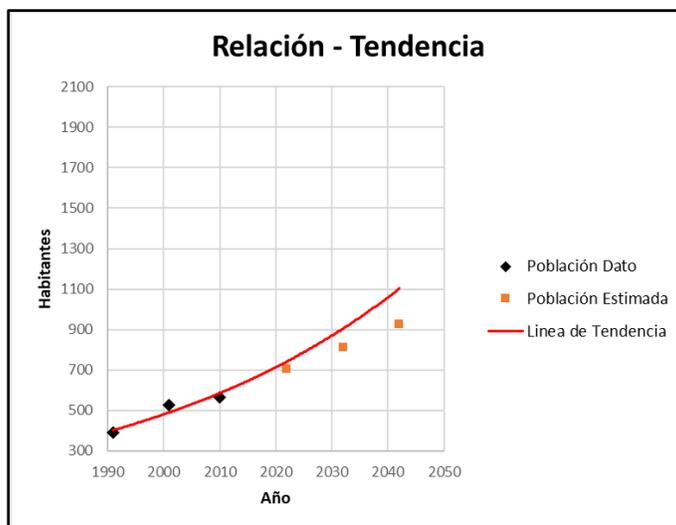


Figura 31: Resultado Método Relación-Tendencia. Elaboración propia.

6.2.3. Técnica de los Incrementos Relativos

A partir de la aplicación de la *Ecuación 15* se determinan los coeficientes de proporcionalidad del incremento de la población del área menor en relación al incremento de la población del área mayor. Luego, con la *Ecuación 14* se determina la población en el área menor del año que se busca obtener:

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.

Siendo

- Años censales: $t(0)$: 2001; $t(1)$: 2010.
- Años a estimar: t_0 : 2019; t_1 : 2022; t_2 : 2032; t_3 : 2042.

Relación País – Provincia

Las poblaciones del país y de la provincia son según los censos nacionales:

Población	País (PT)	
PT (0)	36260130	Hab.
PT (1)	40117096	Hab.

Población	PROVINCIA de CÓRDOBA (Pi)	
PT (0)	3066801	Hab.
PT (1)	3308876	Hab.

Las estimaciones de la población del país se obtienen mediante el INDEC:

PT t ₀	44938712	Hab.
PT t ₁	46234830	Hab.
PT t ₂	50134861	Hab.
PT t ₃	53479835	Hab.

Se determinan los coeficientes de proporcionalidad:

ai	0,0628
bi	791004,2

La población de la provincia para los años de diseño:

Pi (2019)	3611495	Hab.
Pi (2022)	3692844	Hab.
Pi (2032)	3937622	Hab.
Pi (2042)	4147562	Hab.

Relación Provincia – Departamento

La población de la provincia se observa en el punto anterior y las del Departamento General San Martín según los censos nacionales son:

Población	Departamento General San Martín (Pi)	
PT (0)	116107	Hab.
PT (1)	127454	Hab.

Las estimaciones de población de la provincia son las calculadas anteriormente:

PT t ₀	3611495	Hab.
PT t ₁	3692844	Hab.
PT t ₂	3937622	Hab.
PT t ₃	4147562	Hab.

Se determinan los coeficientes de proporcionalidad:

ai	0,0469
bi	-27645,93

La población del Departamento para los años de diseño:

Pi (2019)	141639	Hab.
Pi (2022)	145452	Hab.
Pi (2032)	156926	Hab.
Pi (2042)	166766	Hab.

Relación Departamento – Localidad

La población del Departamento se observa en el punto anterior y las de la localidad de Luca según los censos nacionales son:

Población	Localidad de Luca (Pi)	
PT (0)	527	Hab.
PT (1)	563	Hab.

Las estimaciones de población del Departamento son las calculadas anteriormente:

PT t ₀	141639	Hab.
PT t ₁	145452	Hab.
PT t ₂	156926	Hab.
PT t ₃	166766	Hab.

Se determinan los coeficientes de proporcionalidad:

ai	0,0032
bi	158,63

La población de la localidad para los años de diseño:

Pi (2019)	608	Hab.
Pi (2022)	620	Hab.
Pi (2032)	657	Hab.
Pi (2042)	688	Hab.

Tabla 14: Resultados obtenidos mediante el Método Incrementos Relativos. Fuente: Elaboración propia.

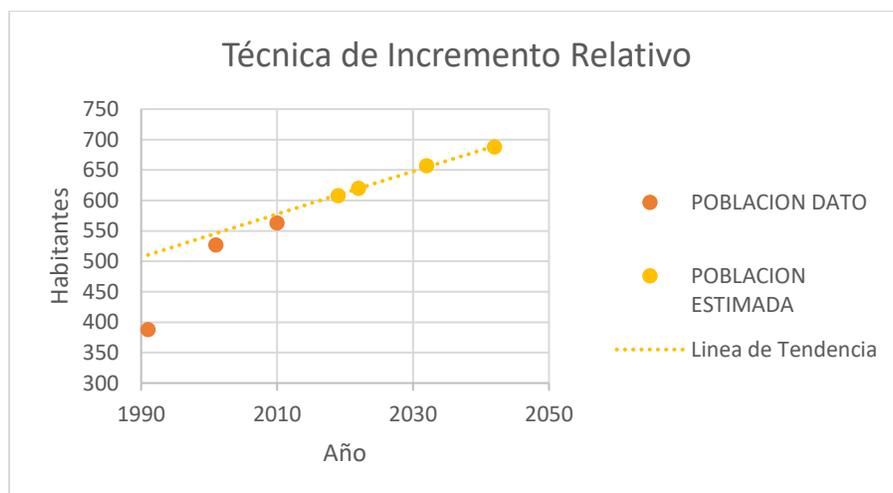


Figura 32: Resultado Método Incrementos Relativos. Fuente: Elaboración Propia.

6.2.4. Resumen

Reuniendo los datos obtenidos en los cálculos anteriores, podemos determinar a continuación la población estimada por los diferentes métodos en la *Tabla 15*.

Años	Tasas Medias Anuales Decrecientes	Relación-Tendencia	Incrementos Relativos
2010	563	563	563
2022	615	703	620
2032	662	810	657
2042	712	924	688

Tabla 15. Resumen de los resultados obtenidos. Fuente: Elaboración Propia.

Como podemos observar en la *Figura 33*, los métodos aplicados muestran una tendencia de crecimiento similar. El método Geométrico o Tasas Medias Anuales Decrecientes es óptimo para localidades que han sufrido aportes migratorios o un incremento poblacional significativo en los últimos años. Por lo que no es apto para aplicarlo a la localidad estudiada. En cambio, los resultados del Método de los Incrementos Relativos tienen muy poca variación respecto a los del censo nacional del 2010, por lo que se descarta por posibles errores de estimación.

A su vez, el Método Relación-Tendencia se adapta a poblaciones más asentadas y cuyo crecimiento futuro se relaciona con el crecimiento de la provincia y del país. Lo cual es la que se asemeja al estudio y la que se decide adoptar para el cálculo del proyecto.

Población futura = 924 habitantes

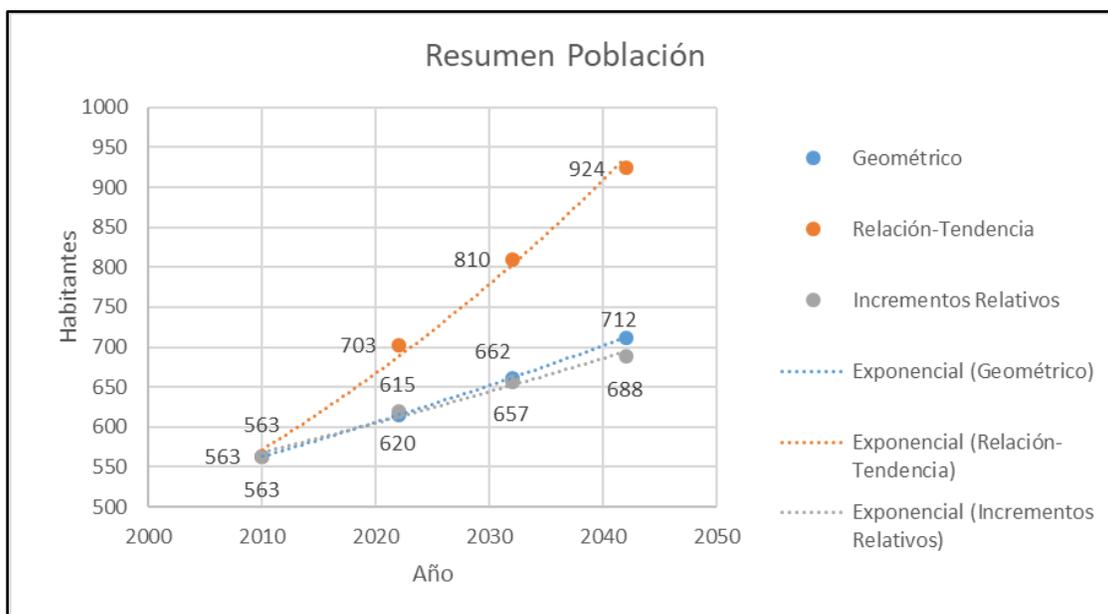


Figura 33: Resumen de los métodos utilizados para la estimación de la población futura.

6.3. CAUDALES

6.3.1. Vuelco Medio Diario per Cápita

Se contempla que solo el 80% del agua potable utilizada se desecha, ya que el porcentaje restante se utiliza para consumo, riego, aseos de distintos tipos, entre otros.

6.3.2. Dotación Media de Agua Potable

Se considera una dotación de $250 \frac{l}{\text{habitante} * \text{día}}$.

6.3.3. Coeficientes de caudal

Como para el cálculo de los diferentes caudales se carece de datos de campo en base a los registros históricos, la norma propone utilizarla tabla presentada a continuación. *Tabla 16.*

Como la población servida futura calculada anteriormente es **924 habitantes**, obtenemos los siguientes coeficientes:

Población Servida	α_1	α_2	A	β_1	β_2	β
500 h ≤ Ps ≤ 3000 h	1,40	1,90	2,66	0,60	0,50	0,30

Tabla 16: Valores extraídos de los recomendados para las normas CoFAPyS

6.3.4. Cálculo de Caudales

Se calculan los caudales Q_A , Q_B , Q_D y Q_E a partir del Q_C aplicando los coeficientes antes obtenidos. Luego se observa su variación a lo largo del periodo de diseño.

Caudales	2022	2032	2042
	[m3/d]	[m3/d]	[m3/d]
QA: mínimo horario	42,18	48,60	55,44
QB: mínimo diario	84,36	97,20	110,88
QC: medio diario	140,60	162,00	184,80
QD: máximo diario	196,84	226,80	258,72
QE: máximo horario	374,00	430,92	491,57

Tabla 17. Caudales [m3/d].

Caudales	2022	2032	2042
	[l/s]	[l/s]	[l/s]
QA: mínimo horario	0,49	0,56	0,64
QB: mínimo diario	0,98	1,13	1,28
QC: medio diario	1,63	1,88	2,14
QD: máximo diario	2,28	2,63	2,99
QE: máximo horario	4,33	4,99	5,69

Tabla 18. Caudales [l/s].

6.3.5. Caudales de Diseño

Con la *Ecuación 24* obtenemos el caudal de diseño para el año final del periodo de diseño:

$$Qt = 250 \left(\frac{l}{hab * día} \right) * 924 hab * 0,8 * 2,66 * \frac{1 día}{86400 seg} = 5,69 \frac{l}{seg}$$

6.4. REDES COLECTORAS

6.4.1. Gasto Hectométrico

El proyecto de la Red para el Saneamiento Cloacal de la localidad de Luca tendrá una extensión aproximada de 140 Hm.

Se obtiene mediante la *Ecuación 26* el caudal hectométrico:

$$Q_{Hm} = \frac{5,69 \left(\frac{l}{seg} \right)}{140 (Hm)} = 0,0406 \left(\frac{l}{s * Hm} \right)$$

6.4.2. Planilla de cálculo

Se adopta un coeficiente de rugosidad de Manning igual a 0,010.

Las cañerías que conforman la red cloacal son de PVC de diámetro Ø 160 mm.

Se trabaja con una relación h/D = 0,94.

En toda la red se verifica que se cumpla con las pendientes mínimas de 3 ‰, y en muchas ocasiones se decide adoptar esta sobre la pendiente mínima de autolimpieza, porque si se adopta la anterior, trae aparejado en las cañerías tapadas muy superiores en poco recorrido lineal de la cañería, esto se debe a que el caudal que se maneja es pequeño.

La red calculada verifica a los 20 años con un Q_{E20} a la velocidad mínima de 0,60 m/s (mínima para asegurar la limpieza), lo que implica que al comienzo y durante el desarrollo del periodo de diseño no verifica, lo que no nos asegura la correcta limpieza de la cañería con el caudal máximo horario del día de menor consumo del año cero (Q_{L0}). Como la localidad caso es llana, no nos aseguramos que verifique, pero el hacerlo cumplir al año 0 implica tapadas muy altas que genera costos mayores.

Como solución a lo anterior, se deja como tareas planificadas durante la etapa de operación, la inyección de un cierto caudal de agua con ayuda de un camión cisterna en el punto más alto de la red, lo que genera que se evacue las aguas y se limpie la red.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Tramo	Boca de Registro		Longitud tramo	Cota terreno		Pendiente terreno (i)	Q entrada	Q tramo	Q salida	QL0 Acum.	Pendiente mínima de autolimpieza	Pendiente adoptada cañería	Diámetro Interno Calculo	Diámetro com. Int. adoptado	Diámetro comercial adoptado	Velocidad cañería Secc. llena	Relación h/D	Tirante (h)	Cota de Intradados		Tapada	
	Entrada	Salida		Entrada	Salida														Entrada	Salida	Entrada	Salida
			[Hm]	[m]	[m]	[m/m]	[l/seg]	[l/seg]	[l/seg]	[l/seg]	[m/m]	[m/m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	BR104	BR105	1,15	251,22	252,25	-0,0090	0,000	0,052	0,052	0,017	0,0366	0,0032	0,021	0,153	0,16	0,644	0,050	0,008	250,22	249,85	1,00	2,40
2	BR105	BR106	1,15	252,25	251,69	0,0049	0,052	0,052	0,104	0,034	0,0266	0,0032	0,027	0,153	0,16	0,644	0,070	0,011	249,85	249,48	2,40	2,21
3	BR106	BR107	1,15	251,69	251,98	-0,0025	0,104	0,052	0,156	0,051	0,0221	0,0032	0,031	0,153	0,16	0,644	0,085	0,013	249,48	249,11	2,21	2,87
4	BR107	BR108	1,15	251,98	251,48	0,0043	0,156	0,052	0,208	0,068	0,0194	0,0032	0,035	0,153	0,16	0,644	0,097	0,015	249,11	248,74	2,87	2,74
5	BR108	BR109	1,15	251,48	251,40	0,0007	0,208	0,052	0,260	0,085	0,0175	0,0032	0,038	0,153	0,16	0,644	0,108	0,017	248,74	248,37	2,74	3,03
6	BR109	BR110	1,15	251,40	251,50	-0,0009	0,260	0,052	0,312	0,102	0,0161	0,0032	0,041	0,153	0,16	0,644	0,118	0,018	250,40	250,03	1,00	1,47
7	BR110	BR111	1,15	251,50	251,40	0,0009	0,312	0,052	0,364	0,119	0,0150	0,0033	0,043	0,153	0,16	0,653	0,126	0,019	250,03	249,65	1,47	1,75
8	BR111	BR112	0,89	251,40	251,80	-0,0045	0,364	0,040	0,404	0,132	0,0143	0,0034	0,043	0,153	0,16	0,660	0,125	0,019	249,65	249,35	1,75	2,45
9	BR112	BR113	0,61	251,80	252,15	-0,0058	0,404	0,027	0,431	0,141	0,0138	0,0033	0,043	0,153	0,16	0,651	0,126	0,019	249,35	249,15	2,45	3,00
10	BR113	BRC	1,10	252,15	252,03	0,0011	0,431	0,050	0,481	0,157	0,0132	0,0034	0,043	0,153	0,16	0,658	0,125	0,019	249,15	248,78	3,00	3,25
11	BR18	BR1	1,29	254,87	254,33	0,0042	0,000	0,058	0,058	0,019	0,0347	0,0042	0,021	0,153	0,16	0,734	0,050	0,008	254,07	253,53	0,80	0,80
12	BR1	BR20	1,01	254,33	251,72	0,0258	0,058	0,046	0,104	0,034	0,0266	0,0242	0,018	0,153	0,16	1,766	0,044	0,007	253,37	250,92	0,96	0,80
13	BR18	BR20	0,80	254,87	251,72	0,0394	0,000	0,036	0,036	0,012	0,0433	0,0394	0,011	0,153	0,16	2,253	0,024	0,004	254,07	250,92	0,80	0,80
14	BR20	BR22	0,12	251,72	251,72	0,0000	0,140	0,006	0,146	0,048	0,0228	0,0033	0,030	0,153	0,16	0,650	0,080	0,012	250,92	250,88	0,80	0,84
15	BR2	BR22	1,03	254,33	251,72	0,0253	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0253	0,014	0,153	0,16	1,807	0,029	0,005	253,53	250,92	0,80	0,80
16	BR22	BR24	1,03	251,72	251,25	0,0046	0,192	0,047	0,239	0,078	0,0182	0,0042	0,035	0,153	0,16	0,734	0,096	0,015	250,88	250,45	0,84	0,80
17	BR2	BR3	1,03	254,33	254,33	0,0000	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0032	0,020	0,153	0,16	0,643	0,048	0,007	253,53	253,20	0,80	1,13
18	BR3	BR24	1,03	254,33	251,25	0,0299	0,047	0,047	0,093	0,030	0,0280	0,0267	0,017	0,153	0,16	1,855	0,041	0,006	253,20	250,45	1,13	0,80
19	BR24	BR26	0,12	251,25	251,25	0,0000	0,332	0,005	0,337	0,110	0,0155	0,0033	0,041	0,153	0,16	0,655	0,120	0,018	250,45	250,41	0,80	0,84
20	BR4	BR26	1,03	254,33	251,25	0,0299	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0299	0,013	0,153	0,16	1,963	0,029	0,004	253,53	250,45	0,80	0,80
21	BR26	BR28	1,03	251,25	251,02	0,0022	0,384	0,047	0,430	0,140	0,0139	0,0032	0,046	0,153	0,16	0,643	0,136	0,021	250,41	250,08	0,84	0,94
22	BR4	BR5	1,03	254,33	254,23	0,0010	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0032	0,020	0,153	0,16	0,643	0,048	0,007	253,53	253,20	0,80	1,03
23	BR5	BR28	1,03	254,23	251,02	0,0312	0,047	0,047	0,093	0,030	0,0280	0,0289	0,017	0,153	0,16	1,931	0,040	0,006	253,20	250,22	1,03	0,80
24	BR28	BR30	0,12	251,02	251,02	0,0000	0,523	0,005	0,529	0,172	0,0126	0,0033	0,049	0,153	0,16	0,655	0,148	0,023	250,08	250,04	0,94	0,98
25	BR6	BR30	1,03	254,23	251,02	0,0312	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0312	0,013	0,153	0,16	2,004	0,028	0,004	253,43	250,22	0,80	0,80
26	BR30	BR32	1,03	251,02	251,56	-0,0052	0,575	0,047	0,622	0,203	0,0117	0,0032	0,052	0,153	0,16	0,643	0,162	0,025	250,04	249,71	0,98	1,85
27	BR6	BR7	1,03	254,23	251,51	0,0264	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0264	0,013	0,153	0,16	1,845	0,029	0,005	253,43	250,71	0,80	0,80
28	BR7	BR32	1,03	251,51	251,56	-0,0005	0,047	0,047	0,093	0,030	0,0280	0,0032	0,026	0,153	0,16	0,643	0,067	0,010	250,71	250,38	0,80	1,18
29	BR32	BR34	0,12	251,56	251,56	0,0000	0,715	0,005	0,720	0,235	0,0109	0,0033	0,055	0,153	0,16	0,655	0,173	0,026	249,71	249,67	1,85	1,89
30	BR9	BR8	1,03	253,90	251,51	0,0232	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0232	0,014	0,153	0,16	1,729	0,030	0,005	253,10	250,71	0,80	0,80
31	BR8	BR34	1,03	251,51	251,56	-0,0005	0,047	0,047	0,093	0,030	0,0280	0,0032	0,026	0,153	0,16	0,643	0,067	0,010	250,71	250,38	0,80	1,18
32	BR34	BR36	1,03	251,56	251,60	-0,0004	0,813	0,047	0,860	0,280	0,0101	0,0031	0,059	0,153	0,16	0,633	0,192	0,029	249,67	249,35	1,89	2,25
33	BR9	BR36	1,03	253,90	251,60	0,0223	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0223	0,014	0,153	0,16	1,696	0,031	0,005	253,10	250,80	0,80	0,80
34	BR36	BRA	0,09	251,60	251,60	0,0000	0,906	0,004	0,911	0,297	0,0098	0,0032	0,060	0,153	0,16	0,643	0,195	0,030	249,35	249,32	2,25	2,28
35	BR10	BR38	1,03	253,90	251,60	0,0223	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0223	0,014	0,153	0,16	1,696	0,031	0,005	253,10	250,80	0,80	0,80
36	BR38	BR40	1,03	251,60	251,58	0,0002	0,047	0,047	0,093	0,030	0,0280	0,0032	0,026	0,153	0,16	0,643	0,067	0,010	250,80	250,47	0,80	1,11

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	
Tramo	Boca de Registro		Longitud tramo	Cota terreno		Pendiente terreno (i)	Q entrada	Q tramo	Q salida	QL0 Acum.	Pendiente mínima de autolimpieza	Pendiente adoptada cañería	Diámetro Interno Calculo	Diámetro com. Int. adoptado	Diámetro comercial adoptado	Velocidad cañería Secc. llena	Relación h/D	Tirante (h)	Cota de Intradados		Tapada		
	Entrada	Salida		Entrada	Salida														Entrada	Salida	Entrada	Salida	Entrada
			[Hm]	[m]	[m]	[m/m]	[l/seg]	[l/seg]	[l/seg]	[l/seg]	[m/m]	[m/m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
37	BR10	BR11	1,03	253,90	253,61	0,0028	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0032	0,020	0,153	0,16	0,643	0,048	0,007	253,10	252,77	0,80	0,84	
38	BR11	BR40	1,03	253,61	251,58	0,0197	0,047	0,047	0,093	0,030	0,0280	0,0193	0,018	0,153	0,16	1,578	0,044	0,007	252,77	250,78	0,84	0,80	
39	BR40	BRB	0,13	251,58	251,58	0,0000	0,186	0,006	0,192	0,063	0,0201	0,0071	0,029	0,153	0,16	0,956	0,076	0,012	250,47	250,38	1,11	1,20	
40	BR12	BR42	1,03	253,61	251,58	0,0197	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0197	0,014	0,153	0,16	1,594	0,031	0,005	252,81	250,78	0,80	0,80	
41	BR42	BR44	1,03	251,58	252,03	-0,0044	0,047	0,047	0,093	0,030	0,0280	0,0032	0,026	0,153	0,16	0,643	0,067	0,010	250,78	250,45	0,80	1,58	
42	BR12	BR13	1,03	253,61	252,15	0,0142	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0142	0,015	0,153	0,16	1,352	0,034	0,005	252,81	251,35	0,80	0,80	
43	BR13	BR44	1,03	252,15	252,03	0,0012	0,047	0,047	0,093	0,030	0,0280	0,0036	0,025	0,153	0,16	0,680	0,065	0,010	251,35	250,98	0,80	1,05	
44	BR44	BRC	0,09	252,03	252,03	0,0000	0,186	0,004	0,190	0,062	0,0202	0,0032	0,034	0,153	0,16	0,643	0,092	0,014	250,45	250,42	1,58	1,61	
45	BR14	BR46	1,03	252,15	252,03	0,0012	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0032	0,020	0,153	0,16	0,643	0,048	0,007	251,35	251,02	0,80	1,01	
46	BR46	BR48	1,03	252,03	251,56	0,0046	0,047	0,047	0,093	0,030	0,0280	0,0032	0,026	0,153	0,16	0,643	0,067	0,010	251,02	250,69	1,01	0,87	
47	BR48	BRD	0,10	251,56	251,56	0,0000	0,093	0,005	0,098	0,032	0,0274	0,0038	0,025	0,153	0,16	0,704	0,064	0,010	250,69	250,65	0,87	0,91	
48	BR14	BR15	0,52	252,15	251,50	0,0125	0,000	0,023	0,023	0,008	0,0528	0,0125	0,012	0,153	0,16	1,269	0,025	0,004	251,35	250,70	0,80	0,80	
49	BR15	BR16	0,62	251,50	250,80	0,0113	0,023	0,028	0,051	0,017	0,0368	0,0113	0,016	0,153	0,16	1,208	0,037	0,006	250,70	250,00	0,80	0,80	
50	BR16	BRD	0,86	250,80	251,56	-0,0089	0,051	0,039	0,090	0,029	0,0284	0,0033	0,026	0,153	0,16	0,649	0,065	0,010	249,84	249,56	0,96	2,00	
51	BR50	BR17	1,03	251,56	250,15	0,0137	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0137	0,015	0,153	0,16	1,328	0,034	0,005	250,76	249,35	0,80	0,80	
52	BR16	BR17	1,35	250,80	250,15	0,0048	0,000	0,061	0,061	0,020	0,0341	0,0048	0,020	0,153	0,16	0,789	0,050	0,008	250,00	249,35	0,80	0,80	
53	BR17	BRE	0,14	250,15	250,15	0,0000	0,107	0,006	0,113	0,037	0,0256	0,0030	0,028	0,153	0,16	0,618	0,072	0,011	249,35	249,31	0,80	0,84	
54	BR19	BR53	0,22	254,87	254,45	0,0193	0,000	0,010	0,010	0,003	0,0787	0,0193	0,008	0,153	0,16	1,576	0,015	0,002	254,07	253,65	0,80	0,80	
55	BR53	BR56	0,86	254,45	252,22	0,0260	0,010	0,039	0,049	0,016	0,0378	0,0260	0,014	0,153	0,16	1,829	0,030	0,005	253,65	251,42	0,80	0,80	
56	BR54	BR55	0,71	254,45	252,22	0,0315	0,000	0,032	0,032	0,010	0,0458	0,0315	0,011	0,153	0,16	2,016	0,024	0,004	253,65	251,42	0,80	0,80	
57	BR55	BR56	0,12	252,22	252,22	0,0000	0,032	0,005	0,037	0,012	0,0426	0,0033	0,017	0,153	0,16	0,655	0,040	0,006	251,42	251,38	0,80	0,84	
58	BR56	BR58	1,03	252,22	251,93	0,0028	0,086	0,047	0,133	0,043	0,0238	0,0032	0,029	0,153	0,16	0,643	0,077	0,012	251,38	251,05	0,84	0,88	
59	BR57	BR59	1,03	252,22	251,93	0,0028	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0032	0,020	0,153	0,16	0,643	0,048	0,007	251,42	251,09	0,80	0,84	
60	BR59	BR58	0,17	251,93	251,93	0,0000	0,047	0,008	0,054	0,018	0,0359	0,0035	0,020	0,153	0,16	0,674	0,047	0,007	251,09	251,03	0,84	0,90	
61	BR58	BR21	1,03	251,93	251,72	0,0020	0,187	0,047	0,233	0,076	0,0184	0,0032	0,036	0,153	0,16	0,643	0,100	0,015	251,03	250,70	0,90	1,02	
62	BR19	BR21	1,03	254,87	251,72	0,0306	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0306	0,013	0,153	0,16	1,985	0,028	0,004	254,07	250,92	0,80	0,80	
63	BR21	BR23	0,12	251,72	251,72	0,0000	0,280	0,005	0,285	0,093	0,0167	0,0033	0,038	0,153	0,16	0,655	0,108	0,017	250,70	250,66	1,02	1,06	
64	BR63	BR61	1,03	253,46	251,93	0,0149	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0149	0,015	0,153	0,16	1,384	0,033	0,005	252,66	251,13	0,80	0,80	
65	BR61	BR60	0,17	251,93	251,93	0,0000	0,047	0,008	0,054	0,018	0,0359	0,0035	0,020	0,153	0,16	0,674	0,047	0,007	251,13	251,07	0,80	0,86	
66	BR62	BR60	1,03	253,46	251,93	0,0149	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0149	0,015	0,153	0,16	1,384	0,033	0,005	252,66	251,13	0,80	0,80	
67	BR60	BR23	1,03	251,93	251,72	0,0020	0,101	0,047	0,147	0,048	0,0227	0,0032	0,030	0,153	0,16	0,643	0,080	0,012	251,07	250,74	0,86	0,98	
68	BR23	BR25	1,03	251,72	251,25	0,0046	0,432	0,047	0,479	0,156	0,0132	0,0032	0,047	0,153	0,16	0,643	0,141	0,022	250,66	250,33	1,06	0,92	
69	BR62	BR25	1,03	253,46	251,25	0,0215	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0215	0,014	0,153	0,16	1,663	0,031	0,005	252,66	250,45	0,80	0,80	
70	BR25	BR27	0,12	251,25	251,25	0,0000	0,525	0,005	0,531	0,173	0,0126	0,0033	0,048	0,153	0,16	0,655	0,146	0,022	250,33	250,29	0,92	0,96	
71	BR63	BR90	1,03	253,46	253,42	0,0004	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0032	0,020	0,153	0,16	0,643	0,048	0,007	252,66	252,33	0,80	1,09	
72	BR90	BR91	0,12	253,42	253,42	0,0000	0,047	0,005	0,052	0,017	0,0366	0,0033	0,020	0,153	0,16	0,655	0,048	0,007	252,33	252,29	1,09	1,13	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	
Tramo	Boca de Registro		Longitud tramo	Cota terreno		Pendiente terreno (i)	Q entrada	Q tramo	Q salida	QL0 Acum.	Pendiente mínima de autolimpieza	Pendiente adoptada cañería	Diámetro Interno Calculo	Diámetro com. Int. adoptado	Diámetro comercial adoptado	Velocidad cañería Secc. llena	Relación h/D	Tirante (h)	Cota de Intrados		Tapada		
	Entrada	Salida		Entrada	Salida														Entrada	Salida	Entrada	Salida	Entrada
			[Hm]	[m]	[m]	[m/m]	[l/seg]	[l/seg]	[l/seg]	[l/seg]	[m/m]	[m/m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
73	BR65	BR91	1,03	253,46	253,42	0,0004	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0032	0,020	0,153	0,16	0,643	0,048	0,007	252,66	252,33	0,80	1,09	
74	BR91	BR92	1,03	253,42	252,98	0,0043	0,098	0,047	0,145	0,047	0,0228	0,0032	0,030	0,153	0,16	0,643	0,080	0,012	252,29	251,96	1,13	1,02	
75	BR92	BR67	1,03	252,98	252,52	0,0045	0,145	0,047	0,192	0,062	0,0201	0,0032	0,034	0,153	0,16	0,643	0,092	0,014	251,96	251,63	1,02	0,89	
76	BR65	BR67	1,03	253,46	252,52	0,0091	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0091	0,016	0,153	0,16	1,085	0,100	0,015	252,66	251,72	0,80	0,80	
77	BR67	BR66	0,17	252,52	252,52	0,0000	0,238	0,008	0,246	0,080	0,0179	0,0035	0,036	0,153	0,16	0,674	0,100	0,015	251,63	251,57	0,89	0,95	
78	BR64	BR66	1,03	253,46	252,52	0,0091	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0091	0,016	0,153	0,16	1,085	0,037	0,006	252,66	251,72	0,80	0,80	
79	BR66	BR29	1,03	252,52	251,02	0,0146	0,292	0,047	0,339	0,110	0,0155	0,0131	0,032	0,153	0,16	1,300	0,086	0,013	251,57	250,22	0,95	0,80	
80	BR64	BR27	1,03	253,46	251,25	0,0215	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0215	0,014	0,153	0,16	1,663	0,031	0,005	252,66	250,45	0,80	0,80	
81	BR27	BR29	1,03	251,25	251,02	0,0022	0,577	0,047	0,624	0,203	0,0117	0,0032	0,052	0,153	0,16	0,643	0,161	0,025	250,29	249,96	0,96	1,06	
82	BR29	BR31	0,12	251,02	251,02	0,0000	0,963	0,005	0,968	0,316	0,0095	0,0033	0,061	0,153	0,16	0,655	0,197	0,030	249,96	249,92	1,06	1,10	
83	BR94	BR93	1,03	254,38	252,98	0,0136	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0136	0,015	0,153	0,16	1,324	0,034	0,005	253,58	252,18	0,80	0,80	
84	BR93	BR69	1,03	252,98	252,52	0,0045	0,047	0,047	0,093	0,030	0,0280	0,0045	0,024	0,153	0,16	0,759	0,061	0,009	252,18	251,72	0,80	0,80	
85	BR71	BR69	1,03	253,13	252,52	0,0059	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0059	0,018	0,153	0,16	0,874	0,042	0,006	252,33	251,72	0,80	0,80	
86	BR69	BR68	0,17	252,52	252,52	0,0000	0,140	0,008	0,147	0,048	0,0227	0,0035	0,030	0,153	0,16	0,674	0,078	0,012	251,72	251,66	0,80	0,86	
87	BR70	BR68	1,03	253,13	252,52	0,0059	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0059	0,018	0,153	0,16	0,874	0,042	0,006	252,33	251,72	0,80	0,80	
88	BR68	BR31	1,03	252,52	251,02	0,0146	0,194	0,047	0,240	0,078	0,0181	0,0140	0,028	0,153	0,16	1,342	0,072	0,011	251,66	250,22	0,86	0,80	
89	BR31	BR33	1,03	251,02	251,56	-0,0052	1,208	0,047	1,255	0,409	0,0085	0,0032	0,068	0,153	0,16	0,643	0,227	0,035	249,92	249,59	1,10	1,97	
90	BR94	BR71	1,03	254,38	253,13	0,0121	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0121	0,016	0,153	0,16	1,251	0,035	0,005	253,58	252,33	0,80	0,80	
91	BR71	BR70	0,17	253,13	253,13	0,0000	0,047	0,008	0,054	0,018	0,0359	0,0035	0,020	0,153	0,16	0,674	0,047	0,007	252,17	252,11	0,96	1,02	
92	BR70	BR33	1,03	253,13	251,56	0,0152	0,054	0,047	0,101	0,033	0,0270	0,0131	0,020	0,153	0,16	1,300	0,048	0,007	252,11	250,76	1,02	0,80	
93	BR33	BR35	0,12	251,56	251,56	0,0000	1,356	0,005	1,361	0,444	0,0082	0,0033	0,069	0,153	0,16	0,655	0,234	0,036	249,59	249,55	1,97	2,01	
94	BR95	BR73	1,03	254,38	253,13	0,0121	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0121	0,016	0,153	0,16	1,251	0,035	0,005	253,58	252,33	0,80	0,80	
95	BR75	BR73	1,09	253,41	253,13	0,0026	0,000	0,049	0,049	0,016	0,0376	0,0032	0,020	0,153	0,16	0,643	0,049	0,008	252,61	252,26	0,80	0,87	
96	BR73	BR72	0,17	253,13	253,13	0,0000	0,096	0,008	0,103	0,034	0,0267	0,0035	0,026	0,153	0,16	0,674	0,066	0,010	252,26	252,20	0,87	0,93	
97	BR74	BR72	1,03	253,41	253,13	0,0027	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0032	0,020	0,153	0,16	0,643	0,048	0,007	252,61	252,28	0,80	0,85	
98	BR72	BR35	1,03	253,13	251,56	0,0152	0,150	0,047	0,196	0,064	0,0199	0,0140	0,026	0,153	0,16	1,342	0,065	0,010	252,20	250,76	0,93	0,80	
99	BR35	BR37	1,03	251,56	251,60	-0,0004	1,558	0,047	1,604	0,523	0,0076	0,0031	0,074	0,153	0,16	0,633	0,258	0,040	249,55	249,23	2,01	2,37	
100	BR95	BR96	1,09	254,38	251,91	0,0227	0,000	0,049	0,049	0,016	0,0376	0,0227	0,014	0,153	0,16	1,709	0,031	0,005	253,58	251,11	0,80	0,80	
101	BR97	BR96	1,09	253,48	251,91	0,0144	0,000	0,049	0,049	0,016	0,0376	0,0144	0,015	0,153	0,16	1,362	0,035	0,005	252,68	251,11	0,80	0,80	
102	BR96	BR75	1,03	251,91	253,41	-0,0146	0,098	0,047	0,145	0,047	0,0228	0,0032	0,031	0,153	0,16	0,643	0,082	0,013	251,11	250,78	0,80	2,63	
103	BR75	BRA	1,27	253,41	251,60	0,0142	0,145	0,057	0,202	0,066	0,0196	0,0034	0,030	0,153	0,16	0,660	0,080	0,012	250,78	250,35	2,63	1,25	
104	BR74	BR37	1,03	253,41	251,60	0,0176	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0176	0,015	0,153	0,16	1,505	0,032	0,005	252,61	250,80	0,80	0,80	
105	BR37	BRA	0,10	251,60	251,60	0,0000	1,651	0,004	1,655	0,540	0,0075	0,0032	0,075	0,153	0,16	0,638	0,260	0,040	249,23	249,20	2,37	2,40	
106	BR76	BR39	1,03	253,41	251,60	0,0176	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0176	0,015	0,153	0,16	1,505	0,032	0,005	252,61	250,80	0,80	0,80	
107	BR39	BR41	1,03	251,60	251,58	0,0002	0,047	0,047	0,093	0,030	0,0280	0,0033	0,026	0,153	0,16	0,652	0,066	0,010	250,80	250,46	0,80	1,12	
108	BR97	BR77	1,03	253,48	252,55	0,0090	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0090	0,016	0,153	0,16	1,079	0,038	0,006	252,68	251,75	0,80	0,80	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Tramo	Boca de Registro		Longitud tramo	Cota terreno		Pendiente terreno (i)	Q entrada	Q tramo	Q salida	QL0 Acum.	Pendiente mínima de autolimpieza	Pendiente adoptada cañería	Diámetro Interno Calculo	Diámetro com. Int. adoptado	Diámetro comercial adoptado	Velocidad cañería Secc. llena	Relación h/D	Tirante (h)	Cota de Intradros		Tapada	
	Entrada	Salida		Entrada	Salida														Entrada	Salida	Entrada	Salida
			[Hm]	[m]	[m]	[m/m]	[l/seg]	[l/seg]	[l/seg]	[l/seg]	[m/m]	[m/m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
109	BR75	BR77	1,09	253,41	252,55	0,0079	0,000	0,049	0,049	0,016	0,0376	0,0079	0,017	0,153	0,16	1,008	0,040	0,006	252,61	251,75	0,80	0,80
110	BR77	BR78	0,17	252,55	252,55	0,0000	0,096	0,008	0,103	0,034	0,0267	0,0035	0,026	0,153	0,16	0,674	0,066	0,010	251,75	251,69	0,80	0,86
111	BR76	BR78	1,03	253,41	252,55	0,0083	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0083	0,017	0,153	0,16	1,037	0,039	0,006	252,61	251,75	0,80	0,80
112	BR78	BR41	1,03	252,55	251,58	0,0094	0,150	0,047	0,196	0,064	0,0199	0,0088	0,028	0,153	0,16	1,067	0,732	0,112	251,69	250,78	0,86	0,80
113	BR41	BRB	0,13	251,58	251,58	0,0000	0,290	0,006	0,295	0,096	0,0165	0,0063	0,035	0,153	0,16	0,901	0,095	0,015	250,46	250,38	1,12	1,20
114	BR98	BR79	1,03	253,48	252,55	0,0090	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0106	0,016	0,153	0,16	1,168	0,036	0,006	252,68	251,59	0,80	0,96
115	BR79	BR80	0,17	252,55	252,55	0,0000	0,047	0,008	0,054	0,018	0,0359	0,0035	0,020	0,153	0,16	0,674	0,047	0,007	251,59	251,53	0,96	1,02
116	BR80	BR43	1,03	252,55	251,58	0,0094	0,054	0,047	0,101	0,033	0,0270	0,0073	0,022	0,153	0,16	0,969	0,055	0,008	251,53	250,78	1,02	0,80
117	BR43	BR45	1,03	251,58	252,03	-0,0044	0,101	0,047	0,147	0,048	0,0227	0,0033	0,030	0,153	0,16	0,652	0,080	0,012	250,78	250,44	0,80	1,59
118	BR98	BR99	1,03	253,48	252,80	0,0066	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0066	0,017	0,153	0,16	0,922	0,041	0,006	252,68	252,00	0,80	0,80
119	BR99	BR81	1,03	252,80	252,30	0,0049	0,047	0,047	0,093	0,030	0,0280	0,0049	0,024	0,153	0,16	0,791	0,060	0,009	252,00	251,50	0,80	0,80
120	BR79	BR81	1,03	252,55	252,30	0,0024	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0032	0,020	0,153	0,16	0,643	0,048	0,007	251,75	251,42	0,80	0,88
121	BR81	BR82	0,17	252,30	252,30	0,0000	0,140	0,008	0,147	0,048	0,0227	0,0035	0,030	0,153	0,16	0,674	0,078	0,012	251,42	251,36	0,88	0,94
122	BR80	BR82	1,03	252,55	252,30	0,0024	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0032	0,020	0,153	0,16	0,643	0,048	0,007	251,75	251,42	0,80	0,88
123	BR82	BR45	1,03	252,30	252,03	0,0026	0,194	0,047	0,240	0,078	0,0181	0,0032	0,037	0,153	0,16	0,643	0,103	0,016	251,36	251,03	0,94	1,00
124	BR45	BRC	0,10	252,03	252,03	0,0000	0,388	0,004	0,392	0,128	0,0145	0,0041	0,042	0,153	0,16	0,731	0,121	0,019	250,44	250,40	1,59	1,63
125	BR101	BR100	1,03	252,90	252,80	0,0010	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0032	0,020	0,153	0,16	0,643	0,048	0,007	252,10	251,77	0,80	1,03
126	BR100	BR83	1,03	252,80	252,30	0,0049	0,047	0,047	0,093	0,030	0,0280	0,0042	0,025	0,153	0,16	0,734	0,062	0,010	251,77	251,34	1,03	0,96
127	BR83	BR84	0,17	252,30	252,30	0,0000	0,093	0,008	0,101	0,033	0,0270	0,0035	0,025	0,153	0,16	0,674	0,065	0,010	251,34	251,28	0,96	1,02
128	BR84	BR47	1,03	252,30	252,03	0,0026	0,101	0,047	0,147	0,048	0,0227	0,0032	0,030	0,153	0,16	0,643	0,080	0,012	251,28	250,95	1,02	1,08
129	BR47	BR49	1,03	252,03	251,56	0,0046	0,147	0,047	0,194	0,063	0,0200	0,0033	0,033	0,153	0,16	0,652	0,092	0,014	250,95	250,61	1,08	0,95
130	BR49	BRD	0,10	251,56	251,56	0,0000	0,194	0,005	0,198	0,065	0,0198	0,0048	0,031	0,153	0,16	0,787	0,084	0,013	250,61	250,56	0,95	1,00
131	BR83	BR85	1,11	252,30	252,06	0,0022	0,000	0,050	0,050	0,016	0,0373	0,0033	0,020	0,153	0,16	0,648	0,049	0,008	251,50	251,14	0,80	0,92
132	BR84	BR86	1,11	252,30	252,06	0,0022	0,000	0,050	0,050	0,016	0,0373	0,0033	0,020	0,153	0,16	0,648	0,049	0,008	251,50	251,14	0,80	0,92
133	BR103	BR102	0,66	253,05	253,00	0,0008	0,000	0,030	0,030	0,010	0,0473	0,0032	0,017	0,153	0,16	0,640	0,039	0,006	252,25	252,04	0,80	0,96
134	BR102	BR101	1,15	253,00	252,90	0,0009	0,030	0,052	0,082	0,027	0,0297	0,0032	0,025	0,153	0,16	0,644	0,065	0,010	252,04	251,67	0,96	1,23
135	BR101	BR85	1,06	252,90	252,06	0,0079	0,082	0,048	0,130	0,042	0,0241	0,0039	0,028	0,153	0,16	0,706	0,074	0,011	251,67	251,26	1,23	0,80
136	BR85	BR86	0,17	252,06	252,06	0,0000	0,180	0,008	0,187	0,061	0,0203	0,0035	0,033	0,153	0,16	0,674	0,089	0,014	251,14	251,08	0,92	0,98
137	BR86	BRD	1,12	252,06	251,56	0,0045	0,237	0,050	0,288	0,094	0,0167	0,0031	0,039	0,153	0,16	0,635	0,112	0,017	251,08	250,73	0,98	0,83
138	BR102	BR87	1,22	253,00	252,00	0,0082	0,000	0,055	0,055	0,018	0,0357	0,0082	0,018	0,153	0,16	1,030	0,042	0,006	252,20	251,20	0,80	0,80
139	BR88	BR87	0,63	252,00	252,00	0,0000	0,000	0,028	0,028	0,009	0,0484	0,0032	0,017	0,153	0,16	0,641	0,038	0,006	251,20	251,00	0,80	1,00
140	BR86	BR87	1,15	252,06	252,00	0,0005	0,000	0,052	0,052	0,017	0,0366	0,0032	0,021	0,153	0,16	0,644	0,050	0,008	251,26	250,89	0,80	1,11
141	BR87	BRE	1,19	252,00	250,15	0,0156	0,135	0,054	0,189	0,062	0,0202	0,0130	0,026	0,153	0,16	1,293	0,067	0,010	250,89	249,35	1,11	0,80
142	BR103	BR88	1,22	253,05	252,00	0,0086	0,000	0,055	0,055	0,018	0,0357	0,0086	0,018	0,153	0,16	1,055	0,041	0,006	252,25	251,20	0,80	0,80
143	BR88	BR89	0,80	252,00	250,30	0,0211	0,055	0,036	0,091	0,030	0,0283	0,0191	0,018	0,153	0,16	1,571	0,043	0,007	251,04	249,50	0,96	0,80
144	BR89	BRE	0,72	250,30	250,15	0,0021	0,091	0,032	0,124	0,040	0,0246	0,0035	0,028	0,153	0,16	0,671	0,075	0,011	249,50	249,25	0,80	0,90

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Tramo	Boca de Registro		Longitud tramo	Cota terreno		Pendiente terreno (i)	Q entrada	Q tramo	Q salida	QL0 Acum.	Pendiente mínima de autolimpieza	Pendiente adoptada cañería	Diámetro Interno Calculo	Diámetro com. Int. adoptado	Diámetro comercial adoptado	Velocidad cañería Secc. llena	Relación h/D	Tirante (h)	Cota de Intradados		Tapada	
	Entrada	Salida		Entrada	Salida														Entrada	Salida	Entrada	Salida
			[Hm]	[m]	[m]	[m/m]	[l/seg]	[l/seg]	[l/seg]	[l/seg]	[m/m]	[m/m]	[m]	[m]	[m]	[m/s]		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
145	BR51	BR52	1,03	251,56	250,15	0,0137	0,000	0,047	0,047	0,015	0,0385	0,0137	0,015	0,153	0,16	1,328	0,034	0,005	250,76	249,35	0,80	0,80
146	BR52	BRE	0,10	250,15	250,15	0,0000	0,047	0,005	0,051	0,017	0,0369	0,0048	0,019	0,153	0,16	0,787	0,044	0,007	249,35	249,30	0,80	0,85
147	BRA	BRB	1,22	251,60	251,58	0,0002	2,768	0,055	2,823	0,920	0,0058	0,0030	0,091	0,153	0,16	0,626	0,343	0,053	249,20	248,83	2,40	2,75
148	BRB	BRC	1,10	251,58	252,03	-0,0041	3,310	0,050	3,360	1,096	0,0054	0,0032	0,096	0,153	0,16	0,639	0,369	0,056	248,83	248,48	2,75	3,55
149	BRC	BRD	1,15	252,03	251,56	0,0041	4,423	0,052	4,475	1,459	0,0047	0,0032	0,106	0,153	0,16	0,644	0,425	0,065	248,48	248,11	3,55	3,45
150	BRD	BRE	1,15	251,56	250,15	0,0123	5,149	0,052	5,201	1,696	0,0044	0,0031	0,113	0,153	0,16	0,635	0,467	0,072	248,11	247,75	3,45	2,40
151	BRE	EB1	0,25	250,15	250,15	0,0000	5,678	0,011	5,69	1,855	0,0042	0,0032	0,116	0,153	0,16	0,642	0,490	0,075	247,75	247,67	2,40	2,48

Tabla 19: Calculo de la red cloacal de la localidad de Luca.

Aplicando la *Ecuación 37* y adoptando para el factor de bombeo un valor de 1,10; se obtiene:

CAUDAL DE DISEÑO DE LA BOMBA	m ³ /h	m ³ /s	l/s
Q _{b10}	19,75	0,0055	5,49
Q _{b20}	22,53	0,0063	6,26

Tabla 21: Caudales de diseño de la bomba para la Estación de Bombeo para 10 y 20 años respectivamente.

En conocimiento de que la variación entre los casos planteados es pequeña, se puede considerar que el caudal para elegir la bomba es el Q_{b20}.

Para el cálculo de la estación de bombeo propiamente dicho, se determina primero los equipos de bombeo a utilizar, a los fines de conocer los caudales reales de impulsión. El proveedor de las bombas a instalar suministra las curvas características de los equipos.

6.5.2. Cálculo del volumen útil de la cámara de húmeda

Se realiza el cálculo con una sola bomba en servicio más una idéntica de reserva. Se tiene en cuenta la *Ecuación 38*:

$$V_1 = 1,080 \text{ m}^3$$

La dimensión de la cámara en planta se elige de 2 m por cada lado. Por lo mismo, la altura útil es 0,27 m. Se considera una revancha de 0,30 m y una altura de fondo de 0,30 m. Es decir, que la altura total requerida es 0,57 m. El volumen de fondo equivale a 1,20 m³.

Mediante la *Ecuación 39*, se determina el tiempo máximo de permanencia en la cámara ($t_{s\max}$):

$$t_s^{\max} = 0,414 \text{ h} < 0,50 \text{ h}$$

Lo cual, verifica el tiempo máximo de permanencia.

6.5.3. Cálculo de la Altura Manométrica

- Altura Geométrica (Hg)

NIVEL TERRENO Planta Depuradora	250,00	m
Terraplén	1,00	m
Pie de tamicés	4,00	m
Tamicés	1,50	m
Cota PLANTA	256,50	m

NIVEL TERRENO EB	250,15	m
Tapada de la cañería de entrada	2,56	m
Altura útil	0,27	m
Cota de EB	247,32	m

Desnivel Geométrico (Hg)	9,18	m
--------------------------	------	---

Tabla 22: Cálculo de la altura geométrica

- Pérdidas por Fricción (Hazen - Williams)

Con la *Ecuación 41* se obtiene las siguientes perdidas:

PERDIDAS POR FRICCIÓN		
10 años	2,78	m
20 años	3,55	m

Tabla 23: Calculo de perdidas por fricción para 10 y 20 años.

Los parámetros adoptan lo siguientes valores:

- C: coeficiente de rugosidad (PVC) = 140
- D: diámetro interno de tubería = 0,1036 m
- L: longitud de la tubería = 603,85 m

- Pérdidas locales

Se consideran los siguientes valores determinados por los accesorios:

Accesorios	K	Cantidad	Valor
Válvula de Retención	2	1	2
Válvula Mariposa	1,22	1	1,22
Codo 90°	1	4	4
Codo 20°	0,1	1	0,1
Codo 10°	0,05	1	0,05
TOTAL			7,37

Tabla 24: Valores de singularidades locales

Se calcula las velocidades para los años antes determinados, y con ellas las perdidas locales correspondientes con la *Ecuación 42*:

VELOCIDAD		
10 años	0,65	m/s
20 años	0,74	m/s

Tabla 25: Calculo de la velocidad para 10 y 20 años.

PÉRDIDAS LOCALES		
10 años	0,16	m
20 años	0,21	m

Tabla 26: Calculo de perdidas locales para 10 y 20 años.

Las velocidades que se deben cumplir son las siguientes:

V mín.	0,9	m/s
V máx.	2,5	m/s

Tabla 27: Velocidades mínimas y máximas recomendadas por la Norma ENOHSA.

Como podemos observar con el diámetro adoptado de 110 mm no se cumplen los valores de velocidades recomendados, esto sucede por el poco caudal que se maneja en la instalación. Se recomienda como tarea de mantenimiento el funcionamiento de ambas bombas (la de servicio más la de reserva) en un periodo razonable de la jornada para poder generar la limpieza de la red y así su correcto funcionamiento.

Por cuestiones técnicas no se adopta un diámetro menor.

- Altura Manométrica

Se obtiene a través de la *Ecuación 40*, es decir sumando las calculadas en los pasos anteriores. Es la altura total considerada, la cual la bomba debe satisfacer con su correcto funcionamiento.

ALTURA MANÓMETRICA		
10 años	12,12	m
20 años	12,93	m

Tabla 28: Calculo de la altura manométrica para 10 y 20 años.

Por lo que, para la selección de los equipos se debe satisfacer las siguientes exigencias:

	Caudal diseño bomba		Altura manométrica
	m ³ /s	l/s	m
10 años	0,0055	5,49	12,12
20 años	0,0063	6,26	12,93

Tabla 29: Tabla Q vs. H del sistema

Se adopta:

- H = 12,95 m
- Q = 6,30 l/s = 0,0063 m³/s

Donde podemos concluir que la bomba FLYGT C 3060 TRIFASICA con 2 Polos, es la que cumple con los requerimientos.



Figura 35: Bomba Flygt C 3060 Trifásica.

Graficando la relación H-Q del sistema respecto a la relación H-Q de la bomba, se tiene:

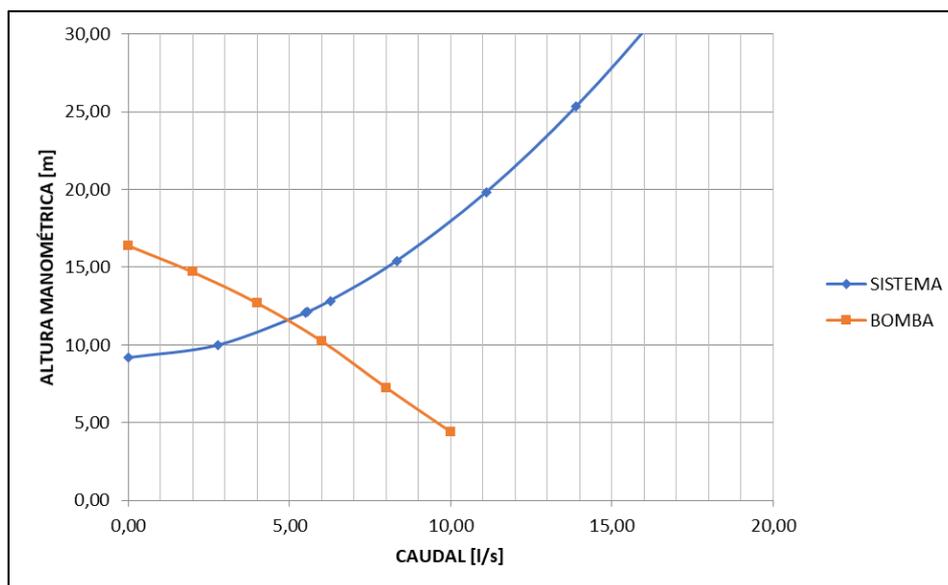


Figura 36: Comparación de la Curva H-Q del Sistema respecto de la Curva H-Q de la Bomba adoptada.

6.6. CAÑERÍA DE IMPULSIÓN

Se decide ubicar una cámara de desagüe en el punto más bajo de la instalación de impulsión cuya función permite el vaciado y la limpieza de la cañería. Además, se incluye una válvula de aire en el punto más elevado, que sirve para eliminar el aire interno de la cañería en el momento del llenado y para la operación de la instalación.

La instalación tiene una longitud de 603,85 m y un diámetro de 110 mm.

6.6.1. Cálculo del golpe de ariete en la impulsión

Datos de la Conducción	
Material	PVC
D_{ext} (m)	0,110
D_{int} (m)	0,1036
Espesor e (m)	0,0032
ϵ (N/m ²) módulo de compresibilidad del agua	2200000000
Longitud de la conducción(m)	603,85
E (kg/m ²) módulo de elasticidad del material	3,04E+08
Hm (mca) altura manométrica	12,95
Q (m ³ /s)	0,0065
v velocidad en la impulsión (m/s)	0,77
i (%)	0,62%
ρ (Kg/m ³)	1000
g aceleración de la gravedad (m/s ²)	9,81
γ (N/m ³)	9810

Tabla 30: Datos para el cálculo del Golpe de Ariete en la cañería de impulsión.

- Tiempo de parada de la instalación (manipuleo)

Se utiliza la *Ecuación 43*:

$$T = 1 + \left(\frac{1,5 * 603,85 \text{ m} * 0,77 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 12,95 \text{ m}} \right) = 6,50 \text{ seg}$$

En donde:

- K = 1,5 ya que la longitud es mayor a 500 m.
- C = 1

- Cálculo de la celeridad de onda. Con la *Ecuación 44*

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{10^{10} * 0,1036}{3,048 * 0,0032}}} = 296,71 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

- Tiempo de cierre crítico. Aplicando la *Ecuación 45*

$$T_c = \frac{2 * 603,85}{296,71} = 4,07 \text{ seg}$$

- Cálculo de la sobrepresión y depresión máxima

Como $T_c < T$ se utiliza la fórmula de Michaud mediante la *Ecuación 46*

$$\Delta_H = \frac{2 * 603,85 * 0,77}{9,81 * 6,50} = 14,61 \text{ m. c. a}$$

La impulsión es corta por lo que nunca se alcanza la sobrepresión de Allievi.

La Longitud Crítica es mayor a la de la instalación, y se calcula con la *Ecuación 47*.

$$L_c = \frac{296,71 * 6,50}{2} = 963,98 \text{ m}$$

Luego la columna de agua frente a la válvula de retención, utilizando la *Ecuación 48* será:

$$P^{(+)} = 12,95 + 14,61 = 27,56 \text{ m. c. a}$$

$$P^{(-)} = 12,95 - 14,61 = - 1,66 \text{ m. c. a}$$

Siendo la cañería de impulsión de clase 4 superior a la máxima sobrepresión a producirse debido a un paro imprevisto de la bomba, la misma soportará el esfuerzo sin inconvenientes. Ahora bien, cuando cambie el sentido de circulación de la onda se producirá una reducción de la presión interna, alcanzando la succión o depresión en su interior la cual se soporta sin inconvenientes.

Las sobrepresiones y depresiones producidas ante un paro imprevisto de la bomba son totalmente asimilables por la cañería.

6.7. PLANTA DEPURADORA

En la localidad de Luca, es conveniente la elección de un módulo de planta compacta de tratamiento de barros activados por varias razones, una de ellas es el hecho que se encuentra disponible para su uso, requiriendo solo su traslado y puesta en funcionamiento. Además, al ser la población futura pequeña, se resume el tratamiento en un módulo que ocupa poco espacio y es eficiente. Se permite tratar hasta 500 m³/día de afluentes, es decir tiene una capacidad mayor a la demanda requerida con la particularidad de poder agregar módulos a medida que la población a servir aumenta, o de fraccionarlos en caso de que se requiera un servicio menor. Asimismo, es un tratamiento económico, con bajo mantenimiento, no genera olores ni ruido, no requiere productos químicos y reduce la DBO con una eficiencia del 90% aproximadamente.

La misma se colocará en un predio de 7,90 hectáreas pertenecientes al municipio y que se deben poner a disposición para la ubicación de la planta depuradora. El cual se extiende hacia el suroeste de la localidad, alejada de la zona residencial y con la disposición de los vientos predominantes de forma beneficiosa (de norte a sur). Sufre de probabilidades de inundaciones por lo que dispondremos sobre el terreno un terraplén para evitar cualquier situación.

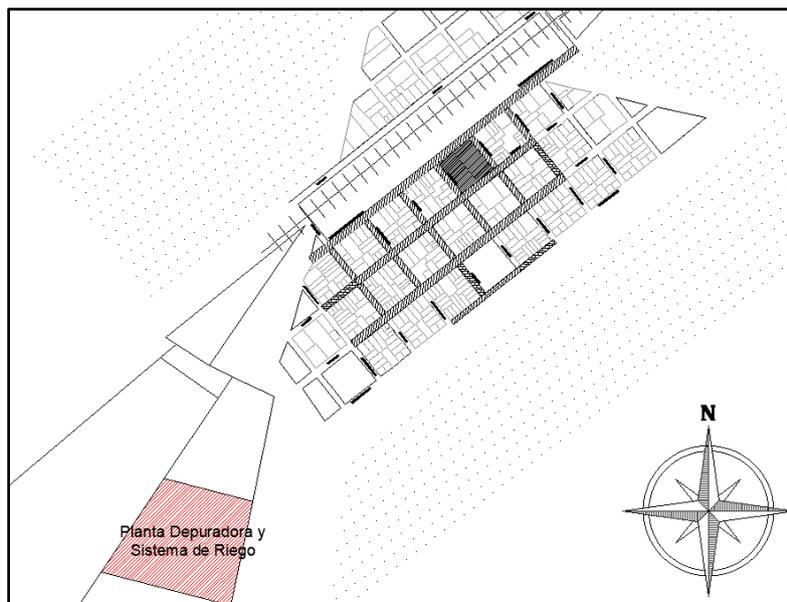


Figura 37: Ubicación de la Planta Depuradora y el Sistema de Riego en la localidad de Luca. Fuente: Plano n°13.

Se dispone como cuerpo receptor un sistema de riego de cultivos aptos mediante el reusó agronómico, ya que no existe en las cercanías al predio ningún cuerpo hídrico que sea apto para tal fin. Cabe destacar, que el Decreto 847/16 de la Secretaria de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba, indica los parámetros de vertidos y el mismo, no exige que el agua tratada se clore para su reusó.

El decreto 847/16 entiende por cuerpo receptor de efluentes líquidos a diferentes medios, entre ellos los canales de riego y el suelo para el reuso o uso agronómico. Los estándares de calidad son los siguientes:

Estándares Físicos	Unidades	Valor Máximo Permitido
Temperatura	°C	≤ 40
Ph	UpH	≤ 6,5 a 8
Conductividad	µmho/cm	≤ 1000
Sólidos disueltos	mg/L	≤ 500
Sólidos suspendidos	mg/L	≤ 50
RAS		≤ 3

Estándares Químicos	Unidades	Valor Máximo Permitido
Aluminio	mg/L	≤ 5
Antimonio	mg/L	≤ 0,1
Arsénico	mg/L	≤ 0,1
Berilio	mg/L	≤ 0,1
Bicarbonatos	mg/L	≤ 100
Boro	mg/L	≤ 0,7
Cadmio	mg/L	≤ 0,01
Carbonato de sodio	mg/L	≤ 2,5
Cianuros	mg/L	≤ 0,02
Cloruro	mg/L	≤ 142
Cobalto	mg/L	≤ 0,1
Cobre	mg/L	≤ 0,2
Cromo total	mg/L	≤ 0,1
Fluoruro	mg/L	≤ 1,5
Fosfatos	mg/L	≤ 5
Hierro	mg/L	≤ 5
Litio	mg/L	≤ 2,5
Manganeso	mg/L	≤ 0,2
Mercurio	mg/L	≤ 0,001
Nitrógeno (Kjeldahl)	mg/L	≤ 30
Nitratos	mg/L	≤ 30
Níquel	mg/L	≤ 0,2
Plomo	mg/L	≤ 0,5
Potasio	mg/L	≤ 250
Selenio	mg/L	≤ 0,02
Sodio	mg/L	≤ 250
Sulfatos	mg/L	≤ 130
Vanadio	mg/L	≤ 0,1
Zinc	mg/L	≤ 2

Estándares biológicos v orgánicos	Unidades	Valor Máximo Permitido	
		Tipo 1-3-6	Tipo 2-4-5-7-8
DBO ₅	mg/L	30	≤ 30
Nematodos intestinales ^a	Media aritmética n° de huevos por litro ^b	< 1	≤ 1
Coliformes Termotolerantes	NMP/100 mL	< 200	≤ 1000

- **a:** Especies Ascaris y Trichuris y anquilostomas
- **b:** Durante el período de riego

Estándares Plaguicidas	Unidades	Valor Máximo Permitido
Aldrin	mg/L	≤ 0,1
Acroleína	mg/L	≤ 0,2
Clordano	mg/L	≤ 0,03
DDE	mg/L	≤ 0,04
Heptcloro	mg/L	≤ 0,02
Toxafeno	mg/L	≤ 0,005

Tabla 31: Estándares del líquido tratado para ser destinado al Reúso Agronómico según el Decreto 847/16 de la Secretaría de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba.

El parámetro más limitante es la cantidad de huevos de Nematodos intestinales presentes por litro de efluente, ya que la normativa nos exige una cantidad a cumplir. Por lo que, se dispone de un tratamiento primario a través de tamices, la planta de tratamiento compacta con un sistema de lodos activados, un espesador de lodos o barros, una playa de secado de barros, una laguna especial para que los parámetros que se requieren en la disposición final de los efluentes se verifiquen y una cámara de contacto para clorar los líquidos tratados y obtener una mayor seguridad de reducción de patógenos.

A través de la herramienta Google Maps, se analizaron imágenes satelitales del predio donde se emplaza la planta depuradora de las aguas residuales de diferentes años, y se observa que el terreno es propicio a las inundaciones. Por lo que se requiere de un estudio hidrológico en la elaboración del proyecto ejecutivo y la determinación de la cota final del terraplén a construir.

6.7.1. Tamices

Se colocan dos tamices estáticos, para permitir que el sistema siga en funcionamiento en caso de realizar labores de mantenimiento en uno de ellos. Llevarán una reja construida por barras horizontales que permite los efectos de separación de los sólidos.

Se tiene en cuenta el caudal que impulsa la electrobomba, ya que el ingreso se realiza por bombeo:

$$Q_t = Q' * 1,25 = 28,16 \frac{m^3}{h}$$

En base a la *Figura 14*, se selecciona el tamiz estático TE 600. La abertura de la ranura será de 0,3 mm y el tamaño de la separación de 0,18 mm. Y permite hasta un caudal de 36 m³/h.

6.7.2. Planta Compacta de Tratamiento

La planta depuradora compacta de líquidos cloacales a utilizar es un modelo AI-60-SHC, que se encuentra ubicada en Villa Carlos Paz, Córdoba, debiendo realizar su traslado y puesta en funcionamiento correspondiente.

La misma cuenta con un tanque acumulador de barros con sus correspondientes difusores; un tanque de aireación que integra un clarificador, difusores y rejillas de barras; dos tanques clarificadores en tándem con control de espumas, bomba de aire de sobrenadantes, bombas de aire para la recirculación de barros y válvulas esclusas para el retorno de barros; un clarificador terciario con válvulas para la salida de barros.

Al ser un modelo compacto ya está dimensionada y tiene una capacidad 500 m³/día, lo que es superior a las necesidades de la localidad caso, por lo cual verifica. También tiene una eficiencia de reducción de la DBO₅ del 90%. A continuación, se analizan las características del modelo AI-60-SHC.

Flow(Qd)	Caudal diario ingreso	500	m ³ /día
BODo	DBO ingreso	260	mg/lit
OL	Carga Organica diaria	130	kg/día
BOD	DBO salida	30	mg/lit
DeltaS	Remocion de DBO	230	mg/lit
Xv	Solidos Susp Volatiles	2800	mg/lit
Theta	Edad celular media	24	Dias(*)
Y	Coeficiente produccion	0.5	mg/mg
Kd	Coeficiente destruccion	0.05	1/dias
Xv/Xt	Rel volatiles-totales	0.8	
Efficiency	Eficiencia	88.46154	%
1+Th*Kd		2.2	
Y*Th*Qd		6000	m ³
V	Volumen reactor	224.026	m ³
Vadp	Volumen adoptado	227.1	kg/m ³
Cv	Carga volumica	0.572435	kg/kg
Cm	Carga masica	0.204441	mg/lit
Xt	Sólidos susp totales	3500	mg/lit
Yobs	Coef produccion neto	0.227273	mg/mg
Px	Produccion neta barros	26.13636	kg/día
Rh	Retencion hidráulica	10.9008	hs aire/día
Xr	Conc. Recirculacion	9000	mg/lit
Qr	Caudal de recirculacion	318.1818	m ³ /día
RAS	Tasa de recirculacion	63.63636	%
Vx	Volumen de Purga	2.792347	m ³ /día
WAS	Tasa de Purga	0.558469	%
SHT	Volumen digestion	17.03	m ³
RS	Retencion digestor	6.098813	Dias

Tabla 32: Características de la Planta Compacta a utilizar

El sistema de tratamiento de efluentes se encuentra formado con lo siguiente:

- Los tanques construidos en ASTM A-36 de $\frac{1}{4}$ " (6,35 mm) de espesor
- El recubrimiento de la superficie interior es de epoxi bituminoso 10-12 mils
- El recubrimiento de la superficie exterior es esmalte sintético.
- La tubería de soplantes será como lo indicado en los planos.

- El Tanque de Barros es un tanque de almacenamiento de barros con 17,03 m³ de capacidad que contiene:
 - Un pasaje de rebalse de sobrenadantes con baffle.
 - Dos instalaciones de tuberías de bajadas de difusión con seis difusores de 3/8".

 - Un tanque de Aireación con capacidad para 227,1 m³ formado por:
 - Un pasaje de 12" x 12" (305mm x 305mm) al clarificador con doble baffle, uno del lado aireación y uno del lado clarificación.
 - Catorce instalaciones de tuberías de bajada de difusores con diez difusores de 3/8" de pulgada cada una, con un total 140 difusores.
 - Una instalación de reja de barras.

 - El clarificador está compuesto por dos tanques clarificadores en tándem con dos tolvas y superficie de 25 m² integrado por:
 - Un baffle de ingreso y un baffle de salida para control de espumas, siguiendo este ultimo la forma en "U" del vertedero.
 - Dos instalaciones de bombas de aire de sobrenadantes con entrada ajustable de acero inoxidable.
 - Dos bombas de aire de recirculación de barros de 3" de diámetro, una con prolongación al tanque de acumulación de barros con válvulas de control para la aireación y al tanque de barros.
 - Dos válvulas esclusas de 3" para retorno de barros.
 - Cuatro instalaciones de línea de alimentación de aire a las bombas de aire de 3/4" de diámetro con válvulas de control.
 - Un vertedero en "U" montado sobre canaleta e instalación de vertederos en "V" de acero inoxidable regulables.
 - Dos bombas de aire de 2 1/2" de diámetro para retorno de sobrenadantes al reactor.

 - El clarificador terciario compuesto por dos tanques clarificadores con dos tolvas independientes y superficie de 31 m² según esquemas formado por:
 - Dos tuberías de alimentación en pantalón de equirrepartición.
 - Dos soportes metálicos para floculador
 - Dos canaletas perimetrales metálicas.
 - Dos salidas para barros con válvulas.
 - Dos floculadores verticales de paletas

- Un baffle de salida para control de sobrenadantes.
- La preparación del sulfato se realiza en un tanque de 1000 lt de polietileno rotomoldeado.
 - Un agitador con motorreductor para tanque de 1000 lt.
 - Dos bombas dosificadoras electromagnéticas.

Resumen de la Prestación

- **AIREACION:**
 - Una reja de barras.
 - Catorce tuberías de bajadas de aireación con 10 difusores cada una.
 - Catorce conjuntos de ensambles con válvula, unión doble y codos a 90° para montar a 90° en acero galvanizado.
- **TANQUE DE ACUMULACIÓN DE BARROS**
 - Dos tuberías de bajad de difusión con seis difusores.
 - Dos conjuntos de ensamble con válvula, unión doble y codo a 90° para montar a 90° en acero galvanizado.
- **CLARIFICADOR**
 - Dos bombas de aire de retorno de barros de 3" de diámetro.
 - Dos tazones de captación en hacer inoxidable.
 - Dos vertederos en "U" ajustables de acero inoxidable.
 - Cuatro conjuntos de líneas de aire con válvula galvanizados con codo a 90°.
 - Cuatro líneas de aire de ¾" a las bombas de aire.
- **PANEL DE CONTROL**
 - Un panel de control según especificaciones del proyecto incluyendo elementos de control y maniobra para los soplantes principales. Floculadores y bombas dosificadoras de sal metálica.
- **SOPLANTES**
 - Dos soplantes con capacidad para 350 CFM @ 5,5 PSI (600 m³/hr @ 0,4 bar) con motor de 15 HP, 3 x 380 V, 50 Hertz, montados sobre estructura metálica.
 - Ciento cincuenta y dos difusores HA 38 de 3/8".
- **CLARIFLOCULADORES TERCIARIOS**
 - Dos clarifloculadores estáticos de tolva.
 - Dos cámaras de quietamiento.
 - Dos floculadores verticales de paleta de 3/4 HP.
 - Un tanque de preparación de producto de 1000 lt.
 - Dos bombas dosificadores marca DOSIVAC MILENIUM.
 - Una canaleta perimetral de colección por tolva.

- Los soplantes se instalan dentro de una casilla de mampostería de 2,50 m de ancho x 1,50 m de largo x 1,00 m de alto, revestida internamente con paneles insonoros. El soplador estará montado sobre chasis de perfiles.

Las condiciones de trabajo son las siguientes:

- CONDICIONES AMBIENTALES

Presión Atmosférica	1,014	bar a
Elevación	600	mts
Temperatura Ambiente	20	° Celsius

- REQUERIMIENTO DEL FUNCIONAMIENTO

Gas	aire	
Peso Molecular	28,966	
Cp	0,241	
Cp/Cv	1,398	
Temperatura De Entrada	20	° Celsius
Volumen De Entrada	600	m3/h
Volumen Estándar	553,5	Nm3/h @ 0 ° Celsius
Flujo Másico	716,3	kg/h
Presión De Entrada	1003	bar a
Presión De Descarga	358,8	mbar g

MODELO EXISTENTE

Tipo De Modelo	COMPETITOR PLUS 5006-21 L2	
Dirección Del Flujo	Vertical	
Tamaño De La Conexión	4 NPT inlet 4 MPT	
Velocidad De Rotación	1970	RPM (69,1 % del max)
Velocidad Del Equipo	2578	ft/min
Ruido Estimado Del Equipo	88,2	dB (A) a un metro en campo abierto

- Tablero De Mando Y Alimentación De Planta

Componentes Del Tablero

- 1 seccionador con fusibles NH T00
- 1 disyuntor tetrapolar de 4 x 63 A - 30 mA
- 5 contactores para arranque directo motores hasta 5 HP.
- 6 contactores de arranque estrella – triángulo para motores de 15 HP.

- 1 juego barras distribución
- 2 variadores de frecuencia de $\frac{3}{4}$ de HP.
- 5 guardamotores para alimentadores motores.
- Fusible seccionable de protección de tensión de comando de 24 VC
- 2 fusibles seccionables para variadores de frecuencia de equipo ACR
- PLC para control de lógica de arranque, de alarma y conmutación de equipos por tiempo y /o fallo – programa de marcha semanal
- Borneras componibles de salida y entrada de conductores
- Llaves selectores en puerta de diámetro 22,5 mm para comando del operador
- Indicadores luminosos en puerta de diámetro 22,5 mm
- Gabinete metálico estanco normalizado IP 65

6.7.3. Espesador estático profundo de Lodos

Se considera los sistemas de espesamiento por gravedad como método de tratamiento a aplicar, mediante el cual se reducirá el volumen del barro luego de separar los mismos del agua residual. Utilizando las *Ecuación 49* y *Ecuación 50*, se obtienen las dimensiones del espesador requeridos.

E_f	Eficiencia	0,95	
Q_s	Masa de solidos suspendidos que ingresa diariamente al espesador	39,20	Kg SS/d
V	Volumen de la cámara de aireación (reactor)	224,03	m ³
t	Permanencia hidráulica	5	d
θ_c	Edad del lodo	20	d
X	Concentración de sólidos en suspensión totales (reactor)	3,5	Kg SSTA/m ³
X_E	Concentración de sólidos en suspensión totales en el espesador	30	Kg SSTA/m ³
C_{SS}	Carga superficial másica	40	Kg SS/m ² *d
A_A	Área del tanque circular	0,98	m ²
V_e	Volumen útil del espesador	6,21	m ³
H	Altura promedio útil del espesador, considerando el volumen de la tolva tronco cónica	6,33	m
D	Diámetro calculado	1,12	m
H_{adop}	Altura adoptada	3,00	m
A_A_{adop}	Nueva área adoptada	2,07	m
D_{adop}	Diámetro adoptado	1,62	m

Tabla 33: Calculo de Espesadores de lodos.

Por lo que el espesador de lodos es de 1,62 m de diámetro y posee una altura útil de 3,00 m. Esto se debe a que el volumen de lodos a tratar es pequeño, por lo que se justifica los valores adoptados.

6.7.4. Playa de Secado de Barro

Los parámetros de diseño para las playas de secado de barro son:

- Población (2042) = 924 [hab]
- L/A = Relación largo-ancho ≤ 5

Con la *Ecuación 51* la superficie necesaria para el final del período de diseño

$$A_s = 92,40 \text{ m}^2$$

Las dimensiones que adoptamos para cada playa son:

- Largo = 20,00 m
- Ancho = 5,00 m

Con estas dimensiones la relación $L/A \leq 5$ (satisface) y el número total de playas resulta de aplicar la *Ecuación 52*:

$$N = 0,92 \cong 1$$

Por lo tanto, se construirá únicamente una playa de secado de barro.

6.7.5. Sistema de Tratamiento para Camiones Atmosféricos

Se considera el ingreso diario de 2 camiones atmosféricos con capacidad de 6 m^3 , con una carga orgánica alta de 3000 mg/l de DBO_5 .

La laguna facultativa con una profundidad de 2,50 m y considerando la Temperatura del líquido en el mes más frío del año de $10,5 \text{ }^\circ\text{C}$.

Se procede a la aplicación del método de Marais y Shaw, mediante la *Ecuación 53*:

La constante de degradación orgánica:

$$KT = 1,20 * 1,085^{10,5-35} = 0,16 \text{ d}^{-1}$$

EL tiempo de retención hidráulico:

$$t = \frac{0,9}{0,16*(1-0,9)} = 55 \text{ d}$$

La concentración orgánica del efluente es:

$$S_e = \frac{3000 \frac{\text{mg}}{\text{l}}}{(1+0,16*55)} = \frac{300 \text{ mg}}{\text{l}}$$

El volumen de la laguna se determina utilizando la *Ecuación 54*:

$$V = \frac{12 \text{ m}^3}{\text{d}} * 55 \text{ d} = 664 \text{ m}^3$$

Se considera la utilización de la cantidad de 2 lagunas. Su largo es 15 m y su ancho 7,50 m. El tiempo de permanencia de adopta de 28 días.

6.7.6. Estación de bombeo: Planta Depuradora.

Las aguas residuales provenientes de las lagunas para tratar los camiones atmosféricos, adicionada con las provenientes de los lixiviados de los lodos residuales, son impulsadas mediante una estación de bombeo dentro de la planta depuradora hacia los tamicos estáticos, para comenzar con el proceso de depuración nuevamente. De esta manera se logra una depuración más efectiva ya que se logra una recirculación de los líquidos.

- Caudales de diseño de la bomba

Partiendo del caudal efluente de la laguna de tratamiento para atmosféricos, adicionando el caudal correspondiente a los lixiviados de las unidades de tratamiento de lodos podemos obtener el caudal de la bomba. En conocimiento de que la variación entre los diferentes años del periodo de diseño es pequeña, se puede considerar que el caudal para elegir la bomba es el Q_{E20} .

CAUDAL DE DISEÑO DE LA BOMBA	m ³ /h	m ³ /s	l/s
Q_{E20}	5,5	0,0015	1,53

- Cálculo del volumen útil de la cámara de húmeda

Se realiza el cálculo con una sola bomba en servicio más una idéntica de reserva. Se tiene en cuenta la *Ecuación 38*:

$$V_1 = 0,264 \text{ m}^3$$

La dimensión de la cámara en planta se elige de 1,50 m por cada lado. Por lo mismo, la altura útil es 0,12 m. Se considera una revancha de 0,30 m y una altura de fondo de 0,30 m. Es decir, que la altura total requerida es 0,42 m. El volumen de fondo equivale a 0,675 m³.

Mediante la Ecuación 39, se determina el tiempo máximo de permanencia en la cámara (t_{smax}):

$$t_s^{max} = 0,397 \text{ h} < 0,50 \text{ h VERIFICA}$$

- Cálculo de la Altura Manométrica

✓ Altura geométrica (Hg)

Es la diferencia existente entre la cota tomada al nivel de la altura útil correspondiente al volumen 1 de la cámara de aspiración y la cota de intradós de la cañería de impulsión en la descarga ubicada en los Tamicos. Se tiene en cuenta la altura del pie de los tamicos estáticos y un terraplén donde se ubicará la planta para evitar posibles inundaciones.

NIVEL TERRENO Planta Depuradora	250,00	m
TERRAPLEN	1,00	m
PIE DE TAMIZ	4,00	m
TAMIZ	1,50	m
Cota PLANTA	256,50	m

NIVEL TERRENO EB	250,00	m
Tapada de la cañería de entrada	1,50	m
Altura útil	0,11	m
Cota de EB	248,39	m

Desnivel Geométrico (Hg)	8,11	m
--------------------------	------	---

✓ Pérdidas de carga

- Pérdidas por Fricción (Hazen - Williams)

Siendo los parámetros:

- h: pérdida de carga o de energía (m)
- Q= caudal (m³/s)
- C: coeficiente de rugosidad (PVC) = 140
- D: diámetro interno de tubería = 0,1036 m
- L: longitud de la tubería = 38,00 m

PERDIDAS POR FRICCIÓN		
20 años	0,016	m

- Pérdidas locales

VELOCIDAD		
20 años	0,18	m/s

PÉRDIDAS LOCALES		
20 años	0,005	m

Las velocidades que se deben cumplir son las siguientes:

V mín.	0,9	m/s
V máx.	2,5	m/s

Como podemos observar con el diámetro adoptado de 110 mm no se cumplen los valores de velocidades recomendados, esto sucede por el poco caudal que se maneja en la instalación. Se recomienda como tarea de mantenimiento el funcionamiento de ambas bombas (la de servicio más la de reserva) en un periodo razonable de la jornada para poder generar la limpieza de la red y así su correcto funcionamiento. Por una cuestión técnica no se adopta un diámetro menor.

✓ Altura manométrica (Hm)

Es la altura total considerada, la cual la bomba debe satisfacer con su correcto funcionamiento.

ALTURA MANÓMETRICA		
20 años	8,14	m

Por lo que, para la selección de los equipos se debe satisfacer las siguientes exigencias:

	Caudal diseño bomba		Altura manométrica
	m ³ /s	l/s	m
20 años	0,0011	1,06	8,14

Donde podemos concluir que la bomba FLYGT CP 3045 TRIFASICA con 1 Polos-252, es la que cumple con los requerimientos.

- Cálculo del golpe de ariete en la impulsión

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

Datos de la Conducción	
Material	PVC
D _{ext} (m)	0,110
D _{int} (m)	0,1036
Espesor e (m)	0,0032
ε (N/m ²) módulo de compresibilidad del agua	2200000000
Longitud de la conducción(m)	38,00
E (kg/m ²) módulo de elasticidad del material	3,04E+08
Hm (mca) altura manométrica	8,14
Q (m ³ /s)	0,0011
v velocidad en la impulsión (m/s)	0,13
i (%)	0,06%
ρ (Kg/m ³)	1000
g aceleración de la gravedad (m/s ²)	9,81
γ (N/m ³)	9810

• Cálculo de cierre

$$T = 1 + \left(\frac{2 \cdot 38 \text{ m} \cdot 0,13 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 8,14 \text{ m}} \right) = 1,12 \text{ seg}$$

En donde:

- T = período de cese de circulación de agua en la parada de la bomba

- Coeficiente que representa el efecto de inercia de la bomba y que es función de la longitud de la impulsión: $K = 2$

- Coeficiente experimental función de la pendiente hidráulica de la cañería de impulsión: $C = 1$

- Cálculo de la celeridad de onda:

De acuerdo con la teoría de Allievi, la celeridad de la onda elástica en el fluido se calcula:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{10^{10} * 0,1036}{3,048 * 0,0032}}} = 296,71 \frac{m}{s}$$

- Cálculo del tiempo de cierre crítico

$$T_c = \frac{2 * 38}{296,71} = 0,26 \text{ seg}$$

- Cálculo de la sobrepresión

Como $T_c < T$ se utiliza la fórmula de Michaud siendo:

$$\Delta_H = \frac{2 * 38 * 0,13}{9,81 * 1,12} = 0,90 \text{ m. c. a}$$

La impulsión es corta por lo que nunca se alcanza la sobrepresión de Allievi.

La Longitud Crítica es mayor a la de la instalación.

$$L_c = \frac{296,71 * 1,12}{2} = 166,78 \text{ m}$$

Luego la columna de agua frente a la válvula de retención será:

$$P^{(+)} = H_m + \Delta_H = 8,14 + 0,90 = 9,04 \text{ m. c. a}$$

$$P^{(-)} = H_m - \Delta_H = 8,14 - 0,90 = 7,24 \text{ m. c. a}$$

Siendo la cañería de impulsión de clase 4 superior a la máxima sobrepresión a producirse debido a un paro imprevisto de la bomba, la misma soportará el esfuerzo sin inconvenientes. Ahora bien, cuando cambie el sentido de circulación de la onda se producirá una reducción de la presión interna, pero nunca se alcanza la succión o depresión en su interior.

Las sobrepresiones y depresiones producidas ante un paro imprevisto de la bomba son totalmente asimilables por la cañería.

6.7.7. Laguna de Maduración

Se realiza el diseño de la laguna adoptando los siguientes parámetros:

- El tiempo de retención hidráulico (t): 15 días
- Q_{C20} : 184,80 m³/día
- DBO_{ent} : 30 mg/lit = dato del efluente salido de la planta compacta
- Temperatura del aire del mes más frío del año: 10,5 °C
- Profundidad de la laguna: 1,00 m

- Revancha: 0,50 m
- Concentración bacteriológica (N_0): $1,5 * 10^7 \frac{NMP}{100 ml}$

Aplicando de la *Ecuación 55* a la *Ecuación 57*, se determina:

El volumen de la laguna:

$$Vol = 184,80 \frac{m^3}{d} * 15 d = 2772 m^3$$

Considerando la profundidad z , el área de la misma:

$$Am = 2772 m^2$$

La relación largo-ancho, debe estar comprendida entre 3 y 6. Se adopta $X = 3$. A partir de esta determinación, se procede con las dimensiones, adoptando el ancho promedio de 30,50 m.

$$Lprom = \frac{2772 m^2}{30,50 m} = 90,89 m$$

Si se considera como pendiente del talud de la laguna 1 V 3 H, se conocen los valores reales de las dimensiones superiores.

$$Bsup = Bprom + talud = 36,50 m$$

$$Lsup = Lprom + talud = 96,89 m$$

Por lo que el área superficial se determina:

$$Asup = Bsup * Lsup = 3536,49 m^2$$

Para la remoción de coliformes fecales se utiliza el modelo de flujo disperso de THIRIMURTHI, ya que el objetivo de este apartado es doble, reducir la DBO para que sea apto la descarga a un cuerpo receptor y destruir los patógenos correspondientes.

La constante de difusión o número de dispersión se calcula siguiendo la correlación de CEPIS (Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente):

$$d = 0,311$$

La constante de reacción biológica:

$$k_0 = 0,274$$

$$Kb = 0,18 d^{-1}$$

La constante de diseño se determina:

$$a = 2,10$$

La reducción de la DBO₅ tiene en cuenta la relación entre la concentración de la DBO₅ soluble del efluente y la concentración de la DBO total del afluente:

$$\frac{Se}{Sa} = 0,15$$

$$Se = 4,51 \frac{mg}{lt}$$

La eficiencia de la remoción de la DBO_5 es:

$$Ef = \left(1 - \frac{Se}{Sa}\right) * 100 = 84,95 \%$$

La reducción de los coliformes fecales se calcula de igual forma, con el modelo de flujo disperso. La constante de dispersión bacteriana se obtiene:

$$Kb = 0,841 * (1,044)^{T-20} = 0,56 d^{-1}$$

La constante de diseño se determina:

$$a = 3,38$$

$$\frac{Ne}{N0} = 0,015$$

$$Ne = 230941,81 \frac{NMP}{100 ml}$$

La eficiencia de remoción de los huevos de Helmintos:

$$E = 100 * \left(1 - 0,14 * e^{(-0,49*t+0,0085*t^2)}\right) = 99,94\%$$

Por lo que podemos concluir que se logra el cumplimiento de la normativa para el reúso agronómico, debe ser menor que 1 huevo por litro de efluente. A continuación, se observa que la eficiencia antes calculada tiene en 95% de confianza:

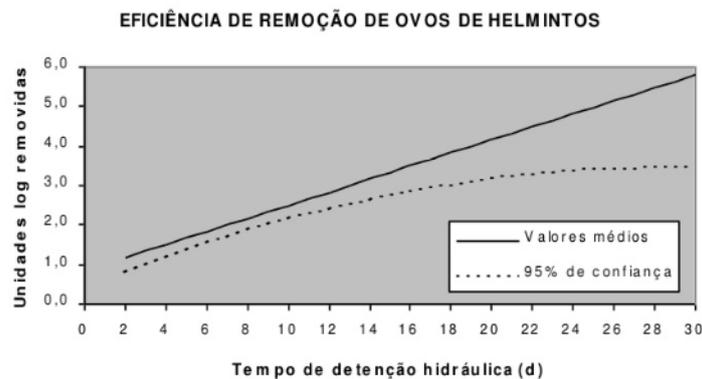


Figura 38: Eficiencia de Remoción de huevos de Helmintos. Fuente: Fundamentos de tratamientos por Lagunas, Ing. Baradales. <https://es.slideshare.net>

Por lo que el tratamiento es eficiente para la reducción de los patógenos presentes en el líquido tratado.

6.7.8. Canaleta parshall

Previo al ingreso a la cámara de cloración se dispone de una canaleta parshall que permitirá medir el caudal y dosificar el cloro necesario. La estructura se ha diseñado para que trabaje a descarga libre.

Para dimensionarlo, se escoge la dimensión de la garganta “w” de la canaleta parshall en función del caudal máximo y mínimo para el cual puede operar con descarga libre. Todos los datos se obtienen de tablas de cálculo.

DIMENSIONES DE LA CANALETA PARSHALL [cm]									
W	A	B	C	D	E	F	G	K	N
15,2	62,1	61	39,4	40,3	45,7	30,5	61	7,6	11,4

Tabla 34: Dimensiones de la canaleta parshall.

Con la Tabla 8 en función de los datos anteriores puedo determinar el valor de K y n:

- $K = 0,381$
- $n = 1,580$

Podemos obtener así, m:

$$m = 1,84$$

Entonces en función de $Q_{\text{máx}}$ y $Q_{\text{mín}}$ obtengo los tirantes H:

$$H_{\text{máx}} = 1,84 * 0,0057^{\frac{1}{1,580}} = 0,07 \text{ m}$$

6.7.9. Desinfección mediante el uso de cloro

Se considera la utilización de hipoclorito de sodio ya que no presenta dificultades para su adquisición en el mercado y no requiere de equipos y de procesos complejos para su aplicación. A su vez, tiene una eficiencia del 99,9%.

Para la determinación de la cantidad de cloro como desinfectante del agua residual, se estableció la cantidad de organismos coliformes empleando el procedimiento del número más probable (NMP), estos valores fueron:

- Coliformes fecales de efluente de la laguna de maduración:

$$N_0 = 230941,81 \frac{NMP}{100 \text{ ml}}$$

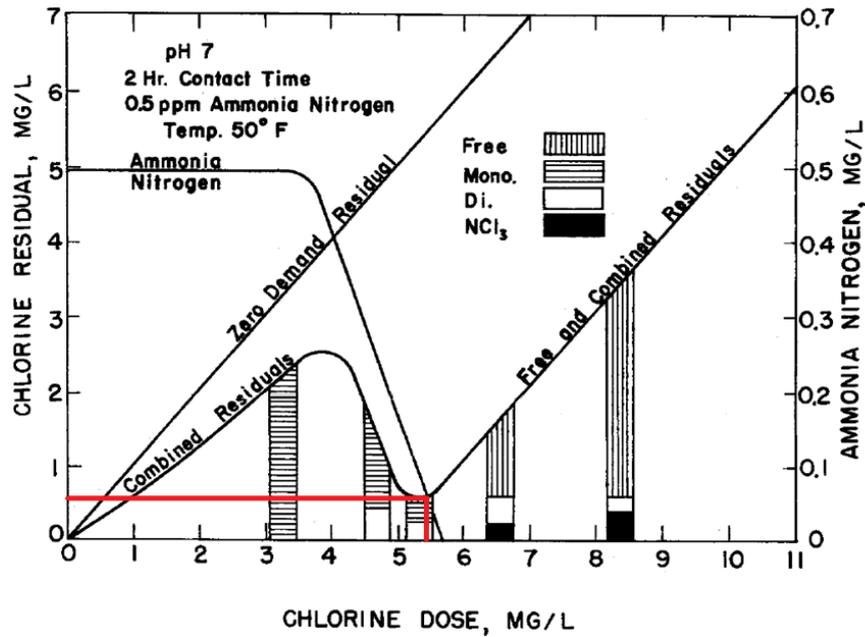
- Coliformes admisibles en efluente:

$$N_e = 1000 \frac{NMP \text{ coliformes}}{100ml}$$

Se calcula la cantidad de cloro residual C_R necesario mediante la *Ecuación 60*, adoptando como el tiempo de permanencia 45 [min].

$$C_r = 0,50 \frac{mg}{l}$$

A través de la *Figura 18*, se ingresa a la gráfica que relaciona C_R y Cl_2 y se obtiene la cantidad de cloro libre puro a dosificar necesario para desinfección (Cl_2), cuya cantidad a aplicar es de 5,40 mg/l.



El caudal medio anual a tratar:

$$Q_{D20} = 258,72 \frac{m^3}{d} = 258720 \frac{lt}{d}$$

Estimación del consumo diario de cloro (w):

$$1 \text{ litro de efluente} \rightarrow 5,40 \frac{mg}{l}$$

$$258720 \text{ litros de efluente} \rightarrow 1397088 \frac{mg}{\text{día}} \cong 1,40 \text{ cl}_2 \frac{kg}{\text{día}}$$

Con el uso de la *Ecuación 61* y la *Ecuación 62*, se conoce el volumen de reserva de cloro para un periodo de 30 días:

- Concentración de la solución de cloro: $c = 0,10 \text{ kg/l Cl}_2$
- Consumo diario: $w = 1,40 \text{ kg/día Cl}_2$
- Tiempo de almacenamiento: $T = 30 \text{ días}$
- Cloro necesario para el tiempo T: $W = 42,00 \text{ kg Cl}_2$
- Volumen de hipoclorito de sodio a almacenar: $V = 420 \text{ l}$

Se adoptará un tanque de 500 litros para el almacenamiento de la solución de hipoclorito de sodio. La solución se inyectará a la entrada de la Cámara de Cloración, para lograr una correcta mezcla.

6.7.10. Cámara de Contacto

Para el dimensionamiento de la cámara de cloración se requiere de los caudales al finalizar el periodo de diseño obtenidos anteriormente.

	QE _{20 años}	QD _{20 años}
m ³ /h	20,48	10,78

Los valores que se adoptan son:

- $H = \text{Altura líquida adoptada} = 0,45 \text{ [m]}$
- $P = \text{Tiempo de residencia} = 45 \text{ [min]}$

Si dimensionamos la cámara de cloración con el caudal máximo horario (Q_E), el volumen resultante verificará para todos los demás.

El volumen de la cámara de contacto resulta de la aplicación de la *Ecuación 63*.

$$V_{cc} = 15,36 \text{ m}^3$$

La superficie se obtiene de la *Ecuación 64*:

$$S = 34,13 \text{ m}^2$$

Las dimensiones se obtienen con una relación $L/A = 3$

$$\text{Ancho} = 3,00 \text{ m}$$

$$L = \text{Ancho} * 3 = 3,00 * 3 = 9,00 \text{ m}$$

Para los tabiques interiores se adopta una separación cada 0,60 m con un espesor de 0,15 m.

La cantidad de tabiques es de 15 unidades. Por lo que el largo se modifica y se obtiene con la *Ecuación 65*:

$$L = 11,10 \text{ m}$$

La velocidad media real de pasaje tiene que ser mayor que la mínima exigida 0,075 m/s.

$$V_{\text{media de pasaje}} = 0,12 \frac{\text{m}}{\text{s}} > 0,075 \frac{\text{m}}{\text{s}} \text{ VERIFICA}$$

A su vez, se verifica que la relación Largo total/Ancho de canales > 40 .

6.8. SISTEMA DE RIEGO

6.8.1. Cálculo de la lámina de reposición edáfica de cada riego

Las láminas brutas variarán según los caudales del periodo de diseño a los 10 y 20 años respectivamente. Se ha adoptado el criterio de considerar el caudal ofertado:

- Primero 10 años del periodo de diseño (2022 a 2032) de 4,99 l/s o 17,955 m³/h.
- Los últimos 10 años del periodo de diseño (2032 a 2042) de 5,69 l/s o 20,482 m³/h.

Se considera el trabajo con el caudal máximo no erosivo por surco para la pendiente máxima en el sentido del riego. Con el uso de la fórmula empírica de Criddle que expresa que el caudal máximo no erosivo por surco obtenemos:

$$Q \text{ máx. no erosivo} = 1,05 \frac{l}{s}$$

Si la pendiente general de proyecto se estableciese en 0,6 % luego de trabajar el terreno, el caudal teórico por surco (caudal unitario) no debería ser mayor a 1,05 l/s. Se recomienda respetar la pendiente de proyecto aún con movimiento de suelo importante siguiendo el procedimiento de la cuadrícula de nivelación. Con el caudal máximo proyectado para los distintos periodos de diseño antes mencionados nos permite obtener la cantidad de surcos que se riegan a cada lado de la válvula simultáneamente:

10 años	5,00
20 años	6,00

Tabla 35: Cantidad de surcos que se riegan a cada lado de la válvula.

La cantidad de hileras de Eucaliptus que son regadas simultáneamente en forma alterna a cada lado de la válvula son: (tener en cuenta que dos surcos alimentan una hilera)

10 años	2,50
20 años	3,00

Tabla 36: Cantidad de hileras de eucaliptus que se riegan a cada lado de la válvula.

Se adopta como ancho útil de cada hilera 3,75 m. Lo que permite obtener el ancho de riego simultáneo:

Ancho de riego 10 años	9,38 m
Ancho de riego 20 años	11,25 m

Tabla 37: Ancho útil de riego.

A continuación, se representa un esquema del sistema de riego discontinuo, en el que se observa dos situaciones diferentes en los surcos. Se distinguen los surcos que se encuentran húmedos por estar siendo regados en el momento, mientras que, por otro lado, los que están en la espera de su turno. Como se indicó anteriormente, a cada lado de la válvula de riego discontinuo se riegan simultáneamente 5 y 6 surcos respectivamente según los años considerados en el periodo de diseño. Además, se realiza la consideración de que dos surcos continuos riegan 1 hilera de eucaliptus, por lo que se van a regar simultáneamente 2,5 y 3 hileras de plantaciones. Siempre respetando el caudal no erosivo.

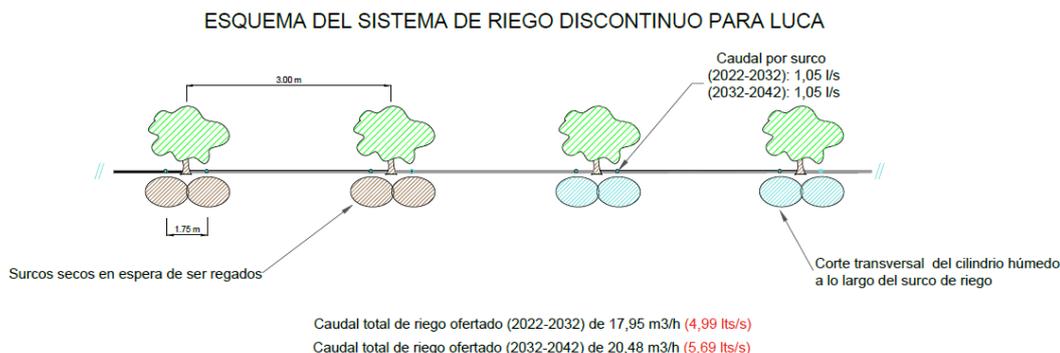


Figura 39: Esquema del sistema de Riego discontinuo para la localidad de Luca. Fuente: Plano n°30.

Las láminas brutas o dosis para todo el lote de forestación con eucaliptus:

$$Lám. Bruta_{10 \text{ años}} = \frac{17,955 \frac{m^3}{h} * 24 h}{9,38 m * 2 * 280 m} = 82,08 mm$$

$$Lám. Bruta_{20 \text{ años}} = \frac{20,482 \frac{m^3}{h} * 24 h}{11,25 m * 2 * 280 m} = 78,03 mm$$

Se adopta una longitud de surco de 280 m.

La lámina o dosis neta con la *Ecuación 68* se obtiene:

$$Lámina neta_{10 \text{ años}} = 82,08 mm * 0,8 = 65,66 mm$$

$$Lámina neta_{20 \text{ años}} = 78,03 mm * 0,8 = 62,42 mm$$

El ancho del terreno es de 180 m, y se contempla un espacio de 9 m para la disposición de las cortinas rompe viento, por lo que el ancho de terreno útil es de 171 m. Por lo que obtenemos un número de 57 hileras de árboles separadas cada 3 m.

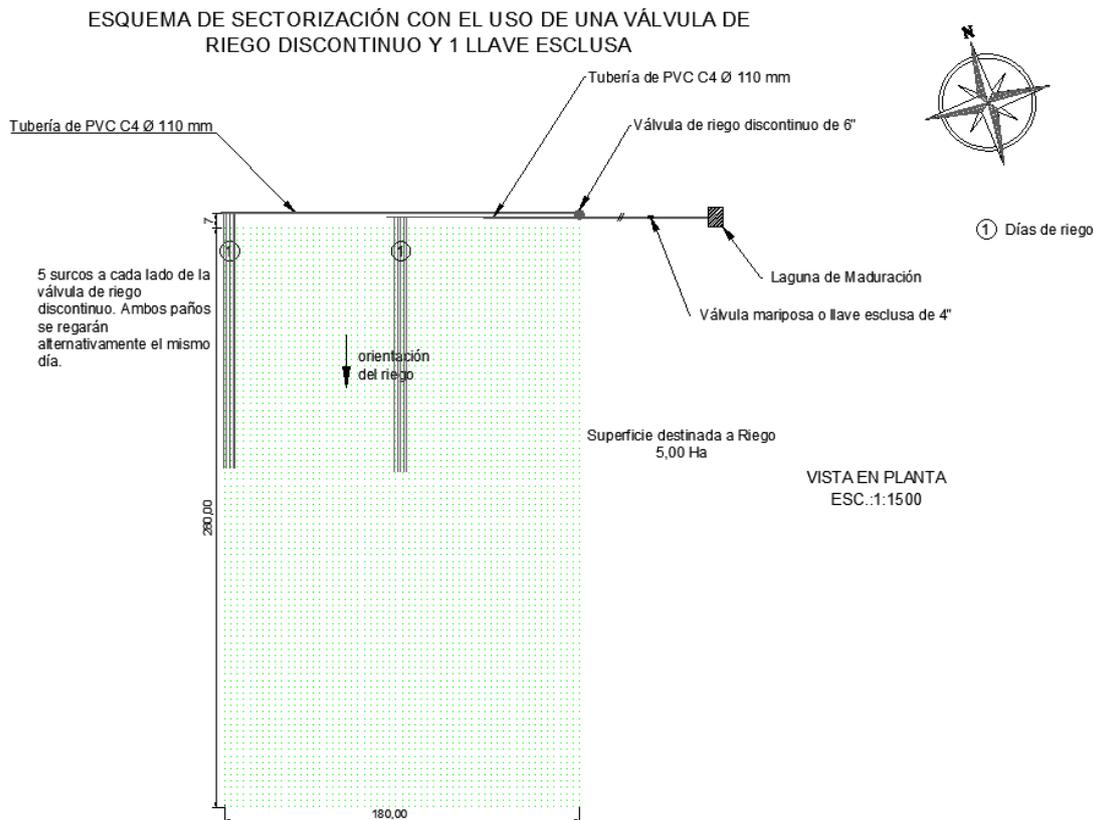


Figura 40: Esquema del sistema de Riego planteado para la localidad de Luca. Fuente: Plano n°30.

Es decir, que la cantidad de hileras regadas por día a ambos lados de la válvula son:

10 años	5	surcos a cada lado de la válvula
	2,5	Hileras de Eucaliptus
	5	Hileras por día
20 años	6	surcos a cada lado de la válvula
	3	Hileras de Eucaliptus
	6	Hileras por día

Tabla 38: Cantidad de hileras regadas por día.

En la elección del periodo de riego o frecuencia de riego se tiene en cuenta que el riego se realiza de forma continua, ya que no se cuenta con lagunas para almacenar el líquido. Se adopta una frecuencia de riego mayor ya que el tiempo adicional se debe a las intervenciones de cambio de set (apertura y cierre de compuertitas, como así también apagado y prendido de la computadora), llevarán sólo 10 a 15 minutos 2 veces al día, y un día adicional para el riego de la cortina rompe viento y espacios verde.

Frecuencia de Riego [día]		
	Calculada	Adoptada
10 años	11,40	13,00
20 años	9,50	12,00

Tabla 39: Frecuencia de riego.

Según el cuadro del Método de Blaney&Criddle el mes que requiere mayor lamina bruta es febrero (que es el de máximo requerimiento). Lo que se estaría consumiendo teniendo en cuenta el promedio de lluvias es 5,23 mm/día. Si bien el consumo de agua por parte del eucaliptus para los meses de diciembre y enero es mayor que lo aportado por el sistema de riego, en los demás meses se compensará la oferta, con la menor demanda hídrica del cultivo en el resto de los meses del año.

Al estar considerando promedios, en años lluviosos habrá exceso de agua, pero esta diferencia en mayor aporte hídrico se puede achicar aumentando la densidad de plantas por ha, como así también utilizando las cortinas perimetrales rompe viento para cualquier desfasaje que se produzca.

Por otra parte, hay que tener en cuenta que la conexión de las casas particulares no será simultánea, lo que se puede aprovechar para desfasar la plantación (mitad del lote a lo largo en 2 franjas equidistantes primero y al año siguiente o a los dos años, repetir el mismo esquema). El tiempo de diferencia de plantación facilitará la tala cuando los ejemplares lleguen a los 12 a 15 años, mientras la otra mitad continúa creciendo.

10 años	5,05	mm	<	5,23
20 años	5,20	mm	<	5,23

A continuación, se presenta el cálculo de los requerimientos hídricos del cultivo a través del método de Blaney & Criddle. La terminología utilizada hace referencia:

- t: Temperaturas medias mensuales, promedio de la serie 1960 – 2011

- t_b : Temperaturas base, ya que originalmente el método fue hecho en $^{\circ}$ Farenheit
- p : Porcentaje relativo de resplandor solar que depende de la latitud Sur
- f : Factor de uso consuntivo mensual que depende de la latitud, sacado de tablas
- k : Coeficiente del cultivo del eucaliptus, según referencias bibliográficas
- UC: Uso consuntivo o evapotranspiración real (consumo mensual del eucaliptus en mm)

Determinación de las necesidades hídricas del eucaliptus para luca, por el método de BLANEY & CRIDDLE

Cultivo considerado	Eucaliptus
Localidad de referencia	Luca
Lámina edáfica bruta (mm)	82,08

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
t	25,50	24,50	22,00	17,50	14,00	11,50	10,50	13,00	15,00	19,00	22,00	24,50
tb	2,05	1,94	1,69	1,27	0,99	0,80	0,74	0,91	1,06	1,40	1,69	1,94
p	9,77	9,28	8,24	7,95	7,11	7,05	7,2	6,97	8,37	8,75	9,63	9,6
f	20,05	18,04	13,90	10,10	7,00	5,66	5,30	6,34	8,90	12,27	16,25	18,66
k	1,2	1,2	1,1	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	1,1	1,1	1,2	1,2
UC (mm)	240,56	216,50	152,94	111,05	77,05	56,63	52,95	63,45	97,87	135,00	194,98	223,97
pp (mm)	112,50	87,50	112,50	62,50	17,50	7,50	7,50	7,50	37,50	87,50	112,50	137,50
pa	90,00	70,00	90,00	50,00	14,00	10,00	10,00	10,00	30,00	70,00	90,00	110,00
Ln	150,56	146,50	62,94	61,05	63,05	46,63	42,95	53,45	67,87	65,00	104,98	113,97
Lbruta	188,20	183,13	78,67	76,32	78,82	58,29	53,69	66,81	84,84	81,25	131,23	142,46
n	2,29	2,23	0,96	0,93	0,96	0,71	0,65	0,81	1,03	0,99	1,60	1,74
mm/día	4,86	5,23	2,03	2,04	2,03	1,55	1,39	1,72	2,26	2,10	3,50	3,68
m3/ha*mes	1882	1831	787	763	788	583	537	668	848	813	1312	1425

Eficiencia de aplicación riego por pulso	0,8
Lámina Bruta del mes de máxima demanda	183,13

Tabla 40: Necesidades hídricas del eucaliptus por el método de BLANEY & CRIDDLE.

Nota: Las estadísticas térmicas y pluviométricas son los promedios obtenidos del Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA).

6.8.2. Diseño hidráulico

Una vez que el efluente sale de la cámara de contacto, es conducido al predio para llevar a cabo el riego. El desnivel entre ambos predios es de 1,90 m por lo que no es necesaria la colocación de una bomba. Se calculan las pérdidas de carga y se comparan con la energía disponible. En ambos casos verifica ya que se tiene un desnivel entre ambos puntos, lo que favorece la conducción.

Estos caudales serán transportados utilizando tuberías de PVC diámetro exterior 110 mm Clase 4 Kg/cm², tanto en la conducción inicial enterrada como en su parte ciega (sin compuertitas orientadas a los surcos de riego).

Esta medida de diámetros elegidos se respetará a los fines no sólo de poderse instalar bien las compuertitas derivadoras de caudal para cada uno de los surcos de riego, sino también ser compatible con la válvula de riego discontinuo de 6" (no existe en menor diámetro).

En el lote la válvula de riego discontinuo se colocará en el ángulo Noreste, ya que es el punto más alto con caída hacia el oeste.

6.9. CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

En lo referente a la cotización de la obra, se contempla el siguiente análisis realizado, en donde obtenemos el valor del presupuesto final, teniendo en cuenta impuestos y coeficientes.

OBRA: SANEAMIENTO CLOACAL DE LA LOCALIDAD DE LUCA

ITEM	DESIGNACIÓN	UN	CANT	PRECIO UNITARIO	PRECIO	TOTAL
1	REPLANTEO, LIMPIEZA Y LIBERACIÓN DE LA TRAZA					
1.1	Replanteo. Se incluye relevamiento y tareas preliminares, se acuerdo a PPET.	gl	1,00	\$ 28.313,18	\$ 28.313,18	
1.2	Desmalezamiento y limpieza del terreno	gl	1,00	\$152.775,88	\$ 152.775,88	
TOTAL DEL RUBRO REPLANTEO, LIMPIEZA Y LIBERACION DE LA TRAZA						\$ 181.089,06

2	RED COLECTORA CLOACAL					
2.1	Rotura de calzada y/o veredas:					
2.1.1	Calzadas de pavimento de Hormigón	m2	284,54	\$ 647,54	\$ 184.251,03	
2.1.2	Pavimento intertrabados	m2	91,56	\$ 156,87	\$ 14.363,02	
2.2	Excavación de zanjas para colocación de cañerías y conexiones	m3	6.834,28	\$ 760,58	\$ 5.198.016,68	
2.3	Preparación del fondo de zanja y provisión de cama de arena	ml	11.112,65	\$ 489,15	\$ 5.435.752,75	
2.4	Provisión, acarreo y colocación de cañerías colectoras de PVC clase 1 de DN 160 mm	ml	11.112,65	\$ 726,97	\$ 8.078.563,17	
2.5	Ejecución de Derivaciones Domiciliarias					
2.5.1	Derivación Larga	un	62,00	\$ 6.246,66	\$ 387.292,92	
2.5.2	Derivación corta	un	250,00	\$ 2.897,32	\$ 724.330,00	
2.6	Relleno y compactación con arena y suelo natural hasta nivel según PPET y planos.	m3	1.666,90	\$ 2.631,87	\$ 4.387.064,10	
2.7	Reparación de calzadas y veredas, incluye materiales y mano de obra según PPET.					
2.7.1	Calzadas de pavimento de Hormigón	m2	284,54	\$1.218,11	\$ 346.601,02	

OBRA: SANEAMIENTO CLOACAL DE LA LOCALIDAD DE LUCA

ITEM	DESIGNACIÓN	UN	CANT	PRECIO UNITARIO	PRECIO	TOTAL
2.7.2	Pavimento intertrabados	m2	91,56	\$ 354,51	\$ 32.458,94	
2.7.3	Veredas	m2	1.000,00	\$ 792,92	\$ 792.920,00	
2.8	Ejecución de Boca de Registro de hormigón, incluyendo: materiales y mano de obra para la excavación, relleno y compactación en cualquier tipo de terreno, así como también reconstrucción de pavimento cuando fuera necesario, para las profundidades siguientes:					
2.8.1	Menores a 2,50 m. Diámetro interior del fuste 1,00 m.	un	103,00	\$ 45.034,87	\$ 4.638.591,61	
2.8.2	Mayores a 2,50 m. Diámetro interior del fuste 1,20 m	un	15,00	\$ 85.435,30	\$ 1.281.529,50	
TOTAL DEL RUBRO RED COLECTORA CLOACAL						\$31.501.734,74
3	ESTACIÓN DE BOMBEO Nº 1					
3.1	Excavación de pozo con depresión de nivel freática, en cualquier tipo de suelo y a cualquier profundidad. Incluye todos los trabajos que correspondan según se especifica en PPET y planos.	m3	15,50	\$ 760,58	\$ 11.788,99	
3.2	Provisión, acarreo y colocación de todos los materiales necesarios para la ejecución de estructura de Hormigón Armado H-25 .	m3	5,10	\$ 25.525,00	\$ 130.177,50	
3.3	Provisión, acarreo y colocación de todos los materiales necesarios para la ejecución de sala técnica , incluyendo tareas de albañilería, capas aisladoras, pisos, cubiertas de techo, pinturas, según PPET.	gl	1,00	\$ 148.440,11	\$ 148.440,11	
3.4	Provisión, acarreo y colocación de equipos electromecánicos , incluyendo tablero eléctrico, grupo generador de 20 KVA y electrobombas sumergibles de Q= 6,3 l/s y H=12,95 m.	gl	1,00	\$1.387.650,64	\$ 1.387.650,64	

OBRA: SANEAMIENTO CLOACAL DE LA LOCALIDAD DE LUCA

ITEM	DESIGNACIÓN	UN	CANT	PRECIO UNITARIO	PRECIO	TOTAL
3.5	Provisión e instalación del múltiple de impulsión, bridas, válvulas, tapa metálica y demás accesorios necesarios, según lo especificado en PPET.	gl	1,00	\$1.012.677,84	\$ 1.012.677,84	
3.6	Cerramiento del predio con cerco del tipo olímpico y portón para acceso vehicular y peatonal, según PPET y planos.	gl	1,00	\$ 97.468,29	\$ 97.468,29	
TOTAL DEL RUBRO ESTACIÓN DE BOMBEO N°1						\$2.788.203,37
4	CAÑERÍA DE IMPULSIÓN N° 1					
4.1	Excavación de zanjas para colocación de cañerías y conexiones	m3	301,93	\$ 760,58	\$ 229.641,92	
4.2	Preparación del fondo de zanja y provisión de cama de arena	ml	603,85	\$ 489,15	\$ 295.373,23	
4.3	Provisión, acarreo y colocación de cañerías de impulsión de PVC clase 4 de DN 110 mm	ml	603,85	\$ 553,27	\$ 334.092,09	
4.4	Relleno y compactación con arena y suelo natural hasta nivel según PPET y planos.	m3	90,53	\$ 2.631,87	\$ 238.263,19	
4.5	Provisión, acarreo y colocación de válvula de aire a triple efecto de Ø 50 mm, con cámara de H-25, y demás accesorios, en un todo de acuerdo a pliego y planos.	un	1,00	\$166.270,42	\$ 166.270,42	
4.6	Provisión, acarreo y colocación de todos los materiales necesarios para la construcción de cámara de desagüe y limpieza , con la provisión y colocación de su correspondiente válvula tipo Euro20 Ø50 mm, y demás accesorios, en un todo de acuerdo a pliego y planos.	un	1,00	\$ 67.984,99	\$ 67.984,99	
4.7	Provisión, acarreo y colocación de todos los materiales necesarios para construir cámaras de inspección , en un todo de acuerdo a pliego y planos.	un	1,00	\$ 55.081,12	\$ 55.081,12	
TOTAL DEL RUBRO CAÑERÍA DE IMPULSIÓN						\$1.386.706,96

OBRA: SANEAMIENTO CLOACAL DE LA LOCALIDAD DE LUCA

ITEM	DESIGNACIÓN	UN	CANT	PRECIO UNITARIO	PRECIO	TOTAL
5	PLANTA DEPURADORA					
5.1	Construcción de terraplén: Relleno y compactación con suelo natural de excavaciones hasta cota indicada s/ PPET y planos.	m3	\$3.165,00	\$ 257,45	\$ 814.829,25	
5.2	Tamices					
5.2.1	Estructuras de Hormigón Armado H-25 , según PPET y planos. Incluye provisión de materiales, mano de obra y equipos para la ejecución de la estructura de H°A°. Incluye Hormigón Simple.	m3	\$ 9,00	\$ 25.525,00	\$ 229.725,00	
5.2.2	Veredas perimetrales , según PPET y planos	m2	18,60	\$ 773,40	\$ 14.385,24	
5.2.3	Baranda de seguridad , según PPET y planos	ml	31,00	\$ 1.958,16	\$ 60.702,96	
5.2.4	Provisión, acarreo y colocación de todos los materiales necesarios para la colocación de los Tamices, incluido contenedor plástico y escalera con baranda metálica para recolección de material separado en el tamiz en un todo de acuerdo a pliego y planos.	Gl	1,00	\$2.043.951,93	\$ 2.043.951,93	
5.2.5	Provisión, acarreo y colocación de cañerías y piezas especiales en un todo de acuerdo a pliego y planos.	Gl	1,00	\$ 184.640,19	\$ 184.640,19	
TOTAL DEL SUBRUBRO TAMICES						\$ 3.348.234,57
5.3	Planta compacta					
5.3.1	Provisión, acarreo y colocación de todos los materiales necesarios para la ejecución de hormigón armado, platea de asiento, de acuerdo a pliego y plano. Incluye Hormigón Simple.	m3	27,55	\$ 25.525,00	\$ 703.213,75	

OBRA: SANEAMIENTO CLOACAL DE LA LOCALIDAD DE LUCA

ITEM	DESIGNACIÓN	UN	CANT	PRECIO UNITARIO	PRECIO	TOTAL
5.3.2	Desmantelado, Transporte y armado de los módulos desde Villa Carlos Paz hasta la localidad de Luca.	Gl	1,00	\$2.271.932,36	\$ 2.271.932,36	
5.3.3	Reacondicionamiento y puesta en valor de módulos de la planta compacta de tratamiento de efluentes.	Gl	1,00	\$2.079.806,34	\$ 2.079.806,34	
5.3.4	Provisión, acarreo y colocación de Equipos Electromecánicos y Sistema de Aireación de la planta compacta de tratamiento de efluentes	Gl	1,00	\$1.899.205,55	\$ 1.899.205,55	
5.3.5	Sala de sopladores: casilla de mampostería de 2,50 m de ancho x 1,50 m de largo x 1 m de alto, revestida internamente con paneles insonoros, el soplador estará montado sobre chasis de perfiles, silenciador de entrada, filtro de aire, cubre filtro, silenciador de descarga, válvulas de retención a clapeta, válvula de alivio en presión a resorte con regulación externa de 3", manómetro en baño de glicerina, transmisión por poleas y correas, cubre transmisión. Según pliegos y planos	m2	3,75	\$ 33.387,04	\$ 125.201,40	
TOTAL DEL SUBRUBRO PLANTA COMPACTA						\$ 7.079.359,40
5.4	Aforador parshall					
5.4.1	Estructuras de Hormigón Armado H-25 , según PPET y planos. Incluye provisión de materiales, mano de obra y equipos para la ejecución de la estructura de H°A°. Incluye Hormigón Simple.	m3	3,23	\$ 25.525,00	\$ 82.445,75	
5.4.2	Provisión, acarreo y colocación de un aforador ultrasónico para la medición de caudal.	un	1,00	\$ 158.751,46	\$ 158.751,46	
5.4.3	Veredas perimetrales , según PPET y planos	m2	7,41	\$ 773,40	\$ 5.733,21	
5.4.4	Baranda de seguridad , según PPET y planos	ml	12,36	\$ 1.958,16	\$ 24.202,86	
TOTAL DEL SUBRUBRO AFORADOR PARSHALL						\$ 271.133,28

OBRA: SANEAMIENTO CLOACAL DE LA LOCALIDAD DE LUCA

ITEM	DESIGNACIÓN	UN	CANT	PRECIO UNITARIO	PRECIO	TOTAL
5.5	Cámara de Contacto					
5.5.1	Estructuras de Hormigón Armado H-25 , según PPET y planos. Incluye provisión de materiales, mano de obra y equipos para la ejecución de la estructura de H°A°. Incluye Hormigón Simple.	m3	21,96	\$ 25.525,00	\$ 560.529,00	
5.5.2	Veredas perimetrales , según PPET y planos	m2	17,64	\$ 773,40	\$ 13.642,78	
5.5.3	Baranda de seguridad , según PPET y planos	ml	29,40	\$ 1.958,16	\$ 57.569,90	
TOTAL DEL SUBRUBRO CAMARA DE CONTACTO						\$ 631.741,68
5.6	Playa de Secado de Barros					
5.6.1	Estructuras de Hormigón Armado H-25 , según PPET y planos. Incluye provisión de materiales, mano de obra y equipos para la ejecución de la estructura de H°A°. Incluye Hormigón Simple.	m3	15,00	\$ 25.525,00	\$ 382.875,00	
5.6.2	Provisión, acarreo y colocación de cañerías y piezas especiales en un todo de acuerdo a pliego y planos.	Gl	1,00	\$ 63.817,62	\$ 63.817,62	
5.6.3	Provisión, acarreo y colocación de gravas y arenas para manto filtrante en un todo de acuerdo a pliego y planos.	Gl	1,00	\$ 55.927,78	\$ 55.927,78	
5.6.4	Provisión, acarreo y colocación de Boca de registro , en un todo de acuerdo a pliego.	un	1,00	\$ 45.034,87	\$ 45.034,87	
TOTAL DEL SUBRUBRO PLAYA DE SECADO DE BARROS						\$ 547.655,27
5.7	Cañerías de Interconexión					
5.7.1	Excavación a cielo abierto en todo tipo de suelo y a cualquier profundidad. Incluye excavación en roca, voladura, tablestacado, entibado y todos los trabajos que correspondan según se especifica en PPET y Planos adjuntos.	m3	39,16	\$ 760,58	\$ 29.784,31	
5.7.2	Provisión, acarreo y colocación de cañería de P.V.C. de 110 mm y cama de asiento de arena de diámetro, Clase 4 apto cloacal, en un todo de acuerdo a pliego y planos.	ml	235,00	\$ 553,27	\$ 130.018,45	

OBRA: SANEAMIENTO CLOACAL DE LA LOCALIDAD DE LUCA

ITEM	DESIGNACIÓN	UN	CANT	PRECIO UNITARIO	PRECIO	TOTAL
5.7.3	Relleno y compactación de zanja con suelo natural de excavaciones hasta nivel de terreno natural, incluido retiro de sobrante, en un todo de acuerdo a pliego.	m3	39,16	\$ 2.631,87	\$ 103.064,03	
TOTAL DEL SUBRUBRO CAÑERÍAS DE INTERCONEXIÓN						\$ 262.866,79
5.8	Equipamiento					
5.8.1	Provisión, acarreo y colocación de todos los materiales necesarios para la ejecución del Edificio Central , incluyendo tareas de albañilería, capas aisladoras, losas y cubiertas de techo, revoques, contrapisos, pisos, zócalos, revestimientos, pinturas, carpinterías y herrajes, vidriería, sanitarios, instalación de gas. Las mismas se construirán en un todo de acuerdo con el PPET.	m2	116,73	\$ 33.387,04	\$ 3.897.269,18	
5.8.2	Provisión, acarreo y colocación de todos los materiales necesarios para la ejecución del Sala de Cloración , incluyendo tareas de albañilería, capas aisladoras, losas y cubiertas de techo, revoques, contrapisos, pisos, zócalos, revestimientos, pinturas, carpinterías y herrajes, vidriería, sanitarios, instalación de gas. Las mismas se construirán en un todo de acuerdo con el PPET.	m2	52,00	\$ 33.387,04	\$ 1.736.126,08	
5.8.3	Provisión, acarreo y colocación de los Equipos Dosadores de cloro , incluyendo cañerías, bombas, interruptores mecánicos, válvulas, tanques y accesorios; en un todo de acuerdo a pliego y planos.	GI	1,00	\$ 457.446,43	\$ 457.446,43	
TOTAL DEL SUBRUBRO EQUIPAMIENTO						\$ 6.090.841,69
5.9	Obras Complementarias					
5.9.1	Provisión, acarreo y colocación de todos los materiales necesarios para la ejecución de los caminos internos de acuerdo a lo señalado en pliego y planos.	m2	1.798,10	\$ 384,70	\$ 691.729,07	

OBRA: SANEAMIENTO CLOACAL DE LA LOCALIDAD DE LUCA

ITEM	DESIGNACIÓN	UN	CANT	PRECIO UNITARIO	PRECIO	TOTAL
5.9.2	Ejecución del sistema de Alimentación y Distribución Eléctrica Interna , incluye el pilar de medición, tablero general, gabinetes de campo, instalación interna en edificios, sistema de control, puesta a tierra, grupo electrógeno, etc. en un todo de acuerdo a pliego.	GI	1,00	\$1.701.912,14	\$ 1.701.912,14	
5.9.3	Provisión, acarreo y colocación de todos los materiales necesarios para la ejecución del alumbrado exterior , en un todo de acuerdo a pliego y planos.	GI	1,00	\$ 251.057,31	\$ 251.057,31	
5.9.4	Provisión, acarreo y colocación de todos los materiales necesarios para la ejecución de instalación de Agua mediante perforación con extracción con bomba, en un todo de acuerdo a pliego y planos.	GI	1,00	\$2.155.326,81	\$ 2.155.326,81	
5.9.5	Provisión, acarreo y colocación de todos los materiales necesarios para la construcción del mástil , en un todo de acuerdo a pliego y plano.	GI	1,00	\$ 38.559,28	\$ 38.559,28	
5.9.6	Ejecución del sistema de Alimentación y Distribución Eléctrica Interna , incluye el pilar de medición, tablero general, gabinetes de campo, instalación interna en edificios, sistema de control, puesta a tierra, grupo electrógeno, etc. en un todo de acuerdo a pliego.	GI	1,00	\$ 417.116,00	\$ 417.116,00	
TOTAL DEL SUBRUBRO OBRAS COMPLEMENTARIAS						\$ 5.255.700,61
5.10	Provisión Eléctrica					
5.10.1	Provisión e instalación de estación transformadora y tendido eléctrico para suministro de energía eléctrica, en un todo de acuerdo a pliego y planos.	GI	1,00	\$1.647.019,86	\$ 1.647.019,86	

OBRA: SANEAMIENTO CLOACAL DE LA LOCALIDAD DE LUCA

ITEM	DESIGNACIÓN	UN	CANT	PRECIO UNITARIO	PRECIO	TOTAL
5.11	Laguna de Maduración					
5.11.1	Excavación a cielo abierto en todo tipo de suelo y a cualquier profundidad. Incluye excavación en roca, voladura, tablestacado, entibado y todos los trabajos que correspondan según se especifica en PPET y Planos adjuntos.	m3	277,20	\$ 760,58	\$ 210.832,78	
5.11.2	Provisión, acarreo y colocación de todos los materiales para la construcción de la entrada a laguna ; incluido cañerías, curvas y ramales de PVC, vigas y columnas de HºAº, plateas de HºSº, anclajes, etc., en un todo de acuerdo a planos y pliego.	Gl	1,00	\$ 243.423,75	\$ 243.423,75	
5.11.3	Provisión, acarreo y colocación de todos los materiales para la construcción de la salida de laguna ; incluido cámara de HºAº, pantallas de madera, cañerías, curvas y ramales de PVC, excavaciones, rellenos, anclajes, etc.	Gl	1,00	\$ 231.894,16	\$ 231.894,16	
TOTAL DEL SUBRUBRO LAGUNA DE MADURACIÓN						\$ 686.150,69
5.12	Laguna de Pretratamiento para Camiones Atmosféricos					
5.12.1	Excavación y mejoramiento de suelo , mecánica o manual, en cualquier tipo de terreno. Incluye depresión del nivel freático, tablestacado, excavación en roca y retiro del material excedente que no sea utilizable para el posterior tapado; s/Planos y Pliego de Licitación.	m3	664,00	\$ 760,58	\$ 505.025,12	
5.12.2	Estructura de la zona de descarga de camiones atmosféricos.	Gl	1,00	\$ 263.429,82	\$ 263.429,82	
5.12.3	Provisión, acarreo y colocación de todos los materiales para la construcción de la entrada a laguna ; incluido cañerías, curvas y ramales de PVC, vigas y columnas de HºAº, plateas de HºSº, anclajes, etc., en un todo de acuerdo a planos y pliego.	Gl	1,00	\$ 243.423,75	\$ 243.423,75	

OBRA: SANEAMIENTO CLOACAL DE LA LOCALIDAD DE LUCA

ITEM	DESIGNACIÓN	UN	CANT	PRECIO UNITARIO	PRECIO	TOTAL
5.12.4	Provisión, acarreo y colocación de todos los materiales para la construcción de la salida de laguna ; incluido cámara de H°A°, pantallas de madera, cañerías, curvas y ramales de PVC, excavaciones, rellenos, anclajes, etc.	Gl	1,00	\$ 231.894,16	\$ 231.894,16	
TOTAL DEL SUBRUBRO LAGUNA PARA PRETRTAMIENTO DE ATMOSFÉRICOS						\$ 1.011.878,69
5.13	Estación de Bombeo PD					
5.13.1	Excavación de pozo con depresión del nivel freático, en cualquier tipo de suelo y a cualquier profundidad. Incluye todos los trabajos que correspondan según se especifica en PPET y planos.	m3	9,25	\$ 760,58	\$ 7.035,37	
5.13.2	Provisión, acarreo y colocación de todos los materiales necesarios para la ejecución de estructura de Hormigón Armado H-25 .	m3	4,50	\$ 25.525,00	\$ 114.862,50	
5.13.3	Provisión, acarreo y colocación de equipos electromecánicos , incluyendo tablero eléctrico, grupo generador de 20 KVA y electrobombas sumergibles de Q= 1,06 l/s y H=8,14 m.	gl	1,00	\$ 748.000,08	\$ 748.000,08	
5.13.4	Provisión e instalación del múltiple de impulsión, bridas, válvulas, tapa metálica y demás accesorios necesarios, según lo especificado en PPET.	gl	1,00	\$1.012.677,84	\$ 1.012.677,84	
TOTAL DEL RUBRO ESTACIÓN DE BOMBEO PD						\$ 1.882.575,79
5.14	CAÑERÍA DE IMPULSIÓN PD					
5.14.1	Excavación de zanjas para colocación de cañerías y conexiones	m3	9,00	\$ 760,58	\$ 6.845,22	
5.14.2	Preparación del fondo de zanja y provisión de cama de arena	ml	30,00	\$ 489,15	\$ 14.674,50	
5.14.3	Provisión, acarreo y colocación de cañerías de impulsión de PVC clase 4 de DN 110 mm	ml	30,00	\$ 553,27	\$ 16.598,10	

OBRA: SANEAMIENTO CLOACAL DE LA LOCALIDAD DE LUCA

ITEM	DESIGNACIÓN	UN	CANT	PRECIO UNITARIO	PRECIO	TOTAL
5.14.4	Relleno y compactación con arena y suelo natural hasta nivel según PPET y planos.	m3	7,50	\$ 2.631,87	\$ 19.739,03	
5.14.5	Provisión, acarreo y colocación de todos los materiales necesarios para la construcción de cámara de desagüe y limpieza , con la provisión y colocación de su correspondiente válvula tipo Euro20 Ø50 mm, y demás accesorios, en un todo de acuerdo a pliego y planos.	un	1,00	\$ 67.984,99	\$ 67.984,99	
5.14.6	Provisión, acarreo y colocación de todos los materiales necesarios para construir cámaras de inspección , en un todo de acuerdo a pliego y planos.	un	1,00	\$ 55.081,12	\$ 55.081,12	
TOTAL DEL RUBRO CAÑERÍA DE IMPULSIÓN						\$ 180.922,96
5.15	Espesador de Barros					
5.15.1	Excavación de pozo con depresión de nivel freático, en cualquier tipo de suelo y a cualquier profundidad. Incluye todos los trabajos que correspondan según se especifica en PPET y planos.	m3	7,21	\$ 760,58	\$ 5.483,78	
5.15.2	Provisión, acarreo y colocación de Hormigón Armado H-25 para estructura: losas y paredes de Concentrador de Barros, s/Planos y Pliego de Licitación.	m3	7,21	\$ 25.525,00	\$ 184.035,25	
5.15.3	Provisión, acarreo y ejecución de veredas perimetrales , s/Planos y Pliego de Licitación	m2	3,05	\$ 773,40	\$ 2.358,87	
5.15.4	Provisión, acarreo e instalación de sistema de pantalla central y cañerías de entrada y salidas . Incluye todos los accesorios para su correcto funcionamiento y mantenimiento, s/Planos y Pliego de Licitación.	Gl	1,00	\$ 379.031,58	\$ 379.031,58	
5.15.5	Provisión, acarreo, ejecución y puesta en funcionamiento de tablero de protección, comando y control del sistema para su correcto funcionamiento y mantenimiento s/Planos y Pliego de Licitación.	Gl	1,00	\$ 178.465,81	\$ 178.465,81	

OBRA: SANEAMIENTO CLOACAL DE LA LOCALIDAD DE LUCA

ITEM	DESIGNACIÓN	UN	CANT	PRECIO UNITARIO	PRECIO	TOTAL
5.15.6	Provisión, acarreo, ejecución de viga puente, s/Planos y Pliego de Licitación.	Gl	1,00	\$165.636,21	\$ 165.636,21	
5.15.7	Provisión y colocación de barandas, s/Planos y Pliego de Licitación.	ml	4,00	\$ 1.958,16	\$ 7.832,64	
5.15.8	Provisión y colocación de escaleras marineras y jaula de seguridad, s/Planos y Pliego de Licitación.	ml	3,00	\$ 11.612,90	\$ 34.838,70	
TOTAL DEL RUBRO ESPESADOR DE BARROS						\$ 570.909,48
TOTAL DEL RUBRO PLANTA DEPURADORA						\$30.085.658,28
6	SISTEMA DE RIEGO					
6.1	Nivelación del terreno destinado para riego con pendiente de 0,60%.	m2	50.000,00	\$ 20,41	\$ 1.020.500,00	
6.2	Excavación de los surcos	ml	15.960,00	\$ 45,37	\$ 724.105,20	
6.3	Provisión, acarreo y colocación de cañería recta de P.V.C., de 110 mm de diámetro, para distribución del agua en surcos; incluido piezas especiales, compuertas de cierre y regulación, calcetines, pruebas, etc., en un todo de acuerdo a pliego y planos.	ml	270,00	\$ 641,92	\$ 173.318,40	
6.4	Provisión, acarreo y colocación de válvula mariposa de caudal discontinuo completa, de 0,150 m de diámetro. Incluyendo codos, ramales, cuplas y demás accesorios según diámetro en un todo de acuerdo a pliego.	Gl	1,00	\$ 471.867,58	\$ 471.867,58	
6.5	Plantación de Eucaliptus	un	4.750,00	\$ 845,61	\$ 4.016.647,50	
TOTAL DEL RUBRO SISTEMA DE RIEGO						\$ 6.406.438,68
7	OBRADOR					
7.1	Construcción, mantenimiento y traslado del obrador.	mes	15,00	\$ 8602,37	\$ 129.035,52	
TOTAL RUBRO OBRADOR						\$ 129.035,52

OBRA: SANEAMIENTO CLOACAL DE LA LOCALIDAD DE LUCA

ITEM	DESIGNACIÓN	UN	CANT	PRECIO UNITARIO	PRECIO	TOTAL
IMPORTE TOTAL DE OBRA CON IVA INCLUIDO					\$ 72.478.866,61	

El presente presupuesto asciende a la suma de pesos SETENTA Y DOS MILLONES CUATROCIENTOS SETENTA Y OCHO MIL OCHOCIENTOS SESENTA Y SEIS CON 61/100.-

Córdoba, Agosto de 2019.-

* Los precios indicados incluyen IVA, Beneficios, Costos Directos e Indirectos y Administrativos.

** En todos los ítems se cotiza de acuerdo a lo detallado en el Pliego de Especificaciones Técnicas Particulares y según Planos adjuntos del presente Anteproyecto Licitatorio.

Tabla 41: Computo y Presupuesto del Proyecto.

7. CONCLUSIONES

El Anteproyecto licitatorio “Saneamiento Cloacal de la localidad de Luca”, me permitió poner en práctica los conceptos que aprendí durante el cursado de la carrera, entre las cuales destaco las cátedras de Ingeniería Sanitarias; Topografía; Obras Hidráulicas; Planeamiento y Urbanismo; Proyecto, Dirección de obras y Valuaciones, entre otras.

A su vez, me otorgo los criterios para decidir qué parámetros o consideraciones eran y porque más conveniente adoptar y cuales no eran aptos para tener en cuenta.

Los problemas que enfrente como proyectista y la solución brindada fue:

- En las redes colectoras se verifica que se cumpla con las pendientes mínimas de 3 ‰, y en muchas ocasiones se decide adoptar esta sobre la pendiente mínima de autolimpieza, porque si se adopta la anterior, trae aparejado en las cañerías tapadas muy superiores en poco recorrido lineal de la mismas, esto se debe a que el caudal que se maneja es pequeño.

- La red planteada y calculada verifica a los 20 años con un Q_{E20} a la velocidad mínima de 0,60 m/s (mínima para asegurar la limpieza), lo que implica que al comienzo y durante el desarrollo del periodo de diseño no verifica, por lo que no nos aseguramos la correcta limpieza de la cañería con el caudal máximo horario del día de menor consumo del año cero (Q_{L0}). A esto, se adiciona que la localidad estudiada es llana y el hacerlo cumplir implica tapadas muy altas que genera costos mayores. Como solución a lo anterior, se deja como tareas planificadas durante la etapa de operación, la inyección de un cierto caudal de agua con ayuda de un camión cisterna en el punto más alto de la red, lo que genera que se evacue las aguas y se logre la limpieza de la misma.

- En la cañería de impulsión de la EBN°1, con el diámetro adoptado de la misma de 110 mm no se cumplen los valores de velocidades recomendados, esto sucede por el poco caudal que se maneja en la instalación. Se recomienda como tarea de mantenimiento el funcionamiento de ambas bombas (la de servicio más la de reserva) en un periodo razonable de la jornada para poder generar la limpieza de la red y así su correcto funcionamiento.

- La selección de un sistema de riego como cuerpo receptor de los efluentes determino la realización de una laguna de maduración para poder cumplir con los parámetros de vertidos indicados en el decreto 847/16. El estándar de calidad más limitante fue la cantidad de huevos de Nematodos intestinales presentes por litro de efluente, ya que la normativa nos exige una cantidad a cumplir. El reúso agronómico según el mismo decreto, no requiere de una adición determinada de cloro para la desinfección del líquido tratado, pero para obtener una mayor seguridad de reducción de patógenos, se agrega una cámara de contacto para la cloración.

Como conclusión final de la propuesta del anteproyecto realizado:

- La realización de un análisis de alternativas de procesos de depuración para la EDAR, para poder elegir la propuesta más eficiente y con la que se obtenga mayor satisfacción.

- Estudiar con mayor profundidad la existencia de nuevos cuerpos receptores para el agua tratada, para poder seleccionar la alternativa más óptima. Es decir, proveer un sistema adicional para la disposición final del efluente.

- La realización de un diagnóstico ambiental a través de un estudio de impacto ambiental, para asegurar que el proyecto ejecutado cumpla con las normativas vigentes de los diferentes niveles, pero que a su vez su implementación no genere consecuencias negativas ante la no implantación del mismo.

8. BIBLIOGRAFÍA

- *Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento. Visitado: Marzo-2019.* <http://www.enohsa.gob.ar>
- *ENOHSA. (2013). Normas para la presentación y diseño de sistemas y obras hidráulicas en la Provincia de Córdoba. Córdoba.*
- *Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento. (s.f.). Criterios básicos para el estudio y el diseño. Buenos Aires.*
- *Consejo Federal de Agua Potable y Saneamiento, Fundamentación de Norma, Volumen I.*
- *Instituto Nacional de Estadísticas y Censos de la República Argentina (INDEC). Visitado: Marzo-2019.* <https://www.indec.gob.ar/>
- *Ministerio de Agricultura y Ganadería, Cartas de Suelos de Córdoba.* <http://suelos.cba.gov.ar/VILLAMARIA>
- *Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA). Visitado: junio-2019.* <http://climayagua.inta.gob.ar>
- *Fundamentos de tratamientos por Lagunas, Ing. Baradales.* <https://es.slideshare.net/>
- *Catálogo de tamices estáticos comerciales. Página web de Cala.*
- *Carignano, C. A., Kröhling, D., Degiovanni, S., & Cioccale, M. A. (2014): Relatorio del XIX Congreso Geológico Argentino- Córdoba, Córdoba.*
- *Díaz Lozada, J.M., Barchiesi, G.M., H., García, C. M., Castello, E., Romagnoli, M., & Portapila, M. (2010). Cuantificación del escurrimiento Superficial de la cuenca del Río Carcarañá. Córdoba.*
- *Metcalf & Eddy, I. (1995). Ingeniería de Aguas Residuales: Tratamiento, Vertido y Reutilización. España: McGRAW-HILL/INTERAMERICANA DE ESPAÑA, S.A.*
- *J.M. De Acevedo y Guillermo Acosta, Manual de Hidráulica.*
- *Decreto 847/16 de la Secretaria de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba.*
- *FCEfyN, Cátedra de Proyecto, Dirección de Obras y Valuaciones 2018: Clase de Presupuesto.*
- *FCEfyN, Cátedra de Ingeniería Sanitaria 2018, Capítulo10: Composición y características del líquido cloacal, Planta Depuradora.*
- *Página Web tg Argentina: <http://www.tgdeargentina.com.ar/>*
- *Tecnologías del Espesamiento, INDITEX. página web: <https://www.wateractionplan.com>*

ANEXO 1