UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

PRESENTADO POR:

ANDERSON ALEXIS GARCÍA HERNÁNDEZ

JOSSELYN CAROLINA MELÉNDEZ ROSALES

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

INGENIERO(A) CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, SEPTIEMBRE 2025

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR :

M.Sc. JUAN ROSA QUINTANILLA

SECRETARIO GENERAL:

LIC. PEDRO ROSALÍO ESCOBAR CASTANEDA

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. LUIS SALVADOR BARRERA MANCÍA

SECRETARIO :

ARQ. RAÚL ALEXANDER FABIÁN ORELLANA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR :

M.Eng. Ing. CARLOS ALBERTO ESCOBAR FLORES

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Grado Modalidad Trabajo de Investigación, previo a la opción de:

INGENIERO(A) CIVIL

Título :

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

Presentado por :

ANDERSON ALEXIS GARCÍA HERNÁNDEZ

JOSSELYN CAROLINA MELÉNDEZ ROSALES

Trabajo de Grado Aprobado por:

Docentes Asesores :

MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN

INGRA.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

San Salvador, septiembre 2025

Trabajo de Graduación aprobado por:

Docentes Asesores :

MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN

INGRA.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN XXV

CAPÍTULO I: GENERALIDADES 1

1.1 Antecedentes. 2

1.2 Planteamiento del problema. 5

1.3 Objetivos. 8

1.3.1 Objetivo general: 8

1.3.2 Objetivos específicos: 8

1.4 Alcances. 9

1.5 Limitaciones. 10

1.6 Justificación. 11

CAPÍTULO II: DESCRIPCIÓN DEL CASERÍO EL LIMPIO DEL DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS 13

2.1 Ubicación geográfica 14

2.2 Vías de comunicación. 14

2.3 Clima. 16

2.4 Tipo y uso del suelo. 17

2.5 Recursos hídricos. 21

2.6 Análisis social y descripción de la población. 22

2.7 Aspectos económicos. 28

2.8 Topografía. 30

CAPÍTULO III: FUNDAMENTOS TEÓRICOS 31

3.1 Sistema de Abastecimiento de Agua Potable 32

3.1.1 Definición. 32

3.1.2 Tipos de fuentes de Abastecimiento 32

3.1.3 Componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable…… 35

3.1.4 Métodos de diseño de sistema de abastecimiento de agua potable… 46

3.1.5 Marco normativo aplicable al diseño de un sistema de agua potable… 51

3.1.6 Estudios necesarios para el diseño y construcción de un sistema de agua potable. 52

3.1.7 Proceso de diseño de un sistema de agua potable sin planta de tratamiento. 53

3.2 Sistema de alcantarillado sanitario. 66

3.2.1 Descripción e importancia del alcantarillado sanitario. 67

3.2.2 Tipos de Sistema de Alcantarillado Sanitario..... 68

3.2.3 Componentes de Alcantarillado Sanitario y obras accesorias. 71

3.2.4 Marco normativo aplicable al diseño de un sistema de alcantarillado sanitario. 83

3.2.5 Estudios necesarios para el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario. 84

3.2.6 Metodología de diseño del sistema de alcantarillado sanitario.... 86

3.3 Planta de Tratamiento de Aguas Residuales 91

3.3.1 Tipos de Aguas residuales..... 91

3.3.2 Tratamiento de las Aguas Residuales. 98

3.3.3 Métodos de tratamiento de aguas residuales 104

3.3.4 Marco normativo aplicable a la planta de tratamiento de aguas residuales. 119

3.3.5 Metodología de diseño de planta de tratamiento de aguas residuales. 120

CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN 131

4.1 Tipo de Investigación..... 132

4.2 Población..... 133

4.3 Muestra..... 134

4.4 Técnicas e instrumentos de investigación 135

CAPÍTULO V: DISEÑO, ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE 138

5.1 Diseño del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable del caserío El Limpio. 139

5.1.1 Criterios empleados en el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío El Limpio. 139

5.1.2 Periodo de diseño y cálculo de población de diseño 140

5.1.3 Cálculo de caudales de diseño. 143

5.1.4 Tanque de almacenamiento 149

5.1.5 Aplicación del software EPANET 2.0 en el diseño del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable 162

5.1.6 Desinfección del Agua 228

5.2 Especificaciones Técnicas para el diseño de agua potable 231

5.2.1 Generalidades 231

5.2.2 Instalaciones provisionales, limpieza y señalización 231

5.2.3 Construcción de tramos de agua potable 236

5.2.4 Sistema de Bombeo 274

5.2.5 Concretos y aceros de refuerzo 277

5.3 Presupuesto del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable 298

CAPÍTULO VI: DISEÑO, ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES..... 305

6.1 Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario. 306

6.1.1 Descripción del sistema de alcantarillado sanitario 306

6.1.2 Criterios empleados en el diseño del sistema de alcantarillado Sanitario para el caserío El Limpio. 307

6.1.3 Población y cálculo de Caudales de Diseño..... 309

6.1.4 Diseño de la red de recolección y transporte de las aguas residuales. 328

6.2 Diseño de las plantas de tratamiento de Aguas residuales. 355

6.2.1 Elección de la ubicación de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales. 355

6.2.2 Parámetros de Diseño y Características del Efluente. 356

6.2.3 Proyección de población y cálculo de caudales 359

6.2.4 Propuesta de diseño de plantas de tratamiento 361

6.3 Alternativa para los sectores inaccesibles al sistema de alcantarillado 430

6.3 Especificaciones Técnicas para el sistema de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas residuales 442

6.3.1 Generalidades 442

6.3.2 Obras preliminares 443

6.3.3 Construcción de tramos de colectores de alcantarillado sanitario…… 447

6.3.4 Concreto 490

6.3.5 Acero de Refuerzo 502

6.3.6 Estructuras metálicas 505

6.4 Presupuesto del Sistema de Alcantarillado Sanitario y Plantas de Tratamiento 507

CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 528

7.1 Conclusiones 529

7.1.1 Sistema de Abastecimiento de Agua Potable. 529

7.1.2 Sistema de Alcantarillado y Planta de Tratamiento de Aguas Residuales. 531

7.2 Recomendaciones 535

7.2.1 Sistema de Abastecimiento de Agua Potable 535

7.2.2 Sistema de Alcantarillado y Planta de Tratamiento de Aguas residuales 537

ANEXO A 546

ANEXO B 565

ANEXO C 582

INDICE DE FIGURAS.

Figura 1 *Cantarera en el caserío El Limpio*..... 3

Figura 2 *Pozo donado por la granja los Jovel´s a la comunidad del caserío El Limpio.* 6

Figura 3 *Ubicación geográfica del caserío EL Limpio del Distrito de Ilobasco, Departamento de Cabañas.* 14

Figura 4 *Calle de pavimento rígido del caserío El Limpio.* 15

Figura 5 *Calles de tierra de los pasajes del caserío El Limpio.* 15

Figura 6 *Mapa de temperatura máxima promedio anual 2023 en El Salvador* . 16

Figura 7 *Mapa de temperatura mínima promedio anual 2023 en El Salvador.* . 17

Figura 8 *Mapa Geológico de El Salvador* 18

Figura 9 *Clase de suelos de El Salvador* 19

Figura 10 *Textura del suelo de El Salvador* 20

Figura 11 *Recursos hídricos* 21

Figura 12 *Cantarera ubicada en el caserío El Limpio en funcionamiento* 24

Figura 13 *Vertido de aguas grises directamente a las calles* 25

Figura 14 *UCSFI del caserío Santa Lucia, distrito de Ilobasco* 26

Figura 15 *Centro Escolar Jerónimo Abarca, Santa Lucia* 27

Figura 16 *Bus ruta 112 hacia Sensuntepeque.* 28

Figura 17 *Fachada de la Granja "Los Jovel´s"*..... 29

Figura 18 *Aguas superficiales*..... 33

Figura 19 *Afloramiento de agua subterránea en un pozo.* 34

Figura 20 *Fuente de Abastecimiento de Agua Potable* 35

Figura 21 *Perfil de línea de aducción*..... 36

Figura 22 *Esquema tipo de una Estación de Bombeo* 37

Figura 23 *Anclajes* 38

Figura 24 *Planta potabilizadora* 39

Figura 25 *Tanque superficial*..... 41

Figura 26 *Tanque Elevado* 42

Figura 27 *Red ramificada o abierta*..... 43

Figura 28 *Red mallada o cerrada*..... 44

Figura 29 *Red mixta*..... 44

Figura 30 *Sistema de alcantarillado sanitario* 68

Figura 31 *Sistema de alcantarillado separado* 70

Figura 32 *Sistema de alcantarillado combinado* 71

Figura 33 *Acometida de aguas residuales con caja de mampostería de ladrillo de obra.*..... 73

Figura 34 *Pozos de visita construidos en sitio* 77

Figura 35 *Pozo común*..... 78

Figura 36 *Pozo tipo caja* 79

Figura 37 *Componentes de los pozos de visita* 80

Figura 38 *Composición de aguas residuales* 93

Figura 39 *Trampa de Gradas y aceites*..... 107

Figura 40 *Rejas, canales y desarenadores*..... 107

Figura 41 *Sedimentador tipo Dortmund.* 109

Figura 42 *Trampa de Grasas* 110

Figura 43 *Sistema de Flotación* 110

Figura 44 *Fosa Séptica*..... 111

Figura 45 *Tanque Imhoff*.....112

Figura 46 *Filtro Percolador*.....113

Figura 47 *Sedimentación secundaria en planta de lodos activados* 113

Figura 48 *Laguna de maduración* 114

Figura 49 *Laguna Facultativa*.....114

Figura 50 *Filtro de medio granular con circulación.* 115

Figura 51 *Sección de la rejilla* 124

Figura 52 *Columnas_Volumen de producción y de consumo* 150

Figura 53 *Volumen de variaciones horarias*..... 154

Figura 54 *Columna_Volumen producido vs Volumen consumido* 155

Figura 55 *Volumen producido vs Volumen consumido* 157

Figura 56 *Esquema de tanque elevado-pozo* 164

Figura 57 *Curva característica de bomba sumergible de 80 GPM*..... 166

Figura 58 *Tren de descarga realizado en AutoCad*..... 168

Figura 59 *Longitudes equivalentes a pérdidas localizadas*..... 169

Figura 60 *Dialogo de valores por defecto para todo el proyecto*..... 171

Figura 61 *Imagen de fondo* 172

Figura 62 *Introducción de pozo en la red*..... 172

Figura 63 *Introducción de altura total del pozo al programa* 173

Figura 64 *Inserción de nodo y bomba*..... 173

Figura 65 *Curva característica para bomba sumergible de 20 HP*..... 174

Figura 66 Curva característica para bomba sumergible de 25 HP..... 174

Figura 67 *Curva de rendimiento para bomba 20 HP y 25 HP*..... 175

Figura 68 *Colocación de tubería de pozo a tren de descarga* 175

Figura 69 *Datos de entrada para tubería que conecta bomba con tren de descarga* 176

Figura 70 *Datos de entrada en tubería de tren de descarga* 177

Figura 71 *Esquema de nodos y tuberías de la línea de impelencia*..... 178

Figura 72 *Ejemplo de datos de entrada para tubería*..... 178

Figura 73 *Ejemplo de datos de entrada para nodo* 179

Figura 74 *Ingreso de tanque y datos del tanque*..... 180

Figura 75 *Representación gráfica del Tanque de Almacenamiento* 181

Figura 76 *Datos de entrada de bomba* 181

Figura 77 *Icono para correr la simulación*..... 182

Figura 78 *Esquema de la línea de impelencia presiones y caudal, usando bomba de 20 Hp.* 183

Figura 79 Esquema de la línea de impelencia, presiones y velocidades, usando bomba de 20 Hp. 183

Figura 80 *Presión y caudal saliendo de la bomba* 184

Figura 81 *Presión y velocidad saliendo de la bomba*..... 184

Figura 82 *Presión y caudal en la entrada de tubería a los tanques de almacenamiento, usando bomba de 20 Hp.* 185

Figura 83 *Informe de Energía para bomba de 20 HP* 186

Figura 84 *Esquema de la línea de impelencia, presiones y caudales, usando bomba de 25 Hp.* 187

Figura 85 *Esquema de la línea de impelencia, presiones y velocidades, usando bomba de 25 Hp.* 187

Figura 86 *Presión y caudal saliendo de la bomba* 188

Figura 87 *Presión y velocidad saliendo de la bomba* 188

Figura 88 *Presión y caudal en la entrada de tubería al tanque de almacenamiento, usando bomba de 25 Hp.* 189

Figura 89 *Informe de Energía para bomba de 25 HP* 190

Figura 90 *Selección de la Tabla* 191

Figura 91 *Selección de datos* 191

Figura 92 *Copiar tabla de la Red* 192

Figura 93 *Columnas - Caudal por Tramo de Tuberías* 197

Figura 94 *Columnas - Caudal por Nodo* 199

Figura 95 *Columnas - Caudal por Tramo de Tuberías* 201

Figura 96 *Columnas - Caudal por Nodo* 202

Figura 97 *Representación gráfica de nodos y tuberías* 204

Figura 98 *Representación gráfica de la red* 205

Figura 99 *Esquema de ejemplo de aplicación* 208

Figura 100 *Datos de entrada para tubería A-T* 208

Figura 101 *Datos de entrada para Nodo T* 208

Figura 102 *Introducción de datos de tubería* 209

Figura 103 *Introducción de datos para nodo* 210

Figura 104 *Icono para correr la simulación* 210

Figura 105 *Esquema de la red de distribución con caudal máximo horario* 211

Figura 106 *Esquema de la red de distribución con caudal mínimo horario* 214

Figura 107 *Válvula reductora de presión* 215

Figura 108 *Esquema de la red de distribución con válvulas reductoras de presión.* 217

Figura 109 *Esquema de la red de distribución final* 218

Figura 110 *Selección de la Tabla* 219

Figura 111 *Selección de datos* 219

Figura 112 *Copiar tabla de la Red* 220

Figura 113 *Columnas de caudal de diseño por tubería para Tabla 54* 310

Figura 114 *Distribución del caudal de diseño por pozos para Tabla 55.* 325

Figura 115 *Creación de nuevo proyecto en EPA SWMM 5.0* 335

Figura 116 *Valores predeterminados* 336

Figura 117 *Menú para cargar imagen de fondo* 337

Figura 118 *Imagen cargada en EPA SWMM 5.0* 337

Figura 119 *Introducción de pozo a la red* 338

Figura 120 *Representación gráfica de pozos y tuberías* 338

Figura 121 *Representación gráfica de la red de recolección de aguas residuales* 339

Figura 122 *Esquema de ejemplo de aplicación para pozo y tubería*..... 340

Figura 123 Datos de entrada para pozos..... 340

Figura 124 Datos de entrada para tubería 341

Figura 125 Introducción del caudal de aporte para el pozo 341

Figura 126 *Datos de entrada de pozo P-3* 342

Figura 127 Introducción de datos de entrada para tubería T-3 342

Figura 128 *Dato de entrada para vertido PTAR1* 343

Figura 129 *Pestaña general*..... 345

Figura 130 *Icono para correr simulación en Epa SWMM 5.0*..... 345

Figura 131 *Esquema final de la red de recolección de aguas residuales* 346

Figura 132 *Esquema de la red de alcantarillado-caudales* 352

Figura 133 *Esquema de la red de alcantarillado-velocidades*..... 352

Figura 134 *Esquema de la red de alcantarillado-pendientes* 353

Figura 135 *Esquema de la red de alcantarillado-capacidad* 353

Figura 136 *Ubicación de las dos plantas de tratamiento para caserío El Limpio* 356

Figura 137 Sección de canal para rejillas, PTAR1 368

Figura 138 Sección de canal para rejillas, PTAR2 368

Figura 139 Sección de desarenador PTAR1..... 376

Figura 140 Sección de desarenador PTAR2..... 376

Figura 141 Representación de trampa de grasas. 384

Figura 142 *Dimensiones de medidor de caudal Parshall a utilizar*..... 385

Figura 143 *Valores de exponente n y coeficiente K* 386

Figura 144 *Punto de medición de medidor de caudal Parshall* 388

Figura 145 *Nomograma de pérdida de carga en función del caudal para medidor de caudal Parshall* 390

Figura 146 *Representación gráfica de sedimentador primario* 392

Figura 147 *Altura de tolva* 399

Figura 148 *Representación gráfica de sedimentador primario* 401

Figura 149 *Dimensiones de Filtro Percolador para PTAR1 y PTAR2*..... 409

Figura 150 *Sección de digestor de lodos PTAR1*..... 425

Figura 151 *Sección de digestor de lodos PTAR2*..... 425

Figura 152 *Planta de lecho de secado de lodos PTAR1* 427

Figura 153 *Planta de lecho de secado de lodos PTAR2* 428

Figura 154 *Dimensiones de fosa séptica según el número de habitantes* 434

Figura 155 *Sección de Tanque Séptico* 434

Figura 156 *Detalle de pozo de absorción* 438

Figura 157 *Detalle de zanja de infiltración* 441

INDICE DE TABLAS.

Tabla 1 *Población del caserío El Limpio* 22

Tabla 2 *Ventajas y desventajas del agua superficial y subterránea.* 34

Tabla 3 *Consumos específicos* 60

Tabla 4 *Cambio de dirección del colector* 75

Tabla 5 Factores para capacidad de tuberías 88

Tabla 6 *Velocidad máxima de tuberías* 90

Tabla 7 *Características físicas de las aguas residuales*..... 94

Tabla 8 *Principales características químicas* 95

Tabla 9 *Clasificación de los procesos individuales con respecto a su función metabólica*..... 101

Tabla 10 *Parámetros máximos permitidos en el fluente del sistema para aguas residuales domésticas.* 121

Tabla 11 *Valores correspondientes a parámetros para estudio de efluente en estado crudo* 122

Tabla 12 *Comparación de normas internacionales* 123

Tabla 13 *Parámetros de diseño para las rejillas*..... 123

Tabla 14 *Factor de forma para rejillas*..... 124

Tabla 15 *Parámetros recomendados para el diseño de desarenadores*..... 125

Tabla 16 *Limites de aplicación de medidores Parshall con descarga libre.* ... 126

Tabla 17 *Tomado de dimensiones típicas de medidores Pharsall*..... 126

Tabla 18 *Cantidad normal de fango producido en distintos procesos de tratamiento.*..... 127

Tabla 19 *Información típica para el diseño de sedimentos primarios*..... 128

Tabla 20 *Características de diseño para los diferentes tipos de filtros percoladores*..... 128

Tabla 21 *Valores recomendados de carga superficial*..... 129

Tabla 22 *Digestión discontinua de los lodos de sedimentación libre a diferentes temperaturas*..... 129

Tabla 23 *Comparación de parámetros para el diseño de sistema de fosa séptica*..... 130

Tabla 24 *Habitantes en el distrito de Ilobasco según Censos*..... 141

Tabla 25 *Crecimiento de la población en Ilobasco*..... 141

Tabla 26 *Tabla de consumos específicos*..... 143

Tabla 27 *Caudal medio diario*..... 145

Tabla 28 *Caudal máximo diario*..... 146

Tabla 29 *Caudal máximo horario*..... 147

Tabla 30 *Caudal mínimo horario*..... 147

Tabla 31 *Cuadro resumen de caudales*..... 148

Tabla 32 *Volumen de producción y de consumo*..... 152

Tabla 33 *Volumen de variaciones horarias*..... 153

Tabla 34 *Volumen producido vs Volumen consumido*..... 156

Tabla 35 *Detalle de respiraderos* 160

Tabla 36 *Datos de entrada de nodos y tuberías de la línea de impelencia* 163

Tabla 37 *Puntos de la curva característica y eficiencia para una bomba de 20 HP y 25 HP* 167

Tabla 38 *Longitudes equivalentes de accesorios para tren de descarga* 169

Tabla 39 *Resumen de datos obtenidos para la línea de impelencia* 190

Tabla 40 192

Tabla 41 *Tabla de datos técnicos obtenidos de EPANET de tuberías para la línea de impelencia* 193

Tabla 42 *Caudal por Tramos de Tuberías – Máximo Horario* 198

Tabla 43 *Caudal por Nodos – Máximo Horario* 199

Tabla 44 *Caudal de Tramos por Tuberías- Mínimo Horario* 201

Tabla 45 *Caudal por Nodo - Mínimo Horario* 203

Tabla 46 *Datos de entrada de tuberías para caudal máximo horario* 205

Tabla 47 *Datos de entrada de nodos para caudal máximo horario* 206

Tabla 48 *Datos de entrada de nodos para caudal mínimo horario* 212

Tabla 49 *Datos técnicos de nodos de la red de distribución* 221

Tabla 50 *Datos técnicos de las tuberías de la red de distribución* 223

Tabla 51 *Ancho máximo de zanja según su diámetro nominal.* 244

Tabla 52 *Deflexión máxima de tubería según su diámetro nominal.* 262

Tabla 53 *Tipos de concreto y su resistencia mínima a la compresión* 278

Tabla 54 *Caudal de diseño por tubería correspondiente a cada área* 313

Tabla 55 *Distribución del caudal de diseño por pozo* 325

Tabla 56 *Datos de entrada de pozos al software EPA SWMM 5.0*..... 329

Tabla 57 *Datos de entrada de tuberías al software EPA SWMM 5.0* 331

Tabla 58 *Resumen de datos correspondientes al diseño de recolección de aguas residuales* 346

Tabla 59 *Parámetros máximos permisibles en el efluente del sistema para la recolección de aguas residuales de tipo ordinario* 357

Tabla 60 *Valores de parámetros para estudio de efluente en estado crudo* .. 358

Tabla 61 *Resumen de caudales*..... 361

Tabla 62 *Tiempo de retención según caudales*..... 381

Tabla 63 *Valores de constantes empíricas "a" y "b"*..... 397

Tabla 64 *Valores obtenidos para DBO y SST* 398

Tabla 65 *Características de diseño para diferentes tipos de filtros percoladores* 403

Tabla 66 *Valores recomendados para diseño de sedimentadores*..... 413

Tabla 67 *Cantidad de lodos producidos por distintos procesos de tratamiento*414

Tabla 68 *Digestión discontinua de lodos de sedimentación libre a diferentes temperaturas*..... 422

Tabla 69 *Resultados para determinación de la infiltración en función del tiempo* 436

Tabla 70 *Ancho de zanja*..... 454

Tabla 71 *Pérdida admisible por cada 100 m* 470

Tabla 72 *Tiempo Mínimo Requerido para una disminución de 1psig para una longitud y diámetro dados (minutos)* 471

Tabla 73 *Espaciamiento según pendiente de instalación*..... 479

Tabla 74 *Pozos de visita con descargas de colectores con diámetro mayor o igual a 450mm (18")* 481

Tabla 75 *Proporción de morteros* 498

INTRODUCCIÓN

Los sistemas de abastecimiento de agua potable y saneamiento en una sociedad, son servicios básicos cruciales para la salud pública, el desarrollo económico y la calidad de vida, ya que diariamente las personas realizan actividades que requieren el uso del agua; sin embargo, hay lugares en donde aún no existe el acceso a estos servicios básicos, lo que obliga a las personas a abastecerse por otros medios, que suelen ser caros e irregulares y a deshacerse del agua sucia de forma equivocada en sitios no propicios.

El caserío El Limpio, distrito de Ilobasco, del municipio de cabañas Oeste, es una comunidad que presenta esta problemática, ya que carece de un sistema de abastecimiento de agua potable y saneamiento. Por lo cual, en el presente proyecto, se ha realizado una propuesta de diseño red de agua potable, que permita a la población de dicho lugar, tener agua en sus propias casas para su consumo, de igual forma se ha propuesto el diseño de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento, para una adecuada evacuación y disposición de las aguas residuales.

El presente trabajo se divide en siete capítulos, en el primero se plantea el problema, la importancia de abordarlo y los objetivos que guiaran la investigación, en el segundo se describen aspectos generales del caserío y la situación actual de los servicios básicos, en el tercero se presenta el marco teórico sobre el sistema de agua potable, alcantarillado y planta de tratamiento de aguas

residuales, en el cuarto, se describe la metodología utilizada en el campo de estudio, en el quinto se desarrolla el diseño de la red de agua potable, especificaciones y presupuesto, el sexto contiene el diseño de Alcantarillado Sanitario y Planta de Tratamiento, sus especificaciones y presupuesto. Finalmente, en el séptimo capitulo se muestran las conclusiones y recomendaciones de los sistemas diseñados como solución a la problemática descrita.

CAPÍTULO I:

GENERALIDADES

1.1 Antecedentes.

El distrito de Ilobasco pertenece al municipio de Cabañas Oeste, departamento de Cabañas, cuya población total para el año 2007 era de 61,510 habitantes, de los cuales 37,732 se encontraban en el área rural, lo que representa más de la mitad de la población. (DIGESTYC, 2009). De acuerdo con su división política Ilobasco cuenta con 18 cantones y 118 caseríos, siendo uno de ellos el Caserío El Limpio del Cantón Maquilishuat, que se ubica sobre el kilómetro 63 de la carretera que conduce de San Salvador a Sensuntepeque, a 12 km de la ciudad de Ilobasco y a 445 metros sobre el nivel medio del mar, con una población de 499 habitantes, conformando un total de 134 familias, según datos obtenidos el 18 de septiembre de 2023, por la promotora de la Unidad de Salud comunitaria.

Según testimonio de los pobladores del caserío El Limpio, antiguamente se abastecían principalmente del río Las Cañas y no muy a menudo del río Titihuapa, debido a la gran distancia, así como también de quebradas y pilas de nacimiento de agua. Con el paso del tiempo estas fuentes de agua se fueron secando y contaminando, por lo que la población recurrió a realizar pozos artesanales para poder abastecerse, método tradicional que se ha mantenido durante muchos años hasta la actualidad.

Fue hasta en 2019, que el caserío El Limpio vio una fuente alternativa de abastecimiento, ya que, en el caserío vecino Santa Lucía, se introdujo agua

potable y saneamiento básico, por lo cual, recurrieron a la compra y acarreo de agua en cantaros y tanques, con la finalidad de cubrir sus necesidades básicas.

Y desde 2021, de acuerdo con testimonios de los pobladores, la granja “Los Jovel´s” que cuenta con pozos propios, vende agua de forma irregular a algunos pobladores a través de un sistema de tuberías que van desde la granja hasta las viviendas, mediante 6 cantareras que están distribuidas en el caserío El Limpio como se observa en la Figura 1, o por acarreo desde la granja.

Figura 1

Cantarera en el caserío El Limpio

Por otro lado, el caserío El Limpio no cuenta con un sistema de alcantarillado sanitario, por lo que, son pocas las viviendas que poseen servicios lavables, mientras que la mayoría de las viviendas tiene letrina abonera o letrina de hoyo seco para la disposición de excretas, inclusive en 2016, la alcaldía de Ilobasco

dentro de su plan estratégico construyó letrinas para algunas viviendas que no poseían.

Tampoco se dispone de algún tipo de tratamiento para las aguas residuales de tipo ordinario de la zona, como una planta de tratamiento, por lo que, las aguas provenientes de lavado de ropa y similares son vertidas a las calles, que luego van a parar a la quebrada El Roble y quebrada Chico Santos o de zapotal, mientras que las aguas provenientes de servicios lavables son conducidas a fosas sépticas.

1.2 Planteamiento del problema.

El caserío El Limpio, no cuenta con un sistema de abastecimiento de agua potable, por lo que los habitantes obtienen el recurso hídrico de pozos artesanales, que no son una fuente sustentable todo el tiempo, ya que en invierno el agua es abundante pero escasa en verano, otra alternativa que usan es abastecerse a través de un sistema de tuberías que va desde la granja “Los Jovel’s”, hacia las viviendas, esta granja cuenta con pozos perforados como fuente propia de abastecimiento, los cuales fueron diseñados con la capacidad de autoabastecer el consumo diario para las necesidades de la granja, pero debido a que dichos pozos han sido construidos principalmente para cubrir la demanda de la granja, el servicio de agua que reciben las familias es irregular, con una frecuencia de una o dos veces a la semana y durante un corto periodo de tiempo; además es importante mencionar que no todas las viviendas están conectadas a esta red, por lo que muchos recurren a la compra del vital líquido directamente a la granja, a pipas o a familias del caserío Santa Lucia (caserío vecino) que si cuentan con agua potable, viéndose obligados a realizar tareas extras como transportar el agua en depósitos para poder tener el suministro en sus propias viviendas.

La fuente de abastecimiento que puede ser explotada para la construcción del sistema de agua potable, es un pozo que los dueños de la granja “Los Jovel’s” donaron a la comunidad del caserío El Limpio (terreno y financiamiento de la perforación), ver la Figura 2, dejando en manos de la comunidad el aporte

económico para la construcción de la red de abastecimiento de agua potable, quienes por escasos recursos económicos no la han llevado a cabo.

Figura 2
Pozo donado por la granja los Jovel´s a la comunidad del caserío El Limpio.

Por otro lado, el caserío El Limpio hasta la fecha de esta investigación, tampoco dispone de un sistema de alcantarillado sanitario que reciba, conduzca y evacue las aguas residuales, hacia una planta de tratamiento y posteriormente se le dé una disposición final. Por tal motivo, las familias del caserío hacen uso de letrinas aboneras o letrinas de hoyo seco para la disposición de excretas, de manera que se ven expuestas a ciertos riesgos, tales como:

- El uso de las letrinas aboneras o de hoyo seco, obliga a que las familias del caserío El Limpio, dispongan de una zona apropiada para su construcción, ya que estas pueden generar malos olores y propiciar la

producción de vectores, afectando zonas comunes de las viviendas como cocinas o habitaciones.

- Las aguas subterráneas pueden verse perjudicadas debido a la presencia de contaminantes y agentes patógenos que afectan el nivel freático, dando lugar a la contaminación del agua de los pozos de las viviendas, lo cual pone en riesgo la salud y bienestar de las personas.
- Los detergentes presentes en las aguas residuales domésticas, al no ser biodegradables, cuando son liberados en las calles del caserío, ocasionan problemas de malos olores e higiene en la comunidad, además de contaminación a las aguas de quebradas y por ende de ríos aledaños.

Por la problemática anteriormente descrita es de suma importancia realizar la construcción de un Sistema de Abastecimiento de Agua Potable, alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas residuales, que permita a los habitantes del caserío El Limpio, una mejor calidad de vida. En esta investigación se presenta una propuesta de diseño para dichos sistemas, para que los habitantes del caserío El Limpio puedan gestionar la ejecución del proyecto, ya sea a través de una ONG o autoridades Gubernamentales.

1.3 Objetivos.

1.3.1 Objetivo general:

Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable, alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas residuales para el caserío El Limpio en el distrito de Ilobasco, municipio de Cabañas Oeste, departamento de Cabañas.

1.3.2 Objetivos específicos:

- Diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío El Limpio, cumpliendo con la Norma Técnica de ANDA y que garantice un servicio eficiente a sus habitantes.
- Diseñar el sistema de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento para el caserío El Limpio, de acuerdo a normas de diseño vigentes, como una alternativa de saneamiento básico.
- Detallar las especificaciones técnicas que servirán como base para el desarrollo del proyecto en la construcción de la infraestructura civil.
- Presentar un presupuesto para el sistema de agua potable y el sistema de drenaje sanitario con planta de tratamiento, en base a costos unitarios, para el caserío El Limpio.

1.4 Alcances.

- En los diseños se aplicarán las Normas Técnicas para Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillados de Aguas Negras (ANDA, 2014), Reglamento Técnico Salvadoreño: RTS 13.05.01:18 “Aguas. Aguas residuales. Parámetros de Calidad de Aguas residuales para Descarga y Manejo de Lodos Residuales” (OSARTEC, 2019) y Norma Salvadoreña Obligatoria: NSO 13.49.01.09 “Aguas. Aguas Residuales Descargadas a cuerpo receptor” (CONACYT, 2009).
- Los diseños incluyen, memorias de cálculo, especificaciones técnicas, planos constructivos y costo total del proyecto de construcción de ambos sistemas.
- Esta investigación únicamente se limita al diseño de los sistemas, mas no a la gestión ni ejecución del proyecto.

1.5 Limitaciones.

- Debido a la falta de datos demográficos actualizados, se utilizará los datos de los 5 Censos de Población y Vivienda de El Salvador[1], para calcular la tasa de crecimiento con la que se estimará la población futura.
- El Formulario Ambiental no será aplicado dentro de este trabajo, así como tampoco el estudio de Impacto Ambiental y el Programa de Adecuación Ambiental, por razones de tiempo para la aprobación de este, por el Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales.

[1] Desde Censo 1930 hasta Censo 2007.

1.6 Justificación.

Al diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable se beneficiará a los 499 habitantes del caserío El Limpio con una propuesta que puede ser usada para gestionar la construcción de los sistemas y suplir de esta manera un servicio básico e importante para garantizar el consumo de agua potable y el desarrollo de sus actividades diarias, al mismo tiempo que se resolverá el problema de acarrear agua desde lugares lejanos o la compra de esta a un alto precio a las pipas, además de la irregularidad con el que reciben el vital líquido quienes están conectados a la red de distribución de la granja “Los Jovel´s”.

Por otro lado, al transportar el agua residual a través de tuberías, se evitará la infiltración de patógenos y contaminantes directamente al suelo, que como consecuencia pueden contaminar los mantos acuíferos, además de eliminar las descargas de aguas grises directamente a las calles y posteriormente a quebradas y ríos.

Otro beneficio importante al contar con un sistema de alcantarillado sanitario es una mejor distribución de espacios en las viviendas, ya que al utilizar letrinas o fosas sépticas tienen que ubicarlas lejos de habitaciones y cocina debido a los malos olores y para evitar enfermedades. Adicionalmente, se ahorrarán el costo de construcción de una nueva letrina cuando éstas se llenan o el trabajo de vaciarlas, por lo tanto, al realizar el diseño de alcantarillado sanitario permitiría sustituir estos sistemas por servicios sanitarios con arrastre de agua (inodoros).

Además, se diseñará la planta de tratamiento de aguas residuales, con el fin de no descargar el agua cruda en quebradas o ríos, reduciendo considerablemente su carga contaminante por debajo de los parámetros establecidos por los reglamentos, y por ende se reduce la contaminación de las aguas superficiales.

CAPÍTULO II: DESCRIPCIÓN DEL CASERÍO EL LIMPIO DEL DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS

2.1 Ubicación geográfica

El Caserío El Limpio del Cantón Maquilishuat, se encuentra ubicado en el distrito de Ilobasco, municipio de Cabañas Oeste, departamento de Cabañas, se ubica al noroeste de la ciudad de Ilobasco, sobre el kilómetro 63 de la carretera que conduce de San Salvador a Sensuntepeque, a 12 km de la ciudad de Ilobasco y a 445 metros sobre el nivel medio del mar. (ver figura 3).

Figura 3
Ubicación geográfica del caserío EL Limpio del Distrito de Ilobasco, Departamento de Cabañas.

Nota: Tomado de Google Maps [Mapa], 2024.
(https://www.google.com/maps?newwindow=1&sca_esv=c571a80f582ead5b&biw=1528&bih=740&output=search&q=caserio+el+limpio&source=lnms...)

2.2 Vías de comunicación.

La Carretera Panamericana y la Carretera Longitudinal del Norte son dos accesos por los que se puede llegar al caserío El Limpio. Desde San Salvador se debe tomar la carretera panamericana y luego entrar al desvió de San Rafael

Cedros para ingresar a la Carretera RN 8 y pasar por los distritos de San Rafael cedros e Ilobasco. Desde la carretera Longitudinal del Norte se debe ingresar al distrito de Sensuntepeque, tomar la Carretera RN 8 y pasar por el distrito de San Isidro. La entrada y salida al caserío El Limpio es por un único acceso, llamado La Puertona, este se encuentra a la orilla de la Carretera RN 8. Hasta la fecha de esta investigación, la calle principal del caserío El Limpio es de pavimento rígido como se muestra en la Figura 4, mientras los pasajes del caserío siguen siendo de tierra, ver Figura 5.

Figura 4
Calle de pavimento rígido del caserío El Limpio.

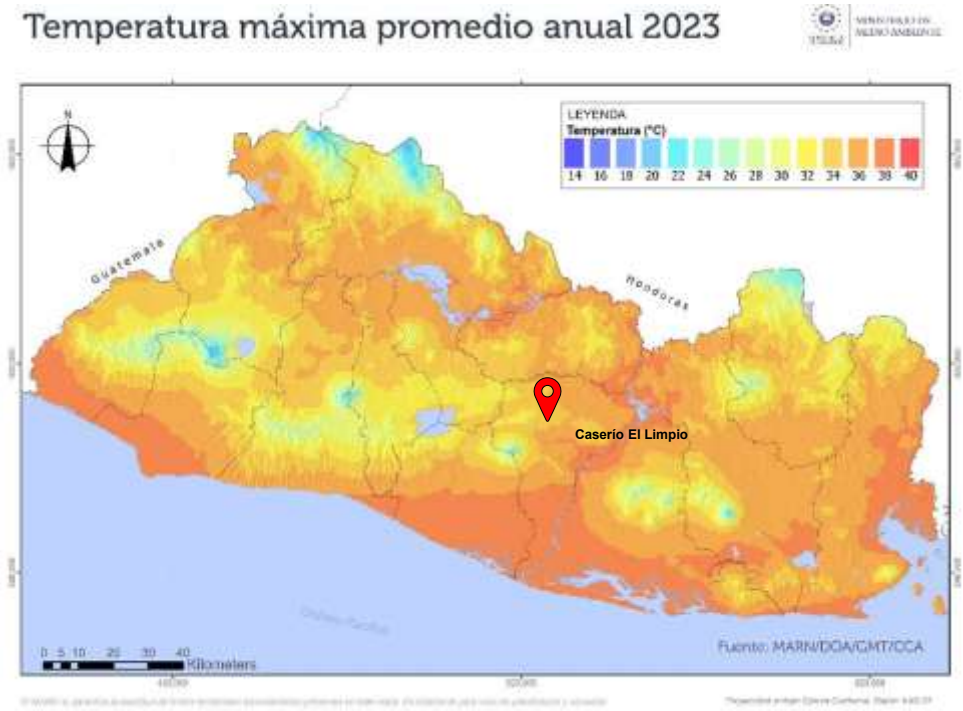
Figura 5
Calles de tierra de los pasajes del caserío El Limpio.

2.3 Clima.

De acuerdo a registros de la estación meteorológica del Cerrón Grande, el departamento de Cabañas al cual pertenece el caserío El Limpio se zonifica climáticamente según Koppen, Sapper y Laurer como: Sabana Tropical Caliente o Tierra Caliente. Y considerando la regionalización climática de Holdridge, las zonas del departamento de Cabañas se clasifican como “Bosque húmedo subtropical”. (SNET S. N., n.d)

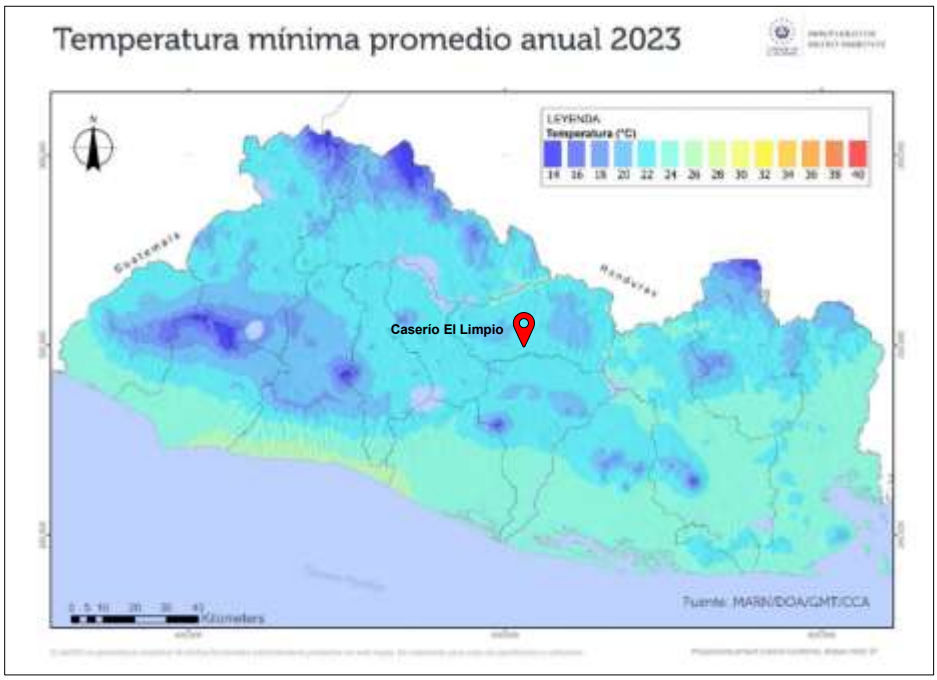
El caserío EL Limpio en el año 2023, tuvo temperaturas máximas promedio que superaron los 36°C y temperaturas mínimas promedio de 22°C, de acuerdo a su ubicación en las Figuras 6 y Figura 7 respectivamente. (MARN, 2023)

Figura 6
Mapa de temperatura máxima promedio anual 2023 en El Salvador



Nota: Adaptado de *MARN/DOA/GMT/CCA [*Mapa], por Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales,2023, (MARN - Resumen climatológico Anual (snet.gob.sv))

Figura 7
Mapa de temperatura mínima promedio anual 2023 en El Salvador.



Nota: Adaptado de *MARN/DOA/GMT/CCA* [Mapa], por Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales, 2023, (MARN - Resumen climatológico Anual (snet.gob.sv)).

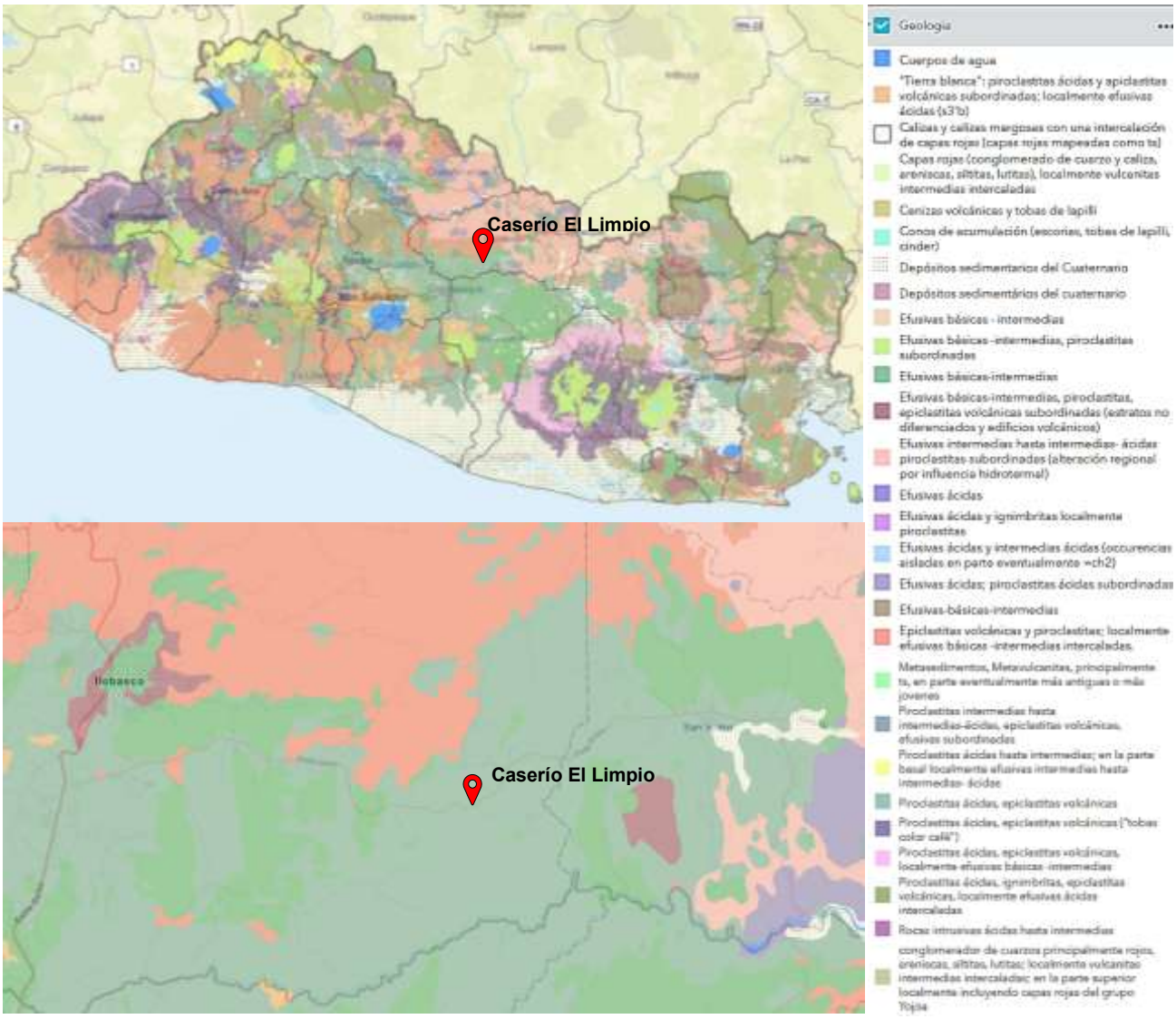
2.4 Tipo y uso del suelo.

La geología del caserío El Limpio pertenece a la Formación Cuscatlán con litología de Piroclásticas acidas y epiclásicas volcánicas de acuerdo a la ubicación del caserío en la figura 8, la clase de suelo en la zona de estudio es litosoles, ver figura 9 y de textura franco arenoso, según se ilustra en figura 10.

El uso del suelo es habitacional (127 viviendas), comercial (3 tiendas pequeñas con artículos de primera necesidad y una granja porcina), y agropecuario (cultivo

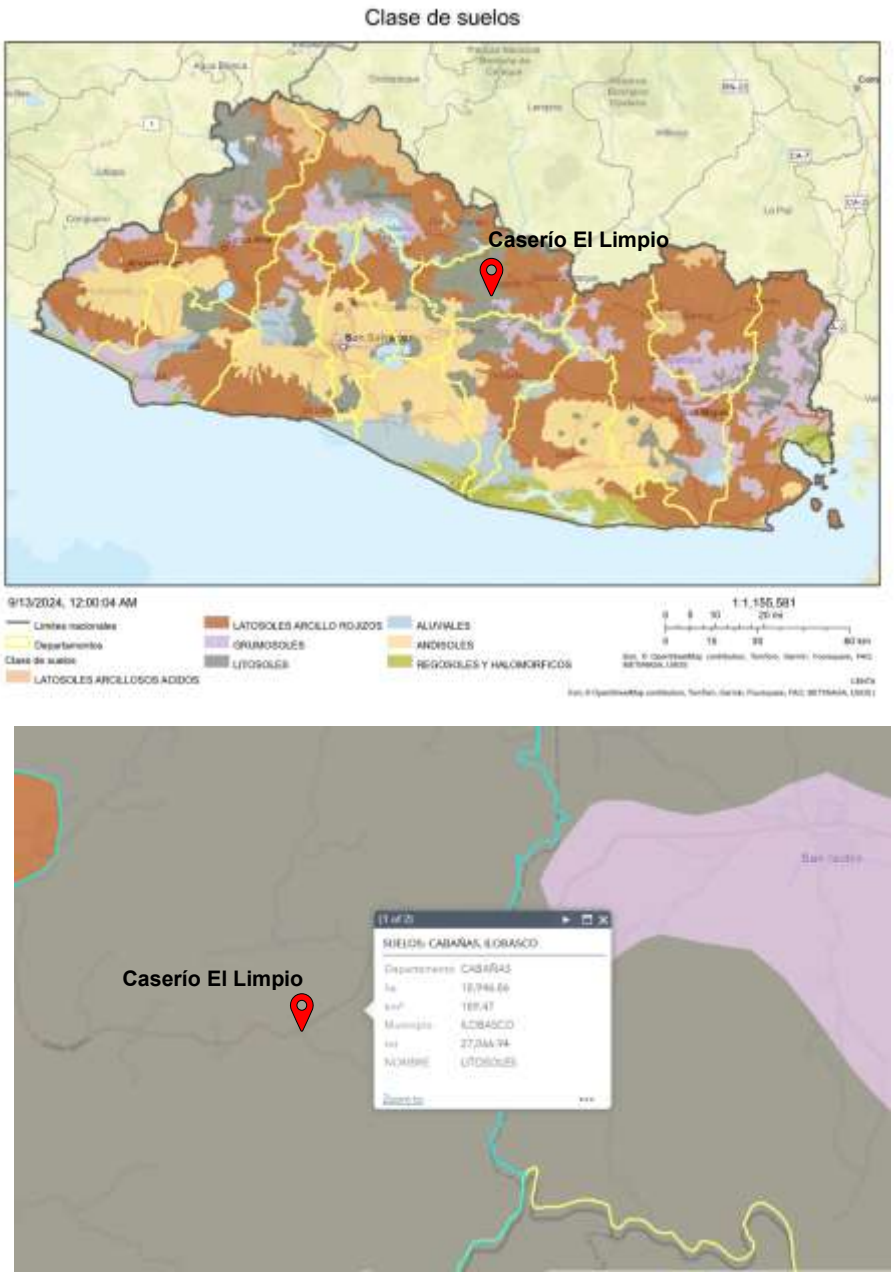
de granos básicos, como maíz, frijol, maicillo y la producción de ganadería de porcino).

Figura 8
Mapa Geológico de El Salvador



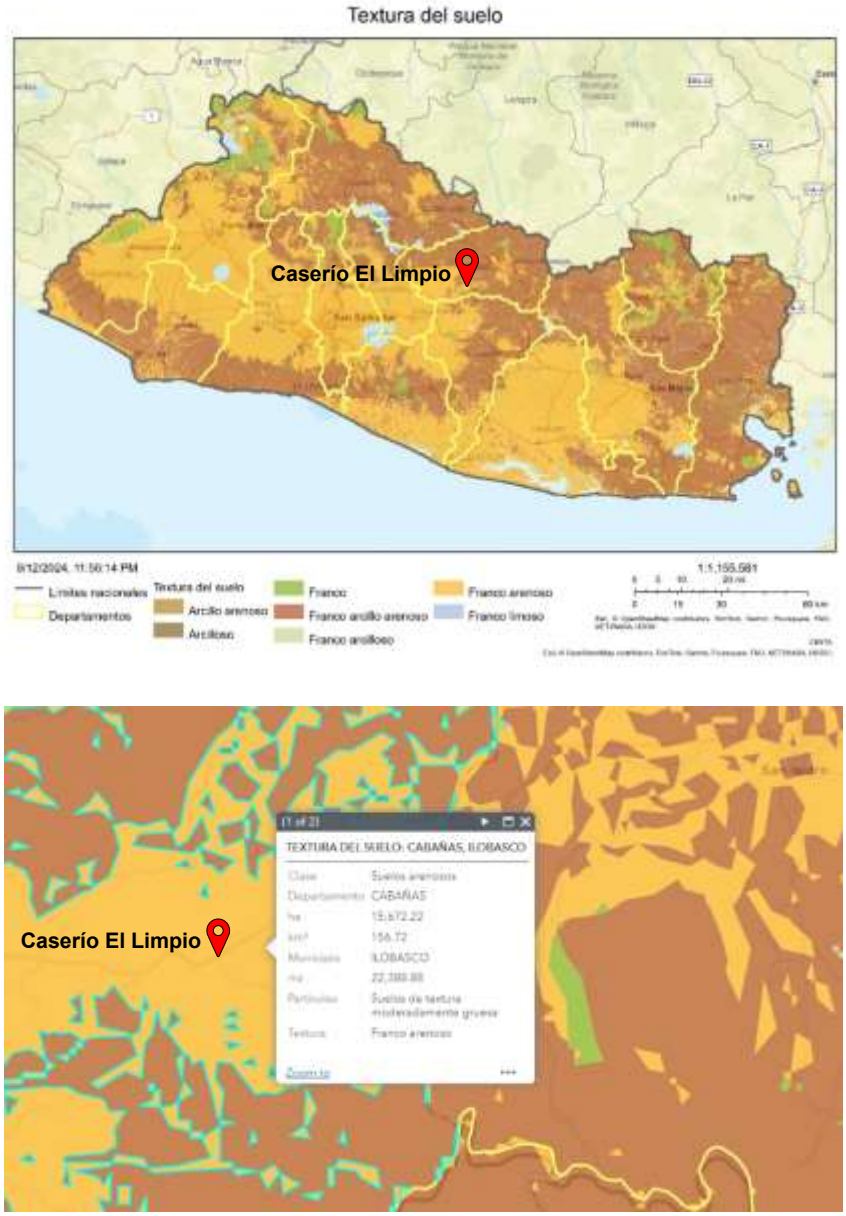
Nota: Adaptado del *Geoportal del Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET)* [Mapa] (https://geoportal.snet.gob.sv/portal/apps/webappviewer/index.html?id=c3a7674636fe4bf4b7575e7cae5897c3).

Figura 9
Clase de suelos de El Salvador



Nota: Adaptado del *Geoportal del Centro Nacional de Tecnología Agropecuaria y Forestal (CENTA)* [Mapa] (https://centa.maps.arcgis.com/apps/webappviewer/index.html?id=4debbfad352c4537b405f046bd5de753)

Figura 10
Textura del suelo de El Salvador



Nota: Adaptado del *Geoportal del Centro Nacional de Tecnología Agropecuaria y Forestal (CENTA)* [Mapa] (https://centa.maps.arcgis.com/apps/webappviewer/index.html?id=4debbfad352c4537b405f046bd5de753)

2.5 Recursos hídricos.

Cerca del caserío El Limpio se identifican 3 ríos: Rio las Cañas, Rio el molino y Rio Titihuapa, el cual es un afluente del río Lempa que se extiende del centro de San Salvador y sirve de frontera entre el departamento de Cabañas y San Vicente, posee afluentes bastantes desarrollados y muy numerosos. (SNET, n.d)

Estos ríos fueron durante muchos años, fuente de abastecimiento principal para el consumo de la población, hasta que dejaron de serlo debido a la contaminación. Tal es el caso del Rio Titihuapa, que de acuerdo a estudio realizado en 2006 presenta niveles altos de coliformes fecales y presencia de E. Coli. (UES, 2006). También se encuentran como recursos hídricos la quebrada El Roble y quebrada Chico Santos o de zapotal, como se muestra en la figura 11.

Figura 11
Recursos hídricos

Nota: Adaptado del *Visualizador Geográfico de Evaluación Ambiental (VIGEA), del Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN)* [Mapa], (http://mapas.marn.gob.sv/vigea/nepamap.aspx)

2.6 Análisis social y descripción de la población.

- **Población.**

De acuerdo a censo realizado en el año 2023 por la promotora de la Unidad Comunitaria Salud Familiar Intermedia (UCSFI) del Caserío Santa Lucia, en el caserío El Limpio hay 127 viviendas, 134 familias y una población de 499 habitantes, como se muestra en la tabla 1.

Tabla 1
Población del caserío El Limpio

POBLACIÓN	M	F
menores de 1 año	3	7
1 a 2 años	5	5
2 a 3 años	7	8
3 a 4 años	3	5
4 a 5 años	1	3
5 a 7 años	16	18
8 a 9 años	8	14
10 a 14 años	30	28
15 a 19 años	31	29
20 a 24 años	19	20
25 a 29 años	10	19
30 a 34 años	21	21
35 a 39 años	9	18
40 a 44 años	12	18
45 a 49 años	10	8
50 a 54 años	7	11
55 a 59 años	9	9
mayores de 60 años	27	30
SUB- TOTAL	228	271
TOTAL	**499**	

Nota: Elaborada en base a información proporciona por promotora de UCSFI.

- **Formas de organización.**

Actualmente el caserío El Limpio cuenta con una sola forma de organización, la cual consiste en una junta directiva, llamada: Asociación de Desarrollo Comunal (ADESCO). La función principal que cumple esta ADESCO es la de organizar y representar a la comunidad ante el Gobierno Municipal de Cabañas Oeste y cualquier otra institución, para solventar las necesidades de la población.

- **Accesos a servicios básicos.**

Agua potable.

El caserío El Limpio actualmente no cuenta con el servicio básico de agua potable, es decir una red de agua potable que abastezca a las familias del caserío, de una forma regular (en días fijos establecidos) y directa (propiamente a cada vivienda).

Por lo que, para resolver la falta de este servicio, aquellos que tienen pozos artesanales en sus viviendas, tratan de aprovechan toda el agua posible, sobre todo en el invierno, otros compran agua a vecinos del caserío Santa Lucia, quienes, si poseen red de agua potable, o compran el agua a pipas de agua. Ya que en el caserío se encuentran distribuidas 6 cantareras de agua por parte de la granja los Jovel´s (ver figura 12), algunas personas acuden a la más cercana a su vivienda para abastecerse; cuando estas no están funcionando suelen incluso ir hasta la granja y acarrear agua desde ahí, mientras tanto, solo una

minoría de familias se abastece de la red de agua granja Los Jovel´s, quienes suministran agua a dicha red mediante pozos propios.

Sin embargo, ninguna de las formas de abastecimiento de agua antes descritas, representa la mejor alternativa para la comunidad del caserío El Limpio, ya que en el caso de los pozos artesanales, solamente algunas familias tienen, incluso teniendo uno el agua es escasa; quienes se abastecen de pipas de agua, de las cantareras, la compra directa a la granja o a vecinos del caserío Santa Lucia, deben realizar actividades físicas extra como el acarreo del agua hasta su vivienda y también negociar el precio o apegarse al establecido por el vendedor. Por otro lado, tampoco es una buena alternativa para las familias del caserío El Limpio conectarse a la red de agua de la granja, pues el servicio es irregular, con una frecuencia de una o dos veces a la semana, en un horario no establecido y durante un corto periodo de tiempo.

Figura 12
Cantarera ubicada en el caserío El Limpio en funcionamiento

Saneamiento.

El caserío El Limpio carece de un sistema de alcantarillado sanitario y por ende de una planta de tratamiento, por lo que, los habitantes hacen uso de letrinas aboneras o de hoyo seco para la disposición de excretas y vierten las aguas residuales de tipo ordinario a las quebradas de la zona (quebrada El Roble y quebrada Chico Santos o de zapotal), algunos de ellos incluso vierten las aguas grises generadas por actividades domesticas de fregaderos, lavado de ropa y otras similares directamente a las calles, tal como se muestra en la figura 13.

Figura 13
Vertido de aguas grises directamente a las calles

En cuanto al servicio de recolección de desechos sólidos, la comunidad lo recibe por parte de la alcaldía del Gobierno Municipal de Cabañas Oeste, con una frecuencia de una vez a la semana, específicamente los días miércoles por la mañana.

Electricidad.

El servicio de electricidad tiene una cobertura total en el caserío El Limpio, es decir, todas las familias tienen acceso a energía eléctrica en su vivienda, sin embargo, en la vía pública del caserío no se cuenta con alumbrado público, lo cual es importante para garantizar la seguridad de las personas al caminar por las calles.

- **Salud, educación y transporte.**

Salud.

Propiamente en la comunidad no hay un establecimiento de salud, el más cercano y al que asisten los habitantes del caserío El Limpio es la Unidad Comunitaria de Salud Familiar Intermedia (UCSFI) del Caserío Santa Lucia, el cual se encuentra a una distancia de 1.8 kms (ver figura 14).

Figura 14
UCSFI del caserío Santa Lucia, distrito de Ilobasco

Educación.

El centro educativo más cercano al caserío es el Centro Escolar Jerónimo Abarca (ver figura 15), que se encuentra a 500 metros de la entrada del caserío y que brinda desde educación Parvularia hasta noveno grado en turno matutino y vespertino. Para cursar el bachillerato, los jóvenes asisten al Instituto Nacional de Ilobasco (INDI), que se encuentra a 12.6 km o al Instituto Nacional de San Isidro, que está a 7.1 km del caserío El Limpio.

Figura 15
Centro Escolar Jerónimo Abarca, Santa Lucia

Transporte.

En el Caserío El Limpio no existe un medio de transporte público, por lo tanto, las personas se movilizan caminando, en bicicleta, motocicleta, en vehículo propio y en menor medida a caballo. Una de las razones porque no hay medios de transportes públicos, es porque la calle consta de un solo carril de 3.60 m de

ancho, lo que dificulta el movimiento de vehículos, además que todos los días constantemente transitan por la zona vehículos pesados de la granja Los Jovel´s, que transportan mercancías, obstaculizando la calle. Al ser un caserío pequeño, las personas pueden salir de él, incluso caminando hacia la entrada del Caserío, llamada la Puertona, donde, desde ahí pueden tomar un pick up para ir a Ilobasco o un bus para ir a Sensuntepeque, como se muestra en la figura 16.

Figura 16
Bus ruta 112 hacia Sensuntepeque.

Nota: Esta ruta de bus pasa por la entrada del caserío El Limpio.

2.7 Aspectos económicos.

La actividad económica principal que se desarrolla en el caserío El Limpio es la agropecuaria, destacándose la avicultura de pollos y gallinas, la porcicultura, la ganadería bovina y el cultivo de maíz, frijol y maicillo. La avicultura y la porcicultura son actividades que están concentradas mayormente en la granja “Los Jovel’s” (mayor fuente de trabajo en la zona), ver figura 17, y en menor medida estas actividades junto a la ganadería bovina son llevadas a cabo

particularmente por los habitantes del caserío, quienes las ejercen para su propio consumo y para la venta minorista. El cultivo de maíz, frijol y maicillo es a lo que más se dedican durante todo el año la mayoría de las familias del caserío, por lo que estos cultivos abarcan gran extensión superficial de tierra.

Figura 17
Fachada de la Granja "Los Jovel´s"

Dentro de las actividades económicas secundarias podemos mencionar que en el caserío El Limpio se encuentran dos tiendas pequeñas que están ubicadas dentro de casas habitacionales, una persona que se dedica a la venta ambulante de verduras, dos a la venta ambulante de pan francés y pan dulce, un sorbetero y una persona que vende típicos por las tardes a la orilla de la calle. La mayoría de las personas labora fuera del caserío, en trabajos de: limpieza de casas, ferreterías, carpinterías, panaderías, mercados, miembros de personal de salud, cobradores de buses, maestros, albañiles, auxiliares en trabajos de construcción, etc.

2.8 Topografía.

La zona posee terrenos con pendientes menores al 20%, entre las máximas, se ha identificado una pendiente de 13.7% a 1.63 km de la entrada del caserío El Limpio y otra de 18.3% a 1.68 km de la misma entrada, las pendientes mínimas identificadas son de 0.4% y 0.6% a 718 m y 1.34 km, respectivamente desde la entrada del caserío, teniendo en la zona pendientes promedio de 4.6%.

CAPÍTULO III: FUNDAMENTOS TEÓRICOS

3.1 Sistema de Abastecimiento de Agua Potable

3.1.1 Definición.

Un sistema de Abastecimiento de Agua Potable es una infraestructura diseñada para proveer de agua potable de manera constante, segura y eficiente a una población determinada, para fines de consumo doméstico, servicios públicos, industrial, entre otros usos. (Concha, 2014)

3.1.2 Tipos de fuentes de Abastecimiento

La lluvia es la fuente de agua más significativa, ya que se recarga directamente en los embalses o en las cuencas de captación, lo que da origen a una red de ríos en una determinada zona. El agua subterránea proviene de la lluvia que se ha filtrado a través de diversas capas de roca y que se ha acumulado durante un periodo de tiempo prolongado. Esta agua subterránea, emerge a la superficie en forma de manantiales, los que, a su vez, forman las corrientes de aguas superficiales. Por lo anteriormente descrito, las fuentes de abastecimiento para sistemas de agua potable se pueden clasificar en dos grupos:

- **Aguas superficiales:** son las aguas que circulan sobre la superficie del suelo; están constituidas por los ríos, lagos, embalses, arroyos, etc. La calidad del agua superficial puede verse comprometida debido a la contaminación proveniente de diversas fuentes, a causa de precipitaciones y vertidos que recibe lo que afecta su potabilidad y

seguridad para el consumo humano y el ecosistema en general. (ver Figura 18).

- **Aguas subterráneas:** El agua subterránea es el agua que se encuentra por debajo del nivel freático en la zona de saturación dentro de los poros y grietas de una amplia variedad de materiales de la tierra. La presencia de agua subterránea en material poroso se describe en términos de porosidad total, porosidad efectiva, proporción de vacíos, contenido volumétrico de humedad, rendimiento y retención específicos. El espacio poroso interconectado proporciona almacenamiento y transmisión de agua subterránea; la captación de las aguas subterráneas se puede realizar a través de manantiales, galerías filtrantes y pozos, excavados y tubulares, es decir, perforados. (Woessner, 2019) (Ver Figura 19).

Figura 18
Aguas superficiales

Nota: Tomado *de Agua subterráneas y superficial* [Fotografía], por Induanalisis, 2019. (https://www.induanalisis.com/publicacion/detalle/agua_subterraneas_y_superficial_29)

Figura 19
Afloramiento de agua subterránea en un pozo.

Nota: Tomado de *Agua subterránea* [Fotografía], por Wikipedia. (https://es.wikipedia.org/wiki/Agua_subterr%C3%A1nea)

Ventajas y desventajas de las aguas superficiales y subterráneas:

Tabla 2
Ventajas y desventajas del agua superficial y subterránea.

AGUAS SUBTERRÁNEAS		**AGUAS SUPERFICIALES**	
VENTAJAS	**DESVENTAJAS**	**VENTAJAS**	**DESVENTAJAS**
-Mayor calidad.	-Recarga lenta.	-Acceso más fácil.	-Calidad Variable.
-Menor vulnerabilidad a la contaminación, bajo contenido de materia orgánica.	-No limpiable.	-Recarga rápida.	-Mayor vulnerabilidad a la contaminación.
-Disponibilidad durante sequías.	-Dificultad de acceso.	-Más visibles.	-Tasas altas de evaporación.

AGUAS SUBTERRÁNEAS		AGUAS SUPERFICIALES	
VENTAJAS	**DESVENTAJAS**	**VENTAJAS**	**DESVENTAJAS**
-Bajo color. -Calidad constante.	-Impacto ambiental. -Alta dureza.	-Uso recreativo. -Accesibles, limpiables	-Fluctuaciones -Alto contenido en materia orgánica.

3.1.3 Componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable.

El Sistema de Abastecimiento de Agua Potable involucra una serie de componentes y procesos interrelacionados que funcionan en conjunto para captar, tratar, almacenar y distribuir el agua hasta los usuarios finales. A continuación, se describirán cada uno de estos componentes.

3.1.3.1 Fuente de Abastecimiento

Cuerpo de agua, subterráneo o superficial, desde la cual se toma el agua para suministro al sistema de distribución. (ver Figura 20). (CONAGUA, 2019)

Figura 20
Fuente de Abastecimiento de Agua Potable

Nota: Tomado de *¿Cómo funciona una red de abastecimiento de agua potable?,* por AM Group. (2024). (https://www.aristegui.info/como-funciona-una-red-de-abastecimiento-de-agua-potable/)

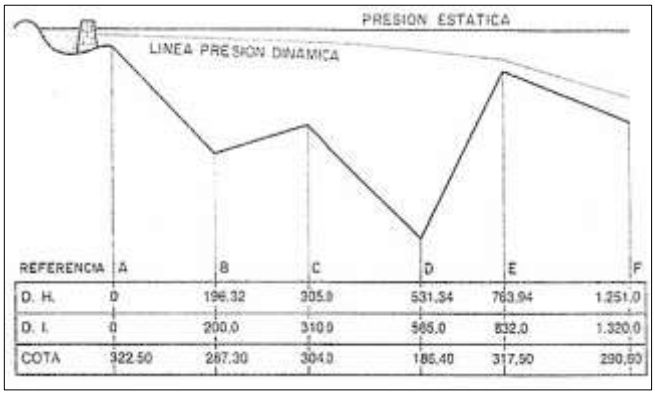
3.1.3.2 Obras de Captación

Las obras de captación consisten de una estructura colocada directamente en la fuente a fin de captar el gasto deseado y conducirlo a la línea de aducción. (Ravelo, 1980).

3.1.3.3 Línea de Aducción

De acuerdo a la ubicación y naturaleza de la fuente de abastecimiento, así como de la topografía de la región, las líneas de aducción pueden considerarse de dos tipos: líneas de aducción por gravedad y líneas de conducción por bombeo (Figura 21). En tales actuaciones, se requiere de los análisis económicos que permiten evaluar ambas alternativas. Una línea de aducción está constituida por la tubería que conduce agua desde la obra de captación hasta el estanque de almacenamiento, así como de las estructuras, accesorios, dispositivos y válvulas integradas a ella. (Ravelo, 1980).

Figura 21
Perfil de línea de aducción

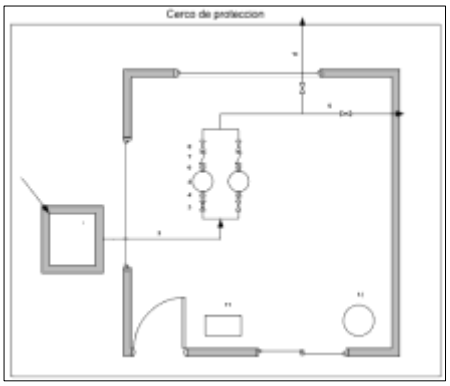


Nota: Tomado de *Abastecimientos de agua Teoría y diseño*, por Ravelo, 1980, Ediciones Vega s.r.l.

3.1.3.4 Estaciones de bombeo

Son un conjunto de estructuras civiles, equipos, tuberías y accesorios, que toman el agua directa o indirectamente de la fuente de abastecimiento y la impulsan a un tanque de almacenamiento o una cisterna (OPS, 2005) (ver Figura 22).

Figura 22
Esquema tipo de una Estación de Bombeo

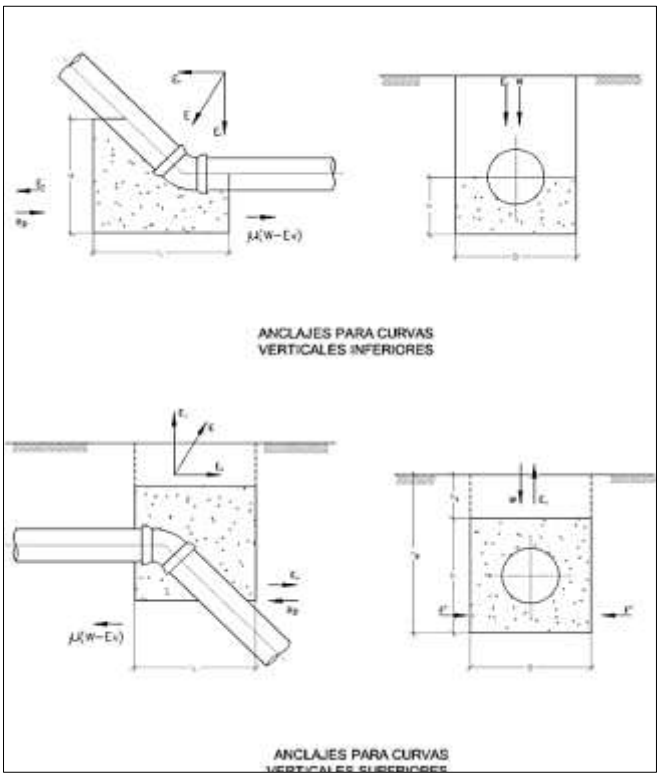


Nota: Tomado de *Guías para el diseño de estaciones de bombeo de agua potable (OPS/CEPIS/05.161),* por Organización Panamericana de la salud, 2005. (https://sswm.info/sites/default/files/reference_attachments/OPS%202005b%20Guia%20dise%C3%B1o%20de%20bombeo.pdf)

3.1.3.5 Anclajes

Son estructuras de concreto simple o armado, que restringen por completo el movimiento de las tuberías en las tres dimensiones mientras soporta las cargas de peso, laterales y de empuje. Está diseñado para evitar prácticamente toda rotación y desplazamiento de las tuberías en el punto de aplicación (EMCALI, 2014) (ver Figura 23).

Figura 23
Anclajes



Nota: Tomado de *NDI-SE-AA-017: Diseño de sistemas de abastecimiento de agua, por Emcali. (https://www.emcali.com.co/documents/107516/125162/NDI-SE-AA-017.pdf)*

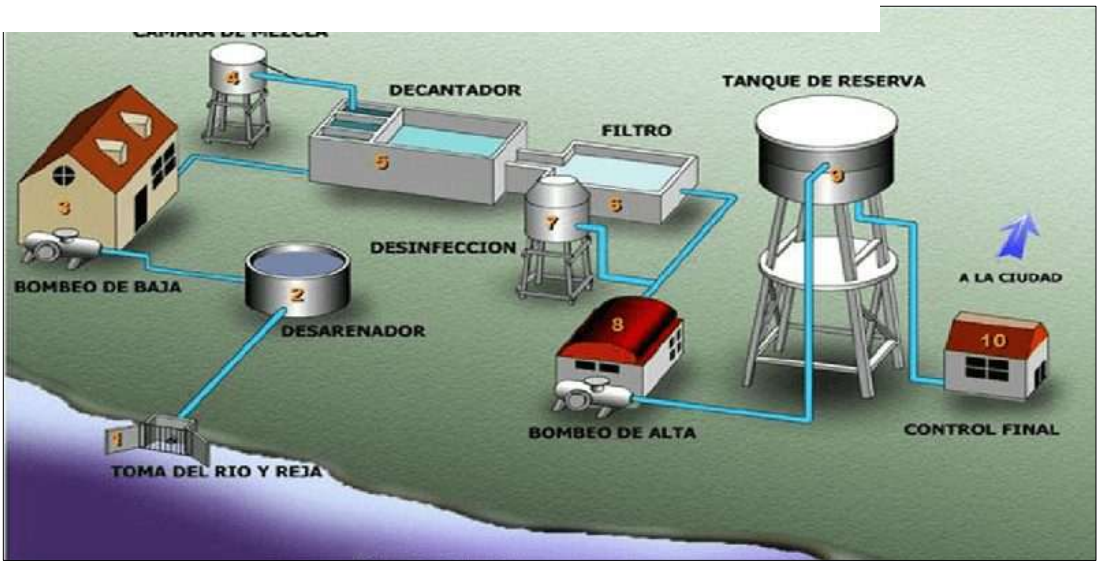
3.1.3.6 Tratamiento

Implica una serie de etapas y procedimientos destinados a mejorar la calidad del agua cruda, eliminando impurezas, microorganismos patógenos y contaminantes químicos. Estas etapas pueden incluir procesos como la coagulación, la floculación, la sedimentación, la filtración y la desinfección, entre otros.[2] Para poder llevar a cabo dicho tratamiento, se debe construir una planta de

[2] «Potabilización de Agua».

tratamiento, es decir, un conjunto de estructuras en las que se pueda tratar el agua cruda de manera que sea apta para el consumo humano (ver Figura 24).

Figura 24
Planta potabilizadora



Nota: Tomado de *¿Qué es una planta potabilizadora de agua?,* Bioingepro, 2021, (https://bioingepro.com.ar/2021/03/11/que-es-una-planta-potabilizadora-de-agua/)

3.1.3.7 Almacenamiento

El almacenamiento de agua potable, comúnmente se hace en un tanque o bien, en una cisterna; estos depósitos son construidos con el objetivo de no suspender el servicio de agua potable por algún imprevisto, ya sea reparaciones o un incendio, ya que se acumula el agua cuando la demanda es menor que el gasto de llegada y es utilizada cuando la demanda es mayor en la red de distribución.

La selección del tipo de tanque depende del material disponible en la región, de las condiciones topográficas y de la disponibilidad de terreno.

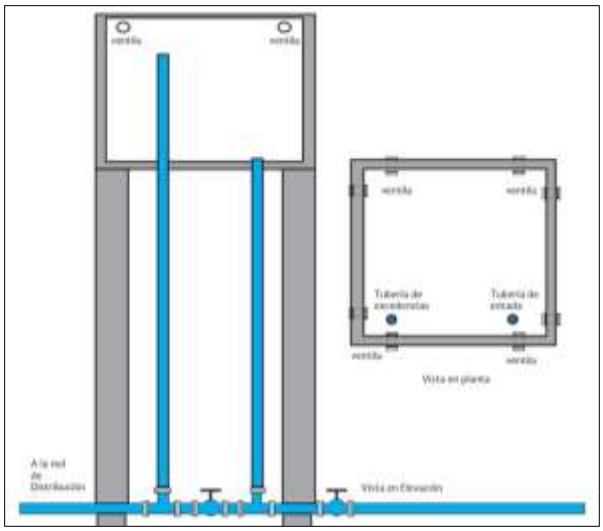
- **Tanques enterrados:** estos tanques se construyen bajo el nivel del suelo. Se emplean preferentemente cuando existe terreno con una cota adecuada para el funcionamiento de la red de distribución y de fácil excavación. Los tanques enterrados tienen como principal ventaja proteger el agua de las variaciones de temperatura y una perfecta adaptación al entorno. Tienen el inconveniente de requerir importantes excavaciones para el propio tanque, para todas sus instalaciones de conexión con la red de distribución y la línea de conducción; además se dificulta el control de filtraciones que puedan presentarse. (Comisión Nacional del Agua, 2015)
- **Taques semienterrados:** Los tanques semienterrados tienen parte de su estructura bajo el nivel del terreno y parte sobre el nivel del terreno. Se emplean generalmente cuando la altura topográfica respecto al punto de alimentación es suficiente y el terreno presente dificultad para excavación. (Comisión Nacional del Agua, 2015)
- **Tanque superficial:** construidos sobre el nivel del suelo, siempre y cuando la firmeza del terreno lo permita, diseñados con el objetivo de poder soportar la presión atmosférica. Su planta es de forma circular o rectangular y están hechos de concreto reforzado, mampostería, hormigón simple o armado. También cuentan con sistemas de bombeo para mantener una buena operación del tanque, (Grupo Acura, 2022) (ver figura 25).

Figura 25
Tanque superficial

Nota: Tomado de *Tanques superficiales o de almacenamiento en superficie*, por GRUPO ACURA, 2022, (https://grupoacura.com/es/blog/tanques-superficiales/)

- **Tanques elevados:** Los tanques elevados son aquellos cuya base está por encima del nivel del suelo y se sustenta a partir de una estructura. Generalmente son construidos en localidades con topografía plana donde no se dispone en su proximidad de elevaciones naturales con altimetría apropiada. El tanque elevado refiere una estructura integral que consiste en el tanque, la torre y la tubería de alimentación y descargas (CONAGUA, 2019) (ver figura 26).

Figura 26
Tanque Elevado



Nota: Tomado de *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento,* por Conagua, 2019, *(https://files.conagua.gob.mx/conagua/mapas/SGAPDS-1-15-Libro12.pdf)*

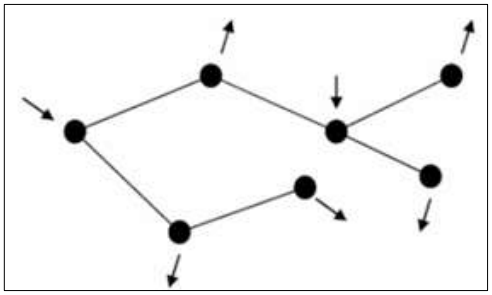
3.1.3.8 Red de distribución

Es el conjunto de tuberías y accesorios que permite distribuir el agua potable desde el tanque de almacenamiento hasta los usuarios. La red debe garantizar el suministro del líquido en cantidad, calidad y presión adecuada durante todo el periodo de diseño. Las redes principales o matrices, es el conjunto de tuberías de diámetros mayores que distribuyen el agua hasta las redes secundarias con presiones mínimas de 10 m y máximas de 50 m. Las redes de distribución secundaria y terciaria son el conjunto de tuberías destinadas al suministro en ruta del agua potable a las viviendas.

- **Red de distribución ramificadas o abiertas:** están constituidas por tuberías con forma ramificada a partir de una tubería principal, se utilizan para poblaciones dispersas y semidispersas en las que por las

características de la localidad no es posible colocar redes malladas. La ventaja de este tipo de red desde el punto de vista económico es que cada nudo es abastecido por una sola tubería y su desventaja está en la seguridad del sistema debido a que un desperfecto en cualquier tramo afecta a todos los tramos aguas abajo. (Morales, 2015) (Ver Figura 27).

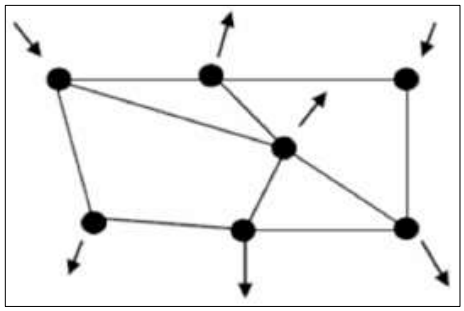
Figura 27
Red ramificada o abierta



Nota: Tomado de *Abastecimiento de Agua para comunidades rurales,* por Morales, 2015, Universidad Técnica de Machala.

- **Red de distribución mallada o cerrada:** La principal característica de estas redes es que tienen circuitos cerrados. El objetivo de este tipo de redes es que cualquier zona pueda ser distribuida simultáneamente por más de una tubería, incrementando la confiabilidad del abastecimiento. La ventaja de este tipo de redes es la seguridad operativa y la desventaja que se requiere mayor longitud de tuberías que incrementa su costo. (Morales, 2015) (Ver figura 28)

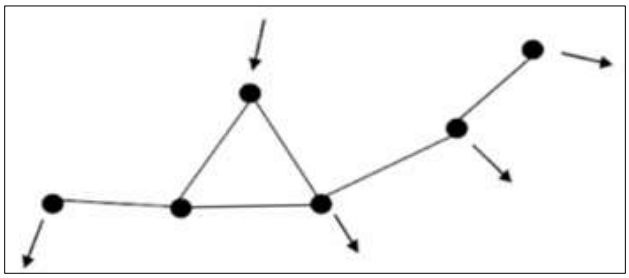
Figura 28
Red mallada o cerrada



Nota: Tomado de *Abastecimiento de Agua para comunidades rurales,* por Morales, 2015, Universidad Técnica de Machala.

- **Red mixta:** Es una combinación de redes malladas y ramificadas, son aplicables en poblaciones concentradas y que tienen un crecimiento al largo de vías de acceso, (Morales, 2015) (Ver figura 29).

Figura 29
Red mixta



Nota: Tomado de *Abastecimiento de Agua para comunidades rurales,* por Morales, 2015, Universidad Técnica de Machala.

3.1.3.9 Acometidas domiciliares

Es el tramo de tubería que conduce las aguas desde la red de distribución hasta el interior de la vivienda; en ella se encuentra una válvula de control y un contador o medidor, el cual realizar las mediciones periódicas del consumo de agua

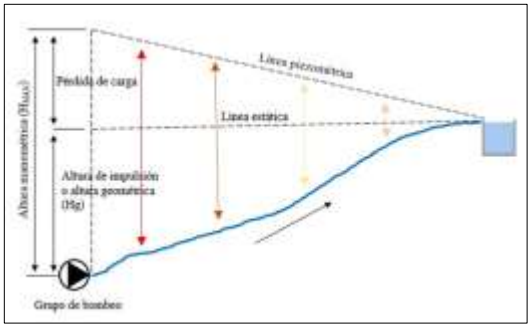
potable, dicho contador normalmente se encuentra bajo la superficie de la tierra dentro de una caja de agua potable hecha de concreto.

3.1.3.10 Línea de conducción o impelencia

Son tuberías de conducción aquellas que conducen el agua de un punto a otro siempre y cuando su funcionamiento sea por gravedad, cuando esta línea funciona por bombeo es llamada línea de impelencia o aductora. (AAL-115., 2022).

La línea de conducción por bombeo puede diseñarse de dos maneras: cuando no tiene tanque de almacenamiento, la línea de impelencia se dimensiona con el caudal máximo horario (Q máxh) al final del periodo de diseño; y cuando tiene tanque de almacenamiento, se dimensiona con será igual al caudal máx. diario multiplicado por el coeficiente 24/n, siendo n el número de horas de bombeo (ANDA, 2014) (Ver Figura 30)

Figura 30
Esquema de línea de conducción por bombeo (impelencia)



Nota: Tomado de *La línea de conducción es algo más que tramos de tuberías*, Carlinhos Nica, 2022, (https://www.carlinhosnica.com/post/la-l%C3%ADnea-de-conducci%C3%B3n-es-algo-m%C3%A1s-que-tramos-de-tuber%C3%ADas)

3.1.4 Métodos de diseño de sistema de abastecimiento de agua potable.

Para diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable algunos de los métodos de diseño son:

3.1.4.1 Método de Hardy Cross

El método de Hardy Cross es un proceso de tanteos directos, los ajustes hechos sobre los valores previamente admitidos o adoptados son calculados y controlados. En estas condiciones, la convergencia de los errores es rápida, obteniéndose casi siempre una precisión satisfactoria en los resultados, después de tres tanteos solamente. En dicho proceso se emplea la fórmula de resistencia de Hazen-Williams, que se expresa a continuación: (QUINTEROS CARPIO, 2007)

$$v = 0.355CD^{0.63}{S_f}^{0.64}$$

Donde:

$v: velocidad, \frac{m}{s}$

$C: coeficiente\ del\ material\ de\ tubería$

$D: diametro\ de\ tubería, m$

$S_f: perdida\ de\ carga\ unitaria, \frac{m}{tubería}$

Ecuación de continuidad,

$$Q = (A)(v)$$

Donde:

A: $area\ de\ sección\ transversalen\ de\ la\ tubería, m^2$

v: $velocidad\ del\ fluido\ en\ esa\ sección, \frac{m}{s}$

A continuación, se sustituye la fórmula de Hazen- Williams en la ecuación de continuidad:

$$Q = (A)\left(0.355CD^{0.63}{S_f}^{0.64}\right)$$

Para la aplicación de este método en las grandes redes estas se pueden dividir en sectores. Además, pueden reducirse las redes hidráulicas a sus elementos principales, una vez que las cañerías secundarias resultan de la imposición de ciertas condiciones mínimas (diámetro, velocidad o pérdida de carga). Su empleo comprende lo siguiente:

a) Se presupone una cierta distribución de caudales para el sistema en estudio.

b) Se calcula para cada tubería la pérdida de carga (hf), tomándose en consideración el coeficiente de fricción (r). Esta pérdida de carga a lo largo de una tubería puede ser expresada por la siguiente fórmula general:

$$h_f = rQ^n$$

Donde:

$n: coeficiente\ de\ rugosidad\ de\ Manning$

$Q: caudal, \frac{m^3}{s}$

$r: coeficiente\ de\ fricción$

c) Se determina la perdida de carga total en cada circuito cerrado

$$\sum h_f = \sum rQ^n$$

d) Se obtiene en cada circuito cerrado la suma de las cantidadesrQ^{n-1}, las cuales serán designadas por R.

e) Se ajusta el caudal en cada circuito, sumándose o restándose de los caudales admitidos la corrección o calculada por la expresión:

$$\Delta = \frac{\sum rQ^n}{\sum rQ^{n-1}} = \frac{\sum rQ^n}{R}$$

Si el valor Δ es grande frente al caudal inicial, siendo n mayor que la unidad, evidentemente la aproximación no será buena: esto no obstante no perjudicará el proceso una vez que con las correcciones que deben hacerse, el error irá disminuyendo progresivamente, con una convergencia relativamente rápida.

f) Se recalculan las pérdidas de carga en cada circuito y se determina la nueva corrección para los caudales.

g) Se repite el proceso hasta que sea obtenida la precisión deseada.

Por medio del método de Hardy-Cross se equilibra una red de distribución ensayando diámetros y caudales a criterio del diseñador, pero el resultado final de este equilibrio no siempre satisface las exigencias piezométricas y de flujo locales. Otras veces la dirección del flujo no es la más apropiada a las condiciones topográficas.

Al diseñar una red se conocen los gastos locales en cada uno de los tramos de los diferentes circuitos. Al asumir arbitrariamente un conjunto de diámetros, el método de Hardy-Cross proporciona las correcciones de los gastos en los diferentes tramos para lograr un balance piezométrico, pero estas correcciones pueden variar sustancialmente los gastos asumidos, originados en las necesidades locales, lo cual es inconveniente, ya que puede ser insuficiente o superabundante el flujo en los diferentes tramos del circuito, de tal modo que finalmente se obtiene un equilibrio para un conjunto de gastos diferentes de los asumidos como datos del problema.

3.1.4.2 Método de ajustes de gradiente hidráulico

El método de Ajustes de Gradiente Hidráulico orienta de inmediato al Ingeniero para seguir el camino respetando los gastos locales, de tal manera de balancear la red, escogiendo los diámetros más apropiados, tomando simultáneamente en consideración las condiciones topográficas y por ende las alturas piezométricas.

Pasos para el diseño de un sistema de distribución utilizando el método de Ajustes de Gradientes Hidráulicos.

1) Construir gráficamente cada circuito cerrado con su diagrama de flujo, proponiendo diámetros de tubería que satisfagan los consumos o gastos locales. Se asume que los gastos son proporcionales a las longitudes de los tramos, pero en general puede ser cualquier distribución. Debe respetarse la condición Σ Q = O, en cada nodo, sin embargo, la libertad de escoger los caminos está restringido por el factor económico, que en este caso señalaría la conveniencia de aprovechar los mayores gradientes del terreno, para conducir la mayor cantidad de agua, sin dejar de lado la satisfacción de gastos locales.
2) Dibujar los perfiles del terreno de cada uno de los circuitos cerrados para lo cual se utilizan las elevaciones del mismo que corresponden a los nudos. A partir de un punto de entronque y conociendo la presión de trabajo y el caudal de alimentación, se extiende el equilibrio en todos los circuitos, trabajándolos uno por uno, para ello se utiliza la fórmula de Hazen Williams:

$$S_f = \frac{10.643\ Q^{1.85}}{C^{1.85} D^{4.87}}$$

Donde:

$$S_f: Perdidas\ de\ carga, \frac{m}{m}$$

$$Q: Caudal\ de\ aducción, \frac{m^3}{s}$$

$$C: Coeficiente\ de\ Hazen\ Wiliams$$

$$D: diametro\ de\ tuberías, m$$

3) Se revisa que las presiones y las velocidades, se encuentren dentro de los límites permitidos establecidos en (ANDA, 2014).

3.1.5 Marco normativo aplicable al diseño de un sistema de agua potable.

Para el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable se debe considerar el siguiente marco normativo:

3.1.5.1 Norma Técnica para Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillados de Aguas Negras.

En El Salvador este es el marco normativo aplicado para el diseño de una red de agua potable, el cual ha sido establecido por la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados, ANDA, elaborada su primera versión en 1968, posteriormente se realizaron algunas modificaciones en los siguientes años 1997 y 2014, siendo esta la última actualización de la normativa a la fecha. El capítulo 1 contempla las normas técnicas para proyectos de abastecimiento de agua potable, desde periodo de diseño hasta especificaciones de materiales.

3.1.6 Estudios necesarios para el diseño y construcción de un sistema de agua potable.

Para diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable, es importante tener algunos estudios previos, tales como:

- **Levantamiento topográfico:** El levantamiento topográfico debe realizarse con equipos de alta precisión para que los resultados obtenidos de la modelación hidráulica puedan predecir con mayor exactitud el comportamiento del sistema. Además, permite conocer las características físicas del terreno tales como, pendientes, elevaciones, siendo esto de suma importancia ya que ayuda a planificar el recorrido de tuberías y así mismo, para realizar los cálculos de presiones y caudales en la red de distribución.
- **Estudios de la fuente de abastecimiento de la zona:** En esta etapa se incluyen los estudios hidrogeológicos para determinar la ubicación idónea de un pozo, estudio de recursos hídricos en donde se evalúa la calidad y la cantidad de agua que puede aportar una fuente de agua superficial.
- **Demografía:** Para llevar a cabo el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, es fundamental realizar un estudio demográfico de la zona de interés o del proyecto, ya que de la cantidad de habitantes y su distribución espacial depende el dimensionamiento del sistema, en cuanto a capacidad de la fuente, volúmenes de almacenamiento, diámetros y

tamaño de la red de distribución. Para poder recolectar este tipo de información, se visita el sitio de interés consultando con la población, si cuentan con esta información, de lo contrario, es necesario realizar un censo a la población.

- **Estudio económico:** es necesario la realización de un estudio económico ya que esta sirve para conocer las principales actividades económicas del sitio de estudio, que posteriormente son utilizadas para el cálculo de dotaciones.
- **Estudio de suelos:** este tipo de estudio se realiza previamente al inicio de una construcción, ya que tiene como objetivo determinar la naturaleza, propiedades y características de un terreno, así mismo la composición estratigráfica, las profundidades para fundaciones, zapatas, soleras, etc, planificando así el diseño y calculo estructural de las obras hidráulicas a utilizar.

3.1.7 Proceso de diseño de un sistema de agua potable sin planta de tratamiento.

Al finalizar los estudios anteriormente descritos, se procede a realizar el diseño para el sistema de agua potable, en el cual se aplica los conocimientos teóricos para determinar las dimensiones y capacidades de cada uno de los elementos que componen el sistema de agua potable. A continuación, se describirá el proceso de diseño para un sistema de agua potable sin planta de tratamiento:

3.1.7.1 Periodo de diseño.

El periodo de diseño de un proyecto de esta naturaleza es el lapso del tiempo por el cual se estima que las obras por construir funcionen eficientemente, siendo el tiempo mínimo de este periodo de 20 años (ANDA, 2014). Pero existen diferentes factores que pueden influir en aumentar o disminuir el periodo de diseño como los que se muestran a continuación:

- ✓ Disponibilidad de las fuentes de abastecimiento (ANDA, 2014)
- ✓ Vida útil de las instalaciones (ANDA, 2014)
- ✓ Recursos financieros para la construcción (ANDA, 2014)

3.1.7.2 Cálculo de la población de diseño

La población futura (Pn), es la población que se considerará en el diseño y será estimada para un periodo determinado con base a la población inicial, la cual se podrá obtener de levantamientos censales, estadísticas continuas y otras investigaciones demográficas. Según el caso, (ANDA, 2014), sugiere aplicar uno de los siguientes procedimientos para estimar la población futura:

- ✓ Crecimiento lineal o Aritmético.
- ✓ Progresión geométrica o Geométrico.
- ✓ Logística de Verhaulst o Logístico.
- ✓ Extensión de la propia curva de crecimiento según ajuste o interpolación, gráfica o analítica, mínimos cuadrados.

- ✓ Extensión gráfica de la curva de crecimiento, según desarrollos análogos observados, en población de mayor dimensión. (ANDA, 2014).

A continuación, se describen de forma general dos de los métodos más utilizados para el cálculo de población de diseño en sistemas de abastecimiento de agua potable, detallando su definición teórica y matemática. La elección del método a utilizar dependerá de las características particulares de cada proyecto y será el diseñador quien debe elegir el que mejor se adapte a sus necesidades, justificando su elección. Estos métodos son:

- ✓ Método aritmético

Este método representa un crecimiento a velocidad constante, ya que supone que en cada periodo la población aumenta o disminuye en el mismo número de personas, es decir, el número de individuos que se añaden a la población en cada periodo es constante, independientemente del tamaño actual de la población.

Por lo que este método se representa con una línea recta, en el que la pendiente corresponde a la tasa de crecimiento aritmética del último periodo intercensal y se expresa de la siguiente manera:

$$k = \frac{P_l - P_e}{t_l - t_e}$$

Siendo:

k = tasa de crecimiento.

P_l= último censo conocido.

P_e= censo anterior.

t_l= año del último censo.

t_e= año del censo anterior.

Por lo que la población futura Pn, se obtiene de la siguiente manera:

$$P_n = P_0 + k_n$$

Siendo:

P_0=Población inicial.

P_n=Población futura

n= periodo de diseño

k=constante

- ✓ Método geométrico

Es un método matemático que se utiliza para proyectar el aumento de una población mediante la multiplicación constante de la población en cada intervalo de tiempo por una tasa fija, en otras palabras, asume que la población crece a una tasa proporcional al tamaño actual de la población, resultando en un crecimiento exponencial y se expresa de la siguiente manera:

$$k = \left(\frac{P_{uc}}{P_{ca}}\right)^{\left(\frac{1}{\Delta t}\right)} - 1$$

Donde:

k = tasa de crecimiento

P_{uc}= Población del último censo

P_{ca}=Población del censo anterior

Δt= periodo entre censo y censo

La población futura P_n, se obtiene de la siguiente manera:

$$P_n = P_0(1 + k)^{\Delta t}$$

Donde:

P_0=Población inicial.

P_n=Población futura

Δt= periodo de diseño

3.1.7.3 Variaciones en la demanda

El cálculo de los caudales de diseño determina cómo es el consumo o la demanda de agua de la población objetivo, a partir de su consumo medio diario, máximo diario, máximo horario y mínimo horario, los cuales dependen de la

dotación asignada, del tamaño de la población futura y de las variaciones en el consumo. Las formas de variación de la demanda son:

- **Variación mensual:** Durante el año existen meses de mayor o menor consumo del agua, dependiendo de factores climatológicos, costumbres, actividades y otros muchos que lo afectan. (AAL-115., 2022)
- **Variación diaria:** Hay días del año con consumos mayores de agua y otros consumos menores con relación al consumo promedio diario. De estas variaciones importa conocer las máximas normales para considerarlas en un abastecimiento de agua y evitar escasez en los días de gran demanda. (AAL-115., 2022)
- **Variación horaria:** También existen variaciones horarias con respecto al gasto máximo diario, el cual no es consumido por la población de forma constante durante las 24 horas del día, pero que, en determinados lapsos de tiempo, será mayor o menor que el gasto máximo diario. (AAL-115., 2022)
- **Variaciones de consumo:** El consumo de agua potable varía a lo largo del año y del día, lo que hace necesario calcular los caudales máximos diarios y horarios utilizando coeficientes de variación diaria y horaria, respectivamente. Estos coeficientes permiten dimensionar adecuadamente los sistemas de abastecimiento de agua para satisfacer las demandas máximas esperadas. (CONAGUA, 2019)

Es de hacer notar que, para comprender el cálculo y la aplicación de los caudales de diseño es necesario conocer algunos conceptos básicos que se definen a continuación:

3.1.7.4 Consumo

Es la cantidad de agua utilizada por individuos, hogares, industrias, agricultura y otros sectores durante un periodo determinado. El consumo de agua se divide principalmente en cuatro sectores:

- Consumo doméstico: aseo corporal, cocina, limpieza en general, Jardinería.
- Consumo comercial: Tiendas, restaurantes, estaciones de servicio, centros comerciales.
- Consumo público: hospitales, escuelas, rastros, parques, fuentes públicas, mercados
- Consumo industrial: Materia prima, procesos industriales, instalaciones sanitarias.

Además de las pérdidas que se dan en la red de distribución, consideradas como un 20% de la dotación (ANDA, 2014).

3.1.7.5 Dotación

La dotación es una cantidad de agua que se asigna a un consumo especifico, esta tiene unidades de caudal y se determina a partir de un análisis de las necesidades de agua de una población.

La Norma técnica para Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillados de Aguas Negras, (ANDA, 2014), establece la siguiente tabla de consumos específicos.

Tabla 3
Consumos específicos

CLASIFICACIÓN	DOTACIÓN	UNIDADES
Dotación total urbana ≥	220	l/p/d
Locales comerciales	20	l/m2/d
Hoteles	500	l/hab/d
Pensiones	350	l/hab/d
Restaurantes	50	l/m2/d
Escuelas		
• **Externos**	40	l/alumno/d
• **Internados**	200	l/p/d
• **Personas no residentes**	50	l/p/d
Hospitales	600	l/cama/d
Clínicas		
• **Médicas**	500	l/consultorio/d
• **Dentales**	1000	l/consultorio/d
Vivienda		
• **Mínima**	80-125	l/p/d
• **Media**	125-175	l/p/d

CLASIFICACIÓN	DOTACIÓN	UNIDADES
• **Alta**	175-350	l/p/d
Otros		
• **Mercados, puestos**	15	l/m2/d
• **Cines, teatros**	3	l/asiento/d
• **Oficinas**	6	l/m2/d
• **Bodegas**	20	l/m2/d
• **Gasolineras**	300	l/bomba/d
• **Estacionamientos**	2	l/m2/d
• **Industria**	80	l/p/turno
• **Jardines**	1.5	l/m2/d
• **Lavanderías**	50	l/kg/r.sec
• **Cantareras ≥**	30	l/p/d

Nota: Tomado de *Normas Técnicas para Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado de Aguas Negras,* de ANDA, 2014, (https://www.anda.gob.sv/wp-content/uploads/2023/08/Normas-Tecnicas-ANDA.pdf)

3.1.7.6 Demanda

La demanda es la cantidad de agua que una población consume según sus necesidades diarias y se pueden dividir en:

- **Demanda actual:** es la cantidad de agua necesaria para el consumo de la población al inicio del proyecto.

- **Demanda futura:** es la cantidad de agua necesaria para satisfacer el consumo de la población para el final del periodo del diseño.

3.1.7.7 Factores y variaciones en la demanda.

Existen factores que determinan variaciones en el consumo y por lo tanto también en la demanda de agua, algunos de ellos son: (AAL-115., 2022)

- ✓ Administración del sistema.
- ✓ La actividad económica.
- ✓ Existencia de sistemas privados.
- ✓ Cantidad de agua disponible.
- ✓ Cantidad de población
- ✓ Calidad del agua.
- ✓ Nivel de vida y costumbres de la población.
- ✓ Existencia de red de alcantarillados.
- ✓ Costo del agua
- ✓ Presión de la red de distribución
- ✓ Medidores.
- ✓ El clima.

Los diferentes elementos del Sistema se diseñarán considerando los siguientes coeficientes de variación de consumo de agua:

- ✓ Consumo máximo diario: 1.2 a 1.5 consumo medio diario
- ✓ Consumo máximo horario: 1.8 a 2.4 consumo medio diario

- ✓ Coeficiente de variación diaria K1= 1.2 a 1.5
- ✓ Coeficiente de variación horaria K2 = 1.8 a 2.4
- ✓ Coeficiente de variación mínima horaria K3= 0.1 a 0.3 consumo medio diario.

3.1.7.8 Cálculo de volumen de almacenamiento

Considerando las probabilidades de ocurrencia y la prioridad en las demandas, un diseño económico se alcanzará comparando el volumen necesario para atender las variaciones de consumo con la suma de los volúmenes de incendios y reparaciones o cortes de energía, para luego optar por la condición de mayor volumen. (ANDA, 2014)

Los tanques se diseñarán de acuerdo a la integración de la variación horaria senoidal del día de mayor consumo y los valores de K1 y K2 consecuentemente se adaptarán los volúmenes mínimos siguientes:

a) 24 h/día de aducción 20% del consumo medio diario
b) 20 h/día de aducción 30% del consumo medio diario
c) 18 h/día de aducción 42% del consumo medio diario
d) 16 h/día de aducción 48% del consumo medio diario

- **Volumen de variación horaria**

Volumen de variación horaria (Vvh). = ($\boldsymbol{Qmd}$) (% del consumo medio diario)

- **Volumen por reparaciones**

Volumen por reparaciones (Vrp)= $Q_{bombeo} = Q_{maxd} * \left(\frac{24}{n}\right) * 2h$

Donde:

n= número de horas de llenado para el tanque

- **Volumen de incendios**

Volumen de incendios (Vi)= 90 m³; este volumen se toma en redes en las que se colocan hidrantes.

3.1.7.9 Cálculo de caudales de diseño.

Es el caudal estimado con el cual se diseñan los equipos, dispositivos y estructuras de un sistema determinado.

- Caudal medio diario (Q_{md})

El consumo medio diario de una población se calcula mediante la expresión siguiente:

$$Q_{md} = \frac{D \times P_f}{86{,}400}$$

Donde:

Q_{md}=caudal medio diario, en l/s.

P_f=Población futura.

D=dotación.

86,000=segundos que tiene un día.

- Caudal máximo diario ($Q_{máxd}$)

Es el consumo máximo diario registrado durante 24 horas a lo largo de un periodo de un año. (IBAL, 2018)

$$Q_{máxd} = Q_{md} \times K_1$$

Donde:

$Q_{máxd}$= Caudal máximo diario, en l/s.

Q_m=Caudal medio diario, en l/s.

K_1= coeficiente de variación diaria.

- Caudal máximo horario ($Q_{máxh}$)

El consumo es variables durante las 24 horas del día. Durante la noche el consumo es mucho menor que por la mañana, provocando que la demanda no sea uniforme a lo largo del día. Por ello, es necesario calcular el consumo máximo horario.

$$Q_{máxh} = Q_{md} \times K_2$$

Donde:

$Q_{máxh}$= Caudal máximo horario, en l/s.

Q_m=Caudal medio diario, en l/s.

K_2= coeficiente de variación horaria.

- Caudal mínimo horario (Q_{minh}).

Es el consumo mínimo registrado durante una hora en un periodo de un año. (IBAL, 2018)

$$Q_{minh} = Q_{md} \times K_3$$

Donde:

$Q_{mính}$= Caudal mínimo horario, en l/s.

Q_m=Caudal medio diario, en l/s.

K_3= coeficiente de variación mínimo horario.

3.2 Sistema de alcantarillado sanitario.

El sistema de alcantarillado es una red de conductos, generalmente tubería, a través de las cuales se deben evacuar en forma eficiente y segura las aguas residuales domésticas, y de establecimientos comerciales o pluviales, conduciéndose a una planta de tratamiento y finalmente, a un sitio de vertido. (CONAGUA, 2019)

Las aguas residuales resultan del uso del agua en viviendas y núcleos urbanos, donde también se concentra gran cantidad de comercios y lugares de trabajo, por lo que la construcción de un sistema de alcantarillado sanitario es importante para

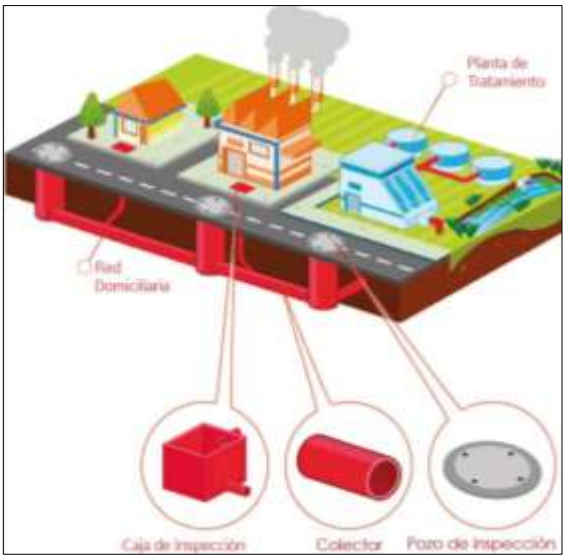
poder evacuar las aguas ordinarias producidas, ya que, sin dicho sistema, las aguas residuales se acumularían, creando riesgos significativos para la salud de las personas y el medio ambiente.

3.2.1 Descripción e importancia del alcantarillado sanitario.

Hoy en día, la red de alcantarillado sanitario es de vital importancia, al igual que el abastecimiento de agua potable. La implementación de un sistema de abastecimiento de agua potable genera la necesidad de recolectar, transportar y dar una disposición final a las aguas residuales que se producen, lo que conlleva a la creación de un sistema de drenaje de aguas residuales. De esta forma, estos dos sistemas se convierten en un servicio de infraestructura indispensable para una comunidad. Juntos, aseguran la provisión de agua limpia y la eliminación segura de las aguas residuales, protegiendo la salud pública y el medio ambiente.

La red de alcantarillado sanitario es considerada como un servicio básico, ya que el acceso a dicho sistema se ha vuelto imprescindible para prevenir enfermedades infecciosas y proteger la salud de las personas. Este sistema recolecta, transporta y trata las aguas residuales de manera segura, evitando la acumulación de contaminantes y la propagación de patógenos. Su correcta implementación y mantenimiento son esenciales para garantizar un entorno limpio y saludable, contribuyendo significativamente al bienestar y la calidad de vida de la comunidad (ver figura 30).

Figura 30
Sistema de alcantarillado sanitario



Nota: tomado de *Sistema de drenaje urbano, sumideros de captación de aguas lluvias* [PDF], por Bonilla, Ramon, Valencia. (https://www.unipamplona.edu.co/unipamplona/portalIG/home_10/recursos/2022/documentos/02062022/sistemas_drenaje.pdf)

3.2.2 Tipos de Sistema de Alcantarillado Sanitario

El sistema de alcantarillado sanitario convencional se utiliza para la recolección y transporte de aguas residuales y consiste en una red de tuberías y estructuras que llevan estas aguas desde su punto de origen hasta una planta de tratamiento.

Los tipos de sistema convencionales son:

1) Alcantarillado Separado
2) Alcantarillado Combinado

3.2.2.1 Alcantarillado Separado

Es aquel en el que se separa la evacuación de aguas residuales y las producidas por la lluvia (CONAGUA, 2019)(ver figura 31).

Este enfoque permite un manejo más eficiente y controlado de ambos tipos de agua, reduciendo el riesgo de sobrecarga en las plantas de tratamiento y mejorando el control de la contaminación.

Beneficios del alcantarillado separado:

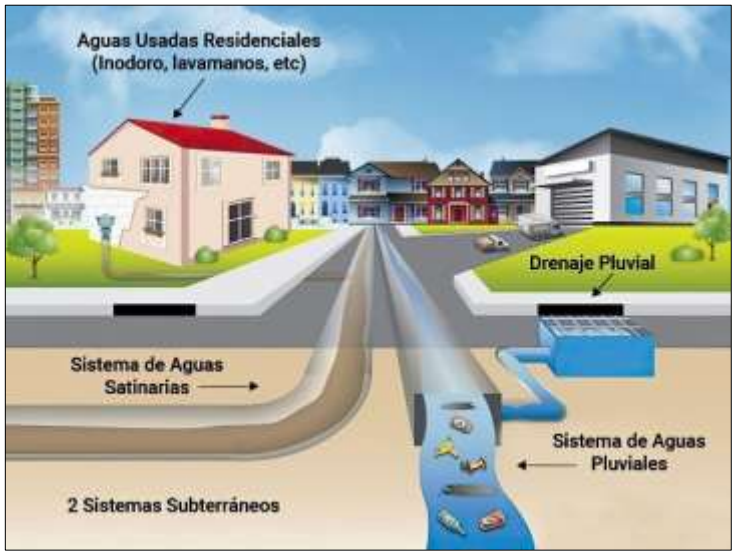
- Reducción de sobrecargas: Al mantener las aguas pluviales fuera del sistema de tratamiento de aguas residuales, se reduce el riesgo de sobrecargas durante periodos de lluvias intensas.
- Eficiencia en el tratamiento: El tratamiento es más eficiente, ya que se procesa un volumen menor de agua y se pueden enfocar recursos en tratar contaminantes específicos.
- Menor contaminación: al separar las aguas pluviales de las aguas residuales, se reduce el riesgo de contaminación de ríos y lagos por aguas residuales no tratadas durante eventos de desbordamiento.

Desventajas de alcantarillado separado

- Costos Iniciales Altos: La instalación de dos redes de tuberías separadas puede ser costosa y requerir más tiempo de construcción.

- Mantenimiento: La existencia de dos redes de tuberías implica más infraestructura que mantener y monitorear.
- Desafíos en Áreas Urbanas: En áreas con infraestructura existente, la adaptación o adición de un sistema separado puede ser complicada y disruptiva.

Figura 31
Sistema de alcantarillado separado



Nota: tomado de *Sistema separado de alcantarillado pluvial*, por Toa Baja, 2024, (*https://www.toabaja.com/sistema-separado-de-alcantarillado-pluvial-ms4/).*

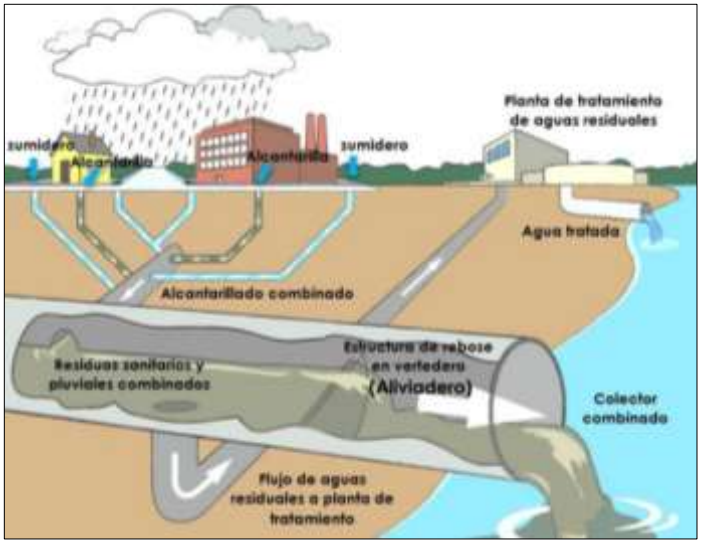
3.2.2.2 Alcantarillado Combinado

Conduce conjuntamente las aguas residuales, domésticas, comerciales e industriales, y las aguas de lluvia, (CONAGUA, 2019) (ver figura 32).

Este tipo de sistema fue uno de los primeros en desarrollarse y todavía se utiliza en muchas ciudades, especialmente en áreas urbanas antiguas. Más, sin

embargo, en El Salvador no es aplicable, debido a que la “Norma Técnica para Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado de Aguas Negras” (ANDA, 2014), no permite este tipo de sistema de recolección conjunta de aguas residuales y aguas pluviales.

Figura 32
Sistema de alcantarillado combinado



Nota: tomado de *Sistema de drenaje urbano, sumideros de captación de aguas lluvias* [PDF], por Bonilla, Ramon, Valencia. (https://www.unipamplona.edu.co/unipamplona/portalIG/home_10/recursos/2022/documentos/02062022/sistemas_drenaje.pdf)

3.2.3 Componentes de Alcantarillado Sanitario y obras accesorias.

Todo sistema de alcantarillado sanitario puede estar compuesto por los siguientes elementos, que aseguran su funcionamiento eficiente y seguro.

- Acometida domiciliar.
- Tuberías o colectores.

- Pozos de visita.
- Estructuras de vertido.
- Estaciones de bombeo.
- Obras complementarias.
- Vertederos.
- Estructura de disposición final.

En conjunto, cada uno de estos componentes aseguran que el sistema de alcantarillado sanitario funcione de manera eficiente, protegiendo la salud pública y el medio ambiente al gestionar adecuadamente las aguas residuales.

3.2.3.1 Acometida domiciliar.

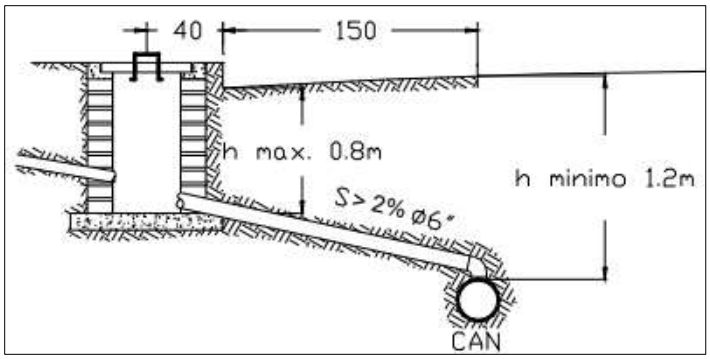
Son estructuras que conectan los elementos encargados de evacuar las aguas negras desde el interior de las edificaciones hasta los colectores secundarios de la red, (ver figura 33).

Según el Manual de Planificación de Alcantarillado (ANDA 2009) la conexión domiciliar deberá cumplir con los siguientes requerimientos:

- Pendiente mínima de la acometida domiciliar 2%.
- El diámetro de tubería deberá ser como mínimo de 6”.
- La profundidad máxima en el punto de conexión de la vivienda será de 0.80 m.
- La caja de conexión se deberá ubicar a 0.40 m del cordón de la calle.

- Las conexiones domiciliares no se conectarán a pozos de visita ni colectores cuya profundidad exceda los 3.0 m.
- En caso de profundidades en las cuales se exceda los 3.0 m, se deberá colocar un colector auxiliar para conectar las acometidas.

Figura 33
Acometida de aguas residuales con caja de mampostería de ladrillo de obra.



Nota: Tomado de *Manual de Planificación de Alcantarillado,* por ANDA, 2009, (https://openjicareport.jica.go.jp/pdf/12044350_05.pdf)

3.2.3.2 Tuberías o colectores.

Las tuberías son componentes indispensables dentro de un sistema de alcantarillado sanitario. Estas estructuras juegan un papel crucial al transportar de manera segura y eficiente las aguas residuales desde las edificaciones hasta las plantas de tratamiento o puntos de vertido autorizados. Las tuberías están diseñadas para resistir la corrosión, asegurar un flujo continuo y mantener la integridad del sistema, contribuyendo así a la salud pública y al cuidado del medio ambiente.

Las tuberías pueden clasificarse de la siguiente forma:

a) Colector principal: son tuberías de gran diámetro que reciben los efluentes de varios colectores secundarios.
b) Colector secundario (subcolectores): estos colectores recogen las aguas residuales de los colectores terciarios y las conducen hacia los colectores principales.
c) Colector terciario: tubería más pequeña que recoge aguas residuales de áreas más específicas dentro de una comunidad o zona determinada.

3.2.3.3 Pozos de visita

Los pozos de visita son estructuras que están formadas por la fundación, cilindro, cono y tapadera. Para colectores con diámetros menores a 450 mm (18”), el pozo de visita tendrá un diámetro interno de 1.10 m como mínimo. La altura del cono será de 900 mm. (ANDA, Manual de Planificación de Alcantarillado, 2009)

Los pozos pueden ser construidos con ladrillo, concreto o partes prefabricadas y las tapaderas para pozos de visita podrán ser de hierro fundido para tránsito vehicular y de concreto armado en pasajes peatonales.

Los pozos de visita se preverán principalmente para inspección, eventual limpieza y desobstrucción de tuberías, así como para aforo, muestreo y análisis de aguas residuales, consecuentemente se proyectarán al inicio de colectores, puntos de convergencia de colectores, cambios de diámetro o sección, cambios

de dirección o pendiente, cambio de materiales de la tubería. En tramos rectos la distancia entre pozos de visita no excederá de 100 m si ø ≤ a 24". (ANDA, 2014)

Sin embargo, el diámetro interno del pozo de visita dependerá del diámetro de la tubería. Para colectores de hasta 15 pulgadas, el diámetro interno será de 1.10 metros. En casos de cambio de dirección del colector, se deberá considerar el ángulo de deflexión máximo y el diámetro interno del pozo de visita, de acuerdo a la tabla 4. (ANDA, Manual de Planificación de Alcantarillado, 2009)

Tabla 4
Cambio de dirección del colector

Tipos de pozo	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
Ø interno del cilindro	1.20 m	1.50 m	1.80 m	1.95 m	2.10 m
Ø del colector	Valor máximo de la deflexión **a** dentro del pozo.				
18" (45 cm)	55° - 60°	60° - 75°	75° - 85°	85° - 90°	
24" (60 cm)	30° - 45°	45° - 55°	55° - 70°	70°-75°	75° - 80°
30" (75 cm)	0° - 30°	30° - 45°	45° - 55°	55° - 60°	60° - 65°
36" (90 cm)		0° - 35°	35° - 45°	45° - 50°	50° - 55°
42" (105 cm)		0° - 30°	30° - 35°	35° - 40°	40° - 45°
48" (120 cm)			0°-30°	30° - 35°	35° - 40°
60" (150 cm)					0° - 30°

Nota: Tomado de *Manual de Planificación de Alcantarillado,* por ANDA, 2009, (https://openjicareport.jica.go.jp/pdf/12044350_05.pdf)

Los pozos de visita se pueden clasificar en:

a) Pozos de visita prefabricados
b) Pozos de vista construidos en el lugar
c) Pozos de visita tipo común
d) Pozos de visita tipo especial
e) Pozos tipo caja
f) Pozos con caída
g) Pozos con caída libre
h) Pozos con caída adosada
i) Pozos con caída escalonada

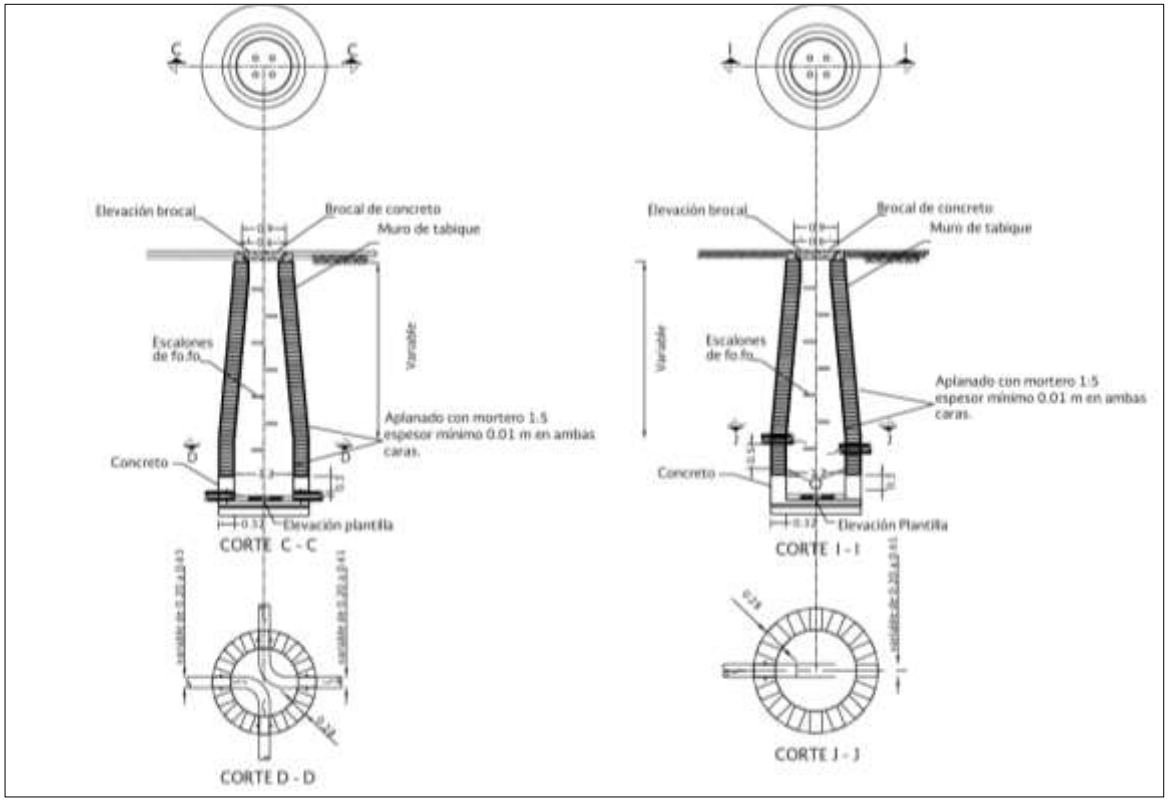
A continuación, se describen algunos de ellos:

a) Pozos de visita prefabricados: Los pozos de visita prefabricados pueden estar construidos de polietileno, concreto, poliéster reforzado con fibra de vidrio, concreto polimérico (policoncreto), etc.; sin embargo, e independientemente del material de fabricación, se debe asegurar la hermeticidad de la estructura y de las uniones con la tubería. Estos pozos se entregan en obra como una unidad completa o en secciones (para ser ensamblados en obra), pero deben quedar instalados como una sola unidad. (CONAGUA, 2019)

b) Pozos de vista construidos en el lugar: Los pozos que se construyen en el lugar de la obra comúnmente utilizan tabique, concreto reforzado o

mampostería de piedra (ver figura 34). Este tipo de pozos de visita se deben aplanar y pulir exterior e interiormente con mezcla cemento-arena, a la que se le añaden aditivos epóxicos que garantizan la estanquidad y la hermeticidad de los agentes externos. (CONAGUA, 2019)

Figura 34
Pozos de visita construidos en sitio

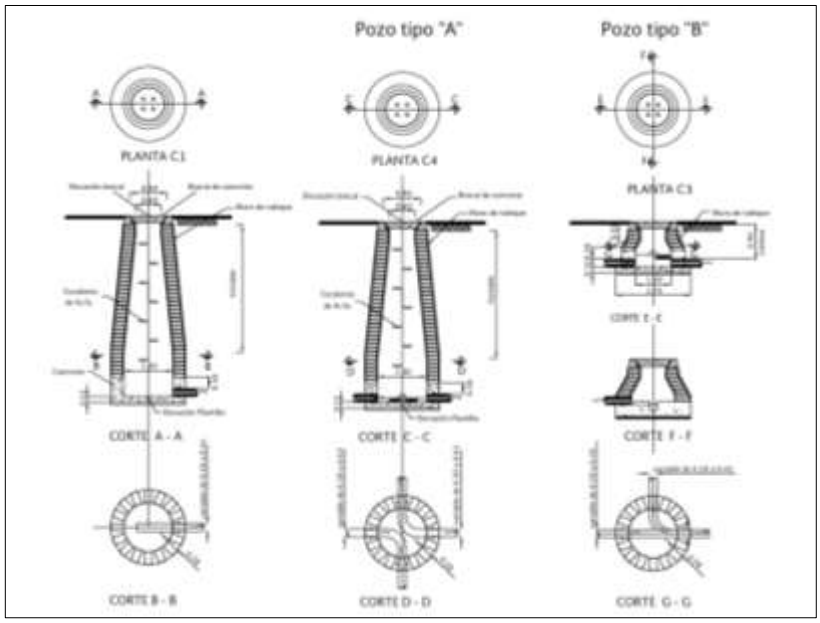


Nota: Tomado de *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento-Alcantarillado Sanitario 20* [PDF], por Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), 2019, (https://files.conagua.gob.mx/conagua/mapas/SGAPDS-1-15-Libro20.pdf)

c) **Pozos de visita tipo común:** están formados por una chimenea de forma cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior (ver figura 35). El acceso a la superficie se protege con un brocal con tapa de fierro

fundido, concreto, polietileno u otros materiales de acuerdo a la carga exterior de la vía; estas tapas deben ser con respiraderos, con lo cual se permita la ventilación del pozo y la salida de gases. La media caña de los pozos de visita comunes debe formar un conducto que continúe el flujo de las tuberías incidentes y cuyos lados formen las banquetas donde se pararan las personas que entren a los pozos. (CONAGUA, 2019)

Figura 35
Pozo común



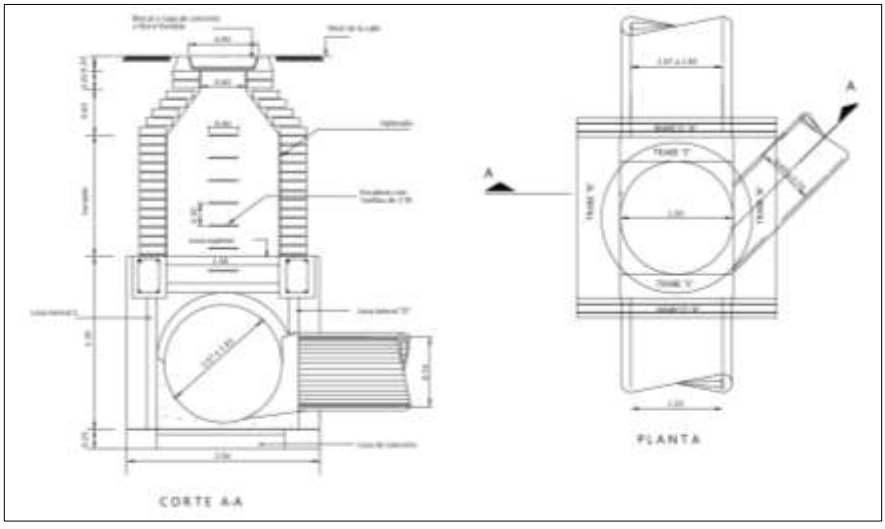
Nota: Tomado de *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento-Alcantarillado Sanitario 20* [PDF], por Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), 2019, (https://files.conagua.gob.mx/conagua/mapas/SGAPDS-1-15-Libro20.pdf)

d) **Pozos de visita tipo especial:** Este tipo de pozos son de forma similar a los pozos de visita comunes (son construidos de ladrillo de obra y tienen

forma cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior), pero son de dimensiones mayores. (CONAGUA, 2019)

e) **Pozos tipo caja:** Los pozos caja están formados por el conjunto de una caja de concreto reforzado y una chimenea de tabique similar a la de los pozos comunes y especiales (ver figura 36). Su sección transversal horizontal tiene forma rectangular o de un polígono irregular. Sus muros, así como el piso y la losa, son de concreto reforzado. Del techo arranca la chimenea que, al nivel de la superficie del terreno, termina con un brocal y su tapa, ambos de fierro fundido o de concreto reforzado, existen también de polietileno y otros materiales. Estos pozos no permiten deflexiones en las tuberías. (CONAGUA, 2019).

Figura 36
Pozo tipo caja

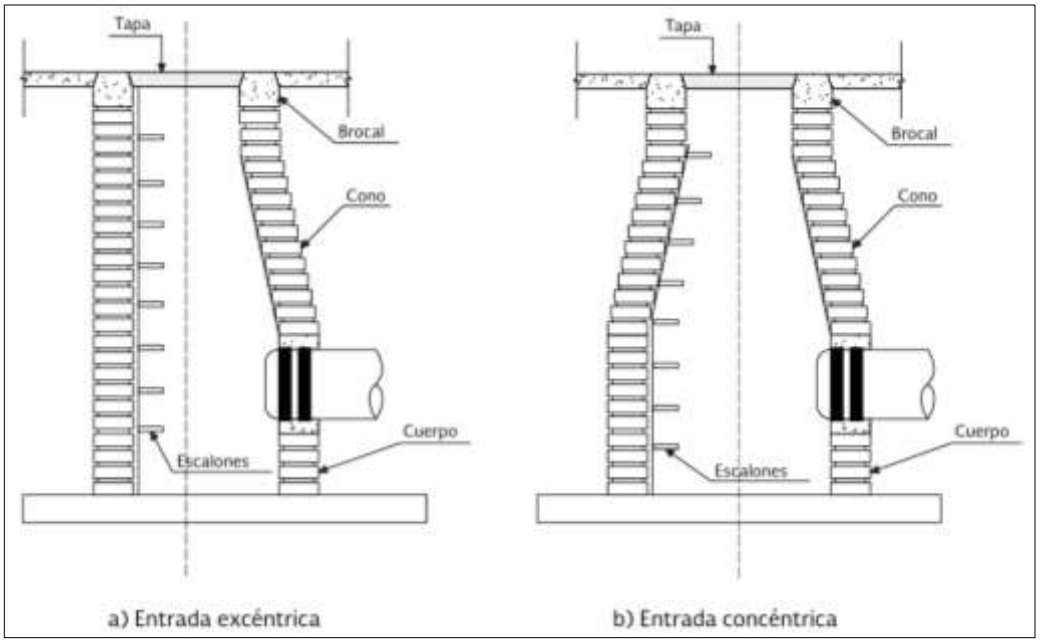


Nota: Tomado de *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento-Alcantarillado Sanitario 20* [PDF], por Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), 2019, (https://files.conagua.gob.mx/conagua/mapas/SGAPDS-1-15-Libro20.pdf)

Los componentes esenciales de los pozos de visita (ver figura 37) pueden ser:

a) Base, que incluye campanas de entrada de tubería, espigas de salida de tubería, medias cañas, y banqueta
b) Cuerpo, el cual puede ser monolítico o contar con extensiones para alcanzar la profundidad deseada mediante escalones
c) Cono de acceso (concéntrico o excéntrico)
d) Brocal
e) Tapa

Figura 37
Componentes de los pozos de visita



Nota: Tomado de *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento-Alcantarillado Sanitario 20* [PDF], por Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), 2019, (https://files.conagua.gob.mx/conagua/mapas/SGAPDS-1-15-Libro20.pdf)

3.2.3.4 Estructuras de vertido.

Estas estructuras son fundamentales para asegurar que los vertidos se realicen de manera controlada y regulada, minimizando así el impacto ambiental y cumpliendo con las normativas y regulaciones vigentes. Dependiendo del tipo de vertido y del cuerpo receptor, las estructuras de vertido pueden incluir dispositivos como compuertas, válvulas y sistemas de monitoreo para garantizar una descarga segura y eficiente.

3.2.3.5 Estaciones de bombeo.

Estas estaciones son necesarias cuando las aguas residuales de una comunidad no pueden incorporarse a la red de distribución por gravedad o cuando no se puede conducir por gravedad el agua hasta la planta de tratamiento.

Las estaciones de bombeo generalmente incluyen bombas que elevan las aguas residuales, tanques de almacenamiento para regular el flujo y sistemas de control automatizados para monitorear y operar las bombas de manera eficiente. Este tipo de infraestructura es crucial para asegurar el funcionamiento efectivo de los sistemas de alcantarillado y tratamiento de aguas residuales en áreas urbanas y rurales, cuando el drenaje por gravedad no es posible.

3.2.3.6 Obras accesorias.

Las obras accesorias son aquellas obras o dispositivos, complementarias de las tuberías o conductos, que son esenciales para el buen funcionamiento del sistema de alcantarillado sanitario, permiten la inspección y limpieza de las

alcantarillas, disipan la energía con que llega el agua y ayudan en la unión de varias tuberías en los cambios de diámetro, dirección y pendiente. (CONAGUA, 2019)

Estas obras accesorias pueden ser: cajas unión, disipadores de energía (cajas con caída), sifones invertidos, cruces elevados, cruces subterráneos con carreteras y vías de ferrocarril, cruces subterráneos con ríos, arroyos o canales, etc.

3.2.3.7 Vertederos

Son construidas para la derivación hacia otro cauce del agua, rebasando la capacidad de la estructura. Se combinan con otras estructuras de los sistemas de alcantarillado como canales o cajas de conexión, y es propiamente lo que se denomina como una Estructura de Control.

3.2.3.8 Estructura de disposición final

La disposición final de las aguas residuales se puede llevar a cabo en formas complementarias, como dirigirlas a zonas o plantas de tratamiento, para poder minimizar la presencia de contaminantes físicos y químicos en las aguas residuales antes de que sean finalmente vertidas en cuerpos receptores, asegurando así la protección del medio ambiente y la salud pública. Los sitios más comunes de disposición de las aguas residuales son:

- Vertidos en corrientes superficiales.
- Vertido en terrenos.

- Vertido en el mar.
- Vertido en lagos y lagunas.

3.2.4 Marco normativo aplicable al diseño de un sistema de alcantarillado sanitario

Para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario se debe de considerar el siguiente marco normativo:

3.2.4.1 Norma Técnica para Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado de Aguas Negras.

En el capítulo II de la Norma Técnica de ANDA, se detallan los diferentes requerimientos, especificaciones y fórmulas que deben considerarse como parte de las normas técnicas para proyectos de alcantarillado sanitario, con el fin de garantizar que el diseño cumpla con los estándares técnicos y normativos, asegurando así la eficiencia y sostenibilidad del sistema de alcantarillado.

3.2.4.2 Ley del Medio Ambiente

La ley del Medio Ambiente de El Salvador establece regulaciones y normativas que deben ser seguidas para proteger el medio ambiente y la salud pública. Por lo tanto, al realizar un diseño de un sistema de alcantarillado sanitario, esta ley se utiliza de la siguiente manera:

1) **Cumplimiento de normativas ambientales:** Asegurar que el diseño cumpla con las normativas establecidas por la ley, incluyendo límites de vertido y estándares de calidad del agua.

2) **Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)**: Realizar una EIA para identificar y mitigar los posibles efectos negativos del proyecto en el medio ambiente, obteniendo aprobación del Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN).
3) **Protección de Recursos Hídricos**: Diseñar el sistema para minimizar el impacto sobre los recursos hídricos, evitando la contaminación de ríos, lagos y acuíferos.
4) **Licencias y Permisos**: Obtener todas las licencias y permisos ambientales necesarios antes de iniciar la construcción.

3.2.4.3 Reglamento Técnico Salvadoreño RTS 13.05.01:18

El reglamento técnico salvadoreño de Aguas Residuales, en forma general, establece los parámetros de calidad de aguas residuales para descargar y manejo de lodos residuales, esto previo a su disposición final, así como también los mecanismos y procedimiento técnicos a seguir para la gestión de estos. Además, de contribuir a la recuperación, protección y aprovechamiento sostenible del recurso hídrico.

3.2.5 Estudios necesarios para el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario

3.2.5.1 Estudio de obras existentes

Mediante sondeos, se deberá determinar la localización horizontal, profundidad y diámetro de las tuberías existentes de agua potable y drenaje de aguas

pluviales, en caso de que las haya; el propósito de estos sondeos es evitar interferencias o daños durante la instalación del sistema de alcantarillado sanitario.

3.2.5.2 Estudios topográficos

Después de reconocer el área perimetral de la población a estudiar, se procede a efectuar los levantamientos topográficos, el cual debe realizarse con equipos de alta precisión, ya que la información obtenida del estudio topográfico es fundamental para la veracidad de los resultados en la modelación hidráulica. Es crucial que tanto las elevaciones como las distancias sean lo más exactas posible, permitiendo así que los cálculos hidráulicos puedan predecir con mayor precisión el comportamiento del sistema de alcantarillado sanitario.

3.2.5.3 Estudios misceláneos.

Estos estudios comprenden la recolección de datos complementarios a los ya obtenidos en la investigación. Dentro de estos se pueden mencionar los siguientes:

a) Climatología: Su influencia en los consumos de agua de la localidad, temperatura, humedad relativa del aire, influencia de los vientos.
b) Actividades económicas: El sistema de alcantarillado sanitario, deberá diseñarse tomando en cuenta el tipo de aguas residuales que son generadas por las actividades económicas de la zona, por lo que estas son importantes identificarlas.

c) Demografía: Este aspecto es sumamente importante, ya que es el elemento principal que determina el dimensionamiento del sistema a diseñar. La población que será beneficiada por el sistema es el dato que determina el caudal a suministrar. Por tanto, en esta etapa es primordial la realización de censos y estudios cualitativos de la población.
d) Redes de drenaje natural: Es importante identificar las redes de drenaje natural que existen en el lugar, dado que después, de que el agua residual, reciba el respectivo tratamiento en la planta, deberá descargarse en un cauce natural.

3.2.6 Metodología de diseño del sistema de alcantarillado sanitario.

La metodología de diseño para la red de alcantarillado sanitario se basará en la metodología definida en el diseño del sistema de agua potable, Los primeros pasos de diseño son similares a los seguidos en el sistema de abastecimiento de agua potable, específicamente la parte de período de diseño y proyección de población hasta cálculo de caudales de diseño para agua potable.

Por lo que en este apartado se explicará con mayor profundidad a partir del cálculo de caudales de diseño para aguas residuales.

3.2.6.1 Periodo de diseño

El periodo de diseño para un sistema de drenaje de aguas residuales se define de la misma forma que para un sistema de abastecimiento de agua potable y de acuerdo a la Norma técnica para Abastecimiento de agua potable y alcantarillado

de aguas negras (ANDA, 2014), se debe utilizar un periodo de diseño mínimo de 20 años.

3.2.6.2 Población de diseño

La población de diseño para la red de alcantarillado se obtiene empleando los mismos pasos definidos para el sistema de abastecimiento de agua potable, ver procedimiento en ítem 3.1.6 de este documento.

3.2.6.3 Caudal de diseño

El caudal de diseño es un parámetro esencial en el diseño de sistemas de alcantarillado sanitario, ya que representa el volumen de aguas residuales que se espera manejar en un periodo de tiempo determinado y se utiliza para dimensionar adecuadamente todos los componentes del sistema, como tuberías, estaciones de bombeo, plantas de tratamiento, pozos de visita, cajas de registro y cajas de conexión domiciliaria. La precisión en la estimación del caudal de diseño es crucial para asegurar la eficiencia y sostenibilidad del sistema.

El caudal de diseño será igual al 80% del consumo máximo horario correspondiente al final del período de diseño, más una infiltración potencial a lo largo de la tubería de 0.20 L/s/ha, para tubería de cemento y 0.10 l/s/ha para tubería PVC, (ANDA, 2014).

La capacidad de las tuberías será igual al caudal de diseño multiplicado por un factor, el cual dependerá de la magnitud de variaciones de caudal, tal como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 5
Factores para capacidad de tuberías

Ø COLECTOR	FACTOR	Ø COLECTOR	FACTOR
8" ≤ Ø ≤ 12"	2.00	36"	1.40
15"	1.80	42"	1.35
18"	1.60	48"	1.30
24"	1.50	Interceptores o emisarios	1.20
30"	1.45		

Nota: tomado de *Norma técnica para Abastecimiento de agua potable y alcantarillado de agua*s negras [PDF], por ANDA, 2019.

Para el cálculo del caudal de diseño de las aguas negras, se utiliza la siguiente formula:

$$Q_d = F[(0.8Q_{máxh}) + \llbracket(Q\rrbracket_i)]$$

Donde:

$Q_d = Caudal\ de\ diseño, L/s/ha$

$F = Factor$

$Q_{máxh} = Caudal\ máximo\ horario, l/s/ha$

$Q_i = Infiltración, l/s/ha$

3.2.6.4 Diseño de tuberías o colectores.

El diseño de las tuberías o colectores puede llevarse a cabo, mediante la realización de los cálculos de forma manual o usando un programa de cómputo que facilite su diseño.

En la actualidad existe software muy eficiente que permite analizar el comportamiento del flujo de una red de alcantarillado sanitario con un nivel de cálculo detallado y preciso mediante análisis cinemáticos y dinámicos. Mientras los procedimientos manuales se realizan con simplificaciones debido a la complejidad que presentan ciertos comportamientos del flujo, de manera que los

cálculos suelen limitarse a un análisis estático; la Norma técnica para Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillados de Aguas Negras (ANDA, 2014), indica que, para los cálculos hidráulicos, se usara la fórmula de Chezy-Manning:

$$V = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * \sqrt{S}$$

Donde:

$V = velocidad\ del\ fluido\ en \frac{m}{s}.$

$Rh = radio\ hidráulico\ en \frac{m}{s}.$

$S = pendiente, \frac{m}{m}\ o\ \frac{mm}{mm}.$

$n = coeficiente\ de\ rugosidad (0.015\ para\ concreto\ y\ 0.011\ para\ PVC)$

Cabe mencionar que cualquiera que sea la forma que se prefiera, sea manual o a través de la aplicación de un software, los cálculos hidráulicos están basados en los mismos fundamentos teóricos.

3.2.6.5 Límites de Velocidad a Tubo Lleno

En colectores primarios y secundarios: velocidad mínima real = 0.50 m/s a caudal de diseño durante el primer año de funcionamiento (ANDA, 2014). Velocidad máxima con el caudal de diseño, según tabla siguiente:

Tabla 6
Velocidad máxima de tuberías

TUBERIAS	VMAX
PVC	5.0 m/s
Hierro	4.0 m/s
Tubería de concreto	3.0 m/s

Nota: tomado de *Norma técnica para Abastecimiento de agua potable y alcantarillado de aguas negras [PDF],* por ANDA, 2019.

Estos límites de velocidad son para diseños a tubo lleno, sin embargo, podrá diseñarse a caudal “REAL” para permitir mayores pendientes en el caso de PVC o similar, (ANDA, 2014).

3.2.6.6 Diámetro mínimo de tuberías.

Para los colectores de pasajes peatonales de vivienda de interés social, los diámetros son los siguientes:

- PVC Ø 6” si longitud ≤ 100m.
- Acometidas domiciliarias Ø 6”.
- Colectores terciarios Ø 8” (material cemento o PVC).

3.2.6.7 Pendiente mínima.

El valor mínimo de pendiente será de 1% para los tramos iniciales de la red. En casos debidamente justificados se aceptará pendiente mínima de 0.5% pero para ellos, el material debe de ser de PVC y no debe encontrarse en tramos iniciales.

Las pendientes de la tubería principal y del ramal deberán cumplir la condición de auto limpieza aplicando el criterio de tensión atractiva.

3.2.6.8 Tirante.

Se dimensionará las tuberías de forma que no trabajen llenas sino a un porcentaje del 80% del diámetro, por lo que hay que calcular el tirante de agua de la tubería y al mismo tiempo debe ser el tirante mayor a 1 cm, ya que con 1 cm difícilmente se genere un arrastre.

$$1\ cm\ \leq d\ \leq 80\%d$$

3.3 Planta de Tratamiento de Aguas Residuales

3.3.1 Tipos de Aguas residuales

3.3.1.1 Aguas residuales

Las aguas residuales, conocidas también como aguas negras, son aquellas que han sido contaminadas por diferentes usos y cuya calidad ha sido modificada por la incorporación de agentes contaminantes, ya sea por la utilización en viviendas, instituciones públicas y privadas, establecimientos industriales y comerciales, entre otros. Comúnmente, estas aguas están compuestas por desechos domésticos, y en una menor medida, por residuos originados por industrias u otras actividades similares.

Según el Reglamento Técnico Salvadoreño, las aguas residuales se dividen en dos tipos principalmente:

- **Agua residual de tipo Ordinario:** es aquella agua residual generada por las actividades domesticas de los seres humanos, tales como el uso de

servicios sanitarios, lavamanos, fregaderos, lavado de ropa, etc. La distinción del agua residual de tipo ordinario, es decir, agua doméstica, en aguas negras y aguas grises, se ha vuelto una práctica habitual en tiempos modernos. (OSARTEC, 2019)

- **Aguas negras**: Las aguas negras, también conocidas como aguas servidas, forman parte de las aguas residuales de tipo doméstico. Están contaminadas con sustancias fecales y orina, ya sean producidas por desechos orgánicos humanos o animales, y provienen de inodoros, urinarios, entre otros. (OSARTEC, 2019)
- **Aguas grises:** forman parte de las aguas residuales de tipo doméstico y están conformadas por el agua contaminada procedente de la limpieza de trastes y ropa, así como del aseo personal, incluyendo duchas, baños de inmersión, piletas y bañeras. (OSARTEC, 2019)
- **Agua residual de tipo Especial:** es aquella agua residual generada por actividades agroindustriales, industriales, hospitalarias y todas aquellas que no son consideras como tipo ordinario. (OSARTEC, 2019)

Sin embargo, dentro del mismo reglamento también se menciona como forma secundaria el siguiente tipo:

- **Agua residual mixta:** son aquellas aguas residuales que surgen de la combinación de aguas residuales de tipo ordinario con aguas residuales

de tipo especial, o la combinación de las aguas residuales de tipo especial, pero de diferentes sectores productivos. (OSARTEC, 2019)

3.3.1.2 Composición de las aguas residuales.

Las aguas residuales de tipo ordinario se encuentran constituidas por un alto porcentaje por agua, cerca de un 99.9% y apenas el 0.1 % de sólidos suspendidos, coloidales y disueltos. Dentro de esta pequeña fracción de sólidos es donde se presenta mayor problema en el tratamiento y su disposición, (ver figura 38). Las aguas residuales se encuentran compuestas por elementos químicos, físicos y biológicos. Siendo así, una mezcla de materiales orgánicos e inorgánicos suspendidos o disueltos en el agua.

La mayor parte de la materia orgánica está compuesta por residuos alimenticios, heces, material vegetal, sales minerales, materiales orgánicos y diversos productos como jabones y detergentes sintéticos.

Figura 38
Composición de aguas residuales

Agua Potable	Sólidos	Gases Disueltos	Componentes Biológicos
99,9%	0,1% (por peso) Suspendidos Disueltos Coloidales Sedimentables	O2 CO2 H2S N2	Bacterias Micro y macroorganismos Virus

Nota: Tomado de *Concepto de aguas residuales y aguas negras, por Cuevadelcivil. 2011,* (https://www.cuevadelcivil.com/2011/03/concepto-de-aguas-residuales-y-aguas.html)

3.3.1.3 Características físicas de las aguas residuales.

Los constituyentes encontrados en las aguas residuales pueden ser clasificados como físicos químicos y biológicos. Existen cinco características físicas esenciales en el agua residual que pueden ser fácilmente percibidas por los sentidos:

Tabla 7
Características físicas de las aguas residuales

Color	Olor	Turbidez	Sólidos en suspensión	Temperatura
Varía desde gris a claro en aguas residuales de tipo ordinario hasta gris oscuro negro en aguas residuales industriales.	Tiene un olor desagradable debido a la presencia de compuestos orgánicos en descomposición y sustancias químicas.	La turbidez indica la claridad del agua y está relacionada con la cantidad de sólidos en suspensión.	Contienen partículas sólidas no disueltas que pueden ser orgánicas o inorgánicas.	La temperatura de las aguas residuales suele ser mayor que la del agua potable debido al uso doméstico y las actividades industriales.

Nota: Tomado de *Propiedades físicas y químicas [PPT],* por Universidad de Las Palmas de Gran Canaria, 2005, (https://www2.ulpgc.es/hege/almacen/download/29/29021/propiedadesfisicasyquimicas.ppt).

3.3.1.4 Características químicas de las aguas residuales.

Las aguas residuales contienen una variedad de compuestos químicos que pueden ser clasificados en varias categorías. Aquí se presentan las principales características químicas de las aguas residuales:

Tabla 8
Principales características químicas

Materia orgánica	La materia orgánica en las aguas residuales proviene del reino animal y vegetal, así como de las actividades humanas, y está compuesta principalmente por carbono, hidrógeno y oxígeno.
Ph (Potencial de hidrógeno)	El Ph es una medida de acidez o alcalinidad en una sustancia y puede afectar la vida acuática y las reacciones químicas en el tratamiento de las aguas residuales.
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO5)	La DBOS es una medida de la cantidad de oxígeno utilizado por los microorganismos en la estabilización de la materia orgánica en las aguas residuales.
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)	La DBO es un parámetro que mide la cantidad de materia orgánica en una muestra de agua residual.

Demanda química de oxígeno (DQO)	La DQO es un parámetro que mide la cantidad de materia orgánica e inorgánica en una muestra de agua residual mediante oxidación química.

Nota: Tomado de *Propiedades físicas y químicas [PPT],* por Universidad de Las Palmas de Gran Canaria, 2005, (https://www2.ulpgc.es/hege/almacen/download/29/29021/propiedadesfisicasyquimicas.ppt).

3.3.1.5 Características biológicas de las aguas residuales.

Estas características son fundamentales para el control de las enfermedades causadas por organismos patógenos de origen humano. Las bacterias y otros microorganismos desempeñan un papel crucial en el proceso de descomposición y estabilización de la materia orgánica. Por lo tanto, es esencial conocer los principales grupos de microorganismos que originan dichas características:

- Parásitos: son organismos que pueden causar enfermedades infecciosas en los humanos y otros animales. Estos organismos se encuentran en las aguas residuales debido a la presencia de material fecal y otros desechos orgánicos provenientes de actividades humanas e industriales.
- Hongos: son organismos eucariotas que juegan un papel significativo en la descomposición de materia orgánica. Además, contribuyen a la biodegradación de sustancias orgánicas y, en algunos casos, pueden ser indicadores de contaminación y calidad del agua.
- Rotíferos: son organismos microscópicos pertenecientes al filo Rotífera. Se encuentran comúnmente en diversos entornos acuáticos, incluidos los

sistemas de tratamiento de aguas residuales. Estos pequeños animales son importantes para la ecología de los sistemas de aguas residuales debido a su papel en la biodegradación y el control de microorganismos.

- Virus: pueden sobrevivir en el agua residual y pueden ser transmitidos a través de la excreción de individuos infectados.
- Bacterias: son organismos unicelulares que pueden multiplicarse y formar colonias en condiciones favorables en el agua residual.
- Algas: son organismos que pueden ayudar a mantener el equilibrio ecológico en las lagunas de tratamiento de agua residual. (Algor Education, s.f.)

3.3.1.6 Método de recolección de aguas residuales

En el Salvador, los métodos más utilizados para la recolección de las aguas residuales son los siguientes:

- **Método seco para colectar las excretas humanas**

El método seco para la recolección de excretas humanas consiste en el depósito de los desechos en letrinas, también conocidas como hoyos secos, o en locales especialmente diseñados para este propósito. Las excretas pueden ser trasladadas en vehículos apropiados para su evacuación definitiva o bien enterrarse en el lugar utilizando cualquier material de relleno; este sistema de letrinas se utiliza comúnmente en ciertas poblaciones como una alternativa ante

la posible dificultad técnica y económica de introducir un sistema de alcantarillado sanitario en la zona. (Díaz Reynaldo, 2015)

- **Método moderno de conducción de agua.**

El método radica en la mezcla de las excretas con una cantidad suficiente de agua para que actúe como vehículo, formando lo que se conoce como aguas negras. Estas aguas negras son conducidas y evacuadas gracias a la flotación y velocidad de escurrimiento del agua a través de un sistema de tuberías, que recolecta y traslada los desechos para su disposición final. La mezcla de materias sólidas diluidas en el agua se compone en una proporción de excretas a agua de transporte que permite su flujo conforme a las leyes de la hidráulica aplicables al agua, facilitando su traslado efectivo al punto de depósito final o tratamiento. (Díaz Reynaldo, 2015)

3.3.2 Tratamiento de las Aguas Residuales.

Se le llama Tratamiento de las Aguas Residuales al conjunto de procesos físicos, químicos y biológicos que tienen como finalidad la eliminación o reducción de la contaminación y las características no deseables que están presentes de las aguas residuales.

Los objetivos principales del tratamiento de aguas residuales son fundamentales para la protección de la salud de la población, la conservación del medio ambiente y la reutilización de los recursos hídricos. Estos objetivos se pueden resumir de la siguiente manera:

1) **Protección de la salud de la población:**
    - Eliminación de patógenos: remover bacterias, parásitos, virus y otros microorganismos que pueden causar enfermedades.
    - Reducción de contaminantes tóxicos: eliminar o reducir sustancias químicas y toxicas que pueden afectar la salud.
2) **Conservación del medio ambiente:**
    - Prevención de la Contaminación: Evitar que los contaminantes dañinos lleguen a cuerpos de agua como ríos, lagos y océanos.
    - Protección de Ecosistemas Acuáticos: Mantener la calidad del agua para preservar la flora y fauna acuática.
    - Reducción de la Carga Orgánica: Minimizar la cantidad de materia orgánica que puede causar la disminución de oxígeno en el agua y afectar a los organismos acuáticos.
3) **Reutilización de recursos hídricos:**
    - Recuperación de Agua: Producir agua tratada que pueda ser reutilizada para riego, procesos industriales, recarga de acuíferos y otros usos no potables.
    - Recuperación de Nutrientes: Extraer nutrientes, como nitrógeno y fósforo, que pueden ser utilizados como fertilizantes.
    - Producción de Energía: Generar biogás a partir de la digestión anaeróbica de lodos, que puede ser utilizado como fuente de energía renovable.

Al final de la red de alcantarillado sanitario, es de suma importancia ubicar una planta de tratamiento, pero para determinar el tipo de tratamiento de aguas residuales, se debe de tomar en consideración muchos aspectos, tales como:

- Normativas y leyes nacionales.
- Disponibilidad de terreno y el valor de este.
- Capacidades de operación y mantenimiento.
- Viabilidad económica.
- Consideraciones ambientales y sociales.

El tipo de tratamiento recomendado para las aguas residuales dependerá del uso final que se le dará al agua tratada, así como de consideraciones económicas y técnicas. De igual forma, se debe tomar a consideración el espacio físico para el desarrollo del sistema de tratamiento y también, de las posibles ampliaciones en el futuro debido a incrementos de caudal o algún tipo de tratamiento adicional. (Chinchilla Elin, 2010)

3.3.2.1 Proceso de Tratamiento para las Aguas Residuales.

Al diseñar un sistema de tratamiento de aguas residuales, es esencial seleccionar una combinación adecuada de procesos que permitan transformar las características del agua residual, desde su estado inicial hasta niveles aceptables para su vertido final. Por consiguiente, se presentan combinaciones diversas de procesos unitarios en los distintos sistemas de tratamiento.

3.3.2.2 Proceso biológico

Dentro de los objetivos principales del tratamiento biológico de aguas residuales se encuentran la reducción del contenido de materia orgánica, la eliminación de patógenos y parásitos, así como la disminución del contenido de nutrientes. Estos objetivos son cruciales para garantizar que el agua tratada cumpla con las normativas ambientales y sea segura para su vertido o reutilización. (Chinchilla Elin, 2010)

Los procesos biológicos empleados en el tratamiento de aguas residuales se clasifican según la necesidad de oxígeno de los microorganismos responsables del tratamiento. Estas clasificaciones incluyen:

Tabla 9
Clasificación de los procesos individuales con respecto a su función metabólica.

PROCESOS UNITARIOS	DENIFICIÓN
Aerobios	Procesos de tratamiento biológico que ocurren en presencia de oxígeno.
Anaerobios	Procesos en el tratamiento biológico que ocurren en ausencia de oxígeno.
Anóxicos	El proceso por medio del cual el nitrógeno de los nitratos se convierte biológicamente en nitrógeno gaseoso en ausencia de oxígeno. Este proceso se conoce también como desnitrificación anóxica.

PROCESOS UNITARIOS	DENIFICIÓN
Facultativos	Procesos de tratamiento biológico en los cuales los organismos pueden actuar en presencia o ausencia de oxígeno molecular.
Combinados	Combinaciones diferentes de procesos aerobios, anaerobios y anóxicos agrupados con el fin de conseguir un objetivo particular.

En los procesos anaerobios se pueden mencionar los siguientes:

- **Digestores anaeróbicos:** Utilizados principalmente para el tratamiento de lodos, donde los microorganismos descomponen la materia orgánica produciendo biogás (metano y dióxido de carbono) que puede ser aprovechado como fuente de energía.
- **Reactores de flujo ascendente (UASB):** El agua residual fluye hacia arriba a través de un lecho de lodos anaeróbicos, donde se produce la degradación de la materia orgánica.

Desde la década de 1960, el tratamiento biológico se ha consolidado como el sistema de depuración de aguas residuales más utilizado, siendo frecuentemente asumido como la única alternativa viable.

Si bien los costos operativos pueden ser relativamente bajos una vez que el sistema está en funcionamiento, el costo inicial y el consumo continuo de energía

son factores críticos que deben considerarse. Asimismo, aunque el proceso es considerado ecológico debido a su capacidad para tratar los residuos de manera natural, la dependencia de recursos energéticos y materiales no debe ser subestimada.

3.3.2.3 Proceso físico

El tratamiento físico de las aguas residuales es una etapa esencial en el proceso de depuración, centrada en la eliminación de sólidos y materiales no disueltos mediante métodos físicos. Estos procesos son fundamentales para preparar el agua residual para tratamientos posteriores, ya sean biológicos o químicos. A continuación, se describen los principales métodos físicos utilizados en el tratamiento de aguas residuales:

- **Desbaste:** Esta operación tiene por objeto eliminar los sólidos gruesos (tamaño grande – medio) por retención en rejas y/o tamices.
- **Desarenado:** En este proceso, el agua residual pasa por canales o tanques donde se reduce la velocidad de flujo, permitiendo que las partículas pesadas como arena, grava y otros sólidos sedimentables se depositen en el fondo.
- **Sedimentación:** es un término aplicado para la separación de las partículas suspendidas con determinado peso específico (mayor al del agua), en donde la fuerza gravitatoria es la actuante y también se da la

intervención de las operaciones unitarias más utilizadas en el tratamiento de aguas residuales.

- **Flotación:** Este método introduce aire en el agua residual, formando burbujas que se adhieren a las partículas suspendidas, haciéndolas flotar hasta la superficie, donde pueden ser removidas.
- **Filtración:** En la filtración, el agua residual se pasa a través de un medio poroso (arena, grava, carbón activado) que atrapa las partículas sólidas.

3.3.3 Métodos de tratamiento de aguas residuales

El tratamiento de las aguas residuales es una práctica que, aunque se ha llevado a cabo desde la antigüedad, hoy en día resulta fundamental para mantener nuestra calidad de vida y proteger nuestro medio ambiente. A lo largo del tiempo, las técnicas para el tratamiento de aguas residuales han evolucionado y mejorado, tanto en conocimiento como en diseño, permitiendo una depuración más eficiente y efectiva.

Cuando se evacúan los efluentes de una planta de tratamiento de aguas residuales, algunos sólidos separados quedan contenidos en ellos. Estos sólidos, conocidos como lodos, deben ser tratados de manera adecuada antes de su disposición final para evitar un impacto ambiental considerable.

El tratamiento de aguas residuales es el conjunto de procesos y tecnologías utilizados para llevar a cabo la purificación de las aguas residuales dentro de un área delimitada y bajo condiciones controladas.

Aunque existen numerosos métodos para el tratamiento de aguas residuales, todos pueden ser categorizados dentro de los siguientes procesos:

1) Tratamiento preliminar
2) Tratamiento primario
3) Tratamiento secundario
4) Tratamiento terciario
5) Tratamiento de lodos

Para la elección de métodos y procesos de tratamiento depende principalmente de los constituyentes a remover, de igual forma, del grado de remoción requerido antes que las aguas residuales tratadas puedan ser vertidas al medio ambiente. (Melgar, 2021)

3.3.3.1 Tratamiento preliminar

Se le llama así debido a que es la antesala del tratamiento de depuración que las aguas residuales recibirán. Este proceso cumple con el objetivo de regular y medir el caudal de agua que ingresa a la planta de tratamiento. Por consiguiente, se remueven los sólidos flotantes gran tamaño, la arena y la grasa presentes en las aguas residuales, (Residuales, 2017)(ver figura 39).

Estos agentes indeseables son eliminados mediante un proceso de filtración, indispensable para el correcto desarrollo de esta etapa. Durante este proceso, el agua residual es preparada para facilitar su tratamiento posterior. El objetivo principal es proteger la instalación y evitar daños a los equipos utilizados en las

distintas operaciones y procesos que conforman el sistema de tratamiento. (Residuales, 2017)

Las unidades de tratamiento preliminar más importantes son:

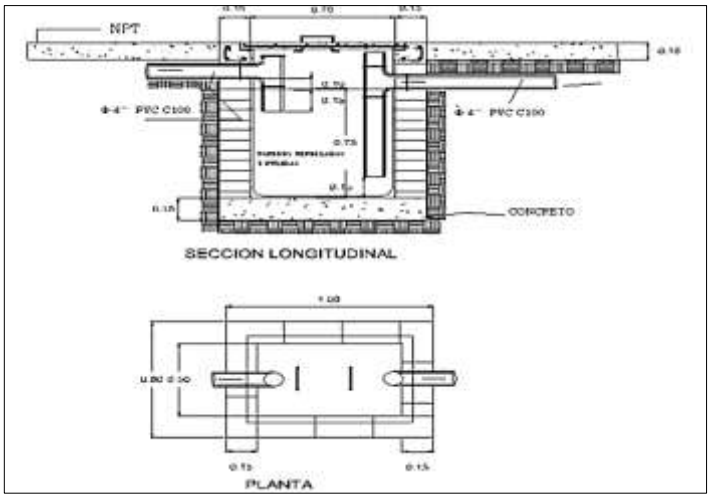
a) Tanques de homogenización.
b) Trampas de grasas y aceites.
c) Rejas y canales afluentes.
d) Desarenador.

De las unidades anteriormente mencionadas todas las plantas de tratamiento incluyen rejas y desarenadores (ver figura 40). Los demás tipos de unidades son frecuentemente empleadas para residuos líquidos industriales.

El tratamiento es físico, ya que la remoción de estos sólidos de mayor tamaño se lleva a cabo mediante procesos de tamizado y sedimentación en el desarenador.

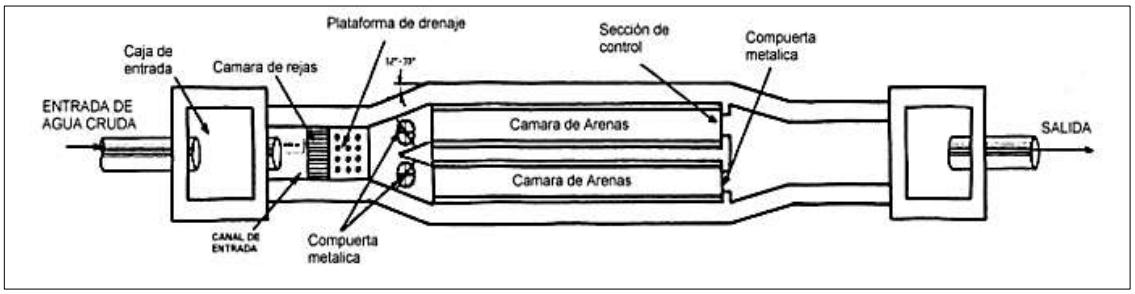
Estos procesos se basan en la interacción de fuerzas como la gravedad, diferencias de concentración y el tamaño de las partículas. (Melgar, 2021)

Figura 39
Trampa de Gradas y aceites



Nota: Tomado de *Diseño del sistema de drenaje pluvial, alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas residuales para el casco urbano del municipio de Comasagua, departamento de la libertad [Tesis]*, por Mercado, K., Zamora, N., 2021.

Figura 40
Rejas, canales y desarenadores



Nota: Tomado de *Diseño del sistema de drenaje pluvial, alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas residuales para el casco urbano del municipio de Comasagua, departamento de la libertad [Tesis]*, por Mercado, K., Zamora, N., 2021.

3.3.3.2 Tratamiento primario

Este tratamiento tiene como objetivo la eliminación de cierto % de los sólidos de suspensión y parte de la DBO. De manera general, parte de los sólidos suspendidos están constituidos por materia orgánica, consecuencia del tratamiento primario, suele ser la reducción de la DBO. El grado de reducción de estos índices de contaminación depende del proceso utilizado y de las características del agua residual. (USAID)

En ocasiones, se potencia el tratamiento primario con la adición de reactivos, lo que aumenta la formación de sólidos sedimentables a partir de sólidos coloidales o disueltos. En otros casos, es necesario proceder a la neutralización del pH antes de la siguiente etapa de tratamiento. La actividad biológica no es particularmente importante en el tratamiento primario, aunque la materia orgánica y los lodos residuales pueden sufrir una digestión parcial si el tiempo de retención es largo. (Melgar, 2021)

Dependiendo del proceso o tratamiento, se pueden utilizar para el Tratamiento

Primario cualquiera de las siguientes unidades:

1. **Sedimentador Primario:**
    a. Descripción: Un tanque donde el agua residual se almacena temporalmente para permitir que los sólidos suspendidos se asienten en el fondo por acción de la gravedad.

b. Función: Remover sólidos sedimentables y reducir la carga de materia orgánica, (ver figura 41)

Figura 41
Sedimentador tipo Dortmund.

Nota: Tomado de *Guía de referencia de Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales utilizados en Centro América,* por USAID.
(https://www.sica.int/busqueda/busqueda_archivo.aspx?Archivo=odoc_73992_1_23102012.pdf)

2. Trampa de Grasas:

a. Descripción: Un dispositivo que separa y retiene grasas, aceites y sólidos ligeros del agua residual.

b. Función: Prevenir la acumulación de grasas y aceites que pueden obstruir tuberías y dañar equipos en etapas posteriores del tratamiento, (ver figura 42).

Figura 42
Trampa de Grasas

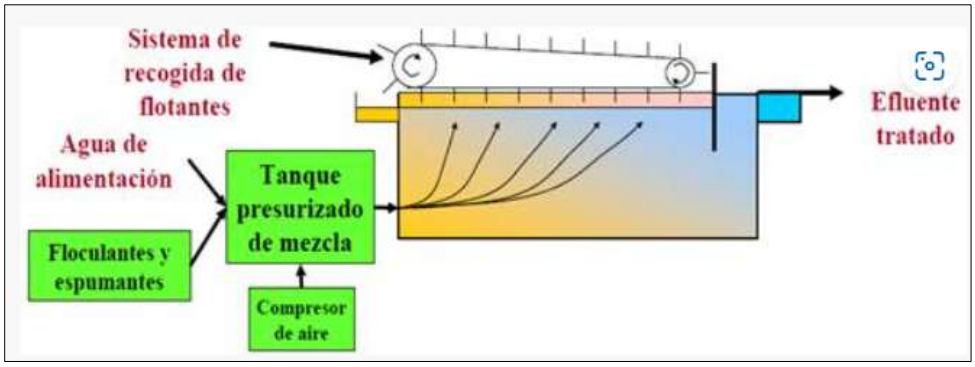
Nota: Tomado de *Guía de referencia de Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales utilizados en Centro América,* por USAID. (https://www.sica.int/busqueda/busqueda_archivo.aspx?Archivo=odoc_73992_1_23102012.pdf)

3. Flotación:

a. Descripción: Un proceso en el cual el aire es inyectado en el agua residual, creando burbujas que se adhieren a partículas sólidas, haciéndolas flotar hacia la superficie donde pueden ser removidas.

b. Función: Eliminar sólidos suspendidos, aceites y grasas, (ver figura 43).

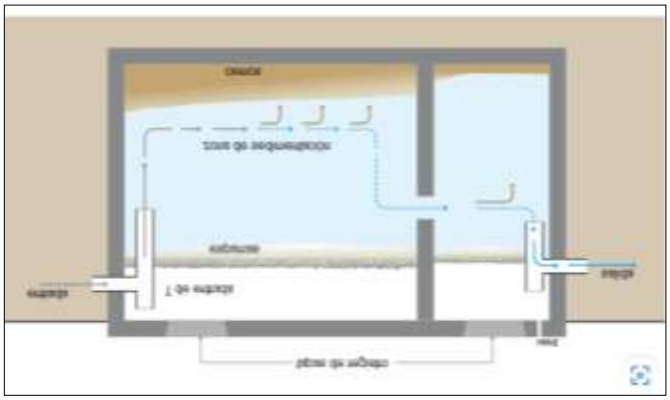
Figura 43
Sistema de Flotación



Nota: Tomado de *Tratamiento Primerio del Agua y Aguas Residuales,* por SPENA GROUP, 2016, (https://spenagroup.com/tratamiento-primario-del-agua-aguas-residuales-sistema-flotacion/)

4. **Fosa Séptica:**
    a. Descripción: Un tanque subterráneo que recoge y trata aguas residuales domésticas, permitiendo que los sólidos se asienten en el fondo y los líquidos se dispersen a través de un campo de absorción.
    b. Función: Proveer tratamiento primario a pequeña escala, común en áreas sin acceso a sistemas de alcantarillado centralizados, (ver figura 44).

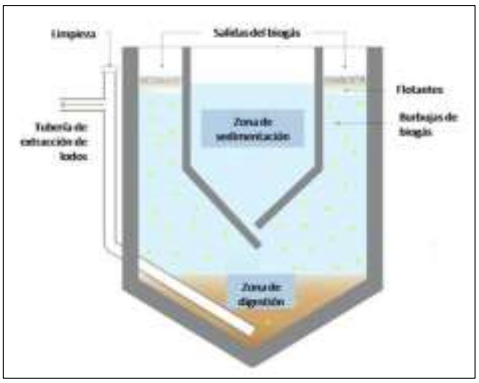
Figura 44
Fosa Séptica



Nota: Tomado de *¿Qué es una fosa séptica?, por Zarza, L., 2020*, (https://www.iagua.es/respuestas/que-es-fosa-septica).

5. **Tanque Imhoff:**
    a. Descripción: Un tipo de tanque de sedimentación que combina sedimentación y digestión en un solo sistema. Tiene una cámara inferior donde los lodos se digieren anaeróbicamente.
    b. Función: Proveer tratamiento primario y parcial digestión de lodos en un solo tanque, (ver figura 45).

Figura 45
Tanque Imhoff



Nota: Tomado de *El modesto tanque Imhoff: fundamentos y diseño,* Salas, L., 2020, (www.iagua.es/blogs/juan-jose-salas/modesto-tanque-imhoff-fundamentos-y-diseno).

3.3.3.3 Tratamiento secundario

El objetivo del tratamiento secundario es eliminar el material orgánico en suspensión. Esto se logra mediante procesos biológicos que aprovechan la acción de microorganismos, los cuales degradan o transforman la materia orgánica a través de su proceso de alimentación. (USAID).

El grado de reducción de los índices de contaminación depende del proceso utilizado y de las características del agua residual. Para el Tratamiento Secundario dependiendo el tipo o proceso de tratamiento se pueden utilizar cualquiera de las siguientes unidades que se describirán posteriormente:

a) Filtro Percolador y Sedimentación Secundaria si el tratamiento primario es Sedimentador primario o Reactor Anaeróbico de Flujo Ascendente, (ver figura 46).

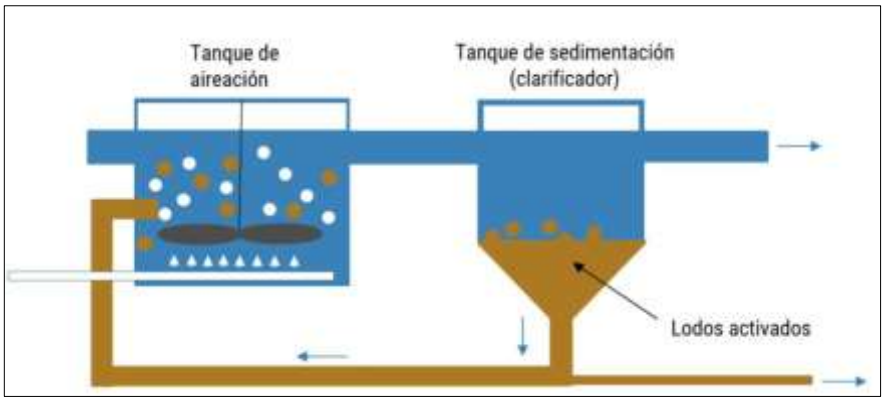
Figura 46
Filtro Percolador

Nota: Tomado de *Guía de referencia de Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales utilizados en Centro América,* por USAID.

https://www.sica.int/busqueda/busqueda_archivo.aspx?Archivo=odoc_73992_1_23102012.pdf)

b) Sedimentación Secundaria en planta de lodos activados, (ver figura 47).

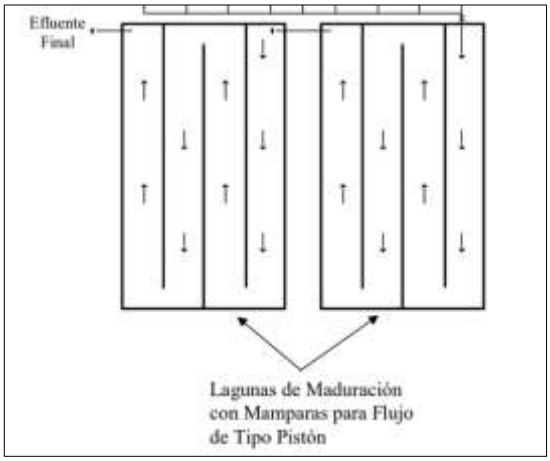
Figura 47
Sedimentación secundaria en planta de lodos activados



Nota: Tomado de *Tratamiento de aguas residuales*, *¿cómo funciona?*, por Cropaia, 2025, (https://cropaia.com/es/blog/tratamiento-de-aguas-residuales/)

c) Laguna de maduración, si el tratamiento primario es Laguna Facultativa, (ver figura 48).

Figura 48
Laguna de maduración



Nota: Tomado de *Lagunas de estabilización [PDF],* por Joint Research Centre, (https://aquaknow.jrc.ec.europa.eu/sites/default/files/3.lagunas_de_estabilizacion_0.pdf)

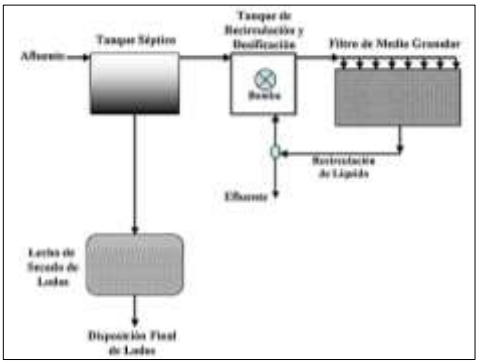
d) Laguna Facultativa, si el tratamiento primario es Laguna Anaerobia o Aerobia, (ver figura 49).

Figura 49
Laguna Facultativa

Nota: Tomado de *Tratamiento de aguas residuales: Sistemas facultativos [PDF],* por Universidad de Salamanca, (https://cidta.usal.es/cursos/edar/modulos/edar/unidades/LIBROS/logo/pdf/facultativas.PDF)

e) Filtro de Medio Granular con Recirculación, si el tratamiento primario es Fosa Séptica, (ver figura 50).

Figura 50
Filtro de medio granular con circulación.



Nota: Tomado de *Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas en Centroamérica [PDF],* por Sistema de la Integración Centroamericana (SICA), 2012, (https://www.sica.int/busqueda/busqueda_archivo.aspx?Archivo=libr_69104_1_02062012.pdf).

3.3.3.4 Tratamiento terciario

El tratamiento terciario de las aguas residuales tiene como objetivo eliminar la carga orgánica residual y otras sustancias contaminantes no eliminadas en los tratamientos secundarios.

Este procedimiento puede ser biológico o fisicoquímico, siendo el método fisicoquímico el más comúnmente empleado. Las técnicas utilizadas incluyen la precipitación, la filtración y la cloración, con el propósito de reducir drásticamente los niveles de nutrientes inorgánicos, principalmente fosfatos y nitratos, en el efluente final. (SETAPHT)

La elección de los procesos dependerá de los tratamientos primarios y secundarios implementados, y de la calidad de las aguas para su uso posterior que depende de la legislación vigente. (VALDIVIELSO, ALBERTO)

Las diferentes tecnologías para los procesos de tratamiento terciario se anotan a continuación:

- Fisicoquímicos: operación para eliminar la materia en suspensión utilizando operaciones mecánicas y aditivos químicos, como la coagulación, floculación y decantación (sedimentación).
- Filtración: operación en la que el agua pasa a través de un medio poroso, reteniendo la mayor cantidad posible de materia en suspensión. Puede ser filtración profunda o superficial.
- Flotación con aire disuelto: operación que consiste en generar burbujas de gas, donde el aire de la burbuja contiene las partículas presentes del agua tratada que se elevan hasta la superficie y salen del procesado.
- Oxidaciones avanzadas: operación para degradar compuestos orgánicos en medio acuoso.
- Membranas de filtración: operación que se basa en impedir por exclusión el paso a través de la membrana de contaminantes de mayor tamaño que el diámetro de poro de la membrana. Por un lado, se distinguen la fuerza impulsora generada por el diferencial de presión transmembrana en

microfiltración, ultrafiltración, nanofiltración, ósmosis inversa y, por otro lado, la electrodiálisis, cuya fuerza impulsora es el diferencial de potencial eléctrico transmembrana.

- Desinfección: operación que consiste destruir o inactivar los microorganismos que puedan causar enfermedades. Se puede distinguir el uso de la radiación ultravioleta, la cloración y la ozonización. (VALDIVIELSO, ALBERTO)

3.3.3.5 Tratamiento de lodos

Los sólidos primarios gruesos y los bio-sólidos secundarios acumulados en un proceso de tratamiento de aguas residuales se denominan lodos, y deben ser tratados y dispuestos de manera segura. Este material a menudo se contamina inadvertidamente con compuestos orgánicos e inorgánicos. (USAID)

El propósito de la digestión es reducir la cantidad de materia orgánica y el número de microorganismos presentes en los sólidos que causan enfermedades. Las opciones más comunes de tratamiento incluyen la digestión anaerobia, la digestión aerobia y la deshidratación o secado.

a) Digestión de lodos: Los lodos producidos en las plantas de tratamiento de aguas residuales se generan durante las fases primaria, secundaria y terciaria, donde se emplea una combinación de procesos físicos, químicos y biológicos.

En la fase primaria, se separan del agua servida componentes flotantes, basura arrastrada por el flujo del agua y arena. Los lodos están formados por sustancias contaminantes y peligrosas para la salud, por lo que deben ser tratados adecuadamente. Los lodos extraídos de los procesos de tratamiento de aguas residuales domésticas e industriales tienen un contenido sólido que varía entre el 0.25% y el 12% de su peso. (SPENA GROUP, 2016)

b) Deshidratación o secado de lodos: La deshidratación de lodos es la práctica de minimizar los residuos por volumen para preparar su eliminación efectiva. Los lodos se originan durante el proceso de tratamiento de las aguas residuales antes de que éstas puedan ser devueltas al medio ambiente.

   Los lodos, que desde hace tiempo suponen un reto para la industria del tratamiento del agua, son el subproducto extraído de los lodos durante el proceso de tratamiento de las aguas residuales industriales o municipales. La deshidratación de los lodos con un filtro prensa de deshidratación reduce significativamente su peso y su volumen antes de su eliminación. (MICRONICSINC)

3.3.4 Marco normativo aplicable a la planta de tratamiento de aguas residuales.

3.3.4.1 Norma Técnica para Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillados de Aguas Negras.

En el Capítulo II se establece la carga máxima de DBO en 60 mg/l después de la depuración de las aguas residuales en una planta de tratamiento.

3.3.4.2 Reglamento sobre la Calidad del Agua, el Control de Vertidos y Zonas de Protección (Decreto 50).

Este reglamento incluye normas sobre depuración y tratamiento de aguas, protección de recursos hídricos, consideraciones sobre aguas residuales domésticas y límites permisibles para el vertido en el sistema de alcantarillado.

3.3.4.3 Reglamento Especial de Aguas Residuales (Decreto 39).

El reglamento establece las obligaciones para la operación de plantas de tratamiento, los análisis obligatorios y complementarios, las consideraciones sobre el muestreo, el análisis y los informes operacionales, así como las pautas para el reúso de las aguas residuales.

3.3.4.4 Aguas Residuales Descargadas a un Cuerpo Receptor (NSO 13.07.03:02 CONACYT).

Esta norma establece los parámetros permisibles para las aguas residuales descargadas a un cuerpo receptor, tanto ordinarias como especiales. Además,

especifica los requisitos para la toma de muestras y los métodos de análisis para determinar los parámetros contemplados.

3.3.5 Metodología de diseño de planta de tratamiento de aguas residuales.

Para diseñar una planta de tratamiento de aguas residuales, es fundamental calcular la población futura y los caudales correspondientes. Este proceso fue descrito en el proceso de diseño del sistema de abastecimiento de agua potable. Por lo tanto, se proseguirá a partir de estos dos puntos mencionados.

3.3.5.1 Caracterización del agua residual

La norma salvadoreña NSO 13.49.01:09, "Aguas Residuales Descargadas a un Cuerpo Receptor", establece los parámetros y los valores máximos permisibles de los diferentes contaminantes que pueden ser descargados a un cuerpo receptor provenientes de aguas residuales de origen doméstico, como se muestra a continuación:

Tabla 10
Parámetros máximos permitidos en el fluente del sistema para aguas residuales domésticas.

PARAMETRO	VALOR MAXIMO PERMISIBLE
Demanda Bioquímica De Oxigeno (DBO5)	60 mg/L
Demanda Química de Oxigeno (DQO)	150 mg/L
Potencial de Hidrógeno (pH)	5-9
Solidos Suspendidos	60 mg/L
Solidos Sedimentables	1 mg/L
Aceites y Grasas	10 mg/L
Fosforo Total	3 mg/L
Temperatura	30 +- 5°C

Nota: En esta tabla se muestra los parámetros máximos permitidos para el fluente de un sistema de aguas residuales domésticas. Adaptado de *Aguas residuales descargadas a un cuerpo receptor* [PDF], por Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACY), 2019.

3.3.5.2 Parámetros de diseño

Cuando la red de alcantarillado no existe y se pretende desarrollar un proyecto de tratamiento junto al proyecto de la red de alcantarillado, se debe hacer uso de las concentraciones usuales en las aguas residuales domésticas, determinadas de los estudios realizados a otras aguas residuales del mismo tipo, con similares condiciones de las que se encuentran en estudio.

Por ejemplo, los datos que se presenta a continuación fueron determinados de estudios realizados a unas aguas residuales que se compararon con los valores máximos permitidos por la Norma propuesta del CONACYT para aguas residuales de tipo ordinario: Como se puede observar en Tabla 11, todos los resultados de la caracterización sobrepasan los valores máximos que están en la norma del CONACYT (NSO 13.49.01.09) por lo tanto, deberán diseñarse unidades cuyas eficiencias garanticen el cumplimiento de la norma.

Tabla 11
Valores correspondientes a parámetros para estudio de efluente en estado crudo

PARAMETRO	UNIDADES	RESULTADO OBTENIDO	LIMITES DE PROPUESTA CONACYT	OBSERVACIONES
Sólidos suspendidos	mg/l	365	60	El parámetro se encuentra fuera del rango
Sólidos sedimentables	mg/l	4	1	El parámetro se encuentra fuera del rango
DBO_5	mg/l	314.92 mg/l	60	El parámetro se encuentra fuera del rango
DQO	mg/l	_	150	El parámetro no puede ser comparado
Aceites y grasas	mg/l	39.68	20	El parámetro se encuentra fuera del rango

Nota: Esta tabla muestra los valores correspondientes a parámetros de estudio de un efluente en estado crudo. Tomado de *Diseño de sistema de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas residuales para la ciudad san josé guayabal, municipio de san josé guayabal, departamento de cuscatlán*, por Elin Chinchilla.

3.3.5.3 Diseño de los elementos.

Pre - tratamiento

Sistema de rejas: Para el diseño de los elementos de la planta de tratamiento se tomarán en cuenta parámetros como se presenta a continuación:

Tabla 12
Comparación de normas internacionales

Parámetro	Unidad	Valor Del Parámetro Según					
		Norma Boliviana		Norma Colombiana		Norma Mexicana	
Tipo de limpieza	-	manual	mecánica	manual	mecánica	manual	mecánica
Tipo de barra	-			rectangular		Rectangular	
Espesor de barra	mm	-	-	-	-	5-15	-
Ancho de barra	mm	-	-	-	-	30-75	-
Espaciamiento entre barras	mm			15 a 50	3 y 77	20 y 50	-
Velocidad entre barras limpias	mm	-	-	-	0.6 y 1.2	0.6 a 0.75	-
Velocidad de aproximación	m/s	-	-	0.3 y 0.6	0.3 y 0.9	0.3 y 0.6	-
Angulo de inclinación de las barras(con respecto a la horizontal)	grados	-	-	-	-	45 y 60	-

Nota: Adaptado de *Operaciones unitarias y procesos en ingeniería ambiental,* por Reynolds and Richards, 1996.

(https://avys.omu.edu.tr/storage/app/public/yuksel.ardali/133027/Tom%20D.%20Reynolds_%20Paul%20A.%20Richards%20%20Unit%20Operations%20and%20Processes%20in%20Environmental%20Engineering-Thomson-PWS%20(1996).pdf)

Tabla 13
Parámetros de diseño para las rejillas

Parámetro	Parámetro recomendado
Forma de barra	Rectangular No debe utilizar barras de refuerzo
Ancho de barra	5 – 15 mm
Espesor de barra	25 – 40 mm
Espaciamiento (aberturas) entre barras	25 – 50 mm 50 mm recomendado para que las heces humanas pasen por las barras.
Inclinación con la vertical	45 – 60°
Plataforma de drenaje	Suficientemente ancha para realizar el almacenamiento temporal del material retenido en condiciones sanitarias
Canaleta de desvió (By-pass)	Suficiente para desviar el caudal máximo durante una emergencia
Material de construcción de barras y plataforma de drenaje	Acero inoxidable o galvanizado y aluminio
Velocidad de aproximación	0.45 m/s
Tiempo de retención en canal de aproximación	>= 3 s
Largo de canal de aproximación	>= 1.35 m.
Velocidad a través de las barras	<= 0.6 m/s para caudal promedio <= 0.9 m/s para caudal máximo
Perdida de carga máxima	0.15 m.
Cantidad de material retenido	0.008 – 0.038 m^3/1000 m^3.
Disposición de material retenido	Solución técnica utilizando métodos sanitarios

Nota: Adaptado de *Operaciones unitarias y procesos en ingeniería ambiental,* por Reynolds and Richards, 1996(https://avys.omu.edu.tr/storage/app/public/yuksel.ardali/133027/Tom%20D.%20Reynolds_%20Paul%20A.%20Richards%20%20Unit%20Operations%20and%20Processes%20in%20Environmental%20Engineering-Thomson-PWS%20(1996).pdf)

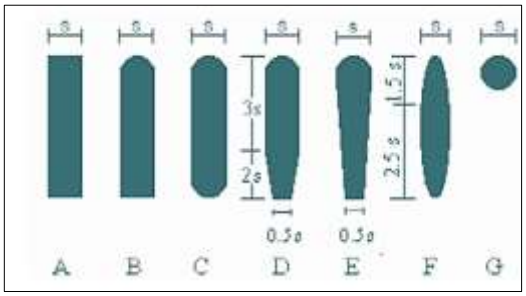
Tabla 14
Factor de forma para rejillas

	Forma De Sección Transversal						
Factor De Forma	**A**	**B**	**C**	**D**	**E**	**F**	**G**
β	**2.42**	**1.83**	**1.67**	**1.035**	**0.92**	**0.76**	**1.79**

Nota: Adaptado de *Operaciones unitarias y procesos en ingeniería ambiental,* por Reynolds and Richards, 1996.

(https://avys.omu.edu.tr/storage/app/public/yuksel.ardali/133027/Tom%20D.%20Reynolds_%20Paul%20A.%20Richards%20%20Unit%20Operations%20and%20Processes%20in%20Environmental%20Engineering-Thomson-PWS%20(1996).pdf)

Figura 51
Sección de la rejilla



Nota: Adaptado de *Operaciones unitarias y procesos en ingeniería ambiental,* por Reynolds and Richards, 1996.

(https://avys.omu.edu.tr/storage/app/public/yuksel.ardali/133027/Tom%20D.%20Reynolds_%20Paul%20A.%20Richards%20%20Unit%20Operations%20and%20Processes%20in%20Environmental%20Engineering-Thomson-PWS%20(1996).pdf)

3.3.5.4 Desarenador

Para el diseño del desarenador se utilizan algunos criterios establecidos por las normas mexicanas, bolivianas y colombiana.

Tabla 15
Parámetros recomendados para el diseño de desarenadores

Parámetro	Valor Del Parámetro Según			
	Unidad	Norma Boliviana	Norma Colombiana	Norma Mexicana
Numero de cámaras desarenadoras	Unidad	2	2	2
Velocidad en las cámaras	m/h	0.2-0.4	0.2-0.4	0.3 – 0.36
Tiempo de retención hidráulico	Minutos	20 segundos y 3 minutos	20 segundos y 3 minutos	A definir oportunamente
Tasa de desbordamiento	$m^3/m^2/día$	700 y 1600	700 y 1600	1080 y 1680
Tipo de limpieza	-	Manual para Qmax inferiores a 50 L/s	Manual para Qmax< 50 L/s	Manual
Caudal de diseño	m^3/ día	Qmax horario	Qmax horario	Qmax horario
Frecuencia mínima de limpieza	Semana	-	-	1 vez
Estructuras de control de caudal	unidad	Sutro	Sutro	Sutro, Parshall o Palmer

Nota: Adaptado de *Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador,* por USAID, 2011, (https://oldri.ues.edu.sv/id/eprint/4197/1/Manual%20para%20el%20dise%C3%B1o%20de%20unidades%20de%20tipo%20biologico%20en%20plantas%20de%20tratamiento%20de%20aguas%20residuales%20dom%C3%A9sticas%20en%20El%20Salvador.pdf).

3.3.5.5 Medidor de caudal Parshall

Tabla 16
Limites de aplicación de medidores Parshall con descarga libre.

W(Garganta)		Capacidad L/s	
	cm	*mínimo*	*máximo*
3"	7.6	0.9	53.8
6"	15.2	1.5	110.4
9"	22.9	2.6	251.9
1'	30.5	3.1	455.6
1.5'	45.7	4.3	696.2
2'	61.0	11.9	936.7
3'	91.5	17.3	1426.3
4'	122.0	36.8	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	220.0	5660.0

Nota: Adaptado de *Manual de Hidráulica,* por J. M. Acevedo Neto y Guillermo Acosta Álvarez, 1975, (https://www.academia.edu/35826793/Manual_de_hidraulica_azevedo_netto)

Tabla 17
Tomado de dimensiones típicas de medidores Pharsall

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	2.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61	33	40.3	45.7	30.5	61	7.6	11.4
9"	22.9	88	86.4	38	57.5	61	30.5	45.7	7.6	11.4
1'	30.5	137.2	134.4	61	84.5	91.5	61	91.5	7.6	22.9
1.5'	45.7	144.9	142	76.2	102.6	91.5	61	91.5	7.6	22.9
2'	61	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61	91.5	7.6	22.9
3'	91.5	167.7	164.5	122	157.2	91.5	61	91.5	7.6	22.9
4'	122	183	179.5	152.5	193.8	91.5	61	91.5	7.6	22.9
5'	152.5	192.3	194.1	183	230.3	91.5	61	91.5	7.6	22.9
6'	183	213.5	209	213.5	266.7	91.5	61	91.5	7.6	22.9
7'	213.5	228.8	224	244	303	91.5	61	91.5	7.6	22.9
8'	244	244	239.2	239.2	340	91.5	61	91.5	7.6	22.9
10'	305	274.5	427	427	475.9	122	91.5	183	15.3	34.3

Nota: Adaptado de *Manual de Hidráulica,* por J. M. Acevedo Neto y Guillermo Acosta Álvarez, 1975, (https://www.academia.edu/35826793/Manual_de_hidraulica_azevedo_netto)

3.3.5.6 Tratamiento primario

Tabla 18
Cantidad normal de fango producido en distintos procesos de tratamiento.

Procesos De Tratamiento	CANTIDAD NORMAL DE FANGO			humedad %	Peso Específico De S. Del Fango	Peso Específico Del Fango	Sólidos Secos	
	m^3/miles de m^3 de AR	t/miles de m^3 de AR	m^3/1000 persona y día				kg/miles de m^3 de AR	kg/1000 personas y día
Sedimentación Primaria								
Sin Digerir	2.95	3.3	1.09	95	1.4	1.02	150	56
Digeridos En Tanques Separados	1.45	1.65	0.53	94	-	1.03	90	34
Digeridos Y Deshidratados En Lechos De Arena	-	0.25	0.16	60	-	-	90	34
Digeridos Y Deshidratados En Filtro De Vacio	-	0.36	0.12	72.5	-	1	90	34
Filtro Percolador	0.745	0.83	0.27	92.5	1.33	1.025	57	22
Precipitación Química	5.12	5.8	1.9	92.5	1.93	1.03	396	150
Deshidratado En Filtro De Vacio	-	1.58	0.55	72.5	-	-	396	150
Sedimentación Primaria Y Fango Activado								
Sin Digerir	6.9	7.8	2.55	96	-	1.02	280	106
Sin Digerir Y Deshidratado En Filtro De Vacio	1.48	1.55	0.56	80	-	0.95	280	106
Digerido En Tanque Separado	2.7	3	1	94	-	1.03	168	63
Digerido Y Deshidratado En Lechos De Arena	-	0.45	0.5	60	-	-	168	63
Digerido Y Deshidratado En Filtros De Vacio	-	0.92	0.33	80	-	0.95	168	63
Fango Activado								
Fango Húmedo	19.4	20	7.2	98.5	1.25	1.005	270	102
Deshidratado En Filtro De Vacio	-	1.5	0.53	80	-	0.95	270	102
Secado Por Calentadores Térmicos	-	0.3	0.08	4	-	1.25	270	102
Fosas Sépticas, Digerido	0.9	-	0.32	90	1.4	1.04	97	37
Tanque Imhoff, Digerido	0.5	-	0.18	85	1.27	1.04	83	31

Nota: Adaptado de *Tratamiento, vertido y reutilización,* por Ángel Cajigas, 1975, (https://www.academia.edu/35826793/Manual_de_hidraulica_azevedo_netto)

Tabla 19
Información típica para el diseño de sedimentos primarios

Parámetro	Valor	
	Intervalo	Típico
Sedimentación Primaria Seguida De Tratamiento Secundario		
Tiempo De Detención, H	1.5 - 2.5	2
Carga Superficial, $M^3/M^2.H$		
A Caudal Medio	1.35 - 2.05	
A Caudal Máximo	3.4 - 5.1	4.25

Nota: Adaptado de *Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales*, por Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA), 1976, *(https://oldri.ues.edu.sv/id/eprint/4197/1/Manual%20para%20el%20dise%C3%B1o%20de%20unidades%20de%20tipo%20biologico%20en%20plantas%20de%20tratamiento%20de%20aguas%20residuales%20dom%C3%A9sticas%20en%20El%20Salvador.pdf)*

3.3.5.7 Tratamiento secundario

- **Sistema de filtro percolador**

Tabla 20
Características de diseño para los diferentes tipos de filtros percoladores

	TASA BAJA	TASA INTERMEDIA	TASA ALTA	TASA SUPERALTA	RUGOSO	DOS ETAPAS
medio filtrante	roca escoria	roca escoria	roca	plástico	plástico madera roja	roca plástico
Carga hidráulica, $m^3/(m^2.d)$	0.9 - 3.7	3.7 -9.4	9.4 - 37.4	14 - 84.2	46.8 - 187.1 (no incluye recirculación)	9.4 - 37.4- (no incluye recirculación)
carga orgánica kgDBO5/(m^3.d)	0.1 - 0.5	0.2 - 0.5	0.5 - 1	0.5 - 1.6	1.6 - 8	1 - 1.9
profundidad, m	1.8 - 2.4	1.8 - 2.5	0.9 - 1.8	3 - 12.2	4.6 - 12.2	1.8 - 2.4
tasa de recirculación	0	0 - 1	1 - 2	1 - 2	1 - 4	0.5 - 2
eficiencia de remoción de DBO5,%	80 - 90	50 - 70	65 - 85	65 - 80	40 - 65	85 - 95
efluente	bien nitrificado	parcialmente nitrificado	poca nitrificación	poca nitrificación	no hay nitrificación	bien nitrificado
desprendimiento	intermitente	intermitente	continuo	continuo	continuo	continuo

Nota: Adaptado de *Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales*, por Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA), 1976, *(https://oldri.ues.edu.sv/id/eprint/4197/1/Manual%20para%20el%20dise%C3%B1o%20de%20unidades%20de%20tipo%20biologico%20en%20plantas%20de%20tratamiento%20de%20aguas%20residuales%20dom%C3%A9sticas%20en%20El%20Salvador.pdf)*.

- **Sedimentador secundario**

Tabla 21
Valores recomendados de carga superficial

Tipo de tratamiento	Tasa de Carga Superficial($m^3/m^2.d$) caudal promedio	caudal pico
Sedimentación Siguiendo Proceso De Lodos Activados (Excluyendo Aireación Extendida)	16 - 32	40 - 48
Sedimentación Siguiendo Un Proceso De Lodos Activados Con Oxigeno	17 - 32	41 - 48
Sedimentación Siguiendo Un Procesos De Aireación Extendida	8 - 16	24 - 32
Sedimentación Seguida Por Filtros Percoladores	16 - 24	40 - 48
Sedimentación Seguida Por Biodiscos		
Efluente Secundario	16 - 32	40 - 48
Efluente Nitrificado	16 - 24	32 - 40

Nota: Adaptado de *Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales*, por Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA), 1976, *(https://oldri.ues.edu.sv/id/eprint/4197/1/Manual%20para%20el%20dise%C3%B1o%20de%20unidades%20de%20tipo%20biologico%20en%20plantas%20de%20tratamiento%20de%20aguas%20residuales%20dom%C3%A9sticas%20en%20El%20Salvador.pdf)*

3.3.5.8 Tratamiento de lodos

- **Digestor de lodos**

Tabla 22
Digestión discontinua de los lodos de sedimentación libre a diferentes temperaturas

Digestión discontinua de los lodos de sedimentación libre a diferentes temperaturas.

Temperatura (°F)	50.0	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0
Temperatura (°C)	10.0	15.6	21.1	26.7	32.2	37.8
Periodo de Digestión, días	75.0	56.0	42.0	30.0	25.0	24.0
Tipo de Digestión	Mesofílica					

Nota: Adaptado de *Ingeniería sanitaria y de aguas residuales,* por Fair Geyer Okun, (https://www.academia.edu/35826793/Manual_de_hidraulica_azevedo_netto).

- **Patio de secado de lodos**

Tabla 23
Comparación de parámetros para el diseño de sistema de fosa séptica

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según		
		Norma Boliviana	Norma Colombiana	Norma Mexicana
Tanque Séptico				
Distancia de construcciones, límites de terrenos, sumideros y campos de infiltración	m		1.50	
Distancia de árboles y cualquier punto de redes públicas de abastecimiento de agua.	m		3.0	
Distancia de pozos subterráneos y cuerpos de agua de cualquier naturaleza	m		15.0	
Profundidad útil del tanque séptico	m	1.20 a 2.80*	1.20 a 2.80*	
Largo interno mínimo	m		0.80	
Relación Largo/ Ancho	-	2:1 a 4:1	2:1 a 4:1	
Número de cámaras	u	2	2	
Tiempo de retención	días	0.5 – 1.0 *		

Nota: Adaptado de *Ingeniería sanitaria y de aguas residuales,* por Fair Geyer Okun, (https://www.academia.edu/35826793/Manual_de_hidraulica_azevedo_netto).

CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Para realizar con éxito este trabajo, se ha programado una metodología para lograr recopilar información de calidad y que sea de interés para el desarrollo de este trabajo de graduación. Las diferentes etapas en la propuesta de esta metodología de investigación son las siguientes:

4.1 Tipo de Investigación

La presente investigación se clasifica conforme a los siguientes criterios:

Por la naturaleza del estudio:

La investigación es descriptiva y proyectiva, ya que describe las condiciones actuales de abastecimiento de agua potable y alcantarillado sanitario en el Caserío El Limpio, Cantón Maquilishuat, Distrito de Ilobasco, Departamento de Cabañas, y se plantea una solución técnica futura a través del diseño de una propuesta de sistema de abastecimiento de agua potable, alcantarillado sanitario y planta de tratamiento.

Por el enfoque metodológico:

El estudio es de tipo cuantitativo, puesto que se fundamenta en la recolección, análisis e interpretación de datos numéricos tales como población actual y proyectada, caudales de diseño, consumos, generación de aguas residuales, y la topografía del lugar para realizar los debidos cálculos y el diseño de las propuestas de los diferentes sistemas.

Por el propósito de la investigación:

Se trata de una investigación aplicada, dado que busca brindar una solución específica a la problemática del abastecimiento de agua potable y disposición de aguas residuales de la población beneficiaria, mediante la aplicación de principios de la ingeniería civil e hidráulica.

Por el método de recolección de datos:

Se utilizó una combinación de investigación documental (revisión de normas técnicas, manuales de diseño y estudios similares) y trabajo de campo (levantamientos topográficos, encuestas domiciliarias, documentación referente a la fuente de agua a explotar).

Esta clasificación integral permitió una planificación adecuada de las etapas de la investigación y un abordaje sistemático del problema planteado.

4.2 Población

La población objeto de estudio se define en dos niveles:

Población humana: Constituida por los habitantes actuales (499 habitantes) del Caserío El Limpio, cuya cantidad fue determinada mediante el acercamiento a la comunidad y confirmada a través de datos oficiales de instituciones locales.

Población física: Corresponde al conjunto de elementos físicos y espaciales identificados como parte del diagnóstico técnico realizado en el área de estudio, que incluyen:

- **Fuente de abastecimiento**: un pozo existente, donado previamente a la comunidad, el cual fue identificado como factible para ser utilizado en el sistema de agua potable mediante las recomendaciones del informe de pozo brindado por la comunidad.
- **Infraestructura existente**: caminos de acceso, servidumbres, redes de servicios públicos cercanos y otras características físicas relevantes para el diseño y construcción de los sistemas hidráulicos proyectados.

Esta delimitación de la población permitió establecer parámetros de diseño hidráulico acordes a la realidad y a las necesidades presentes y futuras de la comunidad, mediante el uso de normativas locales e internacionales.

4.3 Muestra

La muestra se conformó a partir de:

- **Censo de viviendas:** El censo de viviendas fue obtenido a través de un acercamiento directo con la comunidad, en el cual se contó con la colaboración de los miembros de la ADESCO del Caserío El Limpio. El censo proporcionó la base para calcular el número de habitantes actuales y proyectar a una población futura.
- **Proyección poblacional:** A partir de la población actual del censo, se utilizará un método de proyección poblacional basados censos de años anteriores para poder estimar la población futura para la propuesta de diseño de cada uno de los sistemas.

- **Datos topográficos:** Para la obtención de los datos topográficos, se realizaron cuatro levantamientos fotogramétricos con dron, obteniendo en el primer levantamiento un error de 0.01 m, en el segundo 0.006 m, en el tercero 0.004 m y en el cuarto de 0.005 m, además para la geolocalización se utilizaron cinco puntos de control terrestres, cada uno, de una precisión de 0.020 m, con lo que se logró una buena medición de los terrenos. También se hizo levantamiento de información con nivel topográfico para consolidar los datos que fueron obtenidos con el dron. Con dichos datos, se obtuvieron curvas de nivel, con las cuales se determinaron los desniveles y pendientes de la calle principal y pasajes peatonales, lo que permitió poder llevar a cabo la propuesta de diseño de los sistemas hidráulicos.

Esta muestra proporcionó la información necesaria para realizar los cálculos técnicos del diseño y garantizar que los sistemas propuestos se ajusten a las necesidades reales de la comunidad, tanto en términos de capacidad como de factibilidad.

4.4 Técnicas e instrumentos de investigación

Para la recolección y análisis de datos se emplearon las siguientes técnicas e instrumentos:

- **Revisión documental:** Se realizó una búsqueda sistemática de literatura y normativa técnica, como:

“Norma Técnica de Abastecimiento de Agua potable y Alcantarillados de Aguas Negras” (ANDA, 2014), Reglamento Técnico Salvadoreño RTS 13.05.01:18, Ley de Medio Ambiente, Aguas Residuales Descargadas a un Cuerpo Receptor (NSO 13.07.03:02 CONACYT), Biblioteca digital de Mapas, CONAGUA y otras normativas/ documentos internacionales.

- **Levantamiento de campo:** Se realizaron visitas técnicas para llevar a cabo el levantamiento de información con nivel topográfico y el levantamiento fotogramétrico con un DJI Mavic 2 Pro-Dron profesional, utilizando la técnica de medición satelital con GPS RTK (cinemática en tiempo real). Además, se inspeccionaron las condiciones sanitarias de la comunidad.
- **Procesamiento y análisis de datos:** Se aplicaron las siguientes herramientas:

  Excel: se utilizó para la tabulación y obtención de datos, para presentar la información de forma ordenada, además se generaron gráficos para mejorar la interpretación de la información.

  Civil3D: Se empleo para procesar la información del levantamiento topográfico y así obtener las curvas de nivel para crear el perfil topográfico de la zona de estudio.

  AutoCAD: se realizó el trazo de la red de agua potable y alcantarillado sanitario, con todos sus componentes, los detalles constructivos de ambos sistemas y los de las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales.

EPANET: con este software se modelo la línea de impelencia por bombeo desde la fuente (pozo), al tanque de almacenamiento y la red del sistema de agua potable por gravedad, lo cual permitió simular y analizar el flujo de agua, las presiones, perdidas, etc, en las tuberías.

EPA SWMM: Se modelo la red de alcantarillado sanitario, ubicando dos puntos de vertidos donde estarán las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales, y de esta manera, se pudo analizar el comportamiento del flujo del agua, la velocidad, pendiente y capacidad de las tuberías.

CAPÍTULO V: DISEÑO, ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

5.1 Diseño del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable del caserío El Limpio.

Para el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable (características y dimensiones de los elementos) se emplea los fundamentos teóricos descritos en el capítulo III. A continuación, definiremos los pasos a seguir para el diseño de sistema de abastecimiento de agua potable en base a las normas técnicas de ANDA 2014.

5.1.1 Criterios empleados en el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío El Limpio.

- La fuente de abastecimiento para la red de agua potable será un pozo profundo, el cual suministrará a través de bombeo dos tanques elevados y estos a su vez a la red de agua potable por gravedad.
- Las tuberías de agua potable han sido ubicadas al costado norte de las calles y al costado oriente de las avenidas, en ambos casos ha sido ubicada a 0.60 metros del cordón de la calle, debido a que la calle principal es de un solo carril de 3.00 metros de ancho. Esto de igual manera, para lograr una separación de 1.50 metros con respecto a las tuberías de aguas negras.
- La profundidad de las tuberías es de 1.00 metro.
- La proyección de población es para un periodo de diseño de 20 años.

- El material a utilizar para las tuberías es de PVC, con un coeficiente de rugosidad de 140.
- Ya que la localidad es pequeña, no tendrá hidrante y, por tanto, la red de distribución se diseñará con el caudal máximo horario.
- La red se diseñará con velocidades menores o iguales a 1.50 m/s.
- Las tuberías de conexión de la línea de impelencia son de 4 pulgadas.
- En la calle principal para la red de distribución se hará uso de tubería de 3 pulgadas de diámetro, mientras que en pasajes peatonales será de 2 pulgadas de diámetro.
- El comportamiento hidráulico de la red en condiciones reales se evalúa mediante la utilización del software EPANET. Para ello, se han definido los parámetros de entrada necesarios para la simulación, y posteriormente se presentan los resultados obtenidos tras el modelado. Ambos aspectos serán presentados y analizados en el desarrollo de este capítulo, permitiendo verificar el desempeño del sistema propuesto bajo condiciones operativas reales.

5.1.2 Periodo de diseño y cálculo de población de diseño

El análisis de la población futura se estima para un periodo de diseño de 20 años y se calcula en base a la población actual del caserío El Limpio, la cual corresponde a un total de 499 habitantes, además se han utilizado los datos de

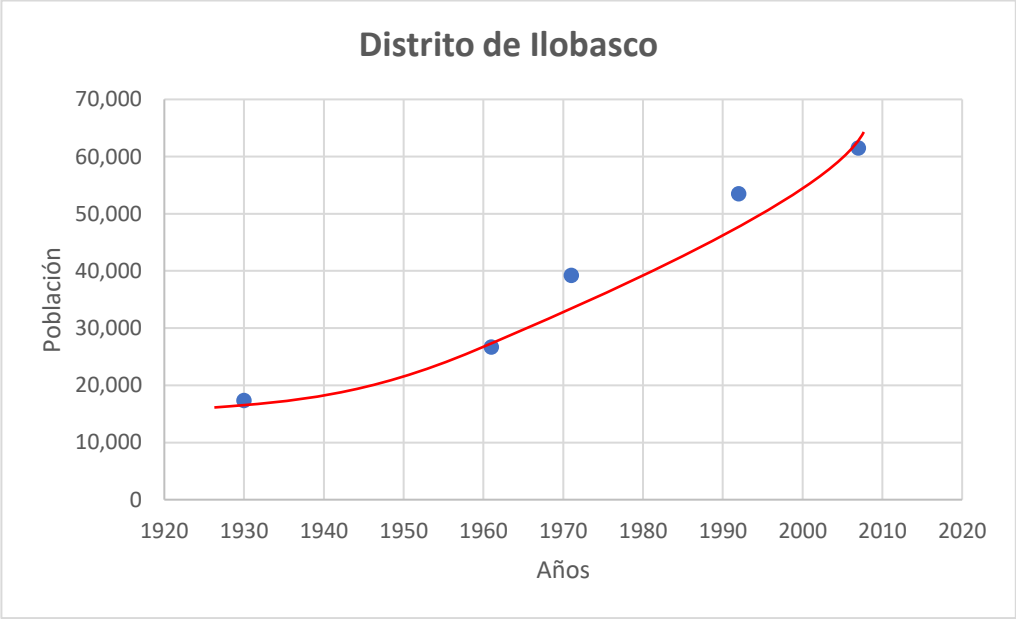
los últimos cinco censos de la población del distrito de Ilobasco, para poder calcular la tasa de crecimiento de dicha población.

Tabla 24
Habitantes en el distrito de Ilobasco según Censos

DISTRITO DE ILOBASCO	
CENSO	**HABITANTES**
1930	17,362
1961	26,703
1971	39,247
1992	53,513
2007	61,510

Nota: Adaptado de los Censos 1930,1961,1971,1992,2007, de la Dirección General de Estadística y Censos (DIGESTYC).

Tabla 25
Crecimiento de la población en Ilobasco



La tendencia del grafico representa un crecimiento exponencial de la población para periodos largos de tiempo, por lo tanto, el método a aplicar será el geométrico.

- ✓ **Cálculo de K (tasa de crecimiento)**

$$k = \left(\frac{P(uc)}{P(ca)}\right)^{\frac{1}{\Delta t}} - 1$$

Donde:

$k: tasa\ de\ crecimiento$

$P_{uc}: Poblacion\ del\ ultimo\ censo$

$P_{ca}: Poblacion\ del\ censo\ anterior$

$\Delta_t: periodo\ entre\ censo\ y\ censo$

$$k_1 = \left(\frac{26{,}703}{17{,}362}\right)^{\frac{1}{1961-1930}} - 1 = 0.0139$$

$$\boldsymbol{k_1} = 0.0139, \boldsymbol{k_2} = 0.0393, \boldsymbol{k_3} = 0.0149, \boldsymbol{k_4} = 0.0093, \boldsymbol{k_{prom}} = \ \boldsymbol{0.01935}$$

- ✓ Cálculo de Pn (Población futura)

$$Pn = Po\ (1 + k)^{\Delta t}$$

Donde:

$P_n: Población\ futura$

$P_0: Poblacion\ inicial$

$k: tasa\ de\ crecimiento$

$\Delta_t = periodo\ de\ diseño$

$$Pn = 499\ habitantes\ (1 + 0.01935)^{20}$$

$$Pn = 732.094\ habitantes = \mathbf{732\ habitantes}$$

Por lo tanto, el cálculo de la demanda del sistema de abastecimiento de agua potable se realiza con una población futura de 732 habitantes.

5.1.3 Cálculo de caudales de diseño.

El tipo de dotación a utilizar se elige por medio de la Tabla 26.

Tabla 26
Tabla de consumos específicos

CLASIFICACIÓN	DOTACIÓN	UNIDADES
Dotación total urbana ≥	220	l/p/d
Locales comerciales	20	l/m2/d
Hoteles	500	l/hab/d
Pensiones	350	l/hab/d
Restaurantes	50	l/m2/d
Escuelas		
• **Externos**	40	l/alumno/d
• **Internados**	200	l/p/d
• **Personas no residentes**	50	l/p/d
Hospitales	600	l/cama/d

CLASIFICACIÓN	DOTACIÓN	UNIDADES
Clínicas		
• **Médicas**	500	l/consultorio/d
• **Dentales**	1000	l/consultorio/d
Vivienda		
• **Mínima**	80-125	l/p/d
• **Media**	125-175	l/p/d
• **Alta**	175-350	l/p/d
Otros		
• **Mercados, puestos**	15	l/m2/d
• **Cines, teatros**	3	l/asiento/d
• **Oficinas**	6	l/m2/d
• **Bodegas**	20	l/m2/d
• **Gasolineras**	300	l/bomba/d
• **Estacionamientos**	2	l/m2/d
• **Industria**	80	l/p/turno
• **Jardines**	1.5	l/m2/d
• **Lavanderías**	50	l/kg/r.sec
• **Cantareras ≥**	30	l/p/d

Nota: tomado *de Norma técnica para Abastecimiento de agua potable y alcantarillado de aguas negras [PDF], por ANDA 2019.*

Dado que la zona en estudio es rural, de la Tabla 26 se toma la dotación correspondiente a cada tipo de consumo considerado, en este caso se tiene el tipo habitacional para el que se ha tomado una dotación mínima de 100 litros /persona /día considerando un tipo de vivienda mínima y se cuenta con una iglesia a la que se le asigna una dotación de 3 l/asiento/d.

- **Cálculo de caudal medio diario (Q_{md})**

$$Q_{md} = \frac{P_f \times D}{86400} \times 1.20$$

Donde:

Q_{md}: $Caudal\ medio\ diario, \frac{l}{s}$

P_f: $población\ futura\ por\ el\ tipo\ de\ consumo\ diario$

D : $dotación$

86400 : $segundos\ que\ tiene\ un\ día$

$Considerando\ un\ 20\%\ de\ fugas\ y\ desperdicios$

Tabla 27
Caudal medio diario

Consumo	P_f	D	Q_{md}
Habitacional	732 habitantes	$\frac{100 \frac{l}{p}}{d}$	$1.0167 \frac{l}{s}$
Iglesia	100 asientos	$3 \frac{\frac{l}{asiento}}{d}$	$0.0042 \frac{l}{s}$

5.1.3.1 Cálculo de caudal máximo diario ($Q_{máxd}$)

Para la obtención de dicho caudal se toma el factor de variación diaria de consumo de k1 = 1.2 a 1.5, por lo que usaremos un factor promedio de 1.35.

$$Q_{máxd} = Q_{md} \times K_1$$

Donde:

$Q_{máxd}$: $Caudal\ máximo\ \ diario, \frac{l}{s}$
Q_{md}: $Caudal\ medio\ diario, \frac{l}{s}$
$K_1 = coeficiente\ de\ variacion\ diaria$

Tabla 28
Caudal máximo diario

Consumo	Q_{md}	K_1	$Q_{máxd}$
Habitacional	$1.0167 \frac{l}{s}$	1.35	$\mathbf{1.3725 \frac{l}{s}}$
Iglesia	$0.0042 \frac{l}{s}$	1.35	$\mathbf{0.0057 \frac{l}{s}}$

5.1.3.2 Cálculo de caudal máximo horario ($Q_{máxh}$)

Para el caudal máximo horario se usa un factor de variación diaria de consumo de K2 = 1.8 a 2.4, el factor utilizar es de 2.40.

$$Q_{máxh} = Q_{md} \times K_2$$

Donde:

$Q_{máxh}$: $Caudal\ máximo\ \ horario, \frac{l}{s}$

Q_{md}: $Caudal\ medio\ diario, \frac{l}{s}$

K_2 : $coeficiente\ de\ variación\ horaria$

Tabla 29
Caudal máximo horario

Consumo	Q_{md}	K_2	$Q_{máxh}$
Habitacional	$1.0167 \frac{l}{s}$	2.4	$\mathbf{2.4401 \frac{l}{s}}$
Iglesia	$0.0042 \frac{l}{s}$	2.4	$\mathbf{0.0101 \frac{l}{s}}$

5.1.3.3 Cálculo de caudal mínimo horario ($Q_{mính}$)

El factor de variación de consumo para el caudal mínimo es de K3 = 0.1 a 0.3, en este caso usaremos el factor de 0.20.

$$Q_{mính} = Q_{md} \times K_3$$

Donde:

$Q_{mính}$: $Caudal\ mínimo\ horario, \frac{l}{s}$

Q_{md}: $Caudal\ medio\ diario, \frac{l}{s}$

K_3 : $coeficiente\ de\ variación\ mínima\ horaria$

Tabla 30
Caudal mínimo horario

Consumo	Q_{md}	K_3	Q_{minh}
Habitacional	$1.0167 \frac{l}{s}$	0.2	$\mathbf{0.2033 \frac{l}{s}}$
Iglesia	$0.0042 \frac{l}{s}$	0.2	$\mathbf{0.0008 \frac{l}{s}}$

5.1.3.4 Cálculo de caudal de bombeo (Q_{bombeo})

De acuerdo a la Norma de ANDA en los sistemas abastecidos por bombeo a partir de pozo, el valor de n es como máximo 20 horas. Para este caso se toma en cuenta la recomendación del informe del pozo, la cual indica que, este puede explotarse en periodos de 8 horas diarias de bombeo (ver Anexo A).

$$Q_{bombeo} = Q_{máxd} \times \left(\frac{24}{n}\right)$$

$$Q_{bombeo} = 1.3782 \frac{l}{s} \times \left(\frac{24\ h}{8\ h}\right)$$

$$\boldsymbol{Q_{bombeo} = 4.1346 \frac{l}{s}}$$

$$\boldsymbol{Q_{bombeo}} = 4.1346 \frac{l}{s} * \frac{1\ m^3}{1000\ l} = \boldsymbol{0.0041346 \frac{m^3}{s}}$$

Tabla 31
Cuadro resumen de caudales

CAUDAL MEDIO DIARIO, MÁXIMO DIARIO, MÁXIMO HORARIO Y MINIMO HORARIO.				
CONSUMO	$\boldsymbol{Q_{md}\left(\frac{l}{s}\right)}$	$\boldsymbol{Q_{maxd}\left(\frac{l}{s}\right)}$	$\boldsymbol{Q_{máxh}\left(\frac{l}{s}\right)}$	$\boldsymbol{Q_{mính}\left(\frac{l}{s}\right)}$
Habitacional	1.0167	1.3725	2.4401	0.2033
Iglesia	0.0042	0.0057	0.0101	0.0008
TOTAL	**1.0209**	**1.3782**	**2.4502**	**0.2041**

CAUDAL DE BOMBEO	
$\boldsymbol{\left(\frac{l}{s}\right)}$	$\boldsymbol{\frac{m^3}{s}}$
4.1346	**0.004135**

Según normativa de ANDA, las redes sin hidrantes, caso de localidades pequeñas, aledañas, sin servicio de bomberos, se diseñarán con base al caudal máximo horario de la población de diseño. Por lo tanto, dado que la zona de estudio es una población rural, la cual no cuenta con servicio de bomberos, el caudal de diseño será el caudal máximo horario de **2.4502 l/s** para la red de distribución y se consideran además los caudales máximos de establecimientos diferentes al uso habitacional, en este caso, solo se tiene el de la iglesia.

5.1.4 Tanque de almacenamiento

5.1.4.1 Cálculo del volumen de almacenamiento del tanque.

Para el cálculo de este volumen, no se realiza la comparación de volúmenes que menciona “ANDA, 2014”, dado que no se consideran hidrantes en la red debido a que el Caserío El Limpio es una zona rural, por lo tanto, se diseña en base al volumen necesario para atender las variaciones de consumo.

El tanque de almacenamiento se diseña para que la población del Caserío El Limpio, pueda recibir agua las 24 horas del día, por lo que se considera que al final del día el volumen consumido será igual al calculado a partir del caudal máximo diario, el cual para el análisis y considerando que no se cuenta con curva de demanda, se distribuye durante las 24 horas para conocer cuánto es el volumen de consumo que se da cada hora (asumiendo el mismo consumo cada hora). Este volumen que la población consumirá al final del día se va a bombear

desde el pozo hacia el tanque de almacenamiento en un período de ocho horas de bombeo de forma escalonada, de la siguiente manera:

- Primer bombeo de 5 horas, desde 06:00 am a 11:00 am.
- Segundo bombeo de 3 horas desde las 05:00 pm a 08:00 pm.

Figura 52
Columnas_Volumen de producción y de consumo

Columna 1	*Columna 2*	*Columna 3*	*Columna 4*	*Columna 5*
RANGOS DE HORA	**VOLUMEN DE PRODUCCIÓN (m3/h)**	**VOLUMEN DE CONSUMO (m3/h)**	**EXCESO/ FALTANTE (m3/h)**	**VOLUMEN ACUMULADO O DE REGULACIÓN (m3/h)**

- **Columna 1**: Se representan los rangos de hora en que entra el volumen de producción y los rangos de hora en que sale el volumen de Consumo.

RANGOS DE HORA
6:00-7:00

- **Columna 2:** Refleja el volumen de producción que se genera por hora, el cual se calculó de la siguiente manera:

VOLUMEN DE PRODUCCIÓN (m3/h)
14.8846

$$V_{producido} = Q_{bombeo} = 0.0041346 \frac{m^3}{s} \times \frac{3600s}{1\ h} = 14.8846\ \frac{m^3}{h}$$

- **Columna 3:** Se muestra el volumen de consumo por hora que va a salir del tanque de almacenamiento y se calculó de la siguiente manera:

VOLUMEN DE CONSUMO (m3/h)
4.9615

$$V_{consumido} = Q_{máxd} = 1.3782 \frac{l}{s} \times \frac{1\ m^3}{1000\ l} \times \frac{3600s}{1\ h} = 4.9615 \frac{m^3}{h}$$

- **Columna 4:** Aquí se representa el exceso y faltante, calculado como:

EXCESO/ FALTANTE (m3/h)
9.9230

$Columna\ 4 = Columna\ 2 - Columna\ 3$

$$Exceso/_{Faltante} = Volumen\ de\ producción - Volumen\ de\ consumo$$

Por ejemplo:

$$Exceso/_{Faltante_{6:00-7:00}} = 14.8846\frac{m^3}{h} - 4.9615\frac{m^3}{h}$$

$$Exceso/_{Faltante_{6:00-7:00}} = 9.9230\frac{m^3}{h}$$

- **Columna 5:** Se representa el volumen acumulado o de regulación, calculado de la siguiente manera:

VOLUMEN ACUMULADO O DE REGULACIÓN (m3/h)
9.9230

$Columna\ 5 = Columna\ 5_{hora\ anterior} + Columna\ 2 - Columna\ 3$

$$V_{regulación} = V_{acum.hora\ anterior} + V_{producido} - V_{consumido}$$

Por ejemplo:

$$V_{regulación\ de\ 6:00-7:00} = 0 + 14.8846 - 4.9615 = 9.9230\ \frac{m^3}{h}$$

Tabla 32
Volumen de producción y de consumo

RANGOS DE HORA	VOLUMEN DE PRODUCCIÓN (m3/h)	VOLUMEN DE CONSUMO (m3/h)	EXCESO/ FALTANTE (m3/h)	VOLUMEN ACUMULADO O DE REGULACIÓN (m3/h)
6:00-7:00	14.8846	4.9615	9.9230	9.9230
7:00-8:00	14.8846	4.9615	9.9230	19.8461
8:00-9:00	14.8846	4.9615	9.9230	29.7691
9:00-10:00	14.8846	4.9615	9.9230	39.6922
10:00-11:00	14.8846	4.9615	9.9230	**49.6152**
11:00-12:00	0.0000	4.9615	-4.9615	44.6537
12:00-13:00	0.0000	4.9615	-4.9615	39.6922
13:00-14:00	0.0000	4.9615	-4.9615	34.7306
14:00-15.00	0.0000	4.9615	-4.9615	29.7691
15:00-16:00	0.0000	4.9615	-4.9615	24.8076
16:00-17:00	0.0000	4.9615	-4.9615	19.8461
17:00-18:00	14.8846	4.9615	9.9230	29.7691
18:00-19:00	14.8846	4.9615	9.9230	39.6922
19:00-20:00	14.8846	4.9615	9.9230	**49.6152**
20:00-21:00	0.0000	4.9615	-4.9615	44.6537
21:00-22:00	0.0000	4.9615	-4.9615	39.6922
22:00-23:00	0.0000	4.9615	-4.9615	34.7306
23:00-24:00	0.0000	4.9615	-4.9615	29.7691
24:00-1:00	0.0000	4.9615	-4.9615	24.8076
1:00-2:00	0.0000	4.9615	-4.9615	19.8461
2:00-3:00	0.0000	4.9615	-4.9615	14.8846
3:00-4:00	0.0000	4.9615	-4.9615	9.9230
4:00-5:00	0.0000	4.9615	-4.9615	4.9615
5:00-6:00	0.0000	4.9615	-4.9615	0.0000
∑	119.0765	119.0765	vol máx	49.6152

En la columna del volumen acumulado se identifica que el volumen máximo acumulado en el tanque de almacenamiento es de 49.6152 m^3, aproximadamente de 50.00 m^3. Ordenando las horas y los volúmenes acumulados se obtiene la tabla 33.

Tabla 33
Volumen de variaciones horarias

HORA	VOLUMEN DE REGULACION (m3/h)
1	19.8461
2	14.8846
3	9.9230
4	4.9615
5	0.0000
6	9.9230
7	19.8461
8	29.7691
9	39.6922
10	**49.6152**
11	44.6537
12	39.6922
13	34.7306
14	29.7691
15	24.8076
16	19.8461
17	29.7691
18	39.6922
19	**49.6152**
20	44.6537
21	39.6922
22	34.7306
23	29.7691
24	24.8076

Figura 53
Volumen de variaciones horarias

Gráficamente también se identifica que el mayor volumen de almacenamiento que el tanque tendrá durante el día es de aproximadamente 50 m^3 a las 10 y 19 horas.

Otra forma de poder ver el volumen de almacenamiento del tanque durante todo un día es graficando los volúmenes producidos acumulados versus los volúmenes consumidos acumulados, para ello primero se explica en que consiste cada columna de la tabla 34:

Figura 54
Columna_Volumen producido vs Volumen consumido

Columna 1	Columna 2	Columna 3
HORA	VOLUMEN PRODUCIDO ACUMULADO (m3/h)	VOLUMEN CONSUMIDO ACUMULADO (m3/h)

- **Columna 1:** Se representa la hora del volumen acumulado producido y del volumen acumulado consumido.

HORA
1

- **Columna 2:** Se va sumando el volumen producido durante cada hora. Se calcula de la siguiente manera:

VOLUMEN PRODUCIDO ACUMULADO (m3/h)
119.0765

$$V_{prod.\ acum.\ a\ la\ 1{:}00\ am} = V_{prod.\ a\ \ 1{:}00\ am} + V_{prod.\ acum.\ a\ las\ 12{:}00\ am}$$

Nota: el volumen producido es tomado de la tabla 32, donde ya ha sido calculado.

Por ejemplo:

$$V_{producido\ acumulado\ a\ la\ 1{:}00\ am} = 0 + 119.0765 = 119.0765\frac{m^3}{h}$$

- **Columna 3:** se va sumando el volumen consumido durante cada hora. Se calcula de la siguiente manera:

VOLUMEN CONSUMIDO ACUMULADO (m3/h)
99.2304

$$V_{cons.\ acum.\ a\ la\ 1{:}00\ am} = V_{cons.\ a\ \ 1{:}00\ am} + V_{cons.\ acum.\ a\ las\ 12{:}00\ am}$$

Nota: el volumen consumido es tomado de la tabla 32, donde ya ha sido calculado.

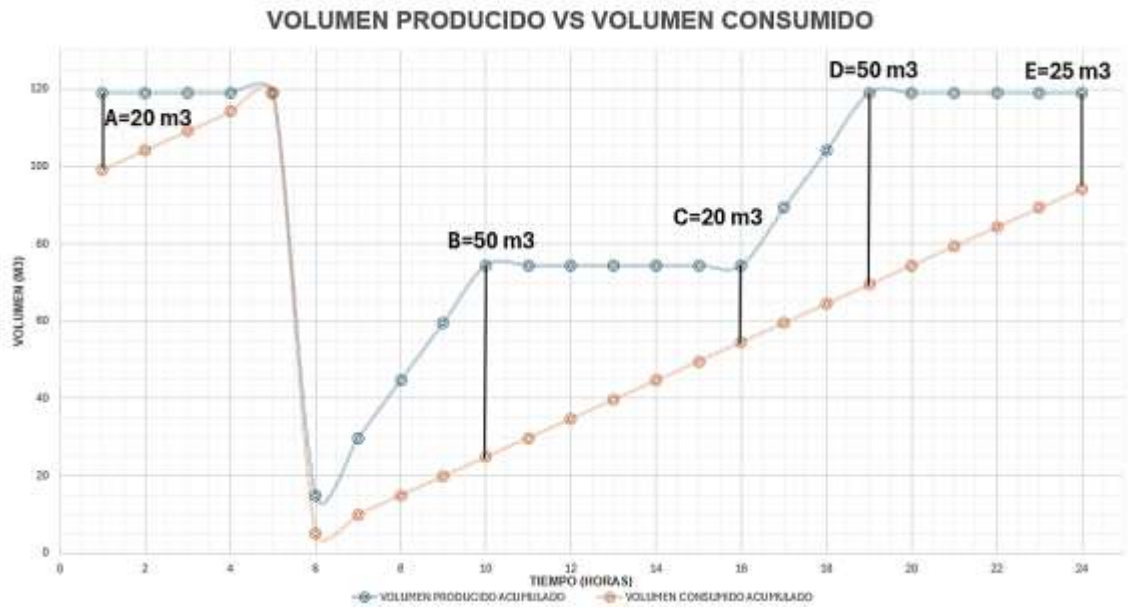
Por ejemplo:

$$V_{consumido\ acumulado\ a\ la\ 1{:}00\ am} = 4.9615 + 94.2689 = 99.2304\frac{m^3}{h}$$

Tabla 34
Volumen producido vs Volumen consumido

HORA	VOLUMEN PRODUCIDO ACUMULADO (m3/h)	VOLUMEN CONSUMIDO ACUMULADO (m3/h)
1	119.0765	99.2304
2	119.0765	104.1919
3	119.0765	109.1534
4	119.0765	114.1150
5	119.0765	119.0765
6	14.8846	4.9615
7	29.7691	9.9230
8	44.6537	14.8846
9	59.5382	19.8461
10	74.4228	24.8076
11	74.4228	29.7691
12	74.4228	34.7306
13	74.4228	39.6922
14	74.4228	44.6537
15	74.4228	49.6152
16	74.4228	54.5767
17	89.3074	59.5382
18	104.1919	64.4998
19	119.0765	69.4613
20	119.0765	74.4228
21	119.0765	79.3843
22	119.0765	84.3458
23	119.0765	89.3074
24	119.0765	94.2689

Figura 55
Volumen producido vs Volumen consumido



De acuerdo al grafico anterior, el mayor volumen que el tanque va a almacenar es de aproximadamente 50 m^3 a las 10 y 19 horas.

Por lo tanto, se diseña el tanque de almacenamiento para un volumen de **50 m^3.**

5.1.4.2 Dimensiones del tanque de almacenamiento

Asumiendo una forma cilíndrica del tanque de almacenamiento y que la altura del tanque es igual al diámetro $H_{TA}=D_{TA}$

$$V_{TA} = A_{TA} \times H_{TA}$$

$$V_{TA} = A_{TA} \times D_{TA} \rightarrow V_{TA} = \frac{\pi}{4} {D_{TA}}^2 \times D_{TA}$$

$$V_{TA} = \frac{\pi}{4} {D_{TA}}^3 ①$$

Donde:

V_{TA}: $Volumen\ de\ almacenamiento\ del\ tanque$

A_{TA}: $Área\ del\ tanque$

H_{TA}: $Altura\ del\ tanque$

D_{TA}: $Diámetro\ del\ tanque$

Despejando D_{TA} de ec. ①

$$D_{TA} = \sqrt[3]{\frac{4 \times V_{TA}}{\pi}} \rightarrow D_{TA} = \sqrt[3]{\frac{4 \times 50.00}{\pi}} \rightarrow \boldsymbol{D = 3.99\ m \approx 4.00\ m}$$

Encontrando H_{TA}

$$H_{TA} = D_{TA} \rightarrow \boldsymbol{H_{TA} = 4.00\ m}$$

Revisando el volumen con $D_{TA} = 4.00\ m$ y $H_{TA} = 4.00\ m$

$$V_{TA} = \frac{\pi}{4} {D_{TA}}^2 \times H_{TA} \rightarrow V_{TA} = \frac{\pi}{4}(4.00)^2 \times (4.00)$$

$$\boldsymbol{V = 50.27\ m^3}$$

Comparación:

$$50.27\ m^3 > 50.00\ m^3$$

Con un diámetro de 4.00 m y una altura de 4.00 m, el tanque de almacenamiento cumple con el volumen requerido.

Debido a la topografía del terreno del caserío El Limpio, se ha considerado que el tanque de almacenamiento estará elevado a 5 metros de altura para garantizar que dicho sistema funcione por gravedad, cumpliendo con la presión residual dinámica mínima de 10 mca, indicado por (ANDA, 2014). Sin embargo, para evitar tener un tanque de diámetro y altura de 4.00 m elevado a 5 metros, se propone tener 2 tanque elevados con una capacidad de almacenamiento de 25.00 m^3 cada uno, por lo tanto, si $H_{TA}=D_{TA}$, entonces:

$$D_{TA} = \sqrt[3]{\frac{4 \times V_{TA}}{\pi}} \rightarrow D_{TA} = \sqrt[3]{\frac{4 \times 25.00}{\pi}} \rightarrow \boldsymbol{D = 3.17\ m \approx 3.20\ m}$$

Encontrando H_{TA}

$$H_{TA} = D_{TA} \rightarrow H_{TA} = \boldsymbol{3.20\ m}$$

Revisando el volumen con $D_{TA} = 3.20\ m$ y $H_{TA} = 3.20\ m$

$$V_{TA} = \frac{\pi}{4} {D_{TA}}^2 \times H_{TA} \rightarrow V_{TA} = \frac{\pi}{4}(3.20)^2 \times (3.20)$$

$$\boldsymbol{V = 25.74\ m^3}$$

Comparación:

$$25.74\ m^3 > \ 25.00\ m^3$$

Además, se considera 0.10 m en la base de cada tanque para la acumulación de sedimentos y 0.20 m entre la losa superior y el nivel máximo del agua, así que, la altura total de cada tanque queda de la siguiente forma:

$$H_{TA} = 3.20\ m + 0.10\ m + 0.20\ m = \mathbf{3.50\ m}$$

Finalmente, las dimensiones reales de cada uno de los tanques de almacenamiento son:

$$\boldsymbol{D_{TA} = 3.20\ m}$$

$$\boldsymbol{H_{TA} = 3.50\ m}$$

5.1.4.3 Respiraderos

El número de respiradores a colocar en los tanques es de acuerdo a la capacidad de cada tanque según lo establece (ANDA, 2014), dado que el volumen de almacenamiento cada tanque es de 25.00 m^3, el número de respiraderos es según se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 35
Detalle de respiraderos

Volumen de tanque (m3)	N° de respiraderos	Diámetro de los respiraderos (pulgadas)	Tipo de accesorios
Hasta 100	**1**	**3**	**A**
100-500	2	3	
500-1000	2	4	B
1000-2000	3	4	
2000-6000	3	6	

El número de respiradores a utilizar para un volumen menor a 100, es de 1 respiradero, con un diámetro de 3 in y del tipo “A”.

5.1.4.4 Tubería de Rebose

El caudal de rebose es igual al caudal de entrada, el cual es igual al caudal de bombeo, además se considera una velocidad de descarga de 0.50 m/s.

$$Q_{rebose} = Q_{entrada} = Q_{bombeo} = 0.0041346 \frac{m^3}{s}$$

Dado que son dos tanques de almacenamiento dividiremos el caudal a la mitad.

$$Q_{rebose} = \frac{0.0041346 \frac{m^3}{s}}{2} = 0.0020673 \frac{m^3}{s}$$

Donde:

$$Q_{rebose} = A_{rebose} \times v_{rebose}$$

$$\left(\frac{\pi}{4} d^2\right) = \frac{Q_{rebose}}{v_{rebose}}$$

Despejando “d” de ecuación anterior:

$$d = \sqrt{\frac{4 \times Q_{rebose}}{\pi \times v_{rebose}}} \rightarrow d = \sqrt{\frac{4 \times 0.0020673 \frac{m^3}{s}}{\pi \times 0.50 \frac{m}{s}}} \rightarrow d = 0.0726\, m$$

$$d = 2.85\, in \rightarrow \boldsymbol{d_{comercial} = 3\ in}$$

5.1.4.5 Tubería de Limpieza

Además de su función principal de mantenimiento, la tubería de limpieza permite evacuar el 100 % del volumen del tanque cuando sea necesario. Dado que el volumen de almacenamiento para cada tanque es de 25 m^3, se considera que, en un tiempo de 15 minutos (900 seg), se podrá evacuar el agua contenida en el tanque.

Por lo tanto:

$$d = \sqrt{\frac{{D_{TA}}^2}{\sqrt{19.6} \times t} \times \frac{\sqrt{H_{TA}}}{0.5}} \rightarrow d = \sqrt{\frac{3.20^2}{\sqrt{19.6} \times 900} \times \frac{\sqrt{3.50}}{0.5}} \rightarrow d = 0.0981\ m$$

$$d = 3.86\ in \rightarrow \boldsymbol{d_{comercial} = 4\ in}$$

5.1.5 Aplicación del software EPANET 2.0 en el diseño del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable

5.1.5.1 Cálculo de datos de entrada al programa EPANET 2.0 para línea de impelencia

Una vez trazada la línea de impulsión en AutoCAD y definidos los nodos principales, que permitirán analizar la presión en los puntos altos y bajos de la topografía de la calle, se elabora la Tabla 36 de datos de entrada al programa EPANET 2.0.

Tabla 36
Datos de entrada de nodos y tuberías de la línea de impelencia

DATOS DE ENTRADA DE NODOS PARA LÍNEA DE IMPELENCIA			DATOS DE ENTRADA DE TUBERÍAS PARA LÍNEA DE IMPELENCIA		
NOMBRE	**COTA**	**CAUDAL**	**NOMBRE**	**LONGITUD**	**DIÁMETRO**
	m	**l/s**		**m**	**mm**
Embalse POZO	267.75	-			
Nudo N1	265.75	0.0000	Tubería TUB-POZO	162.00	76.20
Nudo N2	427.75	0.0000	Tubería TUB-TREN	40.20	101.60
Nudo 0	427.00	0.0000	Tubería 0-1	160.42	101.60
Nudo 1	429.49	0.0000	Tubería 1-2	201.45	101.60
Nudo 2	431.29	0.0000	Tubería 2-5	393.79	101.60
Nudo 5	423.50	0.0000	Tubería 5-7	183.32	101.60
Nudo 7	434.70	0.0000	Tubería 7-9	184.14	101.60
Nudo 9	432.73	0.0000	Tubería 9-13	303.72	101.60
Nudo 13	418.97	0.0000	Tubería 13-16	389.42	101.60
Nudo 16	420.05	0.0000	Tubería 16-17	100.14	101.60
Nudo 17	428.60	0.0000	Tubería 17-18	106.81	101.60
Nudo 18	437.62	0.0000	Tubería 18-19	39.54	101.60
Nudo 19	448.48	0.0000	Tubería 19-20	5.21	101.60
Nudo 20	448.48	0.0000	Tubería 20-21	8.35	101.60
Nudo 21	453.48	0.0000	Tubería 21-AUX1	0.60	101.60
Nudo 22	448.48	0.0000	Tubería 19-22	4.03	101.60
Nudo 23	453.48	0.0000	Tubería 22-23	8.35	101.60
Depósito TANQUE 1	453.48	0.0000	Tubería 23-AUX 2	0.60	101.60
Depósito TANQUE 2	453.48	0.0000	Tuberia AUX1-TANQUE 1	0.05	101.60
Nudo AUX1	453.48	2.0673	Tuberia AUX2-TANQUE 2	0.05	101.60
Nudo AUX2	453.48	2.0673			

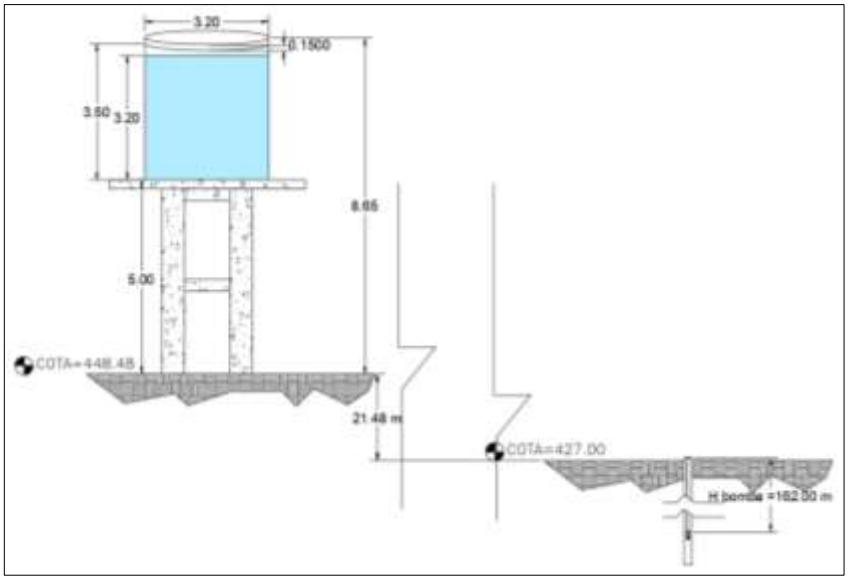
Luego de tener los datos de entrada para nodos y tuberías, se necesita realizar la elección de la bomba en función de la carga estática y el caudal de bombeo.

Como ya se conoce el caudal de bombeo para la línea de impelencia, el cual fue definido en el apartado 5.1.2.4 Cálculo de Caudal de Bombeo, se procede a calcular la carga estática, dado que es un parámetro necesario para poder simular la bomba en EPANET 2.0.

Para el cálculo de la carga estática, se tomará en cuenta la cota del terreno donde están ubicados los tanques de almacenamiento, la altura a la cual estarán elevados y así mismo, su propia dimensión de altura, además, la cota de terreno del pozo profundo y se tomará en cuenta la recomendación dada por el Informe de pozo (Anexos), sobre la profundidad a la cual debe estar colocada la bomba sumergible.

En base a estos parámetros en la Figura 56, se muestra un esquema con las alturas indicadas de cada uno de los elementos mencionados. Posteriormente se procede a realizar el cálculo debido para conocer la carga estática.

Figura 56
Esquema de tanque elevado-pozo



$$H_e = [\![(Cota]\!]_{tanque} + H_{tanque}) - [\![(Cota]\!]_{bomba} - H_{bomba})$$

Donde:

$$H_e: carga\ estática, en\ m$$

$$Cota_{tanque}: cota\ de\ nivel\ de\ terreno\ de\ tanque\ elevado, en\ m$$

$$Cota_{bomba}: cota\ de\ nivel\ de\ terreno\ de\ bomba, en\ m$$

$$H_{tanque}: altura\ del\ tanque\ elevado, en\ m$$

$$H_{bomba}: altura\ de\ la\ bomba, en\ m$$

Entonces:

$$H_e = (448.48\ m + 8.65\ m) - (427.00\ m - 162.00\ m)$$

$$H_e = (457.13\ m) - (265.00\ m)$$

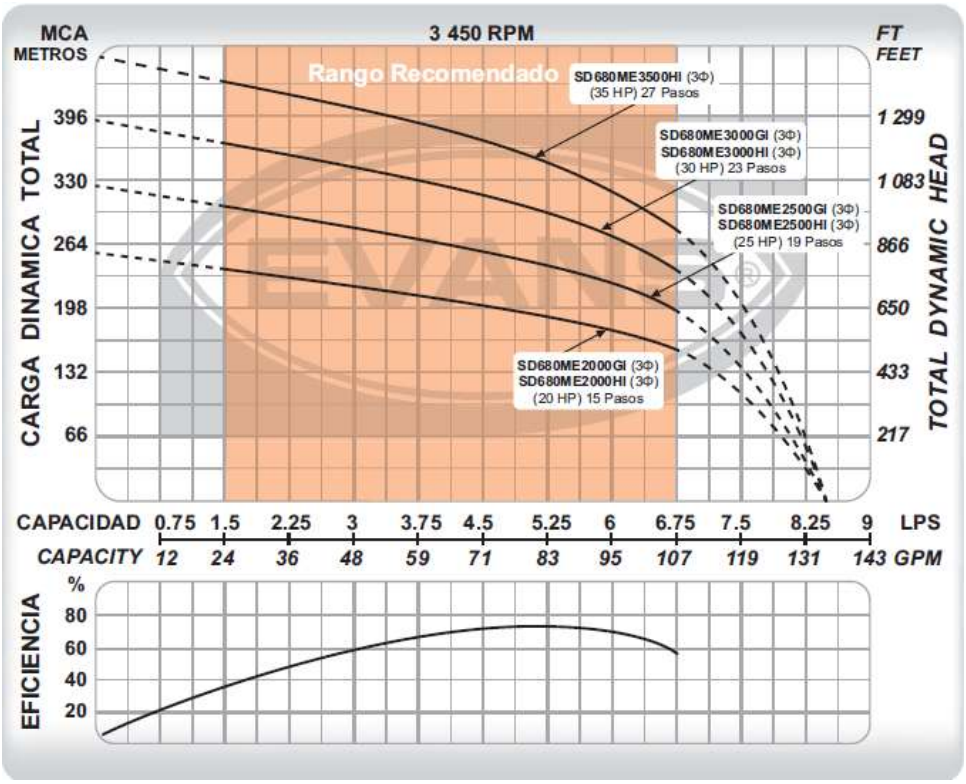
$$\boldsymbol{H_e = 192.13\ m}$$

Ahora que ya es conocida la carga estática y el caudal de bombeo, se procede a elegir el tipo de bomba sumergible necesario en el sistema.

Dado que el caudal de bombeo es de 65.54 GPM, se procede a buscar en el catálogo una bomba que se ajuste tanto a este caudal como a la carga estática calculada. En base a esta búsqueda, se selecciona una bomba de 80 GPM, como se muestra en la Figura 57, ya que el caudal se encuentra dentro del rango recomendado y la carga dinámica total es considerablemente superior a la carga estática. En este caso, se utilizará la carga estática para el modelado de la

bomba, ya que se realizará la simulación con su curva característica y de eficiencia en el programa.

Figura 57
Curva característica de bomba sumergible de 80 GPM



Luego de haber elegido la bomba, se procede a elaborar una tabla de varios puntos en donde se intercepte el caudal con la altura, ya que esta tabla representa la curva característica y la curva eficiente que son datos a insertar en el programa para modelar la bomba.

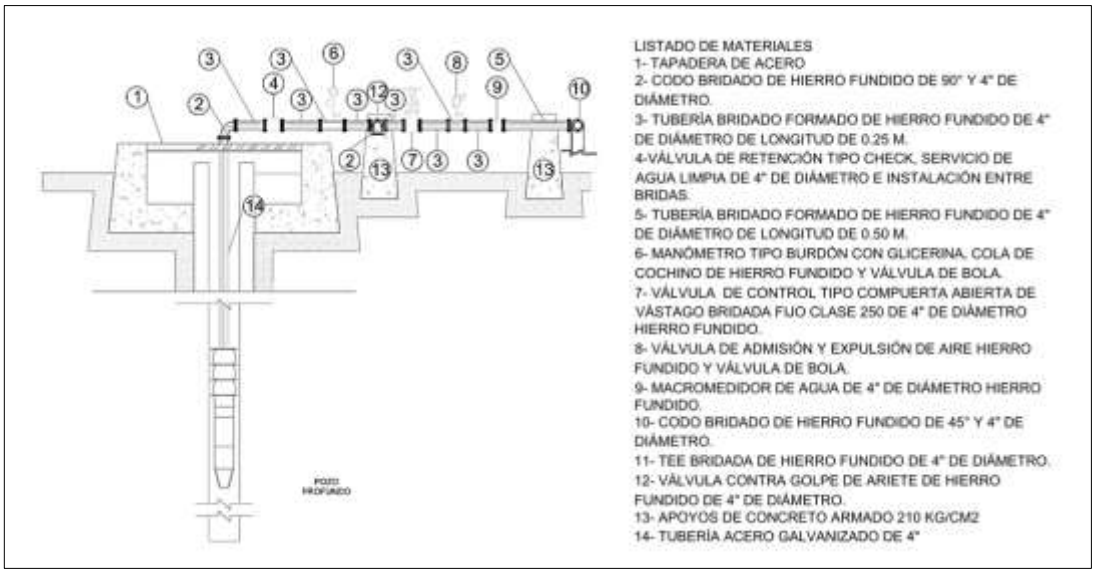
En la Tabla 37, se muestran los valores de la altura en función de los caudales en GPM, pudiendo así obtener tanto la altura y porcentaje de eficiencia a la cual trabajara la bomba, tanto para una Bomba de 20 HP y 25 HP.

Tabla 37
Puntos de la curva característica y eficiencia para una bomba de 20 HP y 25 HP

BOMBA DE 20 HP			BOMBA DE 25 HP		
ALTURA	**CAUDAL LPS**	**EFICIENCIA**	**ALTURA**	**CAUDAL LPS**	**EFICIENCIA**
247.50	0.75	22.00%	313.50	0.75	22.00%
239.25	1.50	36.00%	302.00	1.50	36.00%
231.00	2.25	49.00%	292.00	2.25	49.00%
220.00	3.00	59.00%	280.50	3.00	59.00%
209.00	3.75	66.00%	269.00	3.75	66.00%
206.25	4.13	70.00%	264.00	4.13	70.00%
198.00	4.50	72.00%	255.75	4.50	72.00%
189.75	5.25	75.00%	242.00	5.25	75.00%
173.25	6.00	70.00%	222.75	6.00	70.00%
154.00	6.75	58.00%	198.00	6.75	58.00%

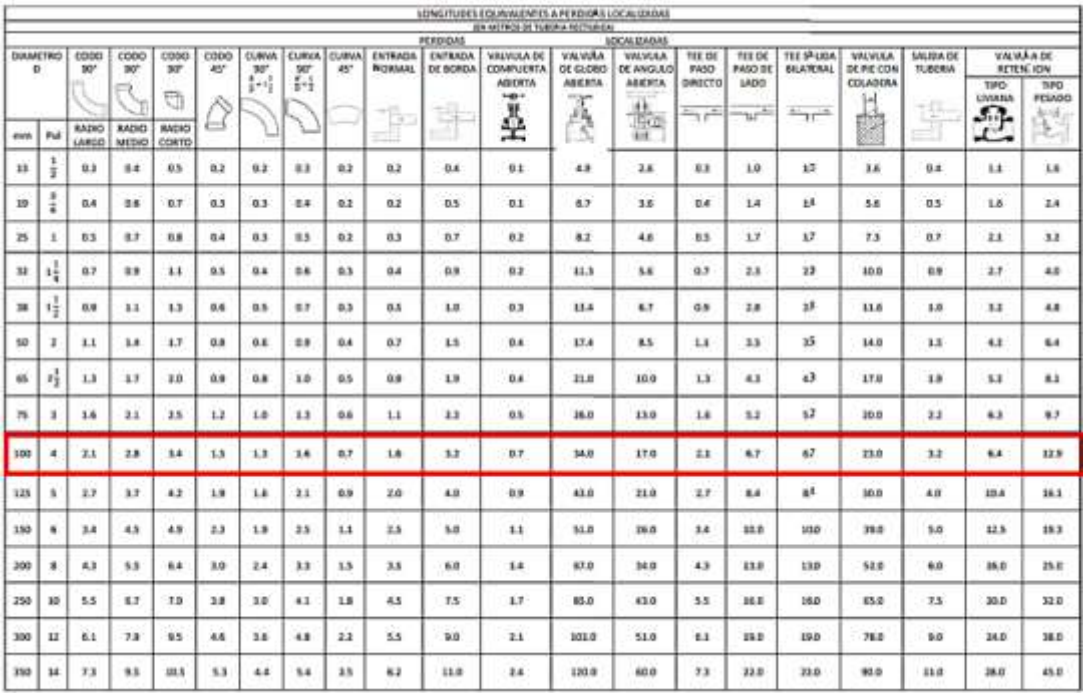
Para el tren de descarga se colocarán diferentes accesorios y válvulas, respetando la colocación de estos según lo recomendado por “ANDA, 2014”, el cual estará compuesto de los siguientes accesorios y válvulas:

Figura 58
Tren de descarga realizado en AutoCad



Ahora bien, se necesita conocer la longitud equivalente de cada uno de los componentes del cual está compuesto el tren de descarga, ya que esta longitud será tomada en cuenta en la simulación de la línea de impelencia, para ello se usará la Figura 58, de la cual se escogieron los accesorios para una tubería de 4”.

Figura 59
Longitudes equivalentes a pérdidas localizadas



Nota: Tomado de *Manual de hidráulica* [PDF], por Azevedo Netto,1976.

En base a la Figura 59, se realizó la Tabla 38:

Tabla 38
Longitudes equivalentes de accesorios para tren de descarga

No.	Accesorios	Cantidad	Coeficiente	Longitud
2	Codo bridado de hierro fundido de 90° y 4" de diámetro	2	2.10	4.20
3	Tubería bridada formado de hierro fundido de 4" de diámetro de longitud de 0.25 metros	9	0.25	2.25
4	Válvula de retención tipo check, servicio de agua limpia de 4" de diámetro e instalación entre bridas	1	6.40	6.40
5	Tubería bridada formado de hierro fundido de 4" de diámetro de longitud de 0.50 metros	2	0.50	1.00
7	Válvula de control tipo compuerta de vástago bridada fijo clase 125 de 4" de diámetro, hierro fundido	1	0.70	0.70
10	Codo bridado de hierro fundido de 45° y 4" de diámetro	3	1.50	4.50
11	Tee bridada de hierro fundido de 4" de diámetro	1	2.10	2.10
12	Válvula contragolpe de ariete de hierro fundido	1	0.30	0.30
	Longitud equivalente total			**21.45**

Esta longitud de 21.45 m que representa las perdidas en el tren de descarga, se sumó a la longitud real del plano, la cual es 18.75, por lo cual la longitud de la tubería TUB-TREN es 40.20 m, tabla 38.

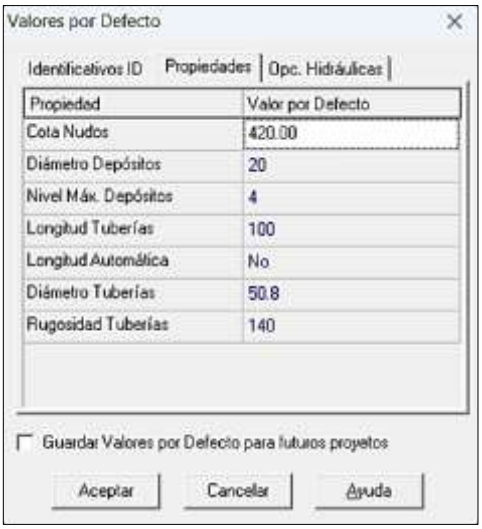
5.1.5.2 Diseño de la tubería de impelencia del pozo al tanque de almacenamiento

Se presenta a continuación el diseño de la línea de impelencia, describiendo paso a paso cada etapa de forma detallada y esquemática. Además, se explica el proceso de simulación del diseño.

PASO 1: El primer paso es configurar el proyecto, el cual se realiza ejecutando el programa EPANET, creando un nuevo proyecto y definir ciertas propiedades por defecto, para este caso se define el valor de rugosidad, el cual, para una tubería de PVC, de acuerdo a la norma Técnica de Anda es de 140.

En caso de usar tuberías de diferente material, el coeficiente será introducido manualmente. De igual manera, se debe definir la fórmula de Hazen Williams para perdidas en el apartado de Opciones Hidráulicas.

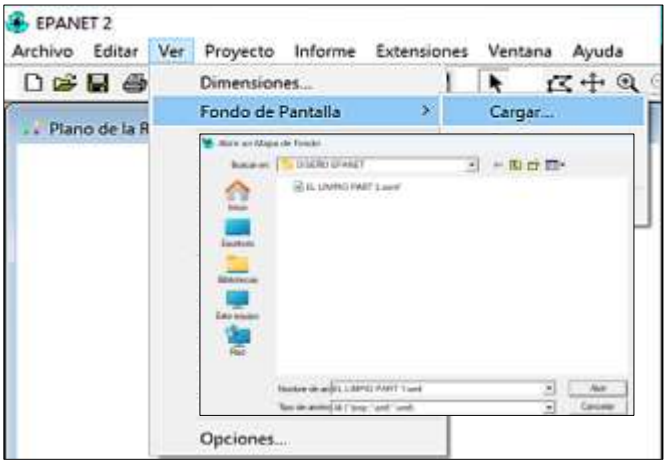
Figura 60
Dialogo de valores por defecto para todo el proyecto



Tanto los diámetros como las longitudes se ingresan de forma manual al programa.

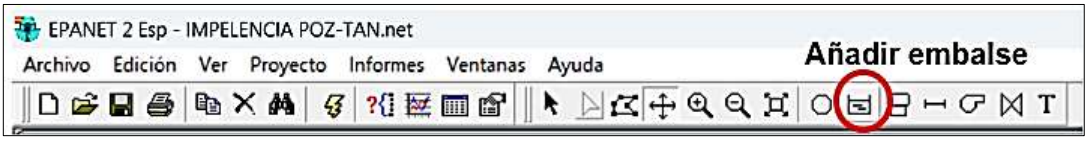
PASO 2: Para la representación gráfica del sistema, vamos al menú VER, FONDO DE PANTALLA, se carga una imagen de fondo (ya sea en formato, .bmp, .emf., wmf, JPG, PNG) que funcione como referencia para dibujar los depósitos, embalses, nodos, tuberías, válvulas, etc. Y en este mismo menú, se pueden agregar las coordenadas geográficas de la imagen en “dimensiones”, de igual manera se configuran las unidades de la imagen. En este caso se carga la imagen exportada de AutoCad en formato .wmf para dibujar sobre ella los diferentes componentes.

Figura 61
Imagen de fondo



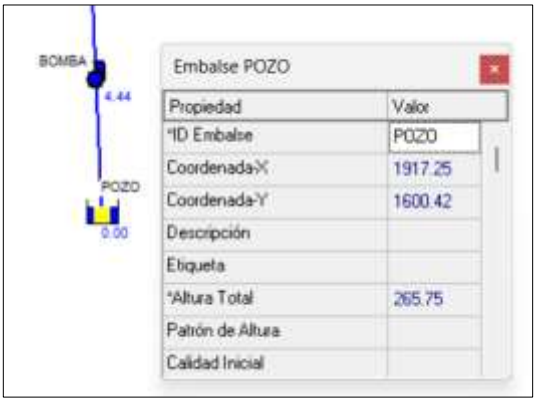
Paso 3: Una vez se tenga cargada la imagen de referencia en el programa, procedemos a insertar los componentes para la impelencia, comenzando por el pozo, para ello hay que buscar en la barra de herramientas del esquema y seleccionar el embalse, tal como se muestra en la Figura 62.

Figura 62
Introducción de pozo en la red



Paso 4: A continuación, se ingresa la altura total requerida por el programa, como se muestra en la Figura 63. El Informe del Pozo (Anexo A), recomienda colocar la cámara de succión a 162 metros de profundidad, porque quedaría frente a tubería ciega y dado que la cota de terreno donde se ubica el pozo es de 427.75 m, al restarle estos 162 m se obtiene una altura total de 265.75 m y este valor se inserta en el embalse.

Figura 63
Introducción de altura total del pozo al programa

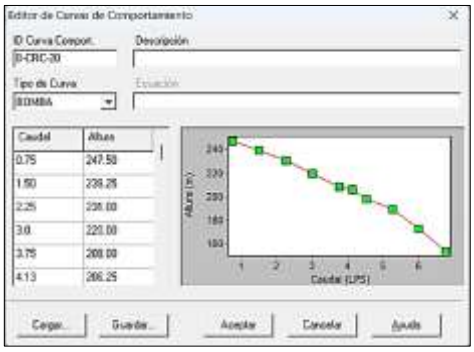


Paso 5: El siguiente paso es insertar la bomba. Para ello, desde la barra de herramientas del esquema se ingresa primero un nodo representativo, necesario para conectar la bomba y que tendrá la misma altura total del pozo. Luego, en la misma barra, se selecciona la bomba y se conecta desde el embalse hasta el nodo auxiliar, como se muestra en la Figura 64.

Figura 64
Inserción de nodo y bomba

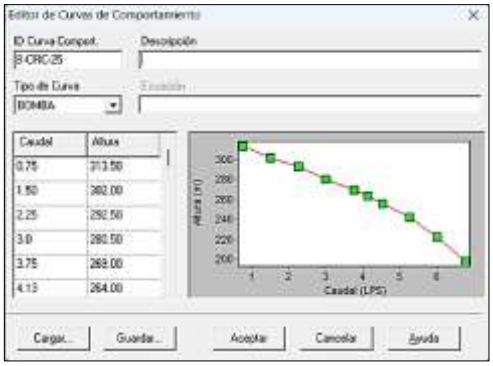
Paso 6: En este paso, se ingresan los valores correspondientes a la curva característica y a la curva de eficiencia de la bomba. Primero, se abre la ventana Visor y se selecciona Curvas de Comportamiento. Luego, hacer clic en el ícono e introducir los valores para la bomba de 20 HP. También se elige el tipo de curva, que en este caso es Bomba, de modo que la curva queda representada como se muestra en la Figura 65.

Figura 65
Curva característica para bomba sumergible de 20 HP



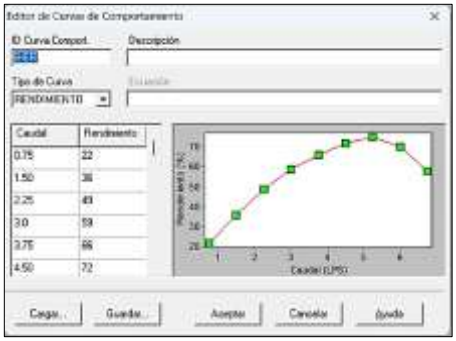
El mismo paso anterior se sigue para insertar la curva característica para la bomba sumergible de 25 HP, quedando de la siguiente manera, Figura 66.

Figura 66
Curva característica para bomba sumergible de 25 HP



Dado que también se cuenta con información sobre la eficiencia de la bomba, se sigue el mismo procedimiento anterior, con la única diferencia de que ahora se selecciona el tipo de curva Rendimiento. Luego, se ingresan los valores correspondientes, obteniendo el resultado mostrado en la Figura 67.

Figura 67
Curva de rendimiento para bomba 20 HP y 25 HP

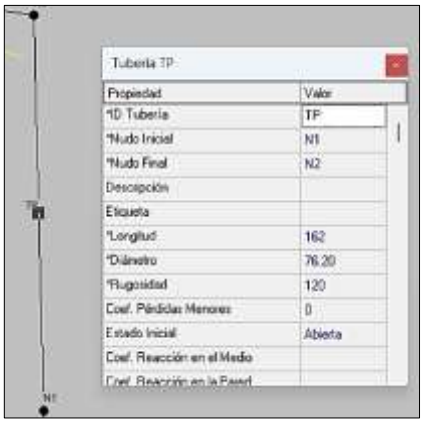


Paso 7: Ahora se procede a dibujar la tubería que va desde la bomba hacia la cota de la superficie, donde se conectará con el tren de descarga. Para ello, se coloca un nodo auxiliar donde se conectará la tubería y luego se traza desde el nodo 1 hacia el nodo 2 en el sentido del flujo, de la siguiente forma:

Figura 68
Colocación de tubería de pozo a tren de descarga

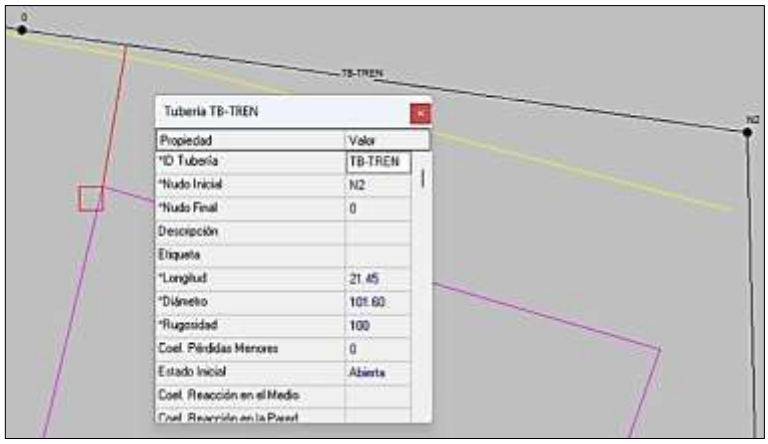
Paso 8: A continuación, se selecciona la tubería previamente dibujada y se ingresan los valores correspondientes, esto incluye su longitud, que de forma esquemática representa la cota desde la bomba hasta el tren de descarga. Además, se especifica el diámetro de la tubería y su rugosidad en este tramo, la tubería es de acero galvanizado de 3”, por lo que su rugosidad será de 120, dato que utiliza la fórmula de Hazen-Williams para el cálculo de pérdidas.

Figura 69
Datos de entrada para tubería que conecta bomba con tren de descarga



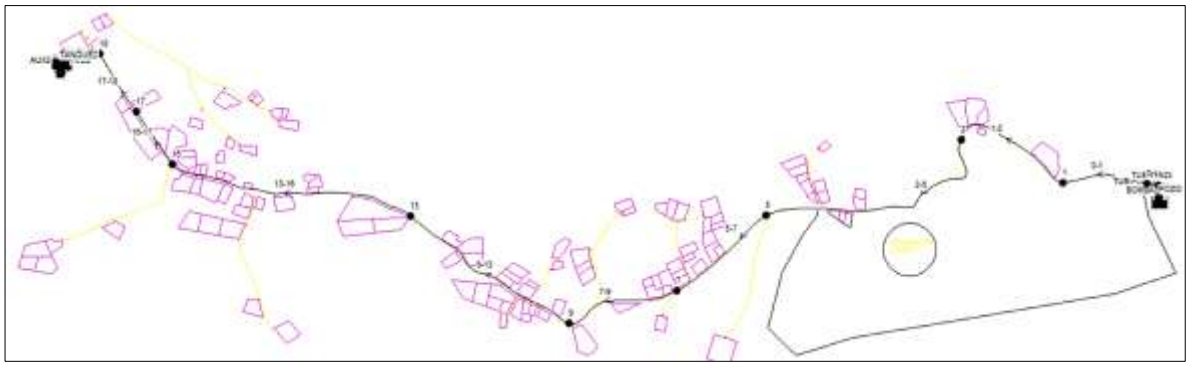
Paso 9: En este paso, se añade un nodo en el punto donde finaliza el tren de descarga, asignándole únicamente el valor de la cota de terreno. Luego, se dibuja la tubería y se ingresan sus características, incluyendo la longitud, el diámetro y la rugosidad. Dado que los accesorios y válvulas serán de hierro fundido, la rugosidad asignada es de 100.

Figura 70
Datos de entrada en tubería de tren de descarga



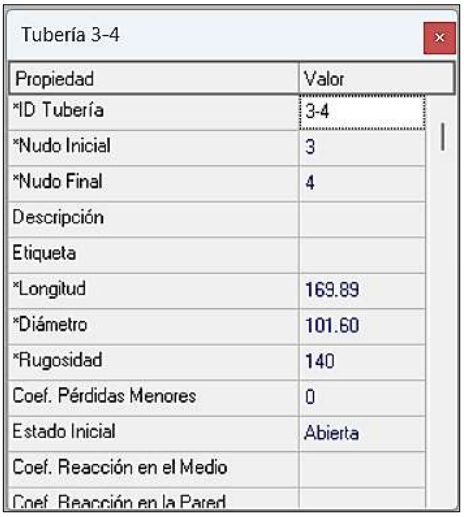
Paso 10: Posteriormente, se dibujan los nodos y las tuberías de la línea de impelencia, aunque se podría pensar que solo es necesario colocar un nodo en el punto final, donde se encuentra el tanque de almacenamiento, no es así, se colocan nodos a lo largo de la tubería, dado que esto además de facilitar el trazado, permite conocer las presiones en distintos puntos de la línea de impelencia, caudal en las tuberías y otras variables hidráulicas, proporcionando una mejor comprensión del comportamiento del sistema, es por ello, que los nodos son colocados en uniones de tuberías, tanques, embalses, cambios de pendiente considerable, etc. A continuación, se muestra la línea de impelencia trazada en el programa.

Figura 71
Esquema de nodos y tuberías de la línea de impelencia



Paso 11: Por consiguiente, se ingresan los datos de entrada para nodos y tuberías, de acuerdo con la tabla 36 del apartado 5.1.5.1. Para los nodos, solo se introduce la cota de terreno, excepto en el último nodo, que se conecta con los nodos auxiliares del tanque de almacenamiento, donde también se añade el caudal de bombeo. En el caso de las tuberías, se registran la longitud y el diámetro. Dado que el proceso de ingreso de datos es repetitivo, se presentará únicamente un ejemplo para nodos y tuberías.

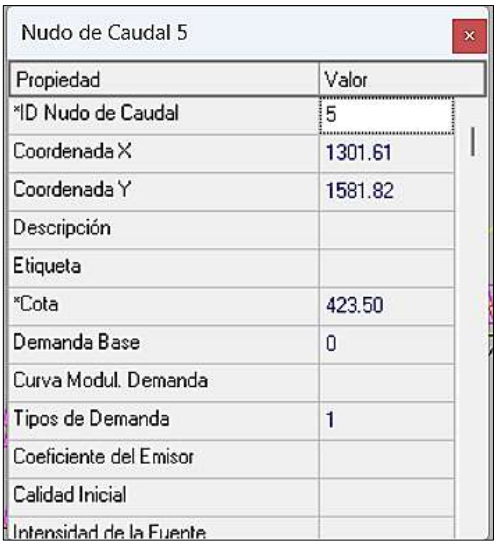
Figura 72
Ejemplo de datos de entrada para tubería



Tubería 3-4

Propiedad	Valor
*ID Tubería	3-4
*Nudo Inicial	3
*Nudo Final	4
Descripción	
Etiqueta	
*Longitud	169.89
*Diámetro	101.60
*Rugosidad	140
Coef. Pérdidas Menores	0
Estado Inicial	Abierta
Coef. Reacción en el Medio	
Coef. Reacción en la Pared	

Figura 73
Ejemplo de datos de entrada para nodo



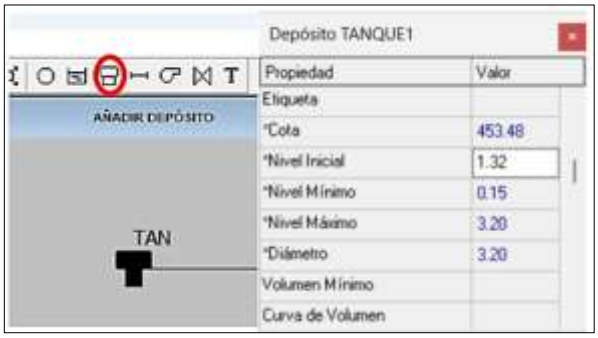
PASO 12: Ahora, se procede a insertar los tanques de almacenamiento, a los cuales se les debe asignar los valores correspondientes, que en el caso de estos basta con colocarle la cota de fondo, el nivel mínimo, el nivel inicial, el nivel máximo y el diámetro.

- Cota de Solera: Cota en metros de la solera (fondo) del depósito, respecto a un nivel de referencia común.
- Nivel inicial: Nivel del agua en el depósito respecto a la solera, en metros, al comienzo de la simulación.
- Nivel mínimo: Nivel mínimo del agua respecto a la solera a mantener en el depósito, en metros.
- Nivel máximo: Nivel máximo del agua en el depósito respecto a la solera, en metros. Durante la simulación no se permitirá que el agua supere dicho nivel.

- Diámetro: Diámetro del depósito, en metros (pies). Para depósitos cilíndricos será el diámetro real.

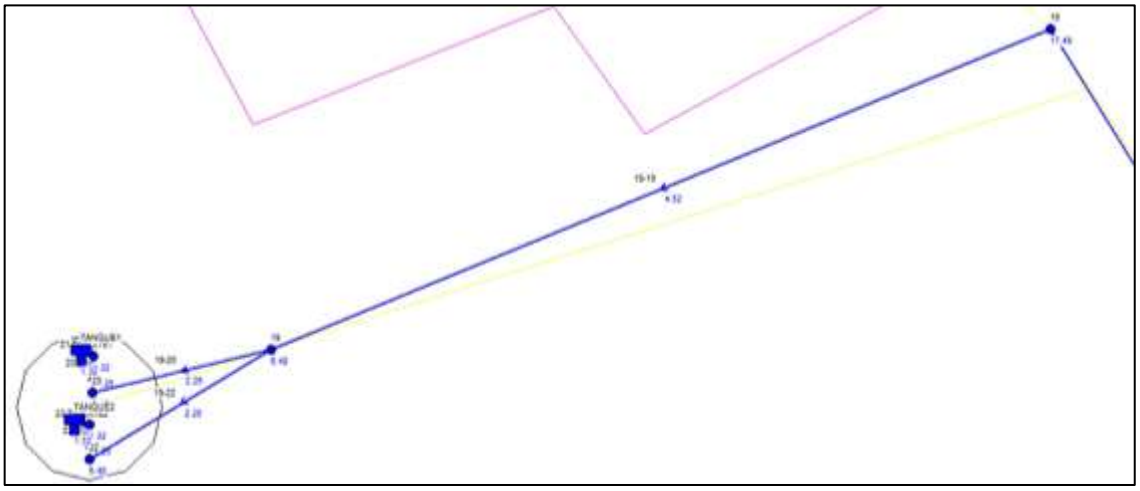
Para garantizar el buen funcionamiento de la red de distribución, se ha considerado elevar los tanques a 5.00 m, esta altura se sumó a la cota de terreno (448.48), por lo tanto, el dato COTA representa ya la altura del tanque elevado, la cual es 448.48+5=453.48 m.

Figura 74
Ingreso de tanque y datos del tanque



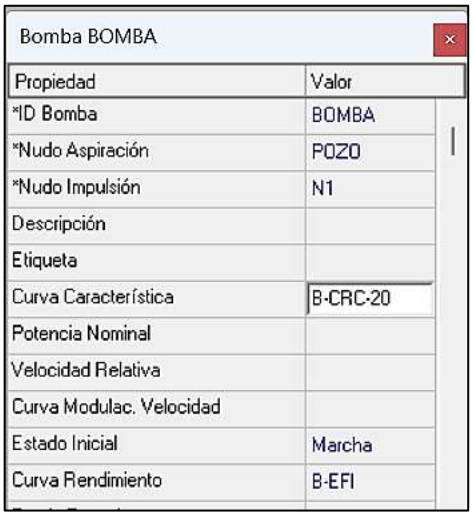
Para lograr una mejor presentación gráfica e interpretación de los Tanques de Almacenamiento en el software, se decidió incorporar nodos y tuberías auxiliares. Estas adiciones permiten representar visualmente la conexión de la tubería entre los tanques y el primer nodo de la red, facilitando además la identificación de la presión en los tanques de almacenamiento. La representación gráfica de este sistema se muestra en la Figura 75.

Figura 75
Representación gráfica del Tanque de Almacenamiento



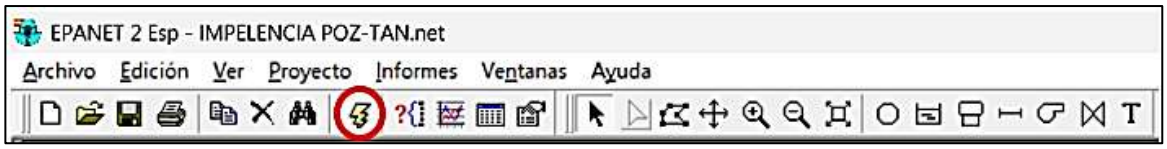
Paso 13: Después de haber introducido los datos correspondientes a cada una de las tuberías y nodos, se procede a ingresar la curva característica y la curva de eficiencia de la bomba, la primera simulación se realizó con la bomba de 20 HP como se muestra en la Figura 76.

Figura 76
Datos de entrada de bomba



Paso 14: Se procede a correr la simulación para la bomba de 20 Hp, para ello en la barra de herramientas estándar, hay que dar clic en el siguiente icono que se muestra en la Figura 77.

Figura 77
Icono para correr la simulación



A partir de la simulación realizada se pueden observar en el mapa los diferentes parámetros a evaluar, como son la velocidad en las tuberías y presiones en los nodos.

Figura 78

Esquema de la línea de impelencia presiones y caudal, usando bomba de 20 Hp.

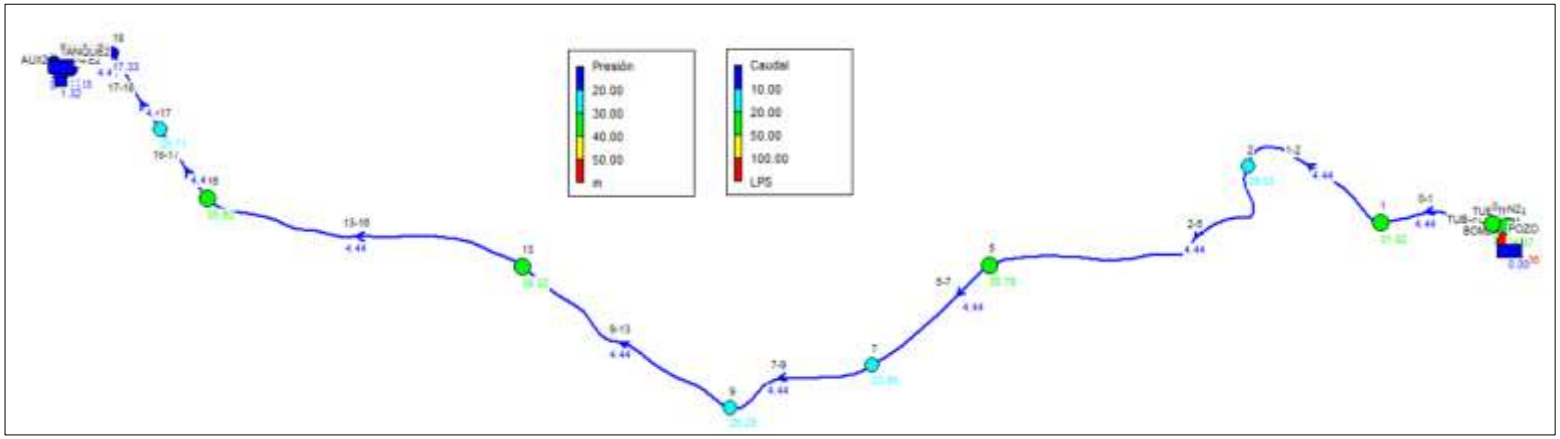
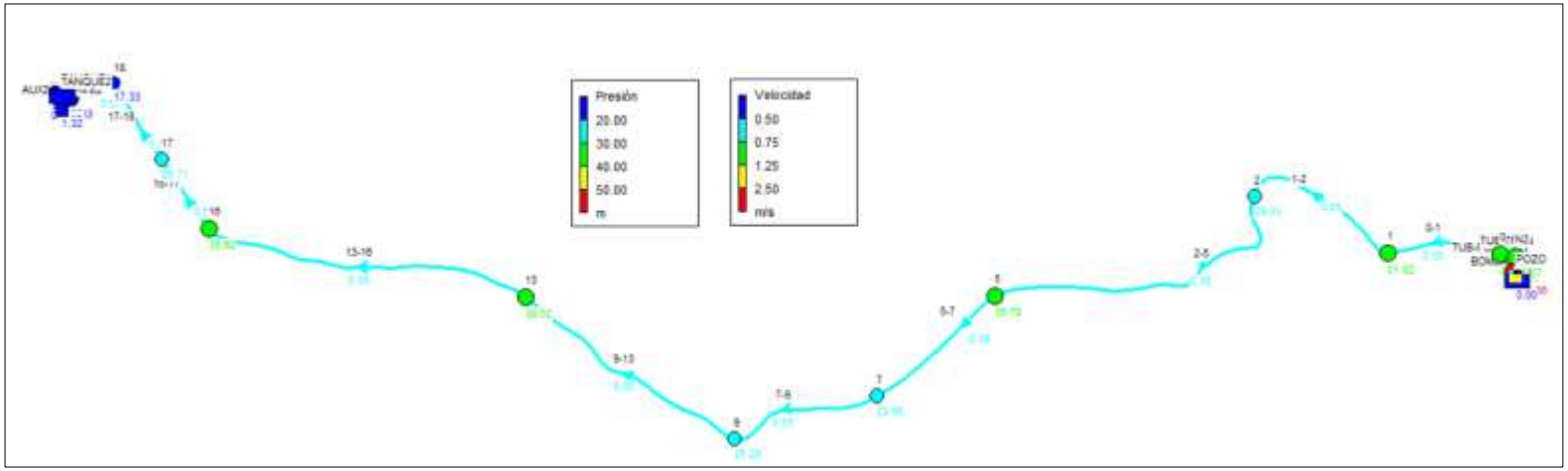


Figura 79

Esquema de la línea de impelencia, presiones y velocidades, usando bomba de 20 Hp.



Para una mejor comprensión de los resultados, se muestran las presiones, caudales y velocidades en el inicio de la línea de impelencia, es decir, partiendo del pozo y la bomba.

Figura 80
Presión y caudal saliendo de la bomba

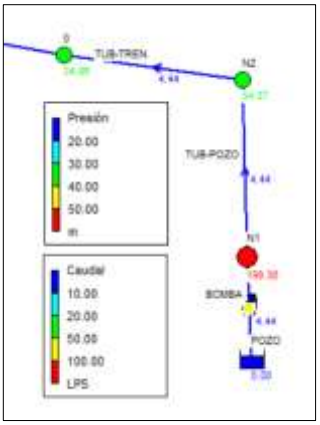
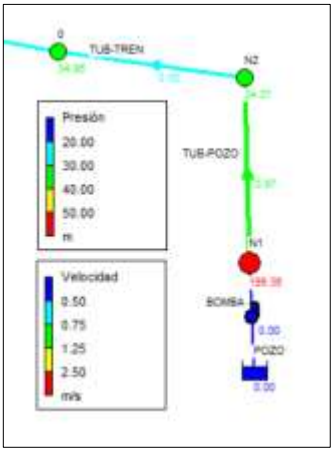


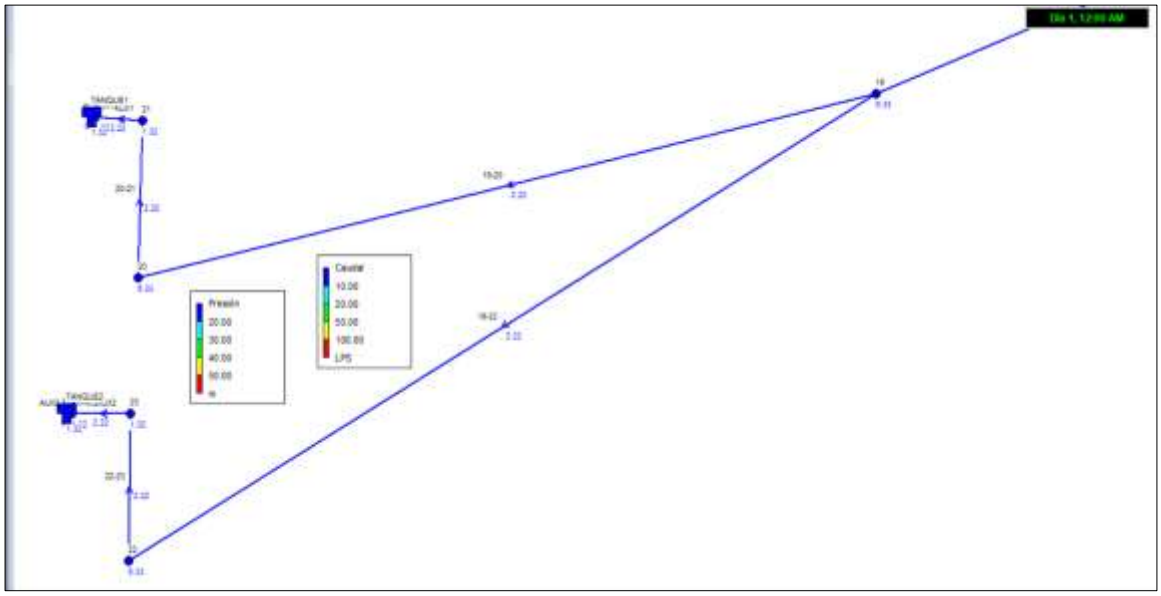
Figura 81
Presión y velocidad saliendo de la bomba



En la figura 80, se puede apreciar que el caudal de salida de la bomba es de 4.44l/s, y la carga dinámica total de 199.36 mca. Por otro lado, en la Figura 81 se observa que la velocidad constante hasta el tanque es de 0.55 m/s, valor que se

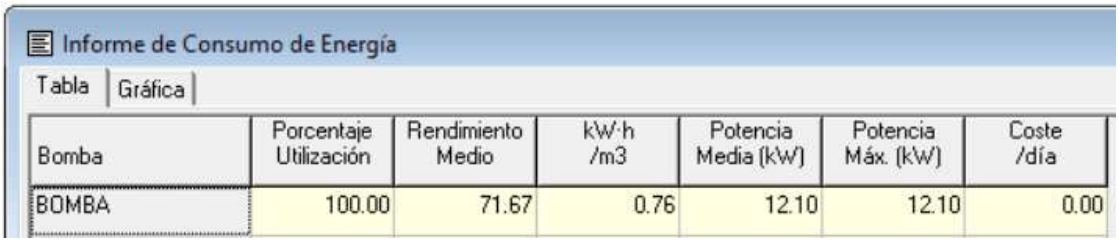
encuentra dentro de lo permitido por “ANDA, 2014” donde se menciona que las velocidades deben ser mayor a 0.50 m/s y menor a 2.5 m/s.

Figura 82
Presión y caudal en la entrada de tubería a los tanques de almacenamiento, usando bomba de 20 Hp.



Ahora bien, en el punto de entrada hacia los tanques de almacenamiento, como se puede observar a cada tanque le llega un caudal de 2.22 l/s, que es la mitad del caudal constante que arroja la bomba de 20 HP el cual es de 4.44 l/s, por lo el cual dicho caudal se encuentra por encima del caudal de bombeo, de igual forma la eficiencia obtenida con esta bomba es del 71.67% y la potencia media de 12.10 kW (16 HP) como se muestra en la Figura 83.

Figura 83
Informe de Energía para bomba de 20 HP



Bomba	Porcentaje Utilización	Rendimiento Medio	kW·h /m3	Potencia Media (kW)	Potencia Máx. (kW)	Coste /día
BOMBA	100.00	71.67	0.76	12.10	12.10	0.00

Después de corrida la simulación con la bomba de 20 HP se procede a realizar la simulación para la bomba de 25 HP, siguiendo los pasos 13 y 14. Los resultados se muestran en las imágenes siguientes.

Figura 84
Esquema de la línea de impelencia, presiones y caudales, usando bomba de 25 Hp.

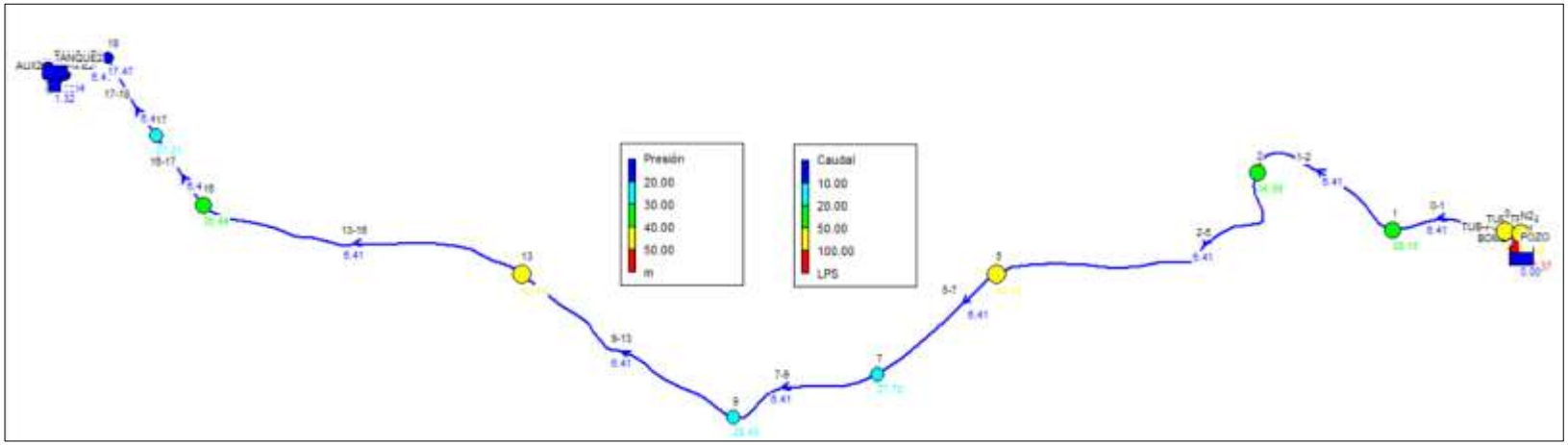


Figura 85
Esquema de la línea de impelencia, presiones y velocidades, usando bomba de 25 Hp.

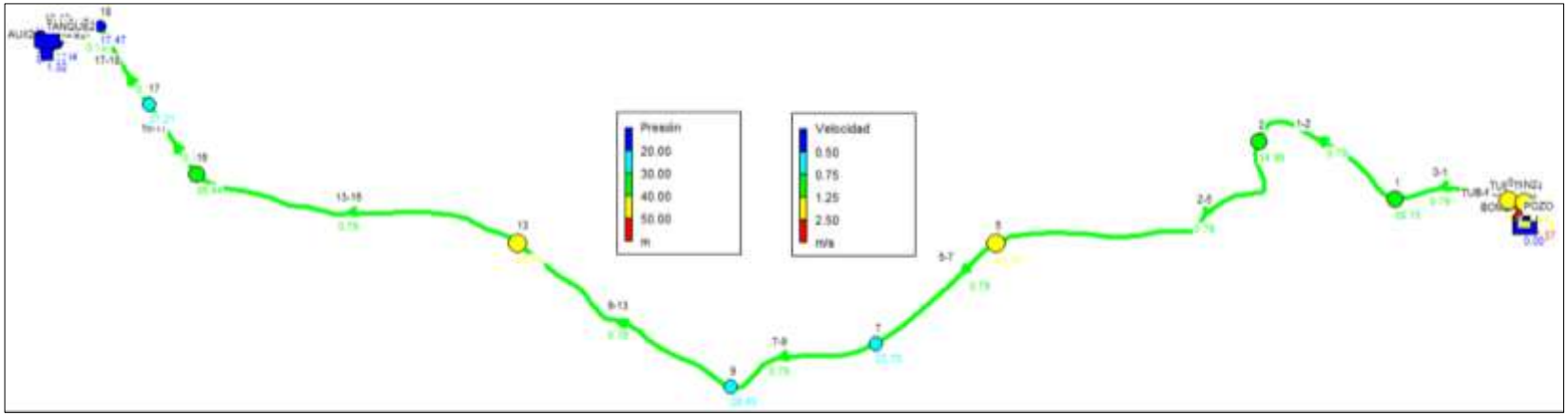


Figura 86
Presión y caudal saliendo de la bomba

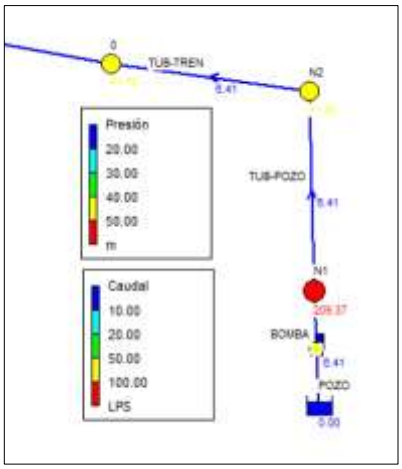
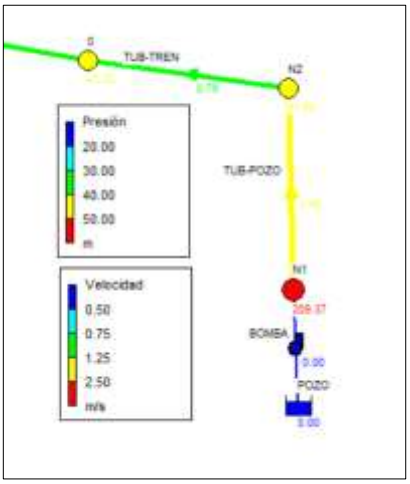
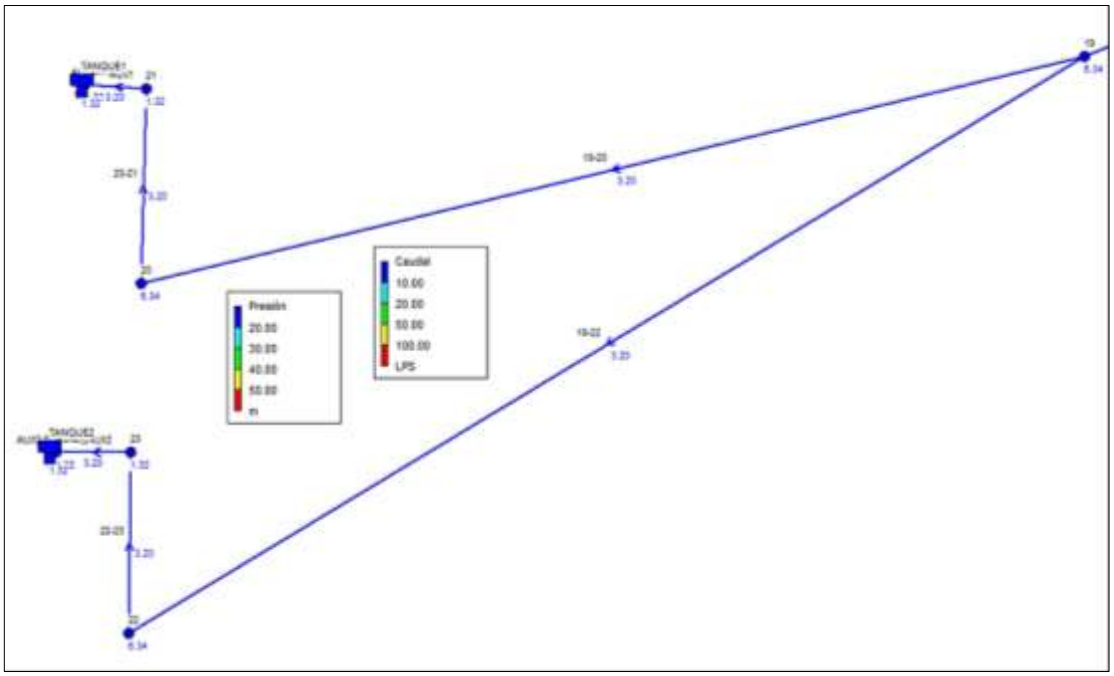


Figura 87
Presión y velocidad saliendo de la bomba



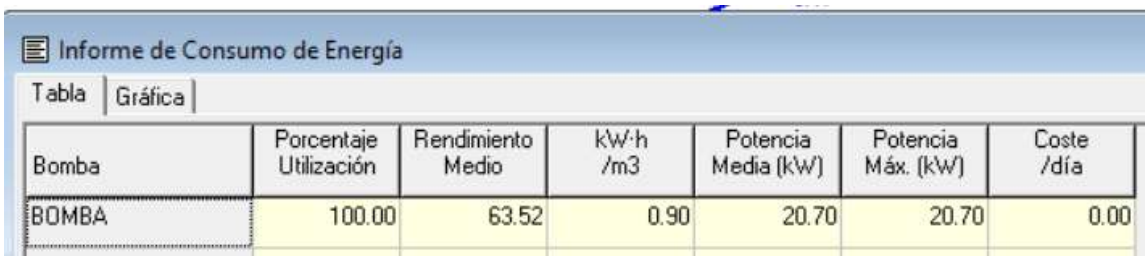
En la figura 86, se aprecia que el caudal de salida de la bomba es de 6.41l/s, y la carga dinámica total de 209.37 mca. Por otro lado, en la Figura 87 se observa que la velocidad constante hasta el tanque es de 0.79 m/s, valor que se encuentra dentro de lo permitido por “ANDA, 2014” donde se menciona que las velocidades deben ser mayor a 0.50 m/s y menor a 2.5 m/s.

Figura 88
Presión y caudal en la entrada de tubería al tanque de almacenamiento, usando bomba de 25 Hp.



Ahora bien, se puede observar que el caudal que entra a cada tanque de almacenamiento es de 3.20 l/s, el cual aproximadamente la mitad del caudal constante que arroja la bomba de 25 HP, el cual es de 6.41 l/s, el cual se encuentra muy por encima del caudal de bombeo, de igual forma la eficiencia obtenida con esta bomba es del 63.52% y la potencia media de 20.70 kW (28 HP) como se muestra en la Figura 89.

Figura 89
Informe de Energía para bomba de 25 HP



RESUMEN DE DATOS

Tabla 39
Resumen de datos obtenidos para la línea de impelencia

BOMBA DE 20 HP				
CAUDAL (L/S)	**EFICIENCIA (%)**	**POTENCIA (KW)**	**CARGA DINÁMICA TOTAL (MCA)**	**VELOCIDAD (M/S)**
4.44	71.67	12.10	199.36	0.55
BOMBA DE 25 HP				
CAUDAL (L/S)	**EFICIENCIA (%)**	**POTENCIA (KW)**	**CARGA DINÁMICA TOTAL (MCA)**	**VELOCIDAD (M/S)**
6.41	63.52	20.70	209.37	0.79

PASO 15: A continuación, se procede a exportar los parámetros hidráulicos de tuberías y nodos de EPANET. Procedemos a exportar a un Excel haciendo clic en la pestaña INFORME, luego clic en la pestaña TABLAS y aparecerá el siguiente cuadro de diálogo.

Figura 90
Selección de la Tabla

En la pestaña TIPO, se selecciona la información que se quiere visualizar. Luego, en la pestaña COLUMNAS, se asignan los parámetros que definirán cómo se mostrará esa información.

Figura 91
Selección de datos

Dar clic en aceptar y aparecerá la información relacionada con los nudos de la red. Posteriormente, se sombrea y se hace clic en el botón COPIAR y se desplegará un cuadro de dialogo en el cual se debe de seleccionar el portapapeles para luego dar clic en aceptar.

Figura 92
Copiar tabla de la Red

Posteriormente se abre un documento en Excel y se pega la información.

A continuación, se presentarán los datos técnicos de los nudos y de las tuberías, tales como velocidades, presiones, dotaciones, altura, diámetros y otros datos proporcionados por el software EPANET.

Tabla 40

Tabla de datos técnicos obtenidos de EPANET de los nodos para la línea de impelencia

TABLA DE DATOS TÉCNICOS DE NODOS DE LINEA DE IMPELENCIA			
NOMBRE	**Cota**	**Altura Piezométrica**	**Presión**
	m	**m**	**m**
Conexión 18	437.62	454.95	17.33
Conexión 17	428.60	455.31	26.71
Conexión 16	420.05	455.65	35.60
Conexión 13	418.97	456.99	38.02
Conexión 9	432.73	458.02	25.29
Conexión 7	434.70	458.65	23.95
Conexión 5	423.50	459.28	35.78
Conexión 2	431.29	460.62	29.33
Conexión 1	429.49	461.31	31.82
Conexión 0	427.00	461.86	34.86
Conexión N1	265.75	465.11	199.36
Conexión N2	427.75	462.12	34.37
Conexión 19	448.48	454.81	6.33

TABLA DE DATOS TÉCNICOS DE NODOS DE LINEA DE IMPELENCIA			
NOMBRE	**Cota**	**Altura Piezométrica**	**Presión**
	m	**m**	**m**
Conexión 21	453.48	454.80	1.32
Conexión 23	453.48	454.80	1.32
Conexión 22	448.48	454.81	6.33
Conexión 20	448.48	454.81	6.33
Conexión AUX1	453.48	454.80	1.32
Conexión AUX2	453.48	454.80	1.32
Embalse POZO	265.75	265.75	0.00
Depósito TANQUE1	453.48	454.80	1.32
Depósito TANQUE2	453.48	454.80	1.32

Tabla 41
Tabla de datos técnicos obtenidos de EPANET de tuberías para la línea de impelencia

TABLA DE DATOS TÉCNICOS DE TUBERÍAS DE LINEA DE IMPELENCIA						
NOMBRE	**Longitud**	**Diámetro**	**Rugosidad**	**Caudal**	**Velocidad**	**Pérd. Unit.**
	m	**mm**		**LPS**	**m/s**	**m/km**
Tubería 17-18	106.81	101.60	140.00	4.44	0.55	3.42
Tubería 16-17	100.14	101.60	140.00	4.44	0.55	3.42
Tubería 1-2	201.45	101.60	140.00	4.44	0.55	3.42
Tubería 0-1	160.42	101.60	140.00	4.44	0.55	3.42
Tubería TUB-POZO	162.00	76.20	120.00	4.44	0.97	18.46
Tubería TUB-TREN	40.20	101.60	100.00	4.44	0.55	6.37
Tubería 18-19	39.54	101.60	140.00	4.44	0.55	3.42
Tubería 20-21	8.35	101.60	140.00	2.22	0.27	0.95
Tubería 21-AUX1	0.60	101.60	140.00	2.22	0.27	0.93
Tubería 22-23	8.35	101.60	140.00	2.22	0.27	0.95
Tubería 23-AUX2	0.60	101.60	140.00	2.22	0.27	0.93
Tubería 19-22	4.00	101.60	140.00	2.22	0.27	0.94
Tubería 19-20	4.00	101.60	140.00	2.22	0.27	0.94
Tubería AUX1	0.05	101.60	140.00	0.15	0.02	0.00

TABLA DE DATOS TÉCNICOS DE TUBERÍAS DE LINEA DE IMPELENCIA						
NOMBRE	**Longitud**	**Diámetro**	**Rugosidad**	**Caudal**	**Velocidad**	**Pérd. Unit.**
	m	**mm**		**LPS**	**m/s**	**m/km**
Tubería AUX2	0.05	101.60	140.00	0.15	0.02	0.00
Tubería 5-7	183.32	101.60	140.00	4.44	0.55	3.42
Tubería 7-9	184.14	101.60	140.00	4.44	0.55	3.42
Tubería 9-13	303.72	101.60	140.00	4.44	0.55	3.42
Tubería 13-16	389.42	101.60	140.00	4.44	0.55	3.42
Tubería 2-5	393.79	101.60	140.00	4.44	0.55	3.42
Bomba BOMBA				4.44	0	-199.36

- **Interpretación de resultados**

Luego de la simulación de ambas bombas (20 HP y 25 HP) en el programa EPANET 2.0, se procede a interpretar cada uno de los valores principales que se obtuvieron del programa, por lo cual, en la Tabla 39 se resumieron los datos que debemos tomar en cuenta en la elección de la bomba.

La selección de la bomba se basa en el análisis del caudal requerido, la eficiencia energética y el consumo de potencia. En este caso, el caudal de bombeo necesario para la línea de impelencia es de 4.1346 l/s, un valor que ambas bombas pueden suministrar. Sin embargo, la bomba de 25 HP se encuentra sobredimensionada, lo que implica un uso innecesario de recursos energéticos.

Desde el punto de vista de eficiencia, la bomba de 20 HP presenta un rendimiento del 71.67%, un valor cercano a su máxima eficiencia operativa, lo que garantiza un mejor aprovechamiento de la energía suministrada. En contraste, la bomba de

25 HP tiene una menor eficiencia (63.52%) y un mayor consumo energético, lo que la hace menos adecuada desde el punto de vista económico y operativo.

En cuanto a la velocidad del fluido, si bien la bomba de 20 HP opera cerca del límite mínimo permitido según (ANDA,2014), sigue cumpliendo con los requisitos técnicos establecidos.

Por lo tanto, se elige la bomba de 20 HP debido a su mayor eficiencia, menor consumo de energía y capacidad para satisfacer el caudal requerido sin incurrir en un sobredimensionamiento.

Las tuberías de conexión de la línea de impelencia son de 4 pulgadas, a excepción de la tubería del pozo que es de 3 pulgadas. Para determinar la presión que pueden soportar, se consideró la presión máxima en la línea de impelencia, la cual es de 38.95 mca. Al convertir esta presión a PSI, se obtiene un valor de 55.40 PSI.

Por esta razón, se optó por una tubería con una presión de 250 PSI, ya que ofrece un equilibrio entre seguridad y costo, evitando un gasto excesivo sin comprometer la eficiencia del sistema.

5.1.5.3 Cálculo de datos de entrada al programa EPANET 2.0 para red de distribución.

Una vez analizada la disponibilidad del sistema para su adecuado funcionamiento, dibujado el plano del sistema de abastecimiento de agua potable y diseñado la línea de impelencia del pozo al tanque de almacenamiento, se procede a calcular los caudales que usaremos para la modelación en EPANET 2.0.

En primer lugar, se calcula el factor de demanda (Factor K) para los distintos tipos de consumo. Este cálculo se realiza dividiendo el caudal de diseño (caudal máximo horario/caudal mínimo horario) entre el número de viviendas. En el caso del consumo correspondiente a la iglesia, dado que solo existe una, se utiliza directamente su caudal, según lo establecido en el apartado 5.1.1.2.

Se realiza para el caudal máximo horario, ya que para este caudal se diseña la línea de conducción según “ANDA,2014”.

Habitacional

$$Factor\ K = \frac{Qdiseño}{\#Viviendas}$$

Donde:

$$Qdiseño: caudal\ máximo\ horario, en \frac{l}{s}$$

$$\#Viviendas: total\ de\ viviendas$$

$$Factor\ K = \frac{Qdiseño}{\#Viviendas} = \frac{2.4401\,\frac{l}{s}}{217} = \mathbf{0.01921339}$$

Iglesia

$$Qiglesia = 0.0101\,\frac{l}{s}$$

Ya definidos, los caudales para los diferentes tipos de consumo se elaboran las siguientes tablas:

Caudal por tramo de tuberías (Tabla 42) Detalle el caudal por cada tramo de tubería de la red de distribución.

Figura 93
Columnas - Caudal por Tramo de Tuberías

Columna 1	*Columna 2*	*Columna 3*
TRAMOS DE TUBERÍA	**VIVIENDAS**	**Q TRAMO (l/s)**
A-B	3	0.0576

- Columna 1: Contiene el identificativo del tramo de tubería.

TRAMOS DE TUBERÍA
A-B

- Columna 2: Presenta el número de viviendas conectadas a cada tramo de tubería.

VIVIENDAS
3

- Columna 3: Muestra el caudal por cada tramo de tubería.

Q TRAMO (l/s)
0.0576

$$Qtramo = Factor\ K * columna\ 2$$

Tabla 42
Caudal por Tramos de Tuberías – Máximo Horario

CAUDAL POR TRAMO DE TUBERIAS			CAUDAL POR TRAMO DE TUBERIAS		
TRAMOS DE TUBERÍA	**VIVIENDAS**	**Q tramo (l/s)**	**TRAMOS DE TUBERÍA**	**VIVIENDAS**	**Q tramo (l/s)**
TANQUE-A	0	0.0000	K-L	5	0.0961
A-B	3	0.0576	L-L'	1	0.0192
B-C	2 más 1 Iglesia	0.0485	L-M	2	0.0384
			M-M'	4	0.0769
C-C'	0	0.0000	M'-M''	2	0.0384
C'-C''	5	0.0961	M'-M'''	6	0.1153
C-D	9	0.1729	M-N	3	0.0576
D-E	4	0.0769	N-N'	1	0.0192
E-E'	6	0.1153	N-O	0	0.0000
E'-E''	2	0.0384	O-O'	4	0.0769
E-F	7	0.1345	O'-O''	4	0.0769
F-G	4	0.0769	O-P	5	0.0961
G-G'	2	0.0384	P-Q	0	0.0000
G-H	6	0.1153	Q-R	5	0.0961
H-H'	1	0.0192	R-S	1	0.0192
H-I	4	0.0769	A-T	4	0.0769
I-I'	1	0.0192	T-U	0	0.0000
I'-I''	2	0.0384	U-V	0	0.0000
I-J	4	0.0769	V-W	0	0.0000
J-K	1	0.0192	W-X	1	0.0192
K-K'	3	0.0576	X-X'	4	0.0769
K'-K''	2	0.0384	X-X''	7	0.1345

Caudal por Nodo (Tabla 43) Detalla el caudal de cada uno de los nodos, caudales que son datos de entrada en el programa EPANET 2.0.

Figura 94
Columnas - Caudal por Nodo

Columna 1	Columna 2
NODO	**Q en nodo (l/s)**
B	0.0576

- Columna 1: Contiene el identificativo del Nodo.
- Columna 2: Muestra el caudal de salida en cada Nodo.

$$Columna2 = Qtramo$$

Tabla 43
Caudal por Nodos – Máximo Horario

CAUDAL POR NODO		CAUDAL POR NODO	
NODO	**Q en nodo (l/s)**	**NODO**	**Q en nodo (l/s)**
A	0.0000	L'	0.0192
B	0.0576	M	0.0384
C	0.0485	M'	0.0769
C'	0.0000	M''	0.0384
C''	0.0961	M'''	0.1153
D	0.1729	N	0.0576
E	0.0769	N'	0.0192
E'	0.1153	O	0.0000
E''	0.0384	O'	0.0769
F	0.1345	O''	0.0769
G	0.0769	P	0.0961
G'	0.0384	Q	0.0000
H	0.1153	R	0.0961
H'	0.0192	S	0.0192
I	0.0769	T	0.0769
I'	0.0192	U	0.0000
I''	0.0384	V	0.0000
J	0.0769	W	0.0000
K	0.0192	X	0.0192
K'	0.0576	X'	0.0769
K''	0.0384	X''	0.1345
L	0.0961		

Es necesario definir también los caudales mínimos de salida en cada nodo, los cuales se utilizan para generar un modelo que evidencie cuales son aquellos puntos en donde las presiones serán máximas y a partir del modelo, realizar los ajustes necesarios en el sistema.

Habitacional

$$Factor\ K = \frac{Qmính}{\#Viviendas}$$

Donde:

$$Qmính: caudal\ mínimo\ horario, en \frac{l}{s}$$

$$\#Viviendas: total\ de\ viviendas$$

$$Factor\ K = \frac{Qmính}{\#Viviendas} = \frac{0.2033 \frac{\mathrm{l}}{\mathrm{s}}}{217} = \mathbf{0.00160079}$$

Iglesia

$$Qiglesia = 0.0008 \frac{l}{s}$$

Ya definidos, los caudales para los diferentes tipos de consumo se elaboran las siguientes tablas:

Caudal por tramo de tuberías (Tabla 44) Detalle el caudal por cada tramo de tubería de la red de distribución en función del caudal mínimo horario.

Figura 95
Columnas - Caudal por Tramo de Tuberías

Columna 1	*Columna 2*	*Columna 3*
TRAMOS DE TUBERÍA	**VIVIENDAS**	**Q TRAMO (l/s)**
A-B	3	0.0048

- Columna 1: Contiene el identificativo del tramo de tubería.

TRAMOS DE TUBERÍA
A-B

- Columna 2: Presenta el número de viviendas conectadas a cada tramo de tubería.

VIVIENDAS
3

- Columna 3: Muestra el caudal por cada tramo de tubería.

Q TRAMO (l/s)
0.0048

$$Qtramo = Factor\ K * columna\ 2$$

Tabla 44
Caudal de Tramos por Tuberías- Mínimo Horario

CAUDAL POR TRAMO DE TUBERIAS			CAUDAL POR TRAMO DE TUBERIAS		
TRAMOS DE TUBERÍA	**VIVIENDAS**	**Q tramo (l/s)**	**TRAMOS DE TUBERÍA**	**VIVIENDAS**	**Q tramo (l/s)**
TANQUE-A	0	0.0000	K-L	5	0.0080
A-B	3	0.0048	L-L'	1	0.0016
B-C	2 más 1 Iglesia	0.0040	L-M	2	0.0032
			M-M'	4	0.0064
C-C'	0	0.0000	M'-M''	2	0.0032
C'-C''	5	0.0080	M'-M'''	6	0.0096
C-D	9	0.0144	M-N	3	0.0048
D-E	4	0.0064	N-N'	1	0.0016
E-E'	6	0.0096	N-O	0	0.0000
E'-E''	2	0.0032	O-O'	4	0.0064
E-F	7	0.0112	O'-O''	4	0.0064

CAUDAL POR TRAMO DE TUBERIAS			CAUDAL POR TRAMO DE TUBERIAS		
TRAMOS DE TUBERÍA	VIVIENDAS	Q tramo (l/s)	TRAMOS DE TUBERÍA	VIVIENDAS	Q tramo (l/s)
F-G	4	0.0064	O-P	5	0.0080
G-G'	2	0.0032	P-Q	0	0.0000
G-H	6	0.0096	Q-R	5	0.0080
H-H'	1	0.0016	R-S	1	0.0016
H-I	4	0.0064	A-T	4	0.0064
I-I'	1	0.0016	T-U	0	0.0000
I'-I''	2	0.0032	U-V	0	0.0000
I-J	4	0.0064	V-W	0	0.0000
J-K	1	0.0016	W-X	1	0.0016
K-K'	3	0.0048	X-X'	4	0.0064
K'-K''	2	0.0032	X-X''	7	0.01121

Caudal por Nodo (Tabla 45) Detalla el caudal de cada uno de los nodos, caudales que son datos de entrada en el programa Epanet 2.0.

Figura 96
Columnas - Caudal por Nodo

Columna 1	*Columna 2*
NODO	Q EN NODO (l/s)
B	0.0048

- Columna 1: Contiene el identificativo del Nodo.

- Columna 2: Muestra el caudal en cada Nodo.

  $Columna2 = Qtramo$

Tabla 45
Caudal por Nodo - Mínimo Horario

CAUDAL POR NODO		CAUDAL POR NODO	
NODO	**Q en nodo (l/s)**	**NODO**	**Q en nodo (l/s)**
A	0.0000	L'	0.0016
B	0.0048	M	0.0032
C	0.0040	M'	0.0064
C'	0.0000	M''	0.0032
C''	0.0080	M'''	0.0096
D	0.0144	N	0.0048
E	0.0064	N'	0.0016
E'	0.0096	O	0.0000
E''	0.0032	O'	0.0064
F	0.0112	O''	0.0064
G	0.0064	P	0.0080
G'	0.0032	Q	0.0000
H	0.0096	R	0.0080
H'	0.0016	S	0.0016
I	0.0064	T	0.0064
I'	0.0016	U	0.0000
I''	0.0032	V	0.0000
J	0.0064	W	0.0000
K	0.0016	X	0.0016
K'	0.0048	X'	0.0064
K''	0.0032	X''	0.0112
L	0.0080		

5.1.5.4 Modelado de la red de distribución mediante software EPANET 2.0

Se presenta a continuación el diseño de la línea de conducción, describiendo paso a paso cada etapa de forma detallada y esquemática. Además, se explica el proceso de simulación del diseño.

Se deben seguir los pasos 1, 2 y 3 que fueron descritos en el apartado de Diseño de línea impelencia, ya que se repiten para el modelado de la red de distribución.

Paso 4: Después de tener ubicado los tanques de almacenamiento y haberles introducido sus datos de entrada, se procede al dibujo de los nodos con sus respectivas tuberías, para formar la red de distribución.

A continuación, se presenta un ejemplo del dibujo de los nodos y las tuberías que conforman la red de distribución del sistema, primero se ubican los nodos y, posteriormente, se traza la tubería siguiendo el sentido del flujo, para ello, el dibujo inicia desde el nodo de entrada y continúa hasta el nodo de salida.

Los nodos tuberías se dibujan de la misma forma que se hizo con la tubería de impelencia, hasta tener finalizada toda la red de distribución, tal como se muestra en la figura 97.

Figura 97
Representación gráfica de nodos y tuberías

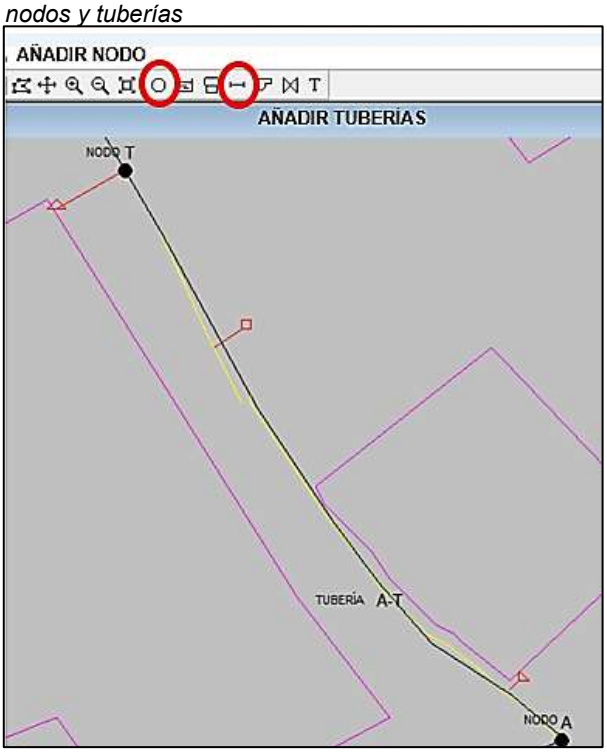
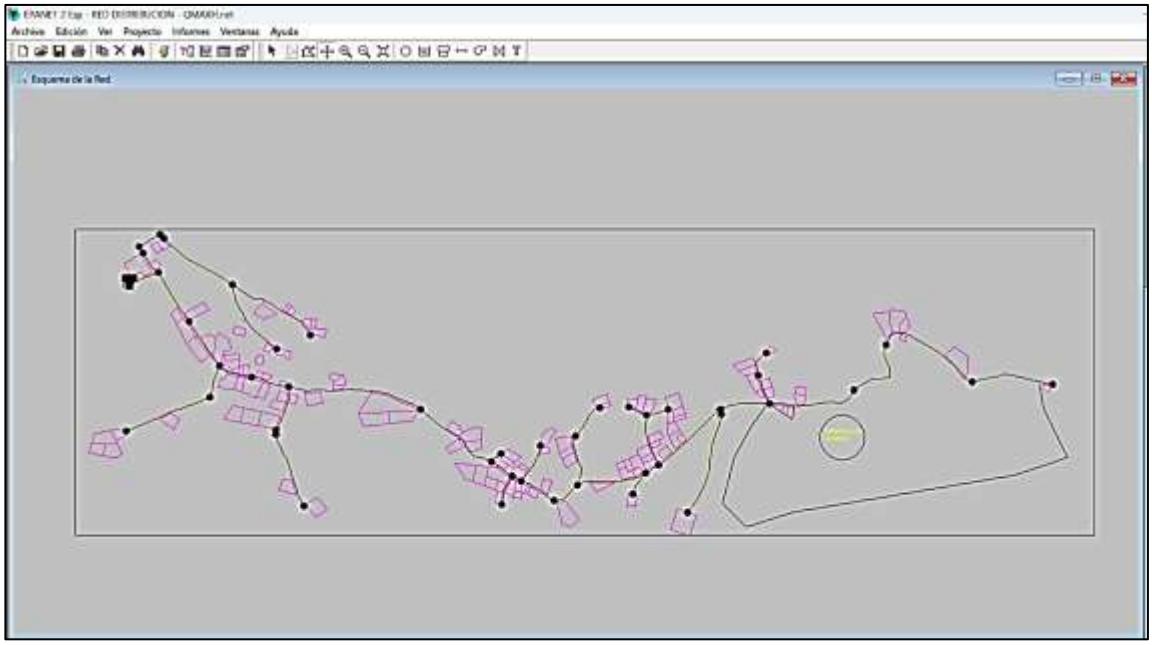


Figura 98
Representación gráfica de la red



Antes de proceder con el siguiente paso, que consiste en la introducción de los datos de entrada correspondientes a las longitudes y diámetros de las tuberías, así como las cotas y demandas base de los nodos, se sacan previamente de forma manual estos datos desde AutoCAD a una tabla de Excel. Los datos, se presentan en la Tabla 46 y Tabla 47.

Tabla 46
Datos de entrada de tuberías para caudal máximo horario

DATOS DE ENTRADA PARA CAUDAL MAXH			DATOS DE ENTRADA PARA CAUDAL MAXH		
TUBERÍAS DE RED DE DISTRIBUCIÓN			TUBERÍAS DE RED DE DISTRIBUCIÓN		
NOMBRE DE TUBERÍA	LONGITUD	DIÁMETRO	NOMBRE DE TUBERÍA	LONGITUD	DIÁMETRO
	m	mm		m	mm
Tubería T1-AUX3	0.60	76.2	Tubería K-K'	96.40	50.8
Tubería T1-AUX2	5.15	76.2	Tubería K'-K''	70.14	50.8
Tubería T1-AUX1	4.00	76.2	Tubería K-L	130.36	76.2
Tubería T2-AUX3	0.60	76.2	Tubería L-L'	44.98	50.8
Tubería T2-AUX2	5.15	76.2	Tubería L-M	28.51	76.2
Tubería T2-AUX1	4.00	76.2	Tubería M-M'	96.96	50.8

DATOS DE ENTRADA PARA CAUDAL MAXH			DATOS DE ENTRADA PARA CAUDAL MAXH		
TUBERÍAS DE RED DE DISTRIBUCIÓN			TUBERÍAS DE RED DE DISTRIBUCIÓN		
NOMBRE DE TUBERÍA	LONGITUD	DIÁMETRO	NOMBRE DE TUBERÍA	LONGITUD	DIÁMETRO
	m	mm		m	mm
Tubería TAN-A	39.54	76.2	Tubería M'-M''	35.87	50.8
Tubería A-B	106.81	76.2	Tubería M'-M'''	42.14	50.8
Tubería B-C	100.14	76.2	Tubería M-N	154.81	76.2
Tubería C-C'	59.73	50.8	Tubería N-N'	205.67	50.8
Tubería C'-C''	167.14	50.8	Tubería N-O	91.19	76.2
Tubería C-D	64.78	76.2	Tubería O-O'	55.07	50.8
Tubería D-E	71.25	76.2	Tubería O'-O''	51.21	50.8
Tubería E-E'	84.50	50.8	Tubería O-P	169.89	76.2
Tubería E'-E''	150.68	50.8	Tubería P-Q	132.71	76.2
Tubería E-F	253.39	76.2	Tubería Q-R	201.45	76.2
Tubería F-G	165.01	76.2	Tubería R-S	153.41	76.2
Tubería G-G'	23.80	50.8	Tubería A-T	45.17	76.2
Tubería G-H	47.87	76.2	Tubería T-U	15.23	76.2
Tubería H-H'	56.13	50.8	Tubería U-V	44.17	76.2
Tubería H-I	19.23	76.2	Tubería V-W	11.32	76.2
Tubería I-I'	41.86	50.8	Tubería W-X	152.61	76.2
Tubería I'-I''	33.52	50.8	Tubería X-X'	149.66	50.8
Tubería I-J	71.61	76.2	Tubería X-X''	177.59	50.8
Tubería J-K	53.78	76.2			

Tabla 47
Datos de entrada de nodos para caudal máximo horario

DATOS DE ENTRADA PARA CAUDAL MAXH			DATOS DE ENTRADA PARA CAUDAL MAXH		
NODOS DE RED DE DISTRIBUCIÓN			NODOS DE RED DE DISTRIBUCIÓN		
NOMBRE DE NODOS	COTA	CAUDAL	NOMBRE DE NODOS	COTA	CAUDAL
	m	l/s		m	l/s
Depósito TAN1	453.48	0.0000	Nodo K	430.94	0.0192
Nodo T-NOD	448.48	0.0000	Nodo K'	436.50	0.0576
Nodo T1-NOD2	448.48	0.0000	Nodo K''	436.49	0.0384
Nodo T1-NOD3	453.48	0.0000	Nodo L	434.70	0.0961
Depósito TAN2	453.48	0.0000	Nodo L'	440.40	0.0192
Nodo T2-NOD2	448.48	0.0000	Nodo M	432.00	0.0384
Nodo T2-NOD3	453.48	0.0000	Nodo M'	432.50	0.0769
Nodo A	437.62	0.0000	Nodo M''	434.77	0.0384
Nodo B	428.60	0.0576	Nodo M'''	429.92	0.1153
Nodo C	420.05	0.0485	Nodo N	423.50	0.0576

DATOS DE ENTRADA PARA CAUDAL MAXH			DATOS DE ENTRADA PARA CAUDAL MAXH		
NODOS DE RED DE DISTRIBUCIÓN			NODOS DE RED DE DISTRIBUCIÓN		
NOMBRE DE NODOS	COTA	CAUDAL	NOMBRE DE NODOS	COTA	CAUDAL
	m	l/s		m	l/s
Nodo C'	427.73	0.0000	Nodo N'	404.00	0.0192
Nodo C''	439.91	0.0961	Nodo O	424.50	0.0000
Nodo D	419.51	0.1729	Nodo O'	421.00	0.0769
Nodo E	417.17	0.0769	Nodo O''	414.65	0.0769
Nodo E'	426.22	0.1153	Nodo P	425.59	0.0961
Nodo E''	404.49	0.0384	Nodo Q	431.29	0.0000
Nodo F	418.97	0.1345	Nodo R	429.49	0.0961
Nodo G	428.93	0.0769	Nodo S	427.84	0.0192
Nodo G'	423.85	0.0384	Nodo T	440.00	0.0769
Nodo H	430.59	0.1153	Nodo U	440.00	0.0000
Nodo H'	426.61	0.0192	Nodo V	440.55	0.0000
Nodo I	430.50	0.0769	Nodo W	440.50	0.0000
Nodo I'	425.50	0.0192	Nodo X	436.80	0.0192
Nodo I''	430.52	0.0384	Nodo X'	425.83	0.0769
Nodo J	432.73	0.0769	Nodo X''	431.61	0.1345

Paso 5: Una vez ubicados los nodos y trazadas todas las tuberías que conforman el sistema, como se muestra en la Figura 99, se procede a ingresar los datos correspondientes a cada uno de ellos. Los valores de las tuberías se introducen conforme a la Tabla 46, mientras que los datos de los nodos se introducen según la Tabla 47.

Como ejemplo de aplicación, se muestra un caso específico para una tubería y un nodo, con el fin de ilustrar el procedimiento. Dado que el proceso es repetitivo para cada uno de los nodos y tuberías del sistema, este mismo método se aplica de manera sistemática en toda la red.

Figura 99
Esquema de ejemplo de aplicación

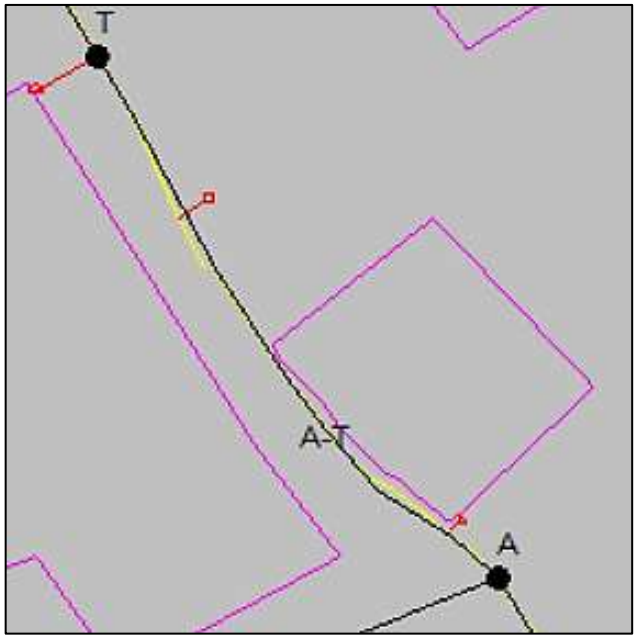


Figura 100
Datos de entrada para tubería A-T

TUBERÍAS DE RED DE DISTRIBUCIÓN		
NOMBRE DE TUBERÍA	LONGITUD	DIÁMETRO
	m	mm
Tubería A-T	45.17	76.2

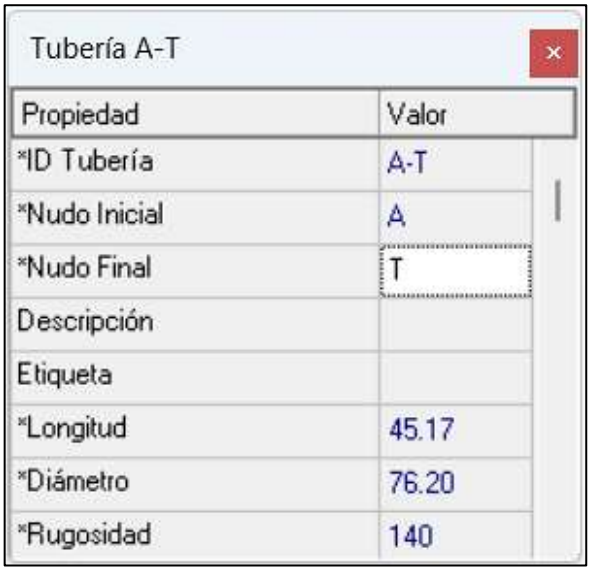
Figura 101
Datos de entrada para Nodo T

NODOS DE RED DE DISTRIBUCIÓN		
NOMBRE DE NODOS	COTA	CAUDAL
	m	l/s
Nodo T	440.00	0.0769
Nodo A	437.62	0.0000

En la Figura 100, se presentan los valores que deben ingresarse para la tubería, una vez definidos, se debe abrir el editor de la tubería e introducir la longitud y el

diámetro correspondiente, como se muestra en la Figura 102. En cuanto al apartado de rugosidad, este es un valor de entrada; sin embargo, al haber sido establecido previamente como un valor por defecto al inicio de la simulación, se genera automáticamente al dibujar la tubería, por lo que no es necesario ingresarlo manualmente.

Figura 102
Introducción de datos de tubería



Para ingresar los valores de cota y caudal definidos en la Figura 101, es necesario abrir el editor del nodo T. Luego, se introduce el valor de la cota y, en el apartado de demanda base, se ingresa el caudal correspondiente a dicho nodo, tal como se muestra en la Figura 103.

Figura 103
Introducción de datos para nodo

Paso 6: Después de haber introducido los datos correspondientes a cada una de las tuberías y nodos, se procede a correr la simulación. En la barra de herramientas estándar, se selecciona icono de calcular, para ejecutar la simulación, tal como se muestra en la Figura 104.

Figura 104
Icono para correr la simulación

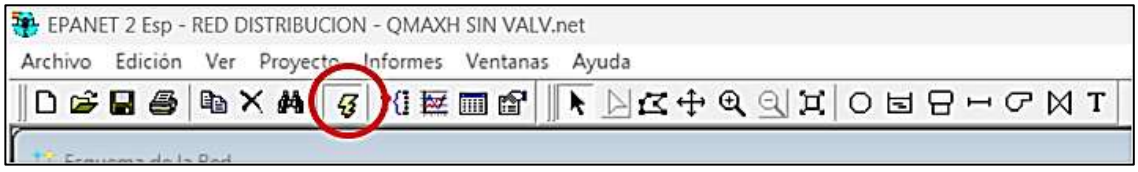
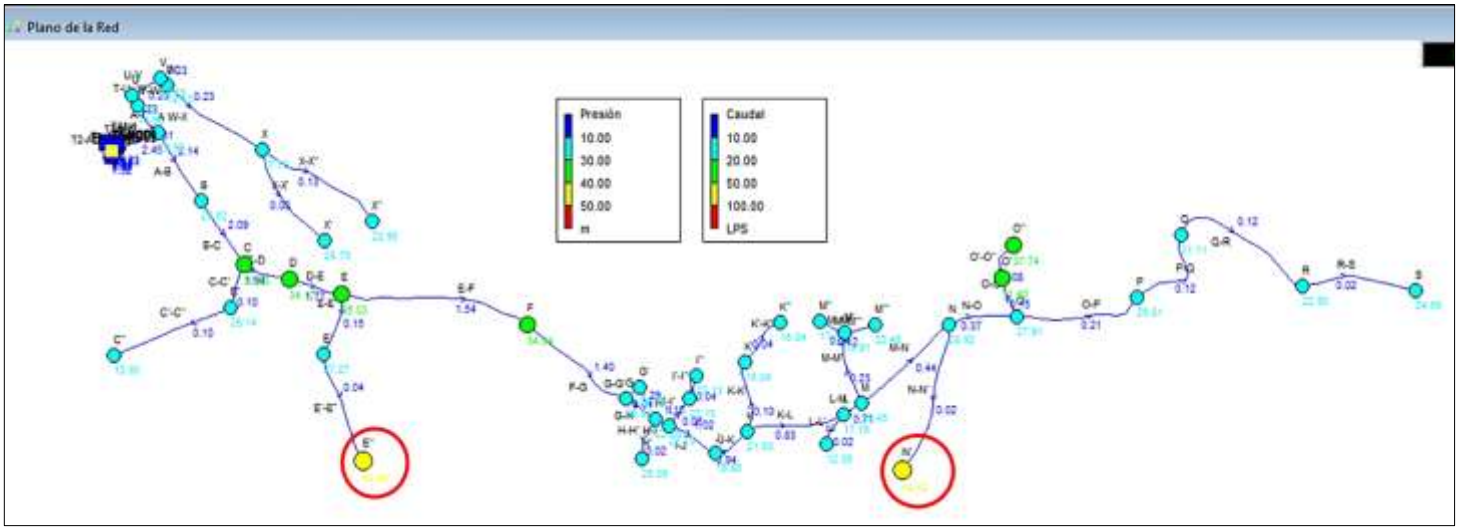


Figura 105
Esquema de la red de distribución con caudal máximo horario



En la Figura 105 se muestra el esquema de red de distribución ya corrido en el programa con el caudal máximo horario. Al analizar la escala de colores de las presiones, observamos que algunos nodos tienen presiones altas, como lo son el nodo E'' (Presión=48.99 mca) y nodo N' (Presión=48.42 mca), identificados en el esquema como nodos en color amarillo. Por lo tanto, procedemos a diseñar la red con el caudal mínimo horario, para poder conocer cómo se comportan dichos nodos cuando los caudales sean mínimos y que tienden a producir presiones aún mayores que con el caudal máximo horario.

Paso 7: Se procede a realizar una copia de la red que se ha hecho con el caudal máximo horario y se cambiará únicamente el caudal, el cual será ahora para el mínimo horario. Por lo cual, la tabla a utilizar para la introducción de datos de demanda base es la Tabla 48.

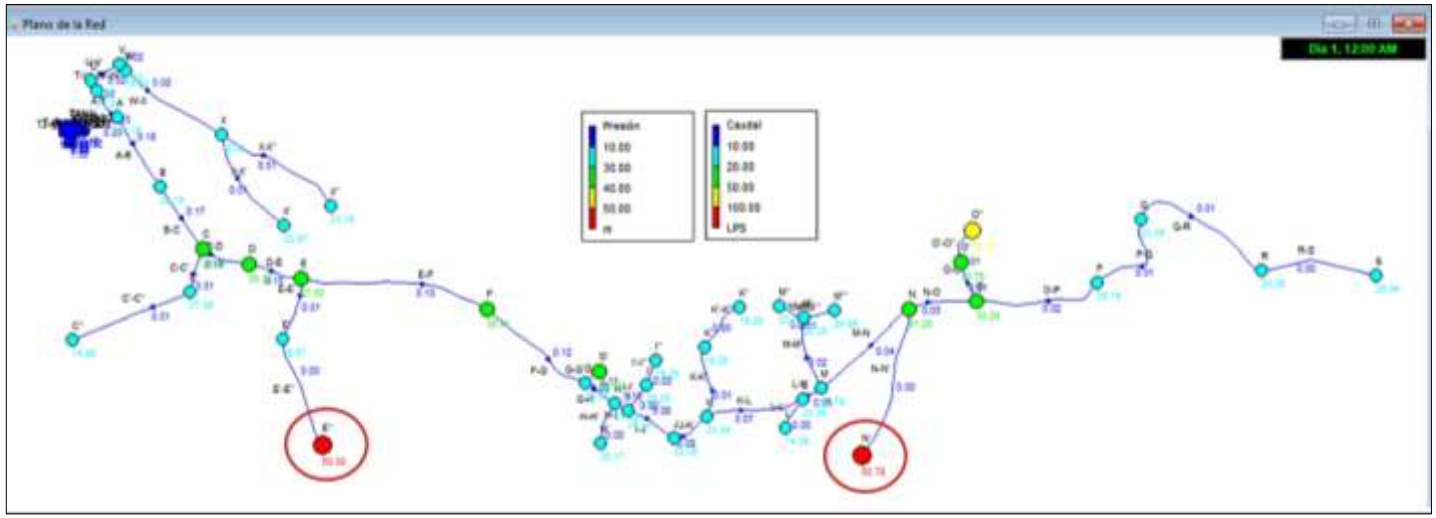
Tabla 48
Datos de entrada de nodos para caudal mínimo horario

DATOS DE ENTRADA PARA CAUDAL MINH			DATOS DE ENTRADA PARA CAUDAL MINH		
NODOS DE RED DE DISTRIBUCIÓN			NODOS DE RED DE DISTRIBUCIÓN		
NOMBRE DE NODOS	COTA m	CAUDAL l/s	NOMBRE DE NODOS	COTA m	CAUDAL l/s
Depósito TAN1	453.48	0.0000	Nodo K	430.94	0.0016
Nodo T-NOD	448.48	0.0000	Nodo K'	436.50	0.0048
Nodo T1-NOD2	448.48	0.0000	Nodo K''	436.49	0.0032
Nodo T1-NOD3	453.48	0.0000	Nodo L	434.70	0.0080
Depósito TAN2	453.48	0.0000	Nodo L'	440.40	0.0016
Nodo T2-NOD2	448.48	0.0000	Nodo M	432.00	0.0032
Nodo T2-NOD3	453.48	0.0000	Nodo M'	432.50	0.0064
Nodo A	437.62	0.0000	Nodo M''	434.77	0.0032
Nodo B	428.60	0.0048	Nodo M'''	429.92	0.0096
Nodo C	420.05	0.0040	Nodo N	423.50	0.0048
Nodo C'	427.73	0.0000	Nodo N'	404.00	0.0016
Nodo C''	439.91	0.0080	Nodo O	424.50	0.0000
Nodo D	419.51	0.0144	Nodo O'	421.00	0.0064

DATOS DE ENTRADA PARA CAUDAL MINH			DATOS DE ENTRADA PARA CAUDAL MINH		
NODOS DE RED DE DISTRIBUCIÓN			NODOS DE RED DE DISTRIBUCIÓN		
NOMBRE DE NODOS	COTA m	CAUDAL l/s	NOMBRE DE NODOS	COTA m	CAUDAL l/s
Nodo E	417.17	0.0064	Nodo O''	414.65	0.0064
Nodo E'	426.22	0.0096	Nodo P	425.59	0.0080
Nodo E''	404.49	0.0032	Nodo Q	431.29	0.0000
Nodo F	418.97	0.0112	Nodo R	429.49	0.0080
Nodo G	428.93	0.0064	Nodo S	427.84	0.0016
Nodo G'	423.85	0.0032	Nodo T	440.00	0.0064
Nodo H	430.59	0.0096	Nodo U	440.00	0.0000
Nodo H'	426.61	0.0016	Nodo V	440.55	0.0000
Nodo I	430.50	0.0064	Nodo W	440.50	0.0000
Nodo I'	425.50	0.0016	Nodo X	436.80	0.0016
Nodo I''	430.52	0.0032	Nodo X'	425.83	0.0064
Nodo J	432.73	0.0064	Nodo X''	431.61	0.0112

Paso 8: Una vez sustituidos los valores de demanda base correspondientes al caudal mínimo horario, se procede a ejecutar la simulación, tal cual como en el paso 6.

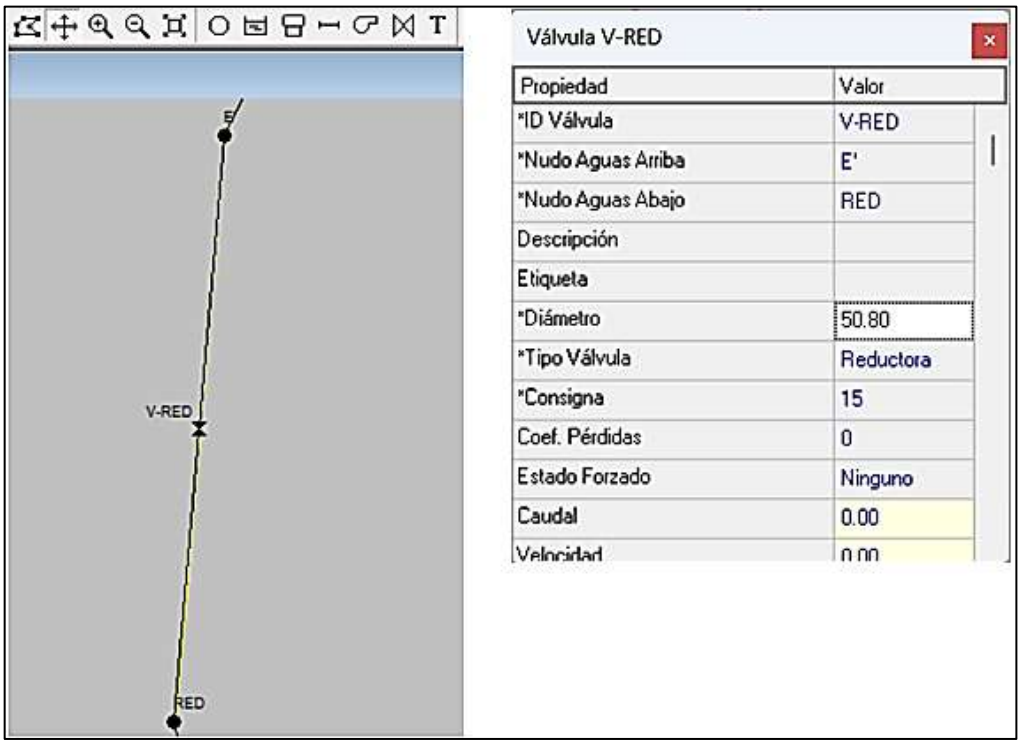
Figura 106
Esquema de la red de distribución con caudal mínimo horario



Después de corrida la simulación, se puede observar que los nodos E'' (Presión=48.49 mca) y nodo N' (Presión=48.42 mca), anteriormente en color amarillo (cuando se hizo con el caudal máximo horario), ahora se muestran en color rojo. Los nuevos valores de presión son para el nodo E'' (Presión=50.30 mca) y nodo N' (Presión=50.78 mca), los cuales se encuentran fuera del máximo permitido por "ANDA,2014" (Presión=50.00 mca como máximo). Por ello, se procede a realizar una nueva simulación instalando válvulas reductoras de presión, ya que este tipo de válvulas, funcionan manteniendo la presión aguas abajo a un nivel preestablecido, más bajo que la presión de entrada.

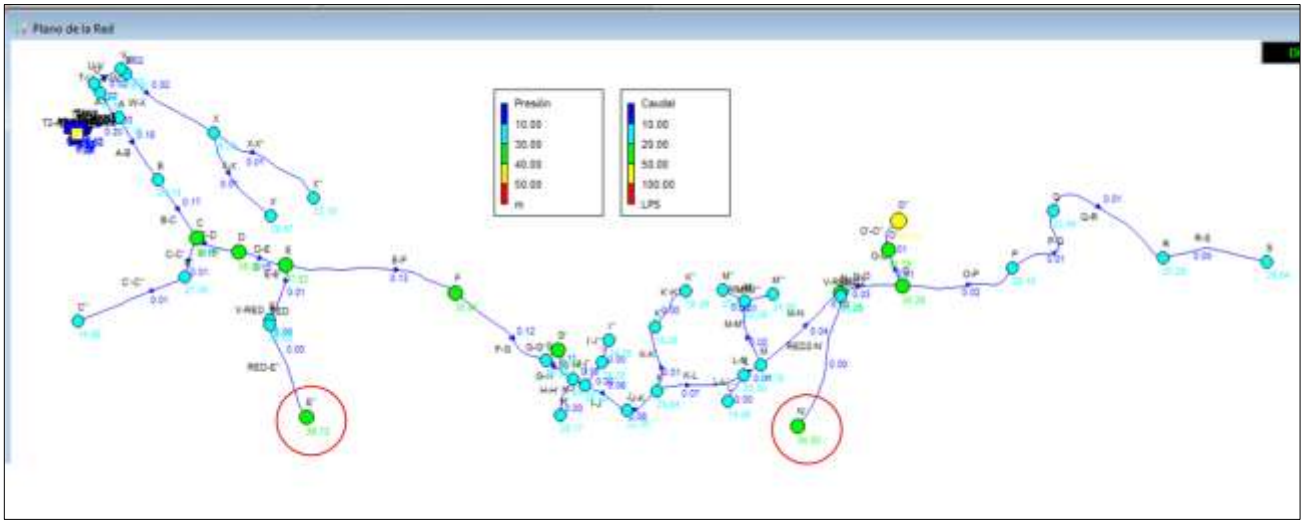
Paso 9: Para la instalación de las válvulas reductoras de presión, es necesario añadir un nodo auxiliar para conectar la válvula con el nodo E'. Para ello, hay que dirigirse a la barra de herramientas del esquema, seleccionar la válvula y dibujarla desde el nodo E' hasta el nodo auxiliar (RED). A continuación, se asigna el diámetro correspondiente a la válvula, se selecciona el tipo de válvula, en este caso una reductora de presión, y se establece un valor de consigna de 15, este valor se elige con el objetivo de reducir la presión en 15 mca, de manera que al final del nodo E'', donde actualmente se registra una presión de 50.30 mca, se logre una disminución adecuada.

Figura 107
Válvula reductora de presión



Paso 10: Una vez introducida la válvula, se procede a insertar la tubería que conecta el nodo E’ con el nodo E’’, dado que ya se ha colocado la válvula reductora, la conexión se realizará desde el nodo auxiliar (RED) hasta el nodo E’’, este mismo procedimiento se aplica para el nodo N, finalmente, se ejecuta la simulación para el caudal mínimo horario con las válvulas reductoras integradas en el sistema.

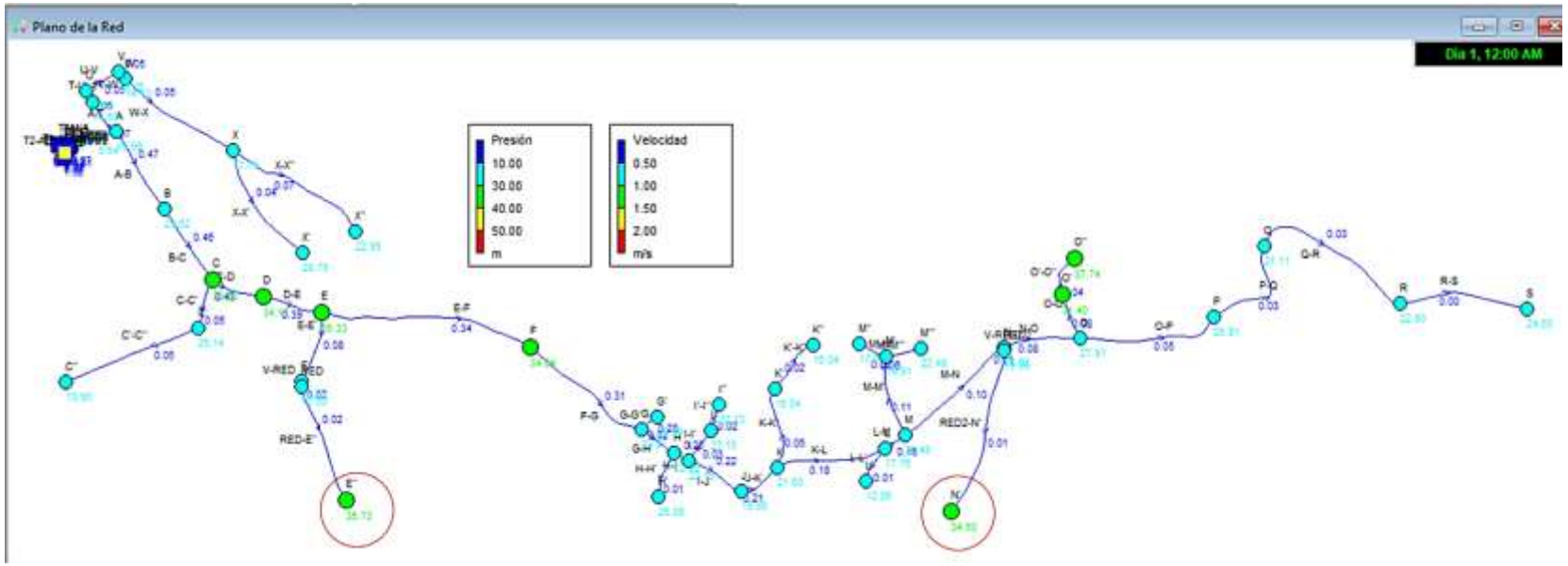
Figura 108
Esquema de la red de distribución con válvulas reductoras de presión.



Como se observa, después de la corrida del programa ya con las válvulas reductoras de presión instaladas, se obtiene un valor de presión para E'' (Presión=36.73 mca) y nodo N' (Presión=34.50 mca) siendo ahora de color verde respectivamente y además, se observa de forma general que todos los nodos se encuentran dentro del rango permitido por "ANDA,2014" (10 mca como mínimo y 50 mca como máximo), por lo tanto, estás válvulas serán tomadas en cuenta para el diseño final del sistema de abastecimiento de agua potable, para evitar posibles rupturas de la tubería. Finalmente, estás válvulas que fueron dibujadas para el caudal mínimo horario, se dibujarán de la misma forma y con el mismo procedimiento para el diseño final, es decir, para el caudal máximo horario.

A continuación, se presenta el esquema final de la red de distribución del sistema de abastecimiento de agua potable corrido para el caudal máximo horario, incluyendo las válvulas reductoras de presión.

Figura 109
Esquema de la red de distribución final



Se puede observar que tanto las presiones como las velocidades obtenidas se encuentran dentro de los rangos permitidos por “ANDA, 2014”, de 10 mca como mínimo y 50 mca como máximo para las presiones y para las velocidades, 1.50 m/s como máximo.

PASO 11: A continuación, se procede a exportar de EPANET, los resultados del diseño, tanto para tuberías como para nodos. Se procede a exportar a un Excel haciendo clic en la pestaña INFORME, luego clic en la pestaña TABLAS y aparecerá el siguiente cuadro de diálogo.

Figura 110
Selección de la Tabla

En la pestaña TIPO, se debe seleccionar la información que se quiere visualizar. Luego, en la pestaña COLUMNAS, se asignan los parámetros que definirán cómo se mostrará esa información.

Figura 111
Selección de datos

Dar clic en aceptar y aparecerá la información relacionada con los nudos de la red. Posteriormente, se sombrea y se hace clic en el siguiente botón COPIAR y se desplegará un cuadro de dialogo en el cual se debe de seleccionar el portapapeles y luego aceptar.

Figura 112
Copiar tabla de la Red

Posterior a esto se abre un documento en Excel para pegar la información.

A continuación, se presentarán los datos técnicos de los nudos y de las tuberías, tales como velocidades, presiones, dotaciones, altura piezométrica, diámetros y otros datos proporcionados por el software EPANET.

Tabla 49
Datos técnicos de nodos de la red de distribución

DATOS TÉCNICOS DE NODOS EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN							
NODOS DE RED DE DISTRIBUCIÓN		**Q MAXH**			**Q MIN H**		
NOMBRE	**COTA**	**DEMANDA**	**ALTURA PIEZOMÉTRICA**	**PRESIÓN**	**DEMANDA**	**ALTURA PIEZOMÉTRICA**	**PRESIÓN**
ID Nodo	m	LPS	m	m	LPS	m	m
Conexión A	437.620	0.000	454.610	16.990	0.000	454.800	17.180
Conexión T	440.000	0.080	454.600	14.600	0.010	454.800	14.800
Conexión U	440.000	0.000	454.600	14.600	0.000	454.800	14.800
Conexión B	428.600	0.060	454.220	25.620	0.000	454.790	26.190
Conexión C	420.050	0.050	453.880	33.830	0.000	454.790	34.740
Conexión D	419.510	0.170	453.680	34.170	0.010	454.790	35.280
Conexión E	417.170	0.080	453.500	36.330	0.010	454.790	37.620
Conexión F	418.970	0.130	453.010	34.040	0.010	454.780	35.810
Conexión G	428.930	0.080	452.740	23.810	0.010	454.780	25.850
Conexión H	430.590	0.120	452.670	22.080	0.010	454.780	24.190
Conexión I	430.500	0.080	452.650	22.150	0.010	454.780	24.280
Conexión J	432.730	0.080	452.590	19.860	0.010	454.780	22.050
Conexión K	430.940	0.020	452.540	21.600	0.000	454.780	23.840
Conexión L	434.700	0.100	452.460	17.760	0.010	454.780	20.080
Conexión M	432.000	0.040	452.450	20.450	0.000	454.780	22.780
Conexión N	423.500	0.060	452.420	28.920	0.000	454.780	31.280
Conexión O	424.500	0.000	452.410	27.910	0.000	454.780	30.280
Conexión P	425.590	0.100	452.400	26.810	0.010	454.780	29.190
Conexión Q	431.290	0.000	452.400	21.110	0.000	454.780	23.490
Conexión R	429.490	0.100	452.390	22.900	0.010	454.780	25.290
Conexión S	427.840	0.020	452.390	24.550	0.000	454.780	26.940

DATOS TÉCNICOS DE NODOS EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN							
NODOS DE RED DE DISTRIBUCIÓN		Q MAXH			Q MIN H		
NOMBRE	COTA	DEMANDA	ALTURA PIEZOMÉTRICA	PRESIÓN	DEMANDA	ALTURA PIEZOMÉTRICA	PRESIÓN
Conexión C'	427.730	0.000	453.870	26.140	0.000	454.790	27.060
Conexión C''	439.910	0.100	453.860	13.950	0.010	454.790	14.880
Conexión E'	426.220	0.120	453.490	27.270	0.010	454.790	28.570
Conexión E''	404.490	0.040	441.220	36.730	0.000	441.220	36.730
Conexión G'	423.850	0.040	452.740	28.890	0.000	454.780	30.930
Conexión H'	426.610	0.020	452.670	26.060	0.000	454.780	28.170
Conexión I''	430.520	0.040	452.650	22.130	0.000	454.780	24.260
Conexión K'	436.500	0.060	452.540	16.040	0.000	454.780	18.280
Conexión K''	436.490	0.040	452.530	16.040	0.000	454.780	18.290
Conexión L'	440.400	0.020	452.460	12.060	0.000	454.780	14.380
Conexión M''	434.770	0.040	452.410	17.640	0.000	454.780	20.010
Conexión M'''	429.920	0.120	452.400	22.480	0.010	454.780	24.860
Conexión M'	432.500	0.080	452.410	19.910	0.010	454.780	22.280
Conexión N'	404.000	0.020	438.500	34.500	0.000	438.500	34.500
Conexión O''	414.650	0.080	452.390	37.740	0.010	454.780	40.130
Conexión O'	421.000	0.080	452.400	31.400	0.010	454.780	33.780
Conexión W	440.500	0.000	454.600	14.100	0.000	454.800	14.300
Conexión V	440.550	0.000	454.600	14.050	0.000	454.800	14.250
Conexión X	436.800	0.020	454.590	17.790	0.000	454.800	18.000
Conexión X'	425.830	0.080	454.580	28.750	0.010	454.800	28.970
Conexión X''	431.610	0.130	454.560	22.950	0.010	454.800	23.190
Conexión T-NOD	448.480	0.000	454.790	6.310	0.000	454.800	6.320
Conexión T1-NOD3	453.480	0.000	454.800	1.320	0.000	454.800	1.320
Conexión T2-NOD3	453.480	0.000	454.800	1.320	0.000	454.800	1.320

DATOS TÉCNICOS DE NODOS EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN							
NODOS DE RED DE DISTRIBUCIÓN		Q MAXH			Q MIN H		
NOMBRE	COTA	DEMANDA	ALTURA PIEZOMÉTRICA	PRESIÓN	DEMANDA	ALTURA PIEZOMÉTRICA	PRESIÓN
Conexión T2-NOD2	448.480	0.000	454.790	6.310	0.000	454.800	6.320
Conexión T1-NOD2	448.480	0.000	454.790	6.310	0.000	454.800	6.320
Conexión RED	426.220	0.000	441.220	15.000	0.000	441.220	15.000
Conexión RED2	423.500	0.000	438.500	15.000	0.000	438.500	15.000
Conexión I'	425.500	0.020	452.650	27.150	0.000	454.780	29.280
Depósito TAN1	453.480	-	454.800	1.320	-	454.800	1.320
Depósito TAN2	453.480	-	454.800	1.320	-	454.800	1.320

Tabla 50
Datos técnicos de las tuberías de la red de distribución

DATOS TÉCNICOS DE LAS TUBERÍAS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN								
TUBERÍAS DE RED DE DISTRIBUCIÓN			Q MAXH			Q MINH		
NOMBRE	LONGITUD	DIÁMETRO	CAUDAL	VELOCIDAD	PÉRDIDA UNITARIA	CAUDAL	VELOCIDAD	PÉRDIDA UNITARIA
ID Línea	m	mm	LPS	m/s	m/km	LPS	m/s	m/km
Tubería T-U	15.23	76.20	0.23	0.05	0.06	0.02	0.01	0.00
Tubería A-T	45.17	76.20	0.31	0.07	0.10	0.03	0.01	0.00
Tubería A-B	106.81	76.20	2.14	0.47	3.60	0.18	0.04	0.04
Tubería B-C	100.14	76.20	2.09	0.46	3.42	0.17	0.04	0.03
Tubería C-D	64.78	76.20	1.94	0.43	3.00	0.16	0.04	0.03
Tubería D-E	71.25	76.20	1.77	0.39	2.52	0.15	0.03	0.03
Tubería E-F	253.39	76.20	1.54	0.34	1.95	0.13	0.03	0.02
Tubería F-G	165.01	76.20	1.40	0.31	1.64	0.12	0.03	0.02
Tubería G-H	47.87	76.20	1.29	0.28	1.40	0.11	0.02	0.01

DATOS TÉCNICOS DE LAS TUBERÍAS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN								
TUBERÍAS DE RED DE DISTRIBUCIÓN			Q MAXH			Q MINH		
NOMBRE	LONGITUD	DIÁMETRO	CAUDAL	VELOCIDAD	PÉRDIDA UNITARIA	CAUDAL	VELOCIDAD	PÉRDIDA UNITARIA
ID Línea	m	mm	LPS	m/s	m/km	LPS	m/s	m/km
Tubería H-I	19.23	76.20	1.15	0.25	1.14	0.10	0.02	0.01
Tubería I-J	71.61	76.20	1.02	0.22	0.91	0.08	0.02	0.01
Tubería J-K	53.78	76.20	0.94	0.21	0.79	0.08	0.02	0.01
Tubería K-L	130.36	76.20	0.83	0.18	0.62	0.07	0.02	0.01
Tubería L-M	28.51	76.20	0.71	0.16	0.47	0.06	0.01	0.01
Tubería M-N	154.81	76.20	0.44	0.10	0.19	0.04	0.01	0.00
Tubería N-O	91.19	76.20	0.37	0.08	0.14	0.03	0.01	0.00
Tubería O-P	169.89	76.20	0.21	0.05	0.05	0.02	0.00	0.00
Tubería P-Q	132.71	76.20	0.12	0.03	0.02	0.01	0.00	0.00
Tubería Q-R	201.45	76.20	0.12	0.03	0.02	0.01	0.00	0.00
Tubería R-S	153.41	76.20	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Tubería C-C'	59.73	50.80	0.10	0.05	0.08	0.01	0.00	0.00
Tubería C'-C''	167.14	50.80	0.10	0.05	0.08	0.01	0.00	0.00
Tubería E-E'	84.50	50.80	0.15	0.08	0.20	0.01	0.01	0.00
Tubería G-G'	23.80	50.80	0.04	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00
Tubería H-H'	56.13	50.80	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
Tubería K'-K''	70.14	50.80	0.04	0.02	0.02	0.00	0.00	0.00
Tubería K-K'	96.40	50.80	0.10	0.05	0.08	0.01	0.00	0.00
Tubería L-L'	44.98	50.80	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
Tubería M'-M''	35.87	50.80	0.04	0.02	0.02	0.00	0.00	0.00
Tubería M'-M'''	42.14	50.80	0.12	0.06	0.12	0.01	0.00	0.00
Tubería M-M'	96.96	50.80	0.23	0.11	0.42	0.02	0.01	0.00
Tubería O'-O''	51.21	50.80	0.08	0.04	0.05	0.01	0.00	0.00
Tubería O-O'	55.07	50.80	0.15	0.08	0.20	0.01	0.01	0.00

DATOS TÉCNICOS DE LAS TUBERÍAS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN								
TUBERÍAS DE RED DE DISTRIBUCIÓN			Q MAXH			Q MINH		
NOMBRE	LONGITUD	DIÁMETRO	CAUDAL	VELOCIDAD	PÉRDIDA UNITARIA	CAUDAL	VELOCIDAD	PÉRDIDA UNITARIA
ID Línea	m	mm	LPS	m/s	m/km	LPS	m/s	m/km
Tubería U-V	44.17	76.20	0.23	0.05	0.06	0.02	0.00	0.00
Tubería V-W	11.32	76.20	0.23	0.05	0.06	0.02	0.00	0.00
Tubería W-X	152.61	76.20	0.23	0.05	0.06	0.02	0.00	0.00
Tubería X-X'	149.66	50.80	0.08	0.04	0.05	0.01	0.00	0.00
Tubería X-X''	177.59	50.80	0.13	0.07	0.15	0.01	0.01	0.00
Tubería TAN-A	39.54	76.20	2.45	0.54	4.62	0.20	0.04	0.05
Tubería RED-E''	150.68	50.80	0.04	0.02	0.02	0.00	0.00	0.00
Tubería RED2-N'	205.67	50.80	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
Tubería T1-AUX2	5.15	76.20	1.23	0.27	1.28	0.10	0.02	0.01
Tubería T1-AUX3	0.60	76.20	1.23	0.27	1.30	0.10	0.02	0.00
Tubería T2-AUX1	4.00	76.20	1.23	0.27	1.27	0.10	0.02	0.01
Tubería T2-AUX2	5.15	76.20	1.23	0.27	1.28	0.10	0.02	0.01
Tubería T2-AUX3	0.60	76.20	1.23	0.27	1.30	0.10	0.02	0.00
Tubería T1-AUX1	4.00	76.20	1.23	0.27	1.27	0.10	0.02	0.01
Tubería I-I'	41.86	50.80	0.06	0.03	0.03	0.00	0.00	0.00
Tubería I'-I''	33.52	50.80	0.04	0.02	0.02	0.00	0.00	0.00
Válvula V-RED	-	50.80	0.04	0.02	12.27	0.00	0.00	13.57
Válvula V-RED2	-	50.80	0.02	0.01	13.92	0.00	0.00	16.28

- **Interpretación de resultados.**

Como se puede apreciar, en la Tabla 49 y Tabla 50 de los datos técnicos obtenidos por el programa EPANET 2.0, la red distribución de abastecimiento de agua potable, cumple con los criterios definidos por “ANDA,2014”.

La red fue diseñada bajo la consideración de que la calle principal funcionará como un pasaje peatonal, dado que es la única vía de acceso y salida disponible. Además, el ancho promedio de la calle es de aproximadamente 3 metros. De acuerdo con las especificaciones de "ANDA, 2014", en calles convencionales, los acueductos deben posicionarse a 1.50 metros con respecto al cordón. Sin embargo, al aplicar esta disposición en el diseño, la separación restante en la vía sería también de 1.50 metros, lo que impediría cumplir con la distancia requerida en caso de futuras instalaciones de alcantarillado público y drenaje de aguas lluvias. Por esta razón, se optó por considerar la vía como un pasaje peatonal, donde "ANDA, 2014" establece que la separación mínima con el cordón puede reducirse a 0.60 metros, permitiendo así una mejor distribución del espacio y facilitando futuras ampliaciones de infraestructura sanitaria.

La red diseñada consta de un total de 49 tramos de tuberías analizadas, con tuberías de 3” en el ramal principal y 2” en los ramales secundarios. Para determinar la presión que cada una puede soportar, se consideró la presión máxima en el ramal principal y en los ramales secundarios.

En el ramal principal, la presión máxima es de 36.48 MCA, lo que equivale a 51.89 PSI. Para los ramales secundarios, la presión máxima es de 37.89 MCA, lo que corresponde a 53.89 PSI.

Por esta razón, tanto las tuberías de 3” en el ramal principal como las de 2” en los ramales secundarios serán de 250 PSI, garantizando un margen de seguridad adecuado sin incurrir en costos mayores.

Para garantizar un adecuado mantenimiento del sistema, se instalaron válvulas de purga de lodos en los puntos más bajos, con el objetivo de permitir la limpieza y evacuación de sedimentos acumulados, así como válvulas de purga de aire en los puntos más altos para evitar acumulaciones de aire en la red.

Además, mediante el análisis de la altura piezométrica en el software de modelado, se verificó que todas las tuberías se encuentran por debajo de la línea piezométrica. En los puntos donde las presiones excedían el rango permitido por "ANDA, 2014", se optó por la instalación de válvulas reductoras de presión, las cuales ayudan a regular los valores dentro de los límites establecidos, como se muestra en la Tabla 49, cada una de las presiones cumple con los requisitos normativos de "ANDA, 2014".

Por otro lado, las velocidades de flujo en las tuberías se mantienen dentro de los límites establecidos por "ANDA, 2014", ya que no superan el límite máximo de 1.50 m/s, por esta razón, los valores obtenidos en la simulación de la red diseñada son aceptables y cumplen con la normativa vigente.

5.1.6 Desinfección del Agua

Para garantizar que el agua que recibirán los habitantes del caserío El Limpio en sus viviendas es apta para el uso en sus actividades domésticas, y dado que la fuente de abastecimiento es un pozo profundo, se propone realizar la desinfección de esta a través de una cloración simple que consiste en la aplicación del cloro al agua de un servicio de abastecimiento que no recibe ningún otro tratamiento y por lo tanto la desinfección del agua es el objeto de usar este proceso.

El cloro es el tratamiento más utilizado para la desinfección y existen diferentes formas comerciales, el más común en las zonas rurales, que usualmente son pequeños abastecimientos, la aplicación del hipoclorito de calcio es una buena opción, por su disponibilidad en el mercado, costo accesible, alta solubilidad, puede dejar residual en solución y combate microorganismos causantes de enfermedades.

Según la normativa de ANDA, 2014 el tipo de cloración a aplicar debe ser residual libre, con la finalidad de obtener una concentración de 0.3 a 1.1 mg/l después de un tiempo de contacto de 30 minutos.

Existen diversas tecnologías para la desinfección del agua, en este caso se ha optado por Hipoclorador por goteo con flotador, ya que es ideal para pequeñas comunidades donde el sistema de suministro de agua pequeño, proporciona una cloración continua a diferencia de otros métodos que pueden ser intermitentes,

el flotador permite ajustar la cantidad de cloro liberada, lo que ayuda a mantener una concentración deseada, es de fácil instalación y mantenimiento; y en comparación con otros métodos de cloración, como la cloración gaseosa, los hipocloradores por goteo con flotador pueden ser más económicos para sistemas pequeños.

- **Caudal de agua a clorar**

El caudal de agua a clorar es el caudal máximo diario que requiere la población, ya que el sistema de Agua Potable está diseñado para brindar servicio a la población durante las 24 horas diarias.

$$\boldsymbol{Q_{maxd} = 1.3782 \frac{l}{s}}$$

- **Volumen de agua a clorar**

$$V = 1.3782 \frac{l}{s} \times \frac{86400\ s}{dia} = 119{,}076.48 \frac{l}{dia} \approx \boldsymbol{119{,}000.00\ \frac{l}{dia}}$$

- **Cantidad de cloro**

$$P = \frac{VD}{10C}$$

Donde:

$P = Hipoclorito\ de\ calcio\ para\ un\ dia\ (gramos)$

$V = volumen\ del\ agua\ a\ tratar\ para\ un\ dia\ (l/dia)$

$D = dosificación\ requerida\ \left(\frac{mg}{l}\right)$

$C =\ concentración\ en\ \%\ de\ la\ solucion\ a\ a\ usar$

$$P = \frac{119{,}000\ l \times 2\ mg/l}{70 \times 10} = \mathbf{340\ g}$$

Para dos días= 680 g

- **Volumen del hipoclorador**

Una solución madre al 1% del cloro libre disponible tiene 10,000 mg/l de cloro.

$$V_H = \frac{V \times C}{10 \times Cl}$$

Donde:

$V_H = volumen\ del\ hipoclorador\ (l)$

$V = volumen\ de\ agua\ para\ un\ dia\ (l)$

$C = concentracion\ aplicada\ \left(\frac{mg}{l}\right)$

$Cl =\ Porcentaje\ del\ Hipoclorito\ de\ calcio$

$$V_H = \frac{119{,}000\ l \times 2mg/l}{10{,}000\ mg/l} = \mathbf{23.80\ l}$$

Para dos días= 47.60 l

- **Caudal de goteo**

$$\boldsymbol{Q_g = \frac{V_{tc}}{T}}$$

Donde:

$V_{tc} = Volumen\ de\ solucion\ clorada\ en\ el\ tanque\ de\ cloración, en\ mililitros$

$T = Tiempo\ de\ goteo\ (igual\ al\ periodo\ de\ recarga), en\ minutos$

$$Q_g = \frac{47{,}600.00\ ml}{960\ min} = 49.58\frac{ml}{min} = 991.6 \approx \mathbf{992}\ \frac{\boldsymbol{gotas}}{\boldsymbol{min}}$$

5.2 Especificaciones Técnicas para el diseño de agua potable

5.2.1 Generalidades

5.2.1.1 Especificaciones técnicas

Determina las normas, requerimientos, procedimientos, materiales y calidad de las obras a ser empleados y aplicados en todos los trabajos de construcción aquí mencionados y que serán desarrolladas, de acuerdo con planos, esquemas de construcción, presupuesto y Especificaciones Técnicas.

5.2.1.2 Contrato, presupuesto y especificaciones técnicas

El Contratista y/o encargado deberá mantenerse en la obra, disponible para consulta, y mantendrá disponibles los documentos contractuales y los facilitará cuando se le requieran durante el desarrollo de los trabajos.

5.2.1.3 Plan de control de calidad y seguridad industrial

El Contratista proporcionará y mantendrá un control de calidad y seguridad industrial que permita cumplir con los procesos de construcción y calidad, bajo normas y leyes vigentes.

5.2.2 Instalaciones provisionales, limpieza y señalización

5.2.2.1 Alcance del Trabajo

El contratista será quien proporcione el material, mano de obra, herramientas y realizará por su cuenta y riesgo las construcciones e instalaciones provisionales para la debida conducción y ejecución de las obras tales como: bodegas, oficinas,

instalaciones provisionales de servicios sanitarios, energía eléctrica, agua potable, cercas o vallas protectoras, rótulos, etc. Y en caso de ser necesario espacios para alojamiento y señalización de seguridad en las áreas de trabajo; así como también todas las obras preliminares necesarias para acondicionar el sitio.

De igual manera, para desarrollar cada una de las actividades constructivas el contratista es responsable de proveer a los trabajadores las herramientas, maquinaria y equipo de protección personal (EPP), seguridad industrial y protocolo integral de prevención de riesgos biológicos en los lugares de trabajo. El contratista deberá realizar el trabajo con la mejor calidad y mantendrá limpia todas las zonas de trabajo, implementando un sistema de señalización en cada uno de los espacios y el área de trabajo.

Todos los materiales y trabajos relacionados con las Instalaciones Provisionales incluidos en esta sección, o en cualquier otra parte de los documentos contractuales, serán por cuenta del Contratista y su costo se considera incluido dentro de las actividades consideradas dentro del contrato; por tanto, el pago será el estipulado en dicha partida bajo este concepto.

5.2.2.2 Materiales

La construcción contemplará estructuras en madera de pino o metal, con paredes revestidas en lámina galvanizada o fibrocemento, y techos igualmente cubiertos con lámina galvanizada.

Las estanterías y tarimas se fabricarán en madera, sobre un piso de suelo cemento. Para los rótulos se utilizará lámina galvanizada u otro material que ofrezca buena resistencia a las condiciones de intemperie.

5.2.2.3 Bodega y Oficina

La bodega será utilizada para el albergue de materiales y herramientas bajo techo y deberá permitir un control efectivo de las existencias y condiciones de estos.

Las dimensiones de la bodega quedan a criterio del Contratista; pero su longitud deberá permitir almacenar materiales como las varillas de acero y tuberías PVC totalmente bajo techo. La oficina no tendrá menos de un área de 12 metros cuadrados.

Su ubicación debe estar lo más cerca posible de los lugares de ejecución de la obra a fin de facilitar el acarreo de materiales de la bodega a los lugares de trabajo.

5.2.2.4 Servicios básicos de agua potable y energía eléctrica

En aquellos lugares donde existan servicios básicos el contratista efectuará las instalaciones provisionales de los mismos debiendo pagar tanto la conexión como el consumo durante la construcción; aun cuando ya no tenga presencia física en el sitio (cuotas pendientes).

En caso de que no exista factibilidad de conexión al servicio de agua potable en el sitio donde se ejecutará la obra, será responsabilidad del contratista gestionar y contratar el suministro de agua mediante pipas. Asimismo, el contratista

asumirá todos los costos asociados a este servicio, garantizando que no se interrumpa la continuidad de los trabajos.

Tanto los materiales como la instalación serán sometidos a la aprobación de la supervisión, y al finalizar la obra serán recuperados por el constructor.

El Contratista hará sus propios arreglos para el abastecimiento de electricidad al sitio de las obras y de su plantel para los fines del Contrato. La energía consumida por el Contratista será sufragada por él mismo.

El contratista realizará las obras de drenaje provisional para el manejo de la escorrentía que se genere en el terreno para minimizar el arrastre de suelo y evitar la erosión; de igual manera, deberá proteger los puntos de descarga para evitar daños a propiedades vecinas.

En caso de ocurrir alguna interferencia con el drenaje de los terrenos o caminos existentes por causa de la construcción de las obras, o por la acumulación de desperdicios, etc., dentro de los límites del sitio de la obra, el Contratista tomará medidas inmediatas para reparar el drenaje, a satisfacción del Supervisor, dueños, ocupantes o la autoridad concerniente.

5.2.2.5 Cercado o vallado perimetral y señalización

En los lugares donde se requiera, el contratista construirá por su cuenta las bardas o vallas de protección en aquellos lados del perímetro donde sean necesarias, con el fin de proporcionar la seguridad en el desarrollo de los procesos constructivos tanto en los procesos constructivos como en la seguridad

del lugar ya que la empresa deberá de ser responsable por la seguridad de los materiales y reparaciones que están realizando como de todo lo que exista en el sitio, de los trabajadores y terceros. Deberá contar con dos accesos: uno peatonal y otro vehicular, ambos debidamente señalizados, para garantizar un control más eficiente y mejorar la seguridad dentro del proyecto.

La señalización se hará por medio de rótulos o avisos que indicará a los trabajadores y a las visitas del proyecto la conducta a seguir en cada una de las áreas de trabajo, indicando precaución y/o prohibición, y colocadas en lugares visibles.

5.2.2.6 Chapeo y limpieza

Consiste en el corte y limpieza de la maleza existente en el terreno y desalojo del material resultante fuera de la obra, hacia un sitio autorizado por la Municipalidad respectiva. Se incluye en este rubro el retiro de todo material extraño que no va a ser utilizado en la construcción (ripios, basura, chatarra, etc.)

5.2.2.7 Tala y podado de árboles

Todos los árboles y arbustos ubicados en el área de ejecución del proyecto serán talados, así como aquellos árboles aledaños que con su follaje afecten la futura construcción, serán podados y protegidos durante toda la etapa de construcción para su conservación.

Para la tala de árboles deberá atenderse las disposiciones legales, requisitos planteados en la Ley Forestal, y las recomendaciones que estipulen la Municipalidad respectiva o el Ministerio de Medio Ambiente.

Al efectuar la tala y/o podado deberán tomarse todas las precauciones debidas, a fin de proteger la integridad física de personas, equipo, vehículos y edificaciones, etc.

El material resultante deberá ser desalojado del sitio a un lugar donde no cause daños a terceros.

5.2.3 Construcción de tramos de agua potable

En complemento a lo especificado en este documento, el manejo, almacenamiento, anchos de zanja, la excavación, instalación, prueba hidráulica, y otros relacionados con la construcción de tramos de agua potable, se regirá por las siguientes normas:

- Norma AWWA C600 “Instalación de Redes de Agua de Hierro Dúctil y Accesorios”
- Norma AWWA C605 “Instalación Subterránea de Tuberías de PVC para Agua a Presión y Acoples

5.2.3.1 Trazo y nivelación

Antes de iniciar el desmonte y limpieza, descapote, o ruptura de pavimentos, el Contratista deberá realizar la localización general, el trazo y nivelación para la

instalación de tubería. Para los trazos de obras que no sean de tuberías; tales como cajas, pozos, bloques de concreto, muros, etc. estos trabajos serán incluidos en el precio unitario de cada obra.

Para las referencias de los trazos y niveles necesarios, el Contratista deberá construir los bancos de nivel y mojones que se requieran, procurando que su localización sea la adecuada para evitar cualquier tipo de desplazamiento.

El Contratista puede efectuar el trazo desde el momento en que reciba la orden de inicio, pero no podrá comenzar las excavaciones hasta que el Supervisor lo autorice, previa revisión y aprobación.

Medida

El trazo y nivelación se medirá en metros lineales (m) con aproximación a la décima y en la proyección horizontal del trazado.

Pago

El trazo y nivelación se pagará según el precio unitario estipulado en el contrato y sus anexos. El precio unitario del trazo y nivelación incluye todo el trabajo de investigación, inspección, localización de estructuras, levantamiento topográfico en planimetría y altimetría. Y todo lo necesario para que el Trazo y Nivelación queden a satisfacción del Supervisor, incluyendo excavaciones exploratorias.

5.2.3.2 Desmonte y limpieza

Esta especificación se refiere a la limpieza de los sitios de la obra, caminos de acceso, áreas de préstamos y otras zonas de trabajo (si así se especifica en la lista de cantidades), eliminando todos los árboles, arbustos y cualquier otro tipo de vegetación; montículos, peñones, basuras, construcciones improvisadas, viviendas, paredes u otras estructuras o desechos de construcción, así como todo material no deseado, manteniendo el nivel natural del terreno.

A menos que se requieran excavaciones adicionales, las cavidades creadas por la remoción de troncos, raíces, peñones u otras cavidades dentro del área indicada, deberán ser rellenadas con material aprobado y compactado, de acuerdo con la satisfacción del Supervisor.

Será responsabilidad del contratista gestionar los trámites necesarios para la obtención de permisos para la tala de árboles y especies protegidas, así como el pago de derechos, multas, entre otros. No obstante, ANDA podrá elaborar los certificados y otros documentos necesarios que el contratista requiera para obtener los permisos ante la autoridad correspondiente. Fuera del área indicada en los planos, el límite señalado por el Supervisor o lo estipulado en las especificaciones, no se permitirá realizar trabajos de desmonte y limpieza.

Medida

La unidad de medida será el metro cuadrado (m²) de proyección horizontal del área comprendida entre los límites indicados por el Supervisor, todas las fracciones decimales se aproximarán al m².

Pago

El precio unitario de Desmonte y Limpieza incluirá todos los trabajos que realice el Contratista por concepto de Mano de Obra, equipos, materiales y demás costos directos e indirectos, para remover, sacar del sitio de las obras, acarrear y disponer del producto que resulte de esta actividad, en botaderos municipales aprobados o en los sitios que el Contratista escoja y sean aprobados por el Supervisor.

5.2.3.3 Ruptura y reparación de pavimentos

Generalidades

El trabajo consistirá en la demolición de pavimentos de diversos tipos, como asfalto, concreto, empedrado o empedrado fraguado, así como la remoción de la base que los soporta, en caso de existir, hasta una profundidad de 40 cm. Si la base tiene un espesor mayor a los 40 cm, la remoción se considerará como excavación en zanja a partir de esa profundidad y será remunerada en términos de excavación.

Cuando el material resultante de la demolición pueda reutilizarse en la reposición del pavimento, deberá ser dispuesto de manera ordenada en los alrededores del área de trabajo, asegurando que no se deteriore ni interfiera con el avance de los trabajos. En caso contrario, el material debe ser retirado según las indicaciones del Supervisor.

La reposición de pavimentos implica la reconstrucción de las áreas removidas para la apertura de zanjas. Las nuevas obras deben ser construidas con los mismos materiales y características que el pavimento original, respetando el nivel de rasante inicial.

Si el Contratista realiza cortes de pavimento fuera del ancho de zanja establecido sin la aprobación del Supervisor, estará obligado a reponer dicho exceso a su propio costo, sin derecho a compensación adicional.

Pavimento Asfaltico

Para la reposición del pavimento asfáltico, se deben realizar cortes rectos en forma de rectángulos. Si el borde de la zanja presenta irregularidades, el corte deberá extenderse hasta lograr una línea recta, y esta extensión deberá ser aprobada por el Supervisor. La base debe limpiarse utilizando cepillos y, si es necesario, aire comprimido, según las indicaciones del Supervisor.

Luego, la base se preparará aplicando asfalto líquido. En caso de no contar con un equipo de riego, se podrán emplear métodos manuales bajo la supervisión del Supervisor.

Una vez que el área a reparar esté adecuadamente preparada, incluyendo la limpieza de los bordes y la aplicación de la capa de imprimación, se procederá a extender la mezcla, comenzando por los bordes y extendiéndola hacia el centro. El Contratista deberá colocar la cantidad de mezcla necesaria para lograr una superficie nivelada.

Para la compactación, si se utilizan equipos adecuados como un rodillo vibratorio, se debe compactar la superficie hasta que quede al nivel del pavimento circundante. En caso de utilizar compactadores manuales, con la debida autorización del Supervisor, la superficie del parche debe quedar ligeramente más elevada que el pavimento circundante.

En el caso de utilizar mezclas con granulometría abierta, la superficie debe protegerse con una capa fina de agregado seco (chispa), de aproximadamente 5 mm de espesor.

Pavimento de concreto hidráulico

Para la reposición del pavimento de concreto hidráulico, los cortes deben ser lo más rectos posibles, paralelos y con ángulos rectos respecto a la línea central y los bordes del pavimento existente. Los bordes deben ser lo más verticales y rectos posibles, evitando la formación de filos tanto en el pavimento nuevo como en el antiguo, para prevenir que estos se extiendan a través de la unión.

Antes de verter el nuevo concreto, es necesario humedecer los bordes de manera que la humedad no interfiera con la adherencia del material. El tipo de concreto a utilizar será determinado por el Supervisor.

Durante la colocación del concreto, se debe asegurar que se mantengan las juntas de dilatación existentes en el pavimento antiguo. Será responsabilidad del Supervisor decidir si es necesario conservar o no estas juntas.

Medida

La ruptura y reposición del pavimento se medirá en metros cuadrados (m²) con una aproximación de un décimo. Para determinar el área a pagar, se tomará el resultado de multiplicar el ancho indicado por el Supervisor para la excavación, por la longitud efectivamente realizada, medida en su proyección horizontal.

Pago

El precio unitario por la ruptura y reposición del metro cuadrado (m²) de pavimento, ya sea de adoquín, asfalto, concreto o empedrado, cubre todos los trabajos de demolición o remoción, el uso de equipos, materiales y demás costos asociados. El retiro del material demolido también está incluido en este precio. Todos los gastos que el Contratista incurra por concepto de mano de obra, equipos, materiales, herramientas y costos administrativos, están contemplados dentro del precio unitario cotizado para la correcta ejecución de las obras.

5.2.3.4 Trazo y excavación

Generalidades

Antes de iniciar el desmonte y limpieza o descapote, o ruptura de pavimentos, el Contratista deberá realizar la localización general, el trazo y nivelación para la instalación de tubería.

El Contratista deberá proceder a la construcción de los bancos de nivel y mojones necesarios para las referencias de los trazos, asegurándose de que su ubicación sea adecuada para prevenir cualquier tipo de desplazamiento.

El trazo puede realizarse a partir de la orden de inicio, sin embargo, las excavaciones no podrán comenzar hasta contar con la autorización del supervisor, quien realizará una revisión y aprobación previa.

Este documento se refiere específicamente a la excavación en zanja, la cual podrá realizarse de manera manual o con equipo mecánico, según sea necesario. En dichas zanjas se alojarán las tuberías, válvulas y accesorios especificados, conforme a los planos de trabajo y/o según las indicaciones del supervisor.

Las zanjas para instalar las tuberías serán ejecutadas a la profundidad indicada en los planos de trabajo o según lo ordene el Supervisor. La altura del relleno medida desde la corona de la tubería, hasta la superficie de rodamiento, no será inferior a 1.00 m.

El ancho de las excavaciones que formarán las paredes verticales de zanja variará en función del diámetro de la tubería que será alojada en ella, como se señala en la tabla 51:

Tabla 51
Ancho máximo de zanja según su diámetro nominal.

DIÁMETRO NOMINAL (in)	ANCHO MÁXIMO DE ZANJA (cm)	
	TUBERÍA PVC	TUBERÍA Ho.Go
1 ½	45	-
2	45	-
3	50	70
4	50	70
6	55	75
8	60	80
10	65	85
12	70	91
14	80	97
16	85	100
18	90	110
24	-	120
30	-	140
48	-	185

Nota: Tomado de **(ANDA, 2014)**[Tabla] Especificaciones técnicas para obras civiles, hidráulicas y pozos de agua potable https://transparencia.gob.sv/descarga_archivo.php?id=MTE0NTY2&inst=114566

Las excavaciones deberán realizarse de manera que las paredes de la zanja no presenten una desviación superior a cinco (5) centímetros en ningún punto respecto a la sección autorizada por el Supervisor, y se deberá evitar que dicha desviación ocurra de forma sistemática. En caso de presentarse problemas de estabilidad en los taludes, el Supervisor analizará la situación y, si lo considera necesario, autorizará al Contratista a dejar los taludes con un ángulo de inclinación determinado, el cual será establecido en función del ancho del fondo

de la zanja y definido por el propio Supervisor. Asimismo, este podrá ordenar al Contratista la realización del arqueo de las zanjas cuando lo considere necesario.

Las características y la forma de los ademes serán determinadas por el Contratista, quien deberá someterlas a la aprobación de la Supervisión. Sin embargo, esto no exime a el Contratista de ser el único responsable de los daños y perjuicios, tanto directos como indirectos, que puedan derivarse de cualquier falla en los mismos.

El Supervisor podrá ordenar, por escrito, que una parte o la totalidad del ademe sea dejado enterrado con el fin de prevenir posibles daños. En caso de que se decida enterrar el ademe, este deberá ser cortado a la altura que establezca el Supervisor, siendo esta, en general, al menos sesenta (60) centímetros por debajo de la superficie final del relleno de la zanja. Cuando el ademe se deje enterrado, los travesaños mecánicos deberán ser reemplazados por travesaños de madera, los cuales deben quedar bien ajustados.

El fondo de la excavación debe ser preparado cuidadosamente para garantizar que la tubería que se instalará alcance la profundidad correcta y mantenga la pendiente indicada en el proyecto. Está pendiente deberá ser, en la medida de lo posible, igual a las pendientes longitudinales de los tramos pavimentados donde se encuentra la zanja o paralela a la inclinación natural del terreno. El material excavado deberá ser colocado a uno o a ambos lados de la zanja, dejando un pasillo libre de 60 cm en el lado que determine el Supervisor, dicho pasillo,

ubicado entre el borde de la zanja y el pie del talud formado por el material excavado, deberá mantenerse libre de obstáculos en todo momento.

Los trabajos de bombeo necesarios para mantener las excavaciones secas durante la instalación de la tubería deberán estar incluidos en el costo de la excavación de zanjas. Por otro lado, el material excavado que no sea utilizado para el relleno y que deba ser trasladado a los botaderos designados por el Supervisor se pagará por separado. En el caso de excavaciones a campo traviesa, el Contratista tendrá la responsabilidad de esparcir los excedentes de material, procurando que el terreno quede en condiciones similares a las originales. Esta tarea solo se considerará finalizada una vez que cuente con la aprobación del Supervisor, y su costo deberá estar contemplado dentro del precio unitario correspondiente al relleno de zanjas en zonas rurales.

La excavación podrá hacerse a mano o utilizando maquinaria, el uso de esta última dependerá de las investigaciones que se hicieron para preparar planos de trabajo demuestren la poca existencia de instalaciones subterráneas. Se prohíbe la utilización de explosivos para la excavación en zanjas, en zonas urbanas o donde lo estime el Supervisor. En caso de utilizar una excavadora mecánica de zanjas, esta debe dejar no menos de 8 cm. en el fondo de la zanja para ser terminada a mano.

Cuando exista sobre excavación ya sea esta ordenada por el Supervisor u ocasionada por el Contratista por no respetar límites preestablecidos, la

profundidad extra será rellenada con arena o tierra fina compactada, que no posean desechos ni piedras de diámetros superiores a 0.03 m. No habrá ningún pago por sobre excavación ni su relleno cuando dicho trabajo sea resultante del irrespeto por el Contratista de límites de construcción preestablecido.

Los nichos para las campanas de uniones de tubería serán dimensionados de modo tal que el tubo quede apoyado en toda su longitud en el fondo de la zanja. La nivelación del fondo de la zanja será realizada de tal manera que los cambios de pendientes se efectúen en el lugar de los nichos. Si fueran necesarios aportes de tierra para rehacer la nivelación, estos deberán consistir en arena, grava de diámetro menor que 0.03 m. o tierra fina.

El Contratista deberá tomar las medidas necesarias para garantizar la seguridad del tránsito de vehículos y peatones, incluyendo la instalación y mantenimiento de barreras, señales y luces de emergencia en ubicaciones adecuadas para prevenir accidentes. Además, será responsable de mantener los accesos a residencias, industrias y comercios, y de construir entradas provisionales cuando el Supervisor lo indique, especialmente cuando la excavación cruce las calles de forma transversal.

Para las partes del trazado que vayan a lo largo de una calle o carretera, el Contratista deberá dejar como mínimo la mitad del ancho de la misma para la circulación de vehículos y dispondrá de espacios aislados en los que esta circulación pueda cruzar.

El Supervisor vigilará que desde el momento en que se inicie la excavación de zanja hasta el momento en que se termine el relleno de la misma, incluyendo el tiempo necesario para la colocación y prueba del tramo de tubería, no transcurra un lapso mayor de siete (7) días calendario. Para tal efecto el Contratista deberá programar el avance de excavación de zanja en cada frente de trabajo en concordancia con su rendimiento en trabajos de instalación de tubería, y de relleno y compactación en zanjas.

Medida

Los volúmenes de las excavaciones en zanjas, independientemente del tipo de material o área de trabajo, se medirán en metros cúbicos (m^3) con una precisión de un decimal. Para su medición, se tomará en cuenta el perfil del terreno después del descapote o de las demoliciones de pavimentos, aceras y adoquinados, hasta los niveles y anchos establecidos para acomodar tuberías de diferentes diámetros. La clasificación se realizará según el tipo de terreno excavado, considerando además los volúmenes adicionales por sobreexcavación, los cuales deberán ser aprobados por el Supervisor.

Pago

El precio unitario para la excavación en zanja, para los diferentes tipos de materiales y frentes de trabajo, y cualquier profundidad incluye toda la mano de obra, materiales, equipos, control de agua, obras de protección y demás trabajos que requiera el Contratista para realizar la excavación de conformidad con estas

especificaciones, aunque para tales trabajos no aparezcan en Lista de Cantidades y precios, partidas específicas.

5.2.3.5 Relleno y compactación en zanjas

Generalidades

El relleno de excavaciones de zanjas comprende las tareas que el Contratista debe llevar a cabo para restablecer el nivel original del terreno natural o los niveles indicados por las rasantes de pavimentos y/o las instrucciones del Supervisor. Estas operaciones se realizarán en las zanjas excavadas para instalar tuberías, accesorios y válvulas de redes de agua potable.

Ningún relleno de excavaciones podrá llevarse a cabo sin la aprobación previa por escrito del Supervisor. En caso contrario, el Supervisor tendrá la facultad de ordenar la extracción completa del material utilizado en el relleno no aprobado, sin que el Contratista tenga derecho a recibir compensación por el trabajo realizado sin su consentimiento.

El relleno y compactación de zanjas ubicadas en calles y carreteras, se hará atendiendo lineamientos establecidos por el Ministerio de Obras Públicas y Transporte (MOPT).

Relleno de zanjas para tuberías

Una vez realizada la excavación de la zanja hasta el nivel de fondo aprobado por el Supervisor, y si éste considera que el fondo no tiene la consistencia adecuada para soportar la tubería, o si la excavación se realizó en roca y el fondo no ofrece las condiciones necesarias para un buen asiento de la tubería, el Contratista deberá colocar una plantilla de fondo de al menos 0.28 m de espesor. Esta plantilla deberá estar compuesta por "material adecuado" con una granulometría máxima de 0.03 m de diámetro, y el material utilizado deberá ser aprobado previamente por el Supervisor.

La plantilla deberá ser nivelada conforme a la pendiente de la tubería, y los cambios de pendiente se realizarán en las zonas donde se ubicarán los nichos de las juntas dentro de la cama de la tubería. La plantilla deberá alcanzar una compactación mínima del 90% según la norma AASHTO-T-180. En situaciones especiales, el Supervisor podrá disponer que la plantilla sea de concreto simple. Sobre esta plantilla se comenzará a colocar la cama de apoyo para la tubería, que consistirá en un primer relleno de 0.10 metros de espesor, el cual servirá para acuñar la tubería y formar los nichos en las juntas.

Una vez colocada la tubería, se procederá a rellenar cuidadosamente alrededor de ella, realizando el encostillado simultáneamente a ambos lados para evitar la formación de vacíos y posibles daños en la protección exterior de la tubería. El relleno se llevará a cabo hasta alcanzar 0.20 m por encima de la corona de la

tubería. A continuación, se continuará el relleno hasta alcanzar el nivel superior, que será el nivel natural del terreno tras el descapote en zonas rurales, o el nivel inferior del pavimento a reconstruir en áreas urbanas o suburbanas.

Este relleno compactado se clasificará en tres tipos, dependiendo el lugar donde se instalen las tuberías, las cuales se describen a continuación:

- Tipo I. Instalación a campo traviesa. Cuando la línea de la tubería se desplaza a campo traviesa y no tenga tráfico vehicular sobre ella, todo el relleno compactado de la zanja alcanzará un 80% de densidad según norma AASHTO T-180.
- Tipo II. Instalación en calles principales. Cuando la línea de tubería se desplace por calles con tráfico vehicular, el relleno compactado será el 90% de la norma AASHTO T-180 y la capa superficial será al 95% también de la norma AASTHO T-180.
- Tipo III. Instalación en caminos secundarios. Cuando la línea de tubería se desplace por caminos secundarios con poco tráfico vehicular, el relleno compactado de la zanja será el 90% de la norma AASHTO T-180 en toda su altura.

Antes de realizar el ensayo hidráulico, se llevará a cabo el relleno de acuerdo con las normas previamente indicadas. No obstante, el relleno podrá ser parcial, utilizando caballetes, dejando las juntas expuestas para que puedan ser inspeccionadas durante el ensayo. En situaciones excepcionales, el Supervisor

podrá autorizar el relleno total de la zanja antes de realizar el ensayo hidráulico, en cuyo caso se podrán detectar posibles problemas en las juntas enterradas mediante métodos indirectos durante la prueba, esta autorización no exime a el Contratista de su responsabilidad.

Los caballetes garantizan la estabilidad adecuada de la tubería durante el ensayo hidráulico, especialmente cuando las juntas presentan alguna deflexión. Una vez aprobado satisfactoriamente el ensayo hidráulico, se procederá de inmediato a completar el relleno de la zanja para proteger la tubería de posibles daños.

Compactado del relleno en zanjas

Para el relleno compactado en la cama de tubería se empleará arena, material adecuado o tierra blanca, similares a los utilizados en la plantilla, o bien la misma tierra de excavación, siempre que esté libre de elementos con granulometría superior a 0.03 m. Este material se colocará en capas de aproximadamente 0.15 m de material suelto.

A partir de ese punto, el relleno de la zanja se completará con material que no contenga elementos con diámetros superiores a 0.1 m. No se permitirá el uso de tierra de relleno que sea predominantemente arcillosa, limosa o que contenga desechos orgánicos. En su lugar, se deberá utilizar material de préstamo que no sea plástico ni comprimible, las capas de relleno se colocarán con un espesor máximo de 0.20 metros.

El material deberá ser compactado con el nivel de humedad adecuado, realizando el control necesario para asegurar una correcta adherencia y continuidad entre las capas, así como entre estas y las paredes de la zanja.

Siempre que sea posible, se utilizará el mismo material extraído durante la excavación, siempre que sea adecuado y aprobado por el Supervisor. Si el material excavado no es suficiente o no cumple con los requisitos, el Contratista podrá obtener material de bancos de préstamo previamente aprobados por el Supervisor. El relleno y compactación en el encostillado de la tubería deberá realizarse de manera simultánea a ambos lados del ducto, para evitar presiones laterales indeseadas, dicho proceso se llevará a cabo con equipo manual hasta alcanzar una altura de 20 cm sobre la tubería, y a partir de esa altura, se utilizará equipo mecánico.

Control de calidad de los materiales y de la compactación

El contratista será responsable de realizar los ensayos necesarios para comprobar la calidad de los materiales utilizados en el relleno, así como los ensayos que certifiquen las características de la compactación alcanzada en el relleno de las zanjas.

El control de calidad de los materiales y del trabajo será llevado a cabo por una empresa especializada y reconocida en estas actividades, subcontratada por el contratista durante todo el proceso de relleno con compactación controlada. El Supervisor podrá, si lo considera necesario, solicitar la intervención de terceros

para realizar pruebas de verificación aisladas. En estos casos, si los resultados confirman que el trabajo cumple con las especificaciones, el costo será asumido por la Supervisión; en caso contrario, será responsabilidad del Contratista cubrir los gastos y realizar las correcciones necesarias.

El Supervisor y el contratista, basándose en la metodología comúnmente utilizada para este tipo de controles, definirán el procedimiento de control de calidad a implementar. En principio, se realizarán mediciones de densidad de campo en cada capa compactada, tomando muestras a lo largo de la zanja con una distancia máxima de 50 metros entre cada punto de prueba. Estas mediciones podrán ser modificadas únicamente con la aprobación del Supervisor, considerando las condiciones específicas de la obra o cualquier otra circunstancia que éste considere relevante para realizar dichos ajustes.

Cuando la compactación no cumpla con las especificaciones establecidas, el Supervisor ordenará que se alcancen las densidades de compactación requeridas, y en este caso el Contratista deberá realizar nuevamente los trabajos sin derecho a recibir pago por ellos.

Antes de comenzar con la reposición de pavimentos, el subcontratista de Control de Calidad deberá emitir una certificación por escrito que confirme que los trabajos de relleno y compactación cumplen con las especificaciones establecidas, y que se puede proceder con la reposición de pavimentos. Se emitirá una certificación por cada tramo que esté listo para ser repavimentado, y

en cada certificado se identificarán los puntos de referencia del eje de la zanja donde se ubicará el tramo correspondiente para la reposición del pavimento.

Medida

La medida de los rellenos compactados se hará en metros cúbicos (m^3) con aproximación a una cifra decimal. La medida se hará de acuerdo a lo especificado en la partida de Excavación para Zanjas, tomándose en cuenta el mismo volumen del espacio excavado que haya sido aprobado por el Supervisor. No se considerarán factores de expansión. Y se descontarán los volúmenes de tubería instalada, así como los volúmenes de estructuras que queden alojadas dentro de la zanja.

Pago

El precio unitario por metro cúbico para los diferentes tipos de relleno debidamente compactado incluye todos los costos en que el Contratista incurra por concepto de mano de obra, equipos, control de agua, selección del material, pruebas de verificación de calidad de compactación y de materiales, y demás gastos para ejecutar las diferentes clases de relleno y compactación en zanjas. El desalojo de material sobrante y el acarreo de material de préstamo, si los hubiere, se pagarán por aparte.

5.2.3.6 Instalación de tuberías para agua potable

Generalidades

Las tuberías y accesorios que se instalarán deberán ser fabricados en los siguientes materiales: Hierro Fundido Dúctil (HFD), Hierro Galvanizado (HG), Policloruro de Vinilo (PVC), Acero. Estos elementos deberán cumplir con las especificaciones establecidas en el formato de plan de oferta correspondiente.

Las tuberías deberán cumplir con las siguientes normas o su equivalente:

- Los tubos de fundición dúctil serán centrifugados en conformidad con la norma AWWA C151. Para presiones de trabajo mayores se aplicará el diseño por espesores para seleccionar el tipo de tubería de acuerdo con la norma AWWA C-150.
- Los tubos y accesorios de acero cumplirán con las normas AWWA C 200; AWWA C-207 y AWWA C-208.
- Tubería de Policloruro de Vinilo según Norma ASTM D-2241 o según norma AWWA C 900, con accesorios de Policloruro de vinilo (PVC) según norma ASTM D-2466.

Los tipos de válvulas serán:

- Válvulas de compuerta Ho. Fo. con vástago ascendente con torre y tornillo externo a instalar en plantas de bombeo, ANSI B16.1 clase 125 y 250. (presión máxima 200 y 450 PSI, respectivamente).

- Válvulas swing-check, cuerpo de Ho. Fo. montadas en bronce AWWA C-508 ANSI B16.1-2.

Los tipos de juntas serán:

- Para Hierro Fundido Dúctil: Junta Rápida, Junta Mecánica o Junta Brida.
- Para Policloruro de Vinilo (P.V.C): Junta Rápida en diámetros iguales o mayores de 2” y Junta Cementada para diámetros menores a 2”.
- Para Hierro Galvanizado: Junta Roscada NTP, y Junta Brida.

Estos tipos de uniones comprenden igualmente los accesorios. Las presiones de trabajo serán variables y estarán detalladas en la Lista de Cantidades del proyecto.

Para las tuberías de PVC no se permitirá el uso de calentamiento para las uniones.

Las tuberías empleadas en las redes de agua potable deberán cumplir con las normativas ASTM, AWWA o ISO aplicables. Para ello, el Contratista deberá proporcionar a la supervisión los documentos que certifiquen que los materiales, como tuberías, válvulas, acoples y accesorios, están conforme a las normas correspondientes. El tipo de tubería a utilizar será el especificado en el formato del plan de oferta.

Colocación de tubería en los tramos

Cuando las tuberías se encuentren alineadas fuera de la zanja, deberán asegurarse utilizando sacos de arena a lo largo de su eje de instalación. Es importante que se coloquen de manera horizontal, evitando inclinaciones o ubicaciones que puedan comprometer la estabilidad de las tuberías durante su instalación.

La tubería debe ser colocada a lo largo del eje de la zanja, asegurándose de que no interfiera con el desarrollo habitual del trabajo ni con el tránsito de equipos, vehículos u otros elementos.

La instalación de las tuberías deberá realizarse en el lado opuesto de las zanjas a los montones de material excavado. Solo en circunstancias excepcionales, y con la autorización escrita del Supervisor, se podrán colocar las tuberías en el mismo lado donde se encuentra el material excavado.

Cada tubo deberá ser colocado al costado de la zanja, lo más cercano posible a su ubicación final, con el fin de reducir el movimiento a lo largo de la ruta una vez alineado. En el caso de las tuberías de PVC, estas deberán ser transportadas al sitio de la obra solo cuando comiencen los trabajos de excavación, para evitar que permanezcan expuestas durante demasiado tiempo. Asimismo, si se presentan tuberías de diferentes espesores, se deberá tener especial cuidado para ubicarlas en los lugares correctos conforme a las indicaciones del Supervisor.

El Contratista será responsable de asegurar que las tuberías y los accesorios se coloquen en las ubicaciones correctas. En áreas urbanas, se deberán tomar las precauciones necesarias para evitar bloquear el paso de vehículos y peatones durante largos períodos, mientras que el Supervisor, según su criterio, podrá autorizar que la tubería se descargue directamente desde los equipos de transporte al fondo de la zanja.

En el caso de que los trabajos se realicen en una zona rural con un solo carril para el tránsito en ambos sentidos, el Contratista deberá implementar un plan de manejo de tráfico adecuado, en coordinación con las autoridades competentes, el cual incluirá la instalación de señalización vial apropiada, la regulación del paso de vehículos mediante turnos o la habilitación de desvíos temporales, con el objetivo de garantizar la seguridad vial y la fluidez del tránsito sin generar obstrucciones prolongadas. Asimismo, se deberán adoptar medidas para minimizar el impacto en la circulación y evitar bloqueos prolongados de la vía.

Comprobación de rasante de instalación

Antes de proceder con la colocación de la tubería en el fondo de la zanja, se debe verificar que el fondo esté correctamente preparado para permitir el apoyo uniforme del tubo a lo largo de su longitud, especialmente en las zonas de las uniones. El tubo debe reposar completamente en el fondo, mantener la pendiente especificada y evitar el contacto con materiales o elementos que puedan dañar su recubrimiento. En los lugares donde se instalarán válvulas o juntas mecánicas,

la zanja deberá ampliarse mediante la excavación de campanas alrededor de la tubería; estas tendrán dimensiones suficientes para proporcionar un acceso adecuado y un espacio de trabajo amplio, los cuales serán determinados por el Supervisor.

Acople de tubos

Una vez que el tubo sea colocado en el fondo de la zanja, debe alinearse con precisión en la extensión del tubo previamente colocado. Antes de realizar la unión de las tuberías, es necesario limpiarlas de lodo, terrones, piedras y cualquier otro objeto que pueda haber quedado en su interior. El montaje de las juntas deberá llevarse a cabo de acuerdo con las especificaciones técnicas proporcionadas por el fabricante, siguiendo un proceso meticuloso.

Siempre que sea posible, los tubos deben mantenerse suspendidos mediante ganchos de montaje durante el proceso de unión de las juntas. Las desviaciones horizontales en la línea de tuberías deberán instalarse conforme al alineamiento y perfil de la zanja finalizada.

En caso de ser necesario seguir una curva, la deflexión deberá realizarse después de montar cada junta, asegurándose de no exceder las desviaciones angulares permitidas por el fabricante o el Supervisor, según los diferentes diámetros.

Al finalizar la jornada de trabajo o en caso de interrupciones, los extremos abiertos de las secciones de tubería y las tuberías ya instaladas en la zanja deberán sellarse con tapones para evitar la entrada de suciedad o animales.

Deflexiones en juntas o acoples

Para las juntas rápidas o mecánicas, los tubos y las piezas de acople deben conectarse siguiendo un alineamiento preciso. Cuando la instalación implique una curva de gran radio, la desviación angular de cada deflexión debe realizarse de la siguiente manera:

- Para las juntas rápidas, la deflexión debe llevarse a cabo después de conectar los tubos, aplicable tanto para HFD como para PVC.
- En el caso de las juntas mecánicas, la deflexión debe realizarse después de colocar y apretar manualmente los pernos con las herramientas correspondientes, y el ajuste final de los pernos con llave se realiza después de efectuar la deflexión.

La deflexión angular máxima permitida para cada junta de tubería de HFD, ya sea junta rápida o mecánica, dependerá de su diámetro nominal (DN) según podemos observar en la tabla 52.

Tabla 52
Deflexión máxima de tubería según su diámetro nominal.

DIÁMETRO (in)	DEFLEXIÓN MÁXIMA (grados)
4 a 8	5
10 a 12	4
14 a 24	3
30 a 36	2
42 a 80	1 1/2

Nota: Tomado de **(ANDA, 2014)**[Tabla] Especificaciones técnicas para obras civiles, hidráulicas y pozos de agua potable https://transparencia.gob.sv/descarga_archivo.php?id=MTE0NTY2&inst=114566

Los valores de deflexión angular máxima pueden diferir de los indicados en la tabla anterior, pero no deben exceder los valores recomendados por el fabricante. Para las tuberías de PVC con junta rápida, se deben seguir las deflexiones especificadas por el fabricante de dicha tubería. En el caso de las juntas a bridas, que no permiten deflexión, las bridas se colocarán de manera que los agujeros para los pernos coincidan, y luego se instalará el anillo de junta, asegurando que los pernos pasen a través de los agujeros.

El apriete de las tuercas, tanto en juntas mecánicas como bridadas, debe realizarse preferentemente con una llave dinamométrica, apretando las tuercas en parejas diametralmente opuestas.

Medida

La instalación de las tuberías ya sea en línea recta o en curvas horizontales o verticales, se medirá en metros lineales (m), con una aproximación a una cifra decimal. La medición se hará considerando la proyección horizontal, a menos que la tubería se instale a un ángulo de 90 grados respecto a la horizontal, en cuyo caso se utilizará la medida vertical. Esta medición incluirá tanto la instalación de las juntas y accesorios como los correspondientes entronques, ya sean con las tuberías existentes o con las nuevas.

Pago

Los precios para el suministro e instalación de tuberías de Hierro Fundido Dúctil, Hierro Galvanizado y PVC serán establecidos de forma separada y diferenciada. Cada precio unitario incluirá los cortes de las tuberías, la instalación de todos los accesorios y las uniones correspondientes. Además, el costo de la instalación de cualquier tipo de tubería cubrirá todos los gastos relacionados con la mano de obra, equipos, herramientas, transporte desde el lugar de entrega hasta el punto de instalación y los materiales requeridos. Los costos asociados con las pruebas de presión, la desinfección (cloración) de los tramos de tuberías, así como la instalación de válvulas de diferentes tipos, serán facturados por separado.

5.2.3.7 Prueba de las tuberías por tramos

Generalidades

El tramo de tubería a probar debe estar completamente instalado, salvo las juntas, que deben quedar expuestas para inspección, si así lo autoriza el supervisor. Es esencial asegurar los bloques de empuje y contrapeso. Las pruebas no se realizarán antes de 7 días después del colado de los bloques, y solo cuando el supervisor confirme que estos tienen la resistencia necesaria. La longitud máxima de los tramos a probar será de 300 metros, salvo indicación del supervisor. Para tramos cortos o reparaciones, se probará con presión de servicio.

Los bloques de anclaje deben ser colados inmediatamente después de instalar la tubería. El contratista deberá realizar la prueba de presión dentro de los 10 días siguientes a la colocación de la última tubería, asegurándose de que los bloques tengan al menos 7 días de haber sido colados. Después de la aceptación de la prueba de presión por parte del supervisor, el contratista procederá con el relleno y compactación de la zanja y la reparación de la infraestructura afectada, salvo en los puntos de interconexión.

Preparación de las pruebas

Las pruebas se realizarán bajo condiciones que permitan inspeccionar adecuadamente los tramos de cañería, especialmente las juntas, a menos que el Supervisor autorice un relleno completo con inspección indirecta. El contratista

será responsable de proporcionar e instalar los tapones, conexiones de alimentación, bombas, manómetros, apoyos y anclajes provisionales necesarios para las pruebas, así como cualquier accesorio especial requerido. Los mecanismos de las válvulas no deben estar sometidos a la presión de prueba, por lo que deberán ser retirados y reemplazados por tapones, salvo en pruebas con presión de servicio. Se deben tomar medidas para evitar cualquier movimiento de la cañería, sobrecargándola parcialmente con relleno en la zanja, dejando las juntas y conexiones descubiertas para prevenir su flotación en caso de inundación.

Suministro de agua

En caso de que no exista tubería previa, el contratista será responsable de gestionar la adquisición y el uso del agua necesaria para las pruebas, siguiendo las mismas condiciones establecidas. El punto de entrega del agua será determinado por la ANDA o el operador del sistema, según la disponibilidad en la red cercana al sitio de la prueba. El contratista también deberá asegurar un sistema adecuado para manejar el agua durante las pruebas, evitando que esta se derrame en la zanja.

Llenado de la tubería

El caudal de llenado del tramo de tubería a probar será aproximadamente 1/10 de su caudal máximo de diseño, por lo que se realizará de forma lenta. Se verificará la correcta evacuación del aire atrapado, asegurando el funcionamiento

adecuado de las ventosas si están presentes. En tramos sin ventosas, se deben dejar salidas de aire en los extremos para evitar que se quede atrapado. La cañería debe permanecer llena de agua durante al menos 24 horas antes de la prueba de presión. No se autorizará el llenado si el contratista no ha completado el concreto en el tramo, y antes de iniciar, debe asegurarse de que los contrapesos estén listos en los extremos del tramo a probar.

Prueba hidrostática de las tuberías

La prueba de la tubería se llevará a cabo determinando tanto la pérdida de presión como la pérdida de agua. Aunque se recomienda realizar ambas pruebas simultáneamente, también pueden realizarse por separado. Una vez que la tubería esté llena y se haya verificado la ausencia de burbujas de aire, se procederá a bombear agua hasta alcanzar la presión de prueba.

La presión hidrostática en el punto más bajo del tramo de tubería sujeto de prueba será de 150% de la presión máxima de operación (mínimo flujo) proyectada. Este valor no podrá ser menor del 125% de la presión de trabajo en el punto más alto de la red a instalar. La presión de prueba en ningún caso podrá ser mayor que:

- La presión máxima para la cual está clasificada la tubería, válvulas, hidrantes o de los accesorios colocados en el tramo a ser probado.
- La capacidad de los tapones para contener la fuerza del empuje generado por la presión de prueba

De acuerdo con las normas AWWA/ANSI C600 y C605, la pérdida permisible será:

- Tubería de Hierro Dúctil

$$L = \frac{SD\sqrt{P}}{10729.13}$$

Donde:

L: pérdida admisible, en litros por hora

S: longitud del tramo de tubería analizado, en metros

D: diámetro del tramo a ser probado, en pulgadas

P: presión promedio durante la prueba de perdidas, en PSI

- Tubería de PVC

$$L = \frac{ND\sqrt{P}}{1955}$$

Donde:

L: pérdida admisible, en litros por hora

N: número de juntas en tramo a ser probado

D: diámetro del tramo a ser probado, en pulgadas

P: presión promedio durante la prueba de perdidas, en PSI

Las constantes de ambas fórmulas han sido modificadas a fin de obtener resultados en litros por segundo.

Prueba de presiones

La presión hidrostática de prueba, medida en el punto más bajo del tramo de la cañería, será del 150% de la presión máxima de operación proyectada (mínimo flujo) para la tubería en ese punto de prueba. En ningún caso, la presión de prueba podrá exceder el siguiente valor:

- La presión máxima para la cual está clasificada la tubería, válvulas, hidrantes o de los accesorios colocados en el tramo a ser probado.
- La capacidad de los tapones para contener la fuerza del empuje generado por la presión de prueba+.

Los tramos muy cortos o aquellos que cuenten con varias interconexiones a la red existente serán evaluados por el Supervisor, quien determinará si se prueban con el 150% de la presión máxima de operación o con la presión de servicio.

La presión será aplicada utilizando un equipo de bombeo especializado, aprobado por el Supervisor, durante el tiempo necesario para verificar todos los componentes de la cañería, especialmente las juntas. En cualquier caso, la duración mínima del ensayo será de 2 horas, contadas a partir de que se haya alcanzado la presión de prueba.

La presión de prueba debe mantenerse constante, y la pérdida o absorción de agua, es decir, el volumen de agua necesario para mantener la presión de prueba no deberá superar el valor calculado la sección *Prueba hidrostática.* Durante la prueba, se inspeccionarán las juntas de tubería, los accesorios y las piezas especiales para identificar posibles fugas. Si, debido al tránsito vehicular u otras razones, se ha realizado un relleno completo, el contratista deberá utilizar métodos indirectos para detectar fugas, los cuales deben ser aprobados por el Supervisor.

Conformidad de la prueba

El tramo sujeto a prueba será aceptado si el valor de la perdida es menor que lo calculado en la sección de *Prueba hidrostática.*

El Contratista deberá corregir cualquier defecto de estanqueidad identificado durante la prueba, realizando las reparaciones necesarias a su cargo de inmediato. Posteriormente, deberá repetir los ensayos bajo las mismas condiciones hasta obtener la conformidad del Supervisor.

Medida

La medida de pago será en metro lineal (m) aproximado a un decimal, de tramo de tubería sometido a prueba y con resultados aprobados por el Supervisor.

Pago

El precio unitario de las pruebas de estanqueidad y de presión, para los distintos rangos de diámetros, incluirá el suministro y transporte de agua, así como todo el trabajo, materiales, herramientas, equipos y cualquier otro recurso que el contratista requiera para preparar, ejecutar y verificar las pruebas.

5.2.3.8 Limpieza de la tubería

Una vez finalizada todas las pruebas y previo a la puesta del servicio, se procederá a una limpieza cuidadosa de ella.

Limpieza de tuberías

La cañería se lavará y desaguará tantas veces como sea necesario para eliminar completamente los materiales y cuerpos extraños que pudieran haberse introducido durante la ejecución de la obra, hasta que el agua que fluya sea clara e inodora.

Para los tramos cortos de tubería destinados a reparar daños o mejorar la circulación de la red, y que presenten dificultades para ser limpiados, el contratista deberá asegurarse de que los tubos se encuentren bien limpios antes de su instalación, garantizando que no quede ningún elemento extraño en su interior. El agua utilizada para el lavado deberá ser potable y, en todo caso, deberá ser aprobada por el Supervisor.

Medida

El trabajo se medirá en metros lineales (m) aproximadamente al metro entero de la longitud de tubería limpiada y desaguada, midiéndose la proyección horizontal entre puntos extremos de la longitud a ponerse en servicio.

Pago

El precio unitario por diámetro de tubería limpiada y desaguada incluirá todos los costos incurridos por el Contratista tales como: mano de obra, químicos, herramientas, aparatos, materiales, agua, etc.

5.2.3.9 Instalación de piezas especiales y válvulas

La instalación de válvulas y piezas especiales comprende las operaciones que el Contratista debe realizar para colocar, según las indicaciones del Supervisor, los elementos necesarios para la construcción de las líneas principales y la red de agua potable. Se consideran válvulas las de compuerta, mariposa, retención, reguladoras y aliviadoras de presión, así como ventosas de cualquier tipo. Por su parte, las piezas especiales son aquellos elementos con funciones específicas en las líneas de agua potable, definidos en los listados de cantidades de cada sistema.

Las válvulas, llaves de operación y piezas especiales deben ser manejadas con cuidado para evitar daños; antes de su instalación, el Supervisor inspeccionará cada unidad y retirará las piezas defectuosas, las cuales deberán ser reemplazadas por el Contratista. Además, las piezas deben estar libres de tierra,

pintura, aceite, polvo o cualquier otro material en su interior o en las juntas. El ajuste de las válvulas en la tubería se realizará apretando los pernos, sin ejercer una fuerza excesiva que pueda generar esfuerzos internos anormales en la brida. Las válvulas y piezas especiales suministradas por el Contratista incluyen empaques, pernos y tuercas para los acoples bridados, los cuales deberán ser almacenados en un lugar limpio, seco y protegido del sol.

Medida

La instalación se medirá por unidad completa (pieza) instalada, que incluye al propio elemento como a sus accesorios: empaques, arandelas, pernos, tuercas y los elementos necesarios para su conexión con la tubería.

Pago

El precio unitario incluye el traslado desde almacenes del Contratista hasta los sitios de obra, así como todos los trabajos, herramientas, equipo, aparatos, materiales y mano de obra, que requiera el Contratista para realizar la instalación a satisfacción del Supervisor.

5.2.3.10 Acometidas domiciliares

Esta actividad incluye todos los trabajos que debe realizar el contratista para la instalación de acometidas, junto con todos sus componentes y accesorios, conforme a los planos o las indicaciones del Supervisor. El punto de salida de la acometida será de una tubería de distribución en servicio, la cual podrá ser

instalada por el contratista o ya existir. Los materiales de la tubería podrán ser PVC, hierro fundido dúctil, hierro galvanizado u otros materiales.

En el caso de que el contratista instale la tubería, esta deberá ser probada, limpiada y desinfectada antes de entrar en servicio. Además, deberá tener todas las acometidas conectadas hasta un punto previo a la caja del medidor, el cual será determinado por el supervisor. La tubería de la acometida se cegará para que posteriormente la A.N.D.A. o el operador realice la conexión a cada vivienda.

El Contratista suministrará todos los elementos necesarios para la instalación de la acometida de acuerdo con plano tipo y/o instrucciones del Supervisor. Estos componentes pueden ser:

- Tubos de P.V.C.
- Accesorios de Bronce y P.V.C.
- Abrazaderas.
- Otros Según Planos constructivos.

Medida

La unidad de medida será por unidad completa.

Pago

El precio unitario deberá incluir todos los accesorios, mano de obra, materiales y demás elementos necesarios para realizar este trabajo hasta una longitud de

siete 7 metros y a cualquier diámetro de tubería. Incluye excavación, relleno, rotura y reparación de superficie de rodamiento si fuera necesario.

5.2.4 Sistema de Bombeo

Bomba

5.2.4.1 Generalidades

Los equipos de bombeo deberán ser de un material adecuado para resistir la corrosión y desgaste de acuerdo con las características particulares del agua, de tipo robusto y resistente para uso continuo, su diámetro exterior debe ser el adecuado para su instalación y la lubricación deberá ser adecuada para el uso en agua para consumo humano.

5.2.4.2 Ficha Técnica

Los oferentes deberán suministrar la información técnica necesaria y los esquemas y detalles pertinentes para demostrar el cumplimento de las especificaciones; como mínimo deberá presentar la siguiente información adicional:

- Hoja de curvas características de la bomba que contenga curva CDT/Q, eficiencia/Q, BHP/Q, NPSH (R)/Q.
- Características y límites de operación de los impulsores y tazones: tamaño máximo de eje, presión máxima de prueba, presión máxima de operación, número máximo de impulsores, juego del impulsor, juego del anillo de desgaste (Wearing Clearance),

- Indicar la resistencia de los tazones considerando la carga de corte de la bomba.

Además de lo indicado previamente, el oferente deberá completar y presentar los cuadros anexos a estas especificaciones, proporcionando todos los datos técnicos requeridos para cada equipo ofertado. Dichos cuadros deberán estar acompañados de la documentación técnica correspondiente, incluyendo literatura técnica, catálogos y tablas, señalando claramente los datos utilizados para su llenado.

Adicionalmente, el suministrador deberá entregar el Certificado de Prueba en Fábrica y el Certificado de Garantía, asegurando el cumplimiento de los estándares y requisitos establecidos.

5.2.4.3 Descripción

El equipo de bombeo será del tipo sumergible, tendrá las siguientes características y sus componentes deberán cumplir con las especificaciones descritas en los literales mencionados en los párrafos anteriores, según corresponda.

El contratista suministrará y realizará la instalación del equipo de bombeo, el cual debe reunir las siguientes características:

- Tipo de Bomba: Bomba sumergible
- Caudal: 6.0 l/s o 80 GPM como mínimo

- CDT: 190 mca como mínimo.
- Potencia: 20 hp
- Voltaje: 220 V – 60 Hz ó 440V – 60 Hz
- Corriente: 64.9 A ó 32.4ª
- Etapas: 15
- Flujo máximo: 8.5 l/s
- Diámetro de descarga de bomba: 4’’
- Presión máxima: 252 m.
- Tipo de impulsores: Acero inoxidable
- Material de bomba: Acero inoxidable

5.2.4.4 Alcance de servicios

El contratista debe incluir en esta actividad todos los recursos necesarios para garantizar el óptimo funcionamiento del equipo de bombeo que se suministrará e instalará. Esto abarca la mano de obra, los materiales, las herramientas y el equipo adecuado.

5.2.4.5 Medidas de pago

El equipo de bombeo tipo sumergible se medirá por unidad suministrada, instalada y funcionando (SG), de acuerdo a los precios de la lista de cantidades y a satisfacción de la supervisión.

5.2.5 Concretos y aceros de refuerzo

5.2.5.1 Concretos

Generalidades

Esta sección detalla las características del concreto que se empleará en las diversas estructuras del proyecto, complementando las indicaciones proporcionadas en los planos o las directrices establecidas por el Supervisor.

Los concretos se clasificarán en las siguientes categorías: A, B, C, Ciclópeo y Pobre. Las primeras tres categorías (A, B y C) están asociadas a la resistencia mínima a la compresión requerida a los 28 días después del colado. Las dos últimas categorías (Ciclópeo y Pobre) presentan una composición distinta, ya que están destinadas a usos específicos y particulares dentro de la obra.

El Contratista deberá realizar ensayos de laboratorio con los materiales que utilizará, con el fin de determinar las proporciones óptimas de los agregados para alcanzar las resistencias de diseño establecidas.

Las especificaciones y procedimientos mencionados representan los requisitos mínimos exigidos. En los casos en que no se especifiquen detalles de manera explícita, se entenderá que la mezcla, colocación y construcción de las estructuras de concreto reforzado deberán ajustarse a las normas vigentes de organismos reconocidos internacionalmente, como ASTM, AASHTO, ACI, entre otros, tomando en cuenta sus últimas revisiones.

Composición del concreto

Todos los concretos que se utilicen en las obras de este Contrato serán clasificados de acuerdo con la resistencia mínima a la compresión a los 28 días, según la tabla 53:

Tabla 53
Tipos de concreto y su resistencia mínima a la compresión

TIPO DE CONCRETO	RESISTENCIA MÍNIMA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS DE COLADO (KG/CM^2)	OBSERVACIONES
A	280	
B	210	
C	140	Para secciones no reforzadas
CICLÓPEO	180	50% de piedras grandes puestas a mano
CONCRETO POBRE	30	Para homogeneizar superficies de fundación

Nota: Tomado de **(ANDA, 2014)**[Tabla] Especificaciones técnicas para obras civiles, hidráulicas y pozos de agua potable https://transparencia.gob.sv/descarga_archivo.php?id=MTE0NTY2&inst=114566

Todos los materiales a utilizarse deben de proporcionarse de tal manera que produzcan una mezcla bien graduada de alta densidad y máxima trabajabilidad

con una resistencia a la compresión a los 28 días no menor que la indicada en los planos.

Consistencia del concreto

Se deberá controlar el contenido de agua mediante medidas directas. En ningún caso se permitirá aumentar la cantidad de agua. Se requiere uniformidad en la consistencia del concreto en los diferentes colados.

El revenimiento máximo del concreto, medido después de su colocación en el sitio y antes de la consolidación, no deberá exceder los 50 mm (2") para los concretos de clase A y B, ni los 75 mm (3") para los concretos de clase C.

El Supervisor podrá establecer, si lo considera necesario, un límite de revenimiento inferior al indicado, en aquellos casos en que los métodos de colocación, compactación y vibración empleados permitan una consolidación más eficiente y rápida del concreto.

Cemento para el concreto

Todo el cemento utilizado en los trabajos será de tipo Portland y deberá cumplir con los requisitos establecidos en la norma ASTM C150, tipo I, para aquellos casos en los que se requiera alta resistencia, y con la norma ASTM C1157, tipo GU, para situaciones que demanden resistencia estructural media o baja.

El cemento será entregado en bolsas resistentes y en perfecto estado, debiendo almacenarse en un depósito seco, protegido de las condiciones climáticas

externas, con un piso de madera elevado y previamente aprobado por el Supervisor. No se aceptará cemento que llegue en bolsas dañadas o rotas.

El cemento deberá utilizarse lo más pronto posible, siguiendo el orden cronológico de su entrega. Cualquier cemento que haya sido afectado por la humedad u otros factores que comprometan su calidad, será retirado de inmediato del sitio.

En caso de que el almacenamiento del cemento supere los cuatro meses, el Contratista deberá proporcionar, según lo indique el Supervisor, certificados de prueba emitidos por una entidad reconocida, que avalen su aptitud para ser utilizado en la obra.

El Supervisor se reserva el derecho de realizar ensayos independientes a las entregas de cemento y de rechazar, sin objeción alguna, todo aquel que no cumpla con las especificaciones técnicas o no sea adecuado para producir el concreto de la calidad requerida, según lo establecido en los planos, especificaciones o instrucciones del Supervisor.

Todo el cemento que sea rechazado deberá ser retirado de inmediato del lugar de la obra.

Agua para el concreto

El agua que se utilice en la preparación del concreto deberá provenir de una fuente aprobada por el Supervisor y deberá estar libre de sustancias perjudiciales

como sales, grasas, aceites, álcalis, materia orgánica y otras impurezas que puedan afectar la calidad del concreto. El Contratista será el responsable del suministro de agua, asegurando que cumpla con los requisitos establecidos y que sea adecuada para su uso en la mezcla de concreto. Además, deberá garantizar que el agua sea proporcionada en la cantidad y calidad necesarias para cumplir con las especificaciones técnicas del proyecto.

Agregados para el concreto

Los agregados para el concreto son: el agregado grueso y el agregado fino, los cuales deberán cumplir con las normas ASTM C 33.

Los agregados requeridos deberán combinarse en proporciones que permitan obtener una graduación adecuada, manteniendo la curva de graduación dentro de los límites establecidos por la norma ASTM C 33. Todos los agregados utilizados en el concreto, suministrados por el Contratista, deberán provenir de fuentes aprobadas por el Supervisor. Sin embargo, la aprobación de una fuente no implica la aceptación automática de todos los materiales extraídos de la misma, siendo responsabilidad del Contratista garantizar la calidad específica de los materiales empleados en la obra.

Los agregados entregados en la planta de dosificación o en el sitio donde se realicen las mezclas deberán presentar un contenido de humedad uniforme y estable.

El Contratista será responsable de realizar las pruebas correspondientes en laboratorio a todos los agregados, siguiendo las indicaciones y directrices proporcionadas por el Supervisor, para asegurar el cumplimiento de las especificaciones técnicas requeridas.

Las muestras que se utilicen para los ensayos deberán ser representativas y la aprobación por parte del Supervisor de los resultados de laboratorio que le proporciona el Contratista no exime a éste de la responsabilidad adquirida en este Contrato.

Los agregados que no cumplan con los requisitos establecidos por la norma ASTM C33 deberán ser retirados de inmediato del sitio de trabajo. Todos los agregados utilizados en la obra deberán ser almacenados en un área que cuente con un piso de concreto y un sistema adecuado de drenaje, con el fin de evitar la contaminación por contacto con el suelo o la mezcla no intencionada entre distintos tipos de agregados. La ubicación de almacenamiento deberá contar con la aprobación del Supervisor de la obra. Los agregados de diferentes tamaños deberán ser almacenados en compartimientos o áreas separadas. Además, el volumen de agregados almacenado deberá ser suficiente para evitar cualquier interrupción o suspensión en el avance de los trabajos.

Agregado grueso: para la fabricación del concreto estará compuesto por piedra triturada sin poros o grava con formas cúbicas y no alargadas (evitando laja). Este deberá cumplir con los requisitos establecidos en la norma ASTM C33, y ser

clasificado conforme a dicha norma. En el caso de utilizarse piedra caliza, solo se aceptará si es de una variedad cristalina dura con una absorción inferior al 4%.

Para todas las clases de concreto, el agregado grueso deberá cumplir con las especificaciones de la Tabla 2 de ASTM C33. Los tamaños nominales máximos y mínimos del agregado grueso serán de 40 mm y 20 mm, respectivamente.

El tamaño máximo del agregado grueso será el más grande posible, siempre que no exceda cualquiera de las siguientes condiciones: (i) Un cuarto del espesor mínimo del elemento estructural, o (ii) 6 mm menos que la distancia entre las varillas de refuerzo, o entre la superficie del concreto y el refuerzo, garantizando que el concreto pueda ser colocado sin dificultad en todos los espacios alrededor del refuerzo, incluyendo las esquinas del encofrado.

En caso de suministrarse agregados gruesos de distintos tamaños por separado, se deberá controlar la graduación del agregado mediante la selección de un tamaño máximo nominal de 40 mm.

Agregado Fino: El agregado fino deberá ser arena natural, dura, densa, durable y limpia y cumplirá con ASTM C33 y será tal que cuando se combine con el agregado grueso se obtenga una graduación de conjunto adecuada. Deberá estar libre de arcilla, materia orgánica y otras impurezas.

Aditivos

Los aditivos para concreto no podrán ser utilizados sin la autorización previa del Supervisor. En el caso de utilizar plastificantes, estos deberán cumplir con las especificaciones de la norma ASTM C494 y seguir las recomendaciones del fabricante.

El Contratista deberá proporcionar certificados de pruebas emitidos por un laboratorio aprobado por el Supervisor, que demuestren que los aditivos propuestos cumplen con estándares de calidad técnicamente reconocidos. Además, deberá presentar documentación que evidencie que dichos aditivos han sido utilizados con éxito en proyectos similares.

Cada lote de aditivos debe ser entregado en contenedores sellados e impermeables. Junto con cada envío, se deberá proporcionar al Supervisor un certificado que garantice que el lote cumple con todos los requisitos establecidos. El Supervisor se reserva el derecho de realizar pruebas independientes sobre las consignaciones recibidas. Los costos de los aditivos estarán incluidos en los precios del concreto.

Mezcla y transporte del concreto

Para garantizar un concreto de calidad uniforme, los ingredientes deben ser medidos con precisión y mezclados completamente hasta obtener una apariencia homogénea. El concreto mezclado en planta puede usarse con la aprobación del Supervisor antes de su vertido.

En el caso de mezclado en obra, los ingredientes deben ser procesados en equipos adecuados, revisados regularmente por el Supervisor. Las mezcladoras deben estar bien mantenidas y operadas a la velocidad recomendada por el fabricante, con tambores limpios y paletas en buen estado antes de cada uso. El número de mezcladoras debe ajustarse al volumen de concreto a colocar, con una capacidad de reserva adecuada. El Supervisor podrá rechazar equipos en mal estado o que no cumplan con las especificaciones.

El concreto debe ser mezclado a máquina, salvo casos excepcionales en los que, con autorización del Supervisor, se pueda mezclar a mano en plataformas adecuadas. El tiempo de mezclado se medirá desde que todos los ingredientes estén en la mezcladora, siguiendo las recomendaciones del fabricante y los resultados de las pruebas de efectividad.

Está prohibido producir concreto en exceso o añadir agua para compensar pérdidas de revenimiento debido a retrasos. El transporte del concreto debe ser rápido, evitando la segregación de los materiales. El tiempo entre la mezcla y la colocación del concreto no debe exceder los 30 minutos.

Preparación de la fundación antes de la colocación del concreto

Antes de iniciar la colocación del concreto, todas las superficies que entrarán en contacto con él deben ser limpiadas y adecuadamente humedecidas. Las superficies rocosas sobre las cuales se verterá el concreto deben ser preparadas conforme a lo especificado en la sección de excavación en roca. Una vez

preparadas, se procederá a colocar una capa de concreto pobre con un espesor de entre 5 y 10 cm, según lo indique el plano o el Supervisor.

En el caso de que la fundación esté compuesta por suelos no rocosos, se deberá preparar según las indicaciones de los planos, las especificaciones del proyecto o las instrucciones del Supervisor. No se permitirá el colado del concreto sobre superficies que no hayan sido previamente aprobadas por el Supervisor.

Todo material inadecuado que se encuentre en la fundación deberá ser removido. Antes de colar, se colocará una capa de concreto de 5 a 10 cm de espesor según indique los planos o el supervisor.

Colocación del concreto

El concreto debe colocarse únicamente sobre superficies preparadas y aprobadas por el Supervisor, y solo después de que todos los encofrados y elementos embebidos hayan sido instalados. La colocación debe realizarse en presencia del Supervisor, salvo autorización por escrito para hacerlo en su ausencia.

Antes de verter, las superficies deben ser limpiadas y humedecidas, y el concreto para juntas preparado según lo indicado en el proyecto. El concreto debe ser colocado lo más cerca posible de su posición final, evitando segregaciones, y no debe caer desde más de 2 m en caída libre. Al usar carros o canaletas, se deben mantener limpios para evitar segregación.

En el caso del concreto reforzado, se debe garantizar que el acero quede completamente rodeado por concreto y que no haya huecos. El concreto debe compactarse con vibradores aprobados, manejados por operarios capacitados, sin causar segregación ni afectando el refuerzo o encofrados. Los vibradores no deben usarse para mover el concreto lateralmente.

La colocación debe ser continua sin interrupciones hasta que se alcance una junta de construcción. Además, la temperatura del concreto debe mantenerse lo más baja posible para evitar efectos negativos en su calidad.

Curado del concreto

El concreto recién colado debe mantenerse constantemente húmedo y protegido de variaciones de temperatura, exposición al sol y al viento hasta que haya fraguado adecuadamente. Para evitar un fraguado acelerado, se deben tomar medidas preventivas, como cubrir el concreto con sacos húmedos o materiales similares que mantengan la humedad durante al menos 14 días tras el colado. Después de este período de curado mínimo, se debe seguir protegiendo el concreto para evitar su secado excesivo. Las superficies de concreto sin acabado no recibirán tratamiento con membranas líquidas, aunque se podrán emplear otros métodos de curado con compuestos especiales, siempre que cuenten con la aprobación previa del Supervisor.

Pruebas del concreto

Todos los ensayos del concreto, tanto los especificados en esta cláusula como en otras partes de las especificaciones, deberán realizarse en un laboratorio reconocido y aprobado previamente por el Supervisor. El Contratista deberá entregar al Supervisor al menos tres copias certificadas de cada uno de los ensayos.

Se deberán realizar pruebas diarias de revestimiento para asegurar que el concreto sea denso y adecuado. Para las pruebas de resistencia, el Supervisor podrá seleccionar al azar una muestra del camión o mezcladora. Las pruebas de resistencia se efectuarán conforme a las normas ASTM C39 (compresión) o ASTM C496 (ruptura a la tensión). Se tomará una muestra para pruebas en cada colado, y las pruebas deben realizarse según lo indique el Supervisor.

El Contratista cubrirá todos los gastos de transporte y las pruebas, independientemente del resultado. Las pruebas rutinarias serán de resistencia a la compresión, obteniendo tres muestras para probar: una a los 7 días y las otras dos a los 28 días.

Si alguna muestra una resistencia inferior a la especificada, el Supervisor determinará si el concreto es aceptable. Si no lo es, el Contratista deberá demoler o remover la estructura afectada, sin derecho a pago por este trabajo. Los costos de mano de obra, equipo, transporte y herramientas para las pruebas deberán estar incluidos en el precio unitario de las pruebas.

Medida

La unidad de medida para el pago de concretos será el metro cúbico (m^3) con una cifra decimal. Para la medida se considerarán las dimensiones reales de las estructuras. No se computarán volúmenes de concreto que no hayan sido ordenados por el Supervisor.

Pago

El precio unitario por metro cúbico de concreto debidamente colocado, el cual incluye toda la mano de obra, equipo, materiales, transporte, formaletas, aditivos, suministros de agua, control del agua durante la construcción, curado, desencofrado y demás actividades o trabajos que el Contratista efectué y gastos en que incurra para la ejecución de cada metro cúbico de concreto. El Contratista no podrá exigir, solicitar o reclamar sumas adicionales o modificación del precio unitario por imprevisión u omisión voluntaria de los factores que influyen en este ítem.

5.2.5.2 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo estará compuesto por varillas de sección circular con corrugaciones, fabricadas conforme a la norma ASTM A615 en los grados 40 o 60, o según lo indicado en los planos o en la lista de cantidades correspondiente.

El Contratista será responsable de suministrar, doblar e instalar todo el acero de refuerzo detallado en los planos y descrito en las presentes especificaciones. Este trabajo incluirá la colocación de alambre de amarre, grapas, soportes y demás elementos auxiliares necesarios para cumplir con los requisitos

establecidos en las especificaciones y garantizar la construcción de estructuras de concreto que se ajusten a las mejores prácticas de la ingeniería.

Instalación del acero de refuerzo

- Limpieza: antes que el acero de refuerzo sea colocado en su posición debe estar limpio de costras u otros revestimientos que puedan reducir la adherencia.
- Cuando haya un atraso en la colocación del concreto, las varillas de refuerzo deben ser inspeccionadas y limpiadas si es necesario, antes del colado.
- Doblez y traslape: el acero de refuerzo será doblado y traslapado exactamente de acuerdo a las dimensiones y formas indicadas en los planos y de conformidad con el código ACI 318. Cuando fuere necesario hacer traslapes del refuerzo en puntos diferentes a los que se muestran en los planos, la posición y longitud de tales traslapes será aprobada por el Supervisor. A menos que se muestre de otra manera, los traslapes serán alternos.
- Empalmes: el traslape de la malla de refuerzo será igual al espaciamiento entre los alambres componentes y fajas adyacentes y será asegurados fuertemente uno al otro amarrándolos con alambre No.14.
- Espaciadores: los espaciadores deberán ser diseño estándar y deberás suministrarlos el Contratista como parte del acero de refuerzo para mantener a este en su lugar.

- Colocación del Acero de Refuerzo: las varillas deberán colocarse en su posición exacta, como se indica en los planos. Los estribos y amarres deberán estar en contacto directo con las varillas y éstas deben amarrarse justamente en su posición correcta con alambre de amarre No. 16 S.W.G. a fin de que no sean desplazadas durante el procedimiento del colado. El procedimiento de amarre será de tal forma que los extremos del alambre de amarre queden dentro de la sección y alejados de la superficie. En losas que requieran dos o más capas de refuerzo, las capas paralelas deberán fijarse en su posición mediante caballetes de acero, espaciados de manera uniforme para garantizar un soporte adecuado. Los dados o cubos de concreto utilizados para fijar el refuerzo deberán ser de tamaño mínimo, cumplir su función de manera aceptable para el Supervisor y asegurarse contra desplazamientos durante el vaciado del concreto. Estos dados se fabricarán con una dosificación volumétrica de una parte de cemento Portland, una parte de arena y dos partes de grava de 10 mm (3/8"). El alambre de amarre deberá quedar embebido en el bloque para permitir su sujeción al acero de refuerzo. Una vez que el refuerzo esté en su posición final y listo para el colado, deberá ser inspeccionado y aprobado por el Supervisor antes de iniciar el vaciado del concreto. Esta revisión no exime al Contratista de sus responsabilidades contractuales.

Recubrimiento del refuerzo

Se dará recubrimiento al refuerzo según se indique en los planos. Excepto donde se muestre de otra manera en los planos, el recubrimiento de concreto para todo el acero principal deberá ser de 40 mm (1.5").

Medida

Para efectos de pago, la unidad de medida del acero de refuerzo será el kilogramo (kg) con una cifra decimal, realmente colocado en las estructuras, de conformidad con los planos y las indicaciones del Supervisor.

El alambre de amarre, grapas y demás aditamentos auxiliares diferentes del refuerzo propiamente dicho mostrado en los planos, no se medirá ni tendrá en cuenta para el pago, así también la longitud de traslape será considerada una vez.

Pago

El precio unitario por kg. de acero de refuerzo incluye todos los gastos en que el Contratista incurra por concepto de material, equipo, mano de obra, doblado, traslape, limpieza, manejo, transporte colocación y toda actividad desarrollada para colocar el hierro en la posición, forma, dimensiones y cantidad señalada en los planos o indicada por el Supervisor.

5.2.5.3 Mampostería

Las piedras empleadas deberán presentar una resistencia a la rotura mínima de 150 kg/cm² y estar libres de grietas, aceites, tierra u otros materiales que puedan afectar su resistencia o la adherencia del mortero. El lado menor de las piedras no será inferior a 0.20 m, y se preferirán de forma cúbica. En caso de no ser cúbicas, el lado mayor no excederá 1.5 veces la dimensión del lado menor.

Estas piedras serán preferentemente de cantera, con una dureza tal que no supere un desgaste del 50% al ser sometidas a la prueba de los ángeles según la norma ASTM C-131.

El mortero utilizado tendrá una proporción de cemento-arena de 1:4 y se preparará conforme a lo especificado en el apartado “Mortero de Cemento”. No se permitirá el uso de mortero que haya permanecido más de 30 minutos sin utilizarse después de su preparación.

La arena deberá cumplir con los requisitos establecidos en el apartado “Agregado Fino”.

Construcción

Las obras de mampostería de piedra se ejecutarán conforme a las dimensiones, elevaciones y pendientes especificadas en los planos. Las piedras se colocarán de manera que no generen planos continuos entre unidades adyacentes. Las juntas tendrán un espesor promedio de 3 cm, evitando el contacto directo entre las piedras. Inmediatamente después de su colocación, y mientras el mortero

esté fresco, se limpiarán las manchas de mortero de las piedras visibles, manteniéndolas limpias hasta la finalización de la obra.

El canteado de las piedras deberá realizarse antes de su colocación en el muro, prohibiéndose cualquier golpe o martilleo posterior que pueda aflojarlas. Las piedras deberán humedecerse adecuadamente antes de aplicar el mortero. La mampostería se mantendrá húmeda durante al menos 7 días después de su terminación.

En caso de requerirse repellos, estos se aplicarán siguiendo las especificaciones para paredes, utilizando una proporción de cemento-arena de 1:3. Para muros de contención, se dejará un espacio mínimo de 0.50 m entre el perfil del corte del terreno y la mampostería.

Medida

La mampostería en general se medirá en metros cúbicos (m3) con una cifra decimal. Para el cómputo se consideran las dimensiones indicadas en los planos o las reales ordenadas y aprobadas por el Supervisor y no se harán deducciones por agujeros del drenaje.

Pago

El precio unitario por metro cúbico de mampostería deberá incluir la mano de obra, suministro, transporte, colocación y en general toda suma por actividades que incidan en su costo. Queda entendido que las excavaciones ejecutadas

después de la terracería se pagarán según lo estipulado en la clasificación de materiales.

5.2.5.4 Suelo cemento

Cuando las condiciones de cimentación de cualquier estructura no fueran satisfactorias, el Supervisor puede solicitar que el terreno se sustituya con una mezcla de suelo-cemento. La proporción de suelo y cemento será de acuerdo con la calidad del material que se proponga emplear. En general se empleará mezclas con un contenido de cemento que variará entre un 5% a un 10% por peso del material y granular en seco, según la capacidad de carga requerida. El Contratista someterá a la aprobación del Supervisor la mezcla que se proponga emplear, la cual deberá estar avalada por un laboratorio competente a quien el Contratista haya suministrado muestras del material que se empleará en la mezcla.

Mezcla

La mezcla de los materiales de acuerdo a las recomendaciones del laboratorio se efectuará en lugar apropiado, que permita el buen control de la dosificación y que esté aislado de agentes extraños, principalmente de la humedad.

Colocación

La mezcla se colocará en las excavaciones previstas, esparciéndola en capas delgadas no mayores de 20 cm agregándole agua y compactándolo inmediatamente después.

Medida

El suelo cemento se medirá en metros cúbicos (m3).

Pago

El precio unitario por metro cubico de suelo-cemento deberá incluir toda la mano de obra y equipo para el mezclado, la colocación y el compactado, así como los materiales de la mezcla y su transporte, incluyendo el agua y los ensayos de dosificación.

5.2.5.5 Estructuras metálicas

Comprende todos aquellos elementos que, por su rigidez, resistencia y demás características integran la estructura de los proyectos objeto de estas especificaciones.

Los elementos metálicos estructurales tendrán las siguientes resistencias:

- Secciones de angulares: acero a36 (fy=2520 kg/cm²)
- Placas: acero a36 (fy=2520 kg/cm²)
- Todos los pernos y grapas de anclaje serán a706 grado 60 (fy=4200 kg/cm²)

Los ángulos indicados entre elementos deberán ser rectificados en campo, antes de cortar las piezas.

Al efecto de un máximo aprovechamiento de los materiales se aceptará hasta un empalme soldado (con soldadura de penetración completa) en elementos de más de 6 metros de longitud. en barras con largos de hasta 6 metros no se aceptarán empalmes.

Todas las áreas a soldar deberán estar perfectamente limpias antes de empezar el trabajo de soldadura. no se permitirán restos de polvo, óxido, cemento, escoria y otros contaminantes.

Se utilizará el método de soldado eléctrico manual por arco con electrodo fusible revestido en todos los encuentros de vigas, empalmes e insertos.

Todos los elementos que presenten estado de oxidación considerable deberán limpiarse mediante un proceso mecánico (sspc–sp–3) y químico (paint remover). después de terminar los trabajos de fabricación de los elementos, se deben preparar las superficies a pintar y como mínimo se deben remover la humedad, grasa, aceite, sales, polvo, productos que dañen la corrosión y todo tipo de mugre o suciedad.

Todos los elementos deberán protegerse con dos capas de pintura anticorrosiva, aplicando la primera mano de un color y la segunda del color correspondiente a su acabado final.

5.3 Presupuesto del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable

Para el desarrollo del cálculo del presupuesto, se determinó la cantidad de obra y el costo de las partidas listadas, utilizando los planos y detalles constructivos de cada elemento del sistema de abastecimiento de agua potable, los cuales se presentan en los Anexos y se describen en el proceso constructivo de las especificaciones técnicas. Mediante el uso de software de Dibujo Asistido por Computadora (AutoCAD, Civil 3D) y hojas de cálculo, se obtuvieron las longitudes, áreas y demás dimensiones necesarias de cada componente del sistema.

El procedimiento utilizado para la elaboración de los cálculos del presupuesto es el siguiente:

- Como base de apoyo para los costos directos, se utilizó la lista de precios unitarios del MINEDUCYT, 2024 y una base de costos de MINEDUCYT, 2020, a este último se le dio un incremento del 25%, además de costos investigados y calculados.
- Las partidas se dividieron por categoría: obras preliminares, terracería, línea de impelencia y red de distribución.
- El costo de cada partida se obtiene al multiplicar la cantidad de Obra por su costo unitario $CD_{partida} = Cantidad * Precio\ Unitario$

- Para la suma de todas las partidas que componen el proyecto da como resultado el Total de Costos Directos.
- Para el costo indirecto se ha utilizado un 30% del total del Costo Directo $CI = CD * 0.30$.
- El porcentaje de IVA es del 13% y se calcula sobre la suma del Sub-Total de Costo Directo + Costo Indirecto. $IVA = 0.13\ (CD + CI)$
- El Costo Total del proyecto es la suma total del Costo Directo + Costo Indirecto más el IVA. $Costo\ Total = CD + CI + IVA$

No.	DESCRIPCIÓN/PARTIDA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	SUB-TOTAL	TOTAL PARTIDA
1.1	**OBRAS PRELIMINARES**					**$ 13,782.21**
1.1.1	Bodega general e instalaciones provisionales	sg	1.00	$5,000.00	$5,000.00	
1.1.2	Trazo y nivelación	m	3938.21	$2.23	$8,782.21	
2.1	**TERRACERÍA**					**$ 294,952.71**
2.1.1	Excavación a mano para tubería (Material semiduro)	m³	5102.35	$15.72	$80,208.88	
2.1.2	Relleno compactado con suelo cemento 20:1, espesor 20.0 cm, incluye todos los materiales.	m³	806.55	$37.50	$30,245.46	
2.1.3	Base granular con material de banco para base e=20 cm	m³	806.55	$30.17	$24,333.48	
2.1.4	Relleno compactado con material existente	m³	3111.19	$25.00	$77,779.67	
2.1.5	Desalojo de material sobrante, acarreo interno	m³	5867.70	$12.00	$70,412.38	
2.1.6	Remoción de pavimento asfaltico	m²	27.83	$12.50	$347.84	
2.1.7	Remoción de pavimento hidráulico	m²	930.00	$12.50	$11,625.00	
3.1	**LÍNEA DE IMPELENCIA**					**$ 102,708.83**
3.1.1	Suministro e instalación de bomba sumergible para pozo profundo 80 GPM, 3450 RPM, CDT 396 PIES	sg	1.00	$25,000.00	$ 25,000.00	
3.1.2	Suministro e instalación de Tubería de PVC 4" 250 PSI, incluye accesorios tales como codos, uniones, tapones, tee, y cualquier otro accesorio de acople o conexión	m	2064.00	$17.76	$ 36,656.64	
3.1.3	Codo bridado de hierro fundido de 90°y 4" de diámetro.	u	2.00	$91.39	$ 182.78	

No.	DESCRIPCIÓN/PARTIDA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	SUB-TOTAL	TOTAL PARTIDA
3.1.4	Suministro e instalación de tubería bridada de hierro fundido, 4" de diámetro	m	3.25	$32.23	$ 104.75	
3.1.5	Válvula de compuerta de Ø=4" en HoFo JB ASME/ANSI B 16.5 Con dado operador y vástago no levadizo Clase 250 según norma AWWA C-509 a instalar en tren de descarga tubería de Ø=4". Incluye accesorios de conexión a red y anclajes.	u	1.00	$2,595.60	$ 2,595.60	
3.1.6	Válvula de retención tipo check Ø=4" en HoFo (flangeada)	u	1.00	$429.40	$ 429.40	
3.1.7	Manómetro tipo burdón con glicerina, cola de cochino de hierro fundido y válvula de bola.	u	1.00	$350.45	$ 350.45	
3.1.8	Válvula de admisión y expulsión de aire hierro fundido y válvula de bola.	u	1.00	$2,380.00	$ 2,380.00	
3.1.9	Macromedidor de agua de 4" de diámetro hierro fundido clase 150, extremos bridados	u	1.00	$475.25	$ 475.25	
3.1.10	Codo de 45° bridado, 4" de diámetro hierro fundido	u	3.00	$53.17	$ 159.51	
3.1.11	Tee bridada 4" de diámetro hierro fundido	u	1.00	$104.25	$ 104.25	
3.1.12	Válvula anticipadora de golpe de ariete de 4" ANSI 150	u	1.00	$3,540.00	$ 3,540.00	
3.1.13	Anclaje de concreto en forma de pirámide truncada sección de base 0.80x0.80m sección de corona 0.50x0.50m y h=0.85m; f'c=210 Kg/cm2 y refuerzo #3 y #4; incluye excavación y desalojo	u	2.00	$100.56	$ 201.12	
3.1.14	Tubería de HoGo Ø=3" c/rosca cédula 40 incluye accesorios	m	162.00	$35.60	$ 5,767.20	
3.1.15	Suministro e instalación de pavimento asfaltico	m²	27.83	$24.25	$ 674.88	

No.	DESCRIPCIÓN/PARTIDA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	SUB-TOTAL	TOTAL PARTIDA
3.1.16	Suministro e instalación de pavimento hidráulico MR-40 e=12.5 cm	m²	930.00	$25.90	$ 24,087.00	
4.1	**RED DE DISTRIBUCIÓN**					**$ 146,125.52**
4.1.1	Suministro e instalación de Tubería de PVC 2" 250 PSI, incluye accesorios tales como codos, uniones, tapones, tee, y cualquier otro accesorio de acople o conexión	m	1314.94	$13.56	$ 17,830.53	
4.1.2	Sistema de desinfección con hipoclorador de calcio al 70%, recipiente de 50 l, 680 gramos de hipoclorito de calcio cada dos días, incluye todos los accesorios y artefactos de conexión.	u	1.00	$500.00	$ 500.00	
4.1.3	Suministro e instalación de Tubería de PVC 3" 250 PSI, incluye accesorios tales como codos, uniones, tapones, tee, y cualquier otro accesorio de acople o conexión	m	2623.25	$15.26	$ 40,030.80	
4.1.4	Caja para válvula de control 0.80x0.80x0.50m (medidas internas) bloque solera 1#3 f'c=180 kg/cm2 grout, losa de concreto e=0.05 ref#2 @0.10 m A.S f'c=210 kg/cm2 afinado a ambas caras, pared de bloque repellada 1:3 y afinada 1:1, suelo cemento selecto compactado al 95% del PROCTO AASHTO T-134, incluye tapadera de concreto f'c=210 kg/cm2 #3 @ 0.15 m A.S y ASA de Ho liso ø5/8"	u	19.00	$260.00	$ 4,940.00	
4.1.5	Caja para válvula reductora 0.50x0.50x0.50m (medidas internas) pared ladrillo de barro t/calavera p/laso 1:6. Base de arena y grava	u	3.00	$195.00	$ 585.00	
4.1.6	Caja para válvula de purga de lodos 0.80x0.50x0.80m (medidas internas) pared	u	12.00	$200.00	$ 2,400.00	

No.	DESCRIPCIÓN/PARTIDA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	SUB-TOTAL	TOTAL PARTIDA
	ladrillo de barro t/calavera p/laso 1:6. Base de arena y grava					
4.1.7	Caja para válvula de purga de aire 0.80x0.75x0.80m (medidas internas) pared ladrillo de barro t/calavera p/laso 1:6. Base de arena y grava	u	9.00	$220.00	$ 1,980.00	
4.1.8	Válvula de control tipo bola de 2" paso completo, cuerpo de latón forjado cromado, manecilla de acero recubierta de caucho, vástago inexpulsable y asientos de teflón, presión máxima 600 psi bajo norma ANSI/NSF 61-8, incluye accesorios de conexión a PVC.	u	14.00	$105.00	$ 1,470.00	
4.1.9	Válvula de control tipo bola de 3" paso completo, cuerpo de latón forjado cromado, manecilla de acero recubierta de caucho, vástago inexpulsable y asientos de teflón, presión máxima 600 psi bajo norma ANSI/NSF 61-8, incluye accesorios de conexión a PVC.	u	10.00	$125.00	$ 1,250.00	
4.1.10	Válvula reductora de presión para tubería de 2" de PVC	u	3.00	$1,500.00	$ 4,500.00	
4.1.11	Válvula de purga de lodos para tubería de 4" de PVC	u	12.00	$260.00	$ 3,120.00	
4.1.12	Válvula de purga de aire para tubería de 4" de PVC	u	9.00	$154.03	$ 1,386.27	
4.1.13	Construcción de tanque de almacenamiento de agua potable de 25.00 m3, pared de ladrillo de barro curva p/trinchera c/impermeabilizante afinada losa superior e=0.15 m, 2 lechos n°3 @0.15m A.S. f'c=210 kg/cm2. Incluye flotador, tubería de entrada y salida	u	2.00	$14,976.76	$ 29,953.52	

No.	DESCRIPCIÓN/PARTIDA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	SUB-TOTAL	TOTAL PARTIDA
4.1.14	Construcción de torre para tanque elevado de concreto h=5.00 m, zapata 1.30x1.30x0.30 ref 3/8" @ 0.15 m A.S, columna de 0.40x0.40 m 6 varillas 4/8" y est 2/8" @ 0.15 m, concreto f'c=210 kg/cm2 y Acero fy=4200 kg/cm2, viga 0.30x0.20 5#3 + #3 @ 0.15 m	u	2.00	$6,589.20	$ 13,178.40	
4.1.15	Medidor metálico para agua potable de 1/2 pulgada	u	102.00	$35.00	$ 3,570.00	
4.1.16	Acometida domiciliar AP tubería PVC Ø=1/2" en tubería PVC Ø4"; Longitud entre 0 y 9 m; Incluye excavación compactación con material del lugar y válvula de control de bronce. Incluye caja prefabricada de 0.40x0.40x0.50 m dimensiones internas y tapadera de concreto de f'c=280 kg/cm2	u	102.00	$190.50	$ 19,431.00	
				TOTAL DE COSTOS DIRECTOS		$ 557,569.26
				COSTOS INDIRECTOS (30%)		$ 167,270.78
				SUBTOTAL 1(COSTO DIRECTO+COSTO INDIRECTO)		$ 724,840.04
				IVA (13%)		$ 94,229.21
				SUBTOTAL 2 (IVA+INDIRECTOS)		$ 819,069.24
				COSTO TOTAL		**$ 913,298.45**

CAPÍTULO VI: DISEÑO, ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

6.1 Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario.

Para llevar a cabo el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario, se deben considerar diversos factores técnicos que permitan determinar diámetros, tipos de tuberías, pendientes, caudales, y otras obras complementarias necesarias para garantizar la correcta recolección y transporte de las aguas residuales generadas por la población beneficiada. Es fundamental, además, realizar una estimación adecuada de la población para el periodo de diseño proyectado, ya que este cálculo influye directamente en el dimensionamiento y capacidad del sistema, asegurando su funcionalidad a lo largo de su vida útil.

6.1.1 Descripción del sistema de alcantarillado sanitario

Con el propósito de facilitar el traslado de las aguas residuales y evitar la implementación de estaciones de bombeo y los costos asociados a su operación, el sistema de alcantarillado sanitario se ha diseñado por gravedad, considerando las condiciones topográficas del caserío El Limpio.

El sistema de alcantarillado sanitario está compuesto por tuberías de policloruro de vinilo (PVC), conectadas a través de pozos de visita distribuidos estratégicamente a lo largo del área. En aquellos puntos donde la profundidad de instalación lo ha requerido, se han dispuesto pozos de visita con caja de sostén y/o refuerzo estructural. Además, se han definido dos servidumbres, por las cuales se puedan conectar más viviendas a la red de alcantarillado.

En los sectores donde la topografía del terreno no permite el drenaje por gravedad, se plantea una solución alternativa para las zonas inaccesibles al sistema convencional de alcantarillado sanitario. Esta propuesta tiene como objetivo garantizar el adecuado tratamiento y evacuación de las aguas residuales de tipo ordinario, brindando una solución sanitaria a todas las viviendas de la comunidad. A partir de esta condición, se desarrolla el procedimiento de cálculo del sistema de alcantarillado sanitario, considerando tanto las zonas servidas por gravedad como aquellas que requieren soluciones especiales.

6.1.2 Criterios empleados en el diseño del sistema de alcantarillado Sanitario para el caserío El Limpio.

- El diseño del alcantarillado sanitario será de tipo “separado de las aguas lluvias” es decir que será capaz de transportar únicamente las aguas residuales generadas por el uso doméstico.
- Las tuberías de los colectores de aguas negras han sido ubicadas al costado sur de las calles y al costado poniente de las avenidas, en ambos casos ha sido ubicada a 0.60 metros del cordón de la calle, esto debido a que la calle principal es de un solo carril y únicamente cuenta con 3.00 metros de ancho. Esto de igual manera, para lograr una separación de 1.50 metros con respecto a las tuberías de agua potable.
- La profundidad de los colectores será 1.20 metros a 3.00 metros, y a profundidades mayores de 3.00 metros se diseñarán colectores

superficiales paralelos para conectar las acometidas domiciliares. La distancia máxima entre pozos será de 100 metros.

- El material a utilizar para las tuberías es de PVC, con un coeficiente de rugosidad de 0.011.
- El caudal de diseño es calculado en base al 80% del caudal máximo horario de agua potable, se toma en cuenta el factor de variación horaria de 2.40, más infiltraciones incontroladas en la tubería de 0.1 l/s/ha para material de tubería PVC.
- La proyección de población es para un periodo de diseño de 20 años.
- La velocidad mínima real requerida para el arrastre de sedimentos en la tubería es de 0.50 m/s, mientras que la velocidad máxima permisible es de 5.00 m/s para material PVC.
- En la calle principal se hará uso de tubería de 8 pulgadas de diámetro, mientras que en pasajes peatonales será de 6 pulgadas de diámetro.
- El comportamiento hidráulico de la red en condiciones reales se evalúa mediante la utilización del software EPA SWMM 5.0. Para ello, se han definido los parámetros de entrada necesarios para la simulación, y posteriormente se presentan los resultados obtenidos tras el modelado. Ambos aspectos serán presentados y analizados en el desarrollo de este capítulo, permitiendo verificar el desempeño del sistema propuesto bajo condiciones operativas reales.

6.1.3 Población y cálculo de Caudales de Diseño

La población y los caudales de diseño para el sistema de Alcantarillado Sanitario serán los mismos que ya fueron calculados para el sistema de Abastecimiento de Agua Potable del Capítulo 5.

$$Población\ futura = \mathbf{732\ habitantes}$$

Tal como se menciona en el capítulo 3, para el Sistema de Alcantarillado Sanitario el caudal de diseño se calcula de la siguiente manera:

$$Q_d = F(0.8Q_{máxh} + Q_i)$$

Donde:

Q_d: $Caudal\ de\ diseño\ de\ aguas\ residuales, \frac{l}{s}$

F: $Factor\ de\ seguridad\ en\ función\ del\ diametro\ de\ tuberia$

$Q_{máxh}$: $Caudal\ máximo\ horario, \frac{l}{s}$

Q_i: $Caudal\ de\ infiltración$

Cálculo de caudales

Para el cálculo de los caudales se realizó una serie de tablas en las que paso a paso se define cada uno de los cálculos hasta los datos de entrada requeridos para el uso del software EPA SWMM 5.0. Por lo que, a continuación, se explica una de ellas:

- Cálculo de caudal de diseño por tubería correspondiente a cada área

- Definición de caudal de aporte lateral considerado por pozo
- Datos de entrada de pozo para SWMM 5.0
- Datos de entrada de tuberías para SWMM 5.0

Cálculo de caudal de diseño por tubería correspondiente a cada área

Figura 113
Columnas de caudal de diseño por tubería para Tabla 54

Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4	Columna 5	Columna 6	Columna 7	Columna 8	Columna 9	Columna 10	Columna 11	Columna 12	Columna 13
TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD (m)	DIAMETRO (in)	IDENTIFICATIVO DE VIVIENDAS	CAUDAL POTABLE (l/s)	IDENTIFICATIVO DE AREAS DE INFILTRACION	AREA DE INFILTRACION m2	AREA DE INFILTRACION ha	CAUDAL DE INFILTRACION (l/s)	CAUDAL RESIDUAL (l/s)	CAUDAL DE DISEÑO (L/S)

- **Columna 1:** Contiene el identificativo de las tuberías.

TUB
T-1

- **Columna 2 y 3:** Contiene el identificativo del pozo de entrada y pozo de salida.

POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA
P-1	P-2

- **Columna 4:** Contiene la longitud medida en planta de la tubería.

LONGITUD (m)
23.95

- **Columna 5:** Corresponde al diámetro de la tubería en pulgadas.

DIAMETRO (in)
8

- **Columna 6:** Establece al identificativo de viviendas.

IDENTIFICATIVO DE VIVIENDAS
2

- **Columna 7:** Muestra el caudal de agua potable para el área de drenaje, tipo de uso de suelo o equipamiento y cantidad establecidos.

CAUDAL POTABLE (l/s)
0.0192

- **Columna 8:** Establece el identificativo de las áreas de infiltración según el plano de áreas de infiltración.

IDENTIFICATIVO DE AREAS DE INFILTRACION
AI-1.1
AI-1.2

- **Columna 9 y 10:** Presenta el área en metros cuadrados y hectáreas del área tributaria de drenaje especificado.

AREA DE INFILTRACION m2	AREA DE INFILTRACION ha
1200.89	0.1201
717.98	0.0718

- **Columna 11:** Presenta el caudal de infiltración debido al área tributaria de drenaje, especificada en hectáreas.

CAUDAL DE INFILTRACION (l/s)
0.0120
0.0072

$$Q_i = 0.1\ (Columna\ 10) = 0.1(0.1201) = 0.0120\frac{l}{s}$$

- **Columna 12:** Muestra el caudal residual para la tubería definida, en l/s.

CAUDAL RESIDUAL (l/s)
0.0345

$$Q_{residual} = (0.80Q_{máxh} + Q_i) =$$

$$(0.80)(0.0192) + (0.0120) + (0.0072) = 0.0345\frac{l}{s}$$

- **Columna 13:** Muestral el caudal de diseño para la tubería, el diámetro y factor correspondiente.

CAUDAL DE DISEÑO (L/S)
0.0691

$$Q_d = 2.0(Q_{residual})$$

$$Q_d = 2.0(0.0345) = \mathbf{0.0691\ l/s}$$

Donde el factor 2.0 corresponde a tuberías de PVC 8” ≤ ø ≤ 12” (ANDA,2014).

A continuación, se muestra la Tabla 54 correspondiente al cálculo de caudales de diseño por tubería.

Tabla 54
Caudal de diseño por tubería correspondiente a cada área

TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD (m)	DIAMETRO (in)	IDENTIFICATIVO DE VIVIENDAS	CAUDAL POTABLE (l/s)	IDENTIFICATIVO DE AREAS DE INFILTRACION	AREA DE INFILTRACION m2	AREA DE INFILTRACION ha	CAUDAL DE INFILTRACION (l/s)	CAUDAL RESIDUAL (l/s)	CAUDAL DE DISEÑO (L/S)
T-1	P-1	P-2	23.95	8	2	0.0192	AI-1.1	1200.89	0.1201	0.0120	0.0345	**0.0691**
							AI-1.2	717.98	0.0718	0.0072		
T-2	P-2	P-3	27.24	8	3	0.0192	AI-2.1	1311.21	1.3112	0.1311	0.1699	**0.3398**
					4	0.0192	AI-2.2	803.68	0.0804	0.0080		
T-3	P-3	P-4	51.91	8	NINGUNA	0.0000	AI-3.1	1660.65	0.1661	0.0166	0.0357	**0.0715**
							AI-3.2	1912.08	0.1912	0.0191		
T-4	P-4	P-5	60.90	8	5	0.0192	AI-4.1	2002.79	0.2003	0.0200	0.0816	**0.1632**
					6	0.0192	AI-4.2	3086.52	0.3087	0.0309		
T-5	P-5	P-6	33.67	8	7	0.0192	AI-5.1	1269.11	0.1269	0.0127	0.0476	**0.0951**
							AI-5.2	1950.63	0.1951	0.0195		
T-6	P-6	P-7	63.15	8	8 (IGLESIA)	0.0101	AI-6.1	2321.91	0.2322	0.0232	0.0971	**0.1942**
					9	0.0192	AI-6.2	3505.63	0.3506	0.0351		
					10	0.0192						
T-7	P-7	P-8	25.08	8	13c	0.0192	AI-7	429.33	0.0429	0.0043	0.0504	**0.1007**
					14c	0.0192						
					15	0.0192						
T-8	P-8	P-9	38.23	8	24	0.0192	AI-8.1	1893.13	0.1893	0.0189	0.1086	**0.2171**
					25	0.0192						
					26	0.0192						
					27	0.0192	AI-8.2	1282.53	0.1283	0.0128		
					28	0.0192						

TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD (m)	DIAMETRO (in)	IDENTIFICATIVO DE VIVIENDAS	CAUDAL POTABLE (l/s)	IDENTIFICATIVO DE AREAS DE INFILTRACION	AREA DE INFILTRACION m2	AREA DE INFILTRACION ha	CAUDAL DE INFILTRACION (l/s)	CAUDAL RESIDUAL (l/s)	CAUDAL DE DISEÑO (L/S)
T-9	P-9	P-10	45.63	8	31	0.0192	AI-9.1	2141.61	0.2142	0.0214	0.0928	**0.1855**
					32	0.0192						
					35	0.0192	AI-9.2	989.92	0.0990	0.0099		
					36	0.0192						
T-10	P-10	P-11	29.10	8	41	0.0192	AI-10.1	363.18	0.0363	0.0036	0.0207	**0.0415**
							AI-10.2	173.99	0.0174	0.0017		
T-11	P-12	P-11	33.87	8	NINGUNA	0.0000	AI-11	1079.55	0.1080	0.0108	0.0108	**0.0216**
T-12	P-13	P-12	86.93	8	48	0.0192	AI-12.1	3223.02	0.3223	0.0322	0.1217	**0.2433**
					49f	0.0192						
					50f	0.0192	AI-12.2	2800.24	0.2800	0.0280		
					51f	0.0192						
T-13	P-14	P-13	20.00	8	NINGUNA	0.0000	AI-13.1	1641.06	0.1641	0.0164	0.0239	**0.0479**
							AI-13.2	751.89	0.0752	0.0075		
T-14	P-15	P-14	20.00	8	NINGUNA	0.0000	AI-14.1	1291.13	0.1291	0.0129	0.0195	**0.0390**
							AI-14.2	659.88	0.0660	0.0066		
T-15	P-16	P-15	20.02	8	NINGUNA	0.0000	AI-15.1	1004.26	0.1004	0.0100	0.0163	**0.0326**
							AI-15.2	623.47	0.0623	0.0062		
T-16	P-17	P-16	23.47	8	NINGUNA	0.0000	AI-16.1	1276.32	0.1276	0.0128	0.0202	**0.0403**
					NINGUNA	0.0000	AI-16.2	739.27	0.0739	0.0074		
T-17	P-18	P-17	29.22	8	NINGUNA	0.0000	AI-17.1	1532.91	0.1533	0.0153	0.0252	**0.0505**
							AI-17.2	992.00	0.0992	0.0099		

TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD (m)	DIAMETRO (in)	IDENTIFICATIVO DE VIVIENDAS	CAUDAL POTABLE (l/s)	IDENTIFICATIVO DE AREAS DE INFILTRACION	AREA DE INFILTRACION m2	AREA DE INFILTRACION ha	CAUDAL DE INFILTRACION (l/s)	CAUDAL RESIDUAL (l/s)	CAUDAL DE DISEÑO (L/S)
T-18	P-19	P-18	47.12	8	52g	0.0192	AI-18.1	2041.83	0.2042	0.0204	0.0892	**0.1785**
					53g	0.0192	AI-18.2	2274.54	0.2275	0.0227		
					54g	0.0192						
T-19	P-20	P-19	47.11	8	55	0.0192	AI-19.1	1616.44	0.1616	0.0162	0.0754	**0.1508**
					56	0.0192	AI-19.2	2849.90	0.2850	0.0285		
T-20	P-21	P-20	35.93	8	57	0.0192	AI-20.1	2633.11	0.2633	0.0263	0.0727	**0.1453**
					58	0.0192	AI-20.2	1562.10	0.1562	0.0156		
T-21	P-22	P-21	36.77	8	NINGUNA	0.0000	AI-21.1	2671.54	0.2672	0.0267	0.0483	**0.0965**
							AI-21.2	2153.67	0.2154	0.0215		
T-22	P-23	P-22	48.00	8	60h	0.0192	AI-22.1	3032.66	0.3033	0.0303	0.1920	**0.3839**
					61h	0.0192						
					59h	0.0192						
					62i	0.0192						
					63i	0.0192						
					64i	0.0192						
					65i	0.0192						
					66i	0.0192	AI-22.2	2339.40	0.2339	0.0234		
					67i	0.0192						
					68k	0.0192						
					69k	0.0192						
T-23	P-24	P-23	16.90	8	72	0.0192	AI-23.1	995.72	0.0996	0.0100	0.0361	**0.0722**
							AI-23.2	1077.75	0.1078	0.0108		

TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD (m)	DIAMETRO (in)	IDENTIFICATIVO DE VIVIENDAS	CAUDAL POTABLE (l/s)	IDENTIFICATIVO DE AREAS DE INFILTRACION	AREA DE INFILTRACION m2	AREA DE INFILTRACION ha	CAUDAL DE INFILTRACION (l/s)	CAUDAL RESIDUAL (l/s)	CAUDAL DE DISEÑO (L/S)
T-24	P-25	P-24	29.48	8	73j 74j 75 76	0.0192 0.0192 0.0192 0.0192	AI-24.1 AI-24.2	1381.16 1145.61	0.1381 0.1146	0.0138 0.0115	0.0867	**0.1734**
T-25	P-26	P-25	30.64	8	77 78	0.0192 0.0192	AI-25.1 AI-25.2	1343.02 991.17	0.1343 0.0991	0.0134 0.0099	0.0541	**0.1081**
T-26	P-27	P-26	15.62	8	NINGUNA	0.0000	AI-26.1 AI-26.2	771.06 422.57	0.0771 0.0423	0.0077 0.0042	0.0119	**0.0239**
T-27	P-28	P-27	19.93	8	79	0.0192	AI-27.1 AI-27.2	1855.83 523.02	0.1856 0.0523	0.0186 0.0052	0.0391	**0.0783**
T-28	P-29	P-28	28.11	8	NINGUNA	0.0000	AI-28.1 AI-28.2	1816.62 694.54	0.1817 0.0695	0.0182 0.0069	0.0251	**0.0502**
T-29	P-30	P-29	16.13	8	NINGUNA	0.0000	AI-29.1 AI-29.2	128.11 83.58	0.0128 0.0084	0.0013 0.0008	0.0021	**0.0042**
T-30	P-31	P-30	45.26	8	NINGUNA	0.0000	AI-30.1 AI-30.2	1386.72 783.14	0.1387 0.0783	0.0139 0.0078	0.0217	**0.0434**
T-31	P-32	P-31	45.04	8	85 87l 88l 89l 90l	0.0192 0.0192 0.0192 0.0192 0.0192	AI-31.1 AI-31.2	812.29 2559.24	0.0812 0.2559	0.0081 0.0256	0.1105	**0.2210**
T-33	P-33	P-34	39.26	8	91 94	0.0192 0.0192	AI-33.1 AI-33.2	585.13 1083.62	0.0585 0.1084	0.0059 0.0108	0.0474	**0.0948**

TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD (m)	DIAMETRO (in)	IDENTIFICATIVO DE VIVIENDAS	CAUDAL POTABLE (l/s)	IDENTIFICATIVO DE AREAS DE INFILTRACION	AREA DE INFILTRACION m2	AREA DE INFILTRACION ha	CAUDAL DE INFILTRACION (l/s)	CAUDAL RESIDUAL (l/s)	CAUDAL DE DISEÑO (L/S)
T-34	P-34	P-35	32.52	8	100	0.0192	AI-34.1	438.92	0.0439	0.0044	0.0289	**0.0579**
							AI-34.2	918.19	0.0918	0.0092		
T-35	P-35	P-36	32.66	8	105n	0.0192	AI-35.1	393.57	0.0394	0.0039	0.0640	**0.1280**
					106n	0.0192	AI-35.2	1397.55	0.1398	0.0140		
					107	0.0192						
T-36	P-36	P-37	35.07	8	NINGUNA	0.0000	AI-36.1	397.88	0.0398	0.0040	0.0086	**0.0171**
							AI-36.2	457.80	0.0458	0.0046		
T-37	P-37	P-38	50.00	8	NINGUNA	0.0000	AI-37.1	360.81	0.0361	0.0036	0.0152	**0.0304**
							AI-37.2	1159.49	0.1159	0.0116		
T-38	P-39	P-38	30.00	8	NINGUNA	0.0000	AI-38.1	334.47	0.0334	0.0033	0.0157	**0.0315**
							AI-38.2	1240.13	0.1240	0.0124		
T-39	P-40	P-39	60.00	8	NINGUNA	0.0000	AI-39.1	2549.05	0.2549	0.0255	0.0350	**0.0701**
							AI-39.2	953.77	0.0954	0.0095		
T-40	P-41	P-40	53.36	8	117	0.0192	AI-40.1	2145.22	0.2145	0.0215	0.0789	**0.1579**
					118	0.0192	AI-40.2	1141.17	0.1141	0.0114		
					119	0.0192						
T-41	P-42	P-41	52.42	8	121P	0.0192	AI-41.1	1978.73	0.1979	0.0198	0.0688	**0.1375**
					120P	0.0192	AI-41.2	1825.66	0.1826	0.0183		
T-42	P-43	P-42	37.81	8	NINGUNA	0.0000	AI-42.1	1036.46	0.1036	0.0104	0.0165	**0.0331**
							AI-42.2	617.60	0.0618	0.0062		
T-43	P-44	P-43	24.28	8	NINGUNA	0.0000	AI-43.1	767.20	0.0767	0.0077	0.0120	**0.0240**
							AI-43.2	431.23	0.0431	0.0043		

TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD (m)	DIAMETRO (in)	IDENTIFICATIVO DE VIVIENDAS	CAUDAL POTABLE (l/s)	IDENTIFICATIVO DE AREAS DE INFILTRACION	AREA DE INFILTRACION m2	AREA DE INFILTRACION ha	CAUDAL DE INFILTRACION (l/s)	CAUDAL RESIDUAL (l/s)	CAUDAL DE DISEÑO (L/S)
T-44	P-45	P-44	41.23	8	NINGUNA	0.0000	AI-44.1	968.02	0.0968	0.0097	0.0181	**0.0361**
							AI-44.2	837.78	0.0838	0.0084		
T-45	P-46	P-45	29.25	8	NINGUNA	0.0000	AI-45.1	1016.74	0.1017	0.0102	0.0139	**0.0279**
							AI-45.2	378.00	0.0378	0.0038		
T-46	P-47	P-46	9.20	8	NINGUNA	0.0000	AI-46.1	208.48	0.0208	0.0021	0.0040	**0.0080**
							AI-46.2	193.63	0.0194	0.0019		
T-47	P-48	P-47	6.00	8	NINGUNA	0.0000	AI-47.1	217.75	0.0218	0.0022	0.0036	**0.0072**
							AI-47.2	140.23	0.0140	0.0014		
T-48	P-49	P-48	26.16	8	NINGUNA	0.0000	AI-48.1	500.55	0.0501	0.0050	0.0093	**0.0187**
							AI-48.2	434.00	0.0434	0.0043		
T-49	P-50	P-49	19.67	8	NINGUNA	0.0000	AI-49.1	322.44	0.0322	0.0032	0.0063	**0.0126**
							AI-49.2	306.40	0.0306	0.0031		
T-50	P-51	P-50	18.19	8	NINGUNA	0.0000	AI-50.1	263.03	0.0263	0.0026	0.0108	**0.0216**
							AI-50.2	814.83	0.0815	0.0081		
T-51	P-52	P-51	12.39	8	122	0.0192	AI-51.1	202.03	0.0202	0.0020	0.0295	**0.0590**
							AI-51.2	1214.35	0.1214	0.0121		
T-52	P-53	P-52	18.77	8	123	0.0192	AI-52.1	256.54	0.0257	0.0026	0.0525	**0.1050**
					124	0.0192	AI-52.2	1923.51	0.1924	0.0192		
T-53	P-54	P-53	21.23	8	125	0.0192	AI-53.1	367.29	0.0367	0.0037	0.0374	**0.0747**
							AI-53.2	1832.80	0.1833	0.0183		

TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD (m)	DIAMETRO (in)	IDENTIFICATIVO DE VIVIENDAS	CAUDAL POTABLE (l/s)	IDENTIFICATIVO DE AREAS DE INFILTRACION	AREA DE INFILTRACION m2	AREA DE INFILTRACION ha	CAUDAL DE INFILTRACION (l/s)	CAUDAL RESIDUAL (l/s)	CAUDAL DE DISEÑO (L/S)
T-57	P-58	P-59	49.50	6	17d 18d 19d 20d	0.0192 0.0192 0.0192 0.0192	AI-57.1 AI-57.2	5086.90 4137.91	0.5087 0.4138	0.0509 0.0414	0.1537	**0.3074**
T-58	P-59	P-60	40.17	6	16	0.0192	AI-58.1 AI-58.2	1847.30 1321.59	0.1847 0.1322	0.0185 0.0132	0.0470	**0.0941**
T-59	P-60	P-61	78.24	6	NINGUNA	0.0000	AI-59.1 AI-59.2	3174.20 2097.43	0.3174 0.2097	0.0317 0.0210	0.0527	**0.1054**
T-60	P-61	P-07	60.04	6	NINGUNA	0.0000	AI-60.1 AI-60.2	1380.38 1045.36	0.1380 0.1045	0.0138 0.0105	0.0243	**0.0485**
T-61	P-11	P-62	90.04	8	42 43 47 33e 37e 44e	0.0192 0.0192 0.0192 0.0192 0.0192 0.0192	AI-61.1 AI-61.2 AI-61.3	1464.90 1676.31 5648.23	0.1465 0.1676 0.5648	0.0146 0.0168 0.0565	0.1801	**0.3601**
T-62	P-62	P-63	58.38	8	NINGUNA	0.0000	AI-62.1 AI-62.2	1853.51 2915.16	0.1854 0.2915	0.0185 0.0292	0.0477	**0.0954**
T-63	P-63	P-64	52.00	8	NINGUNA	0.0000	AI-63.1 AI-63.2	2075.41 2488.00	0.2075 0.2488	0.0208 0.0249	0.0456	**0.0913**
T-64	P-64	P-65	31.34	8	45 46	0.0192 0.0192	AI-64.1 AI-64.2	1219.31 1946.68	0.1219 0.1947	0.0122 0.0195	0.0624	**0.1248**

TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD (m)	DIAMETRO (in)	IDENTIFICATIVO DE VIVIENDAS	CAUDAL POTABLE (l/s)	IDENTIFICATIVO DE AREAS DE INFILTRACION	AREA DE INFILTRACION m2	AREA DE INFILTRACION ha	CAUDAL DE INFILTRACION (l/s)	CAUDAL RESIDUAL (l/s)	CAUDAL DE DISEÑO (L/S)
T-69	P-70	P-71	15.01	6	80	0.0192	AI-69.1	200.98	0.0201	0.0020	0.0271	**0.0541**
							AI-69.2	968.04	0.0968	0.0097		
T-70	P-71	P-72	29.49	6	81	0.0192	AI-70.1	473.04	0.0473	0.0047	0.0453	**0.0906**
					82	0.0192	AI-70.2	983.74	0.0984	0.0098		
T-71	P-72	P-73	13.18	6	NINGUNA	0.0000	AI-71.1	196.23	0.0196	0.0020	0.0081	**0.0161**
							AI-71.2	610.69	0.0611	0.0061		
T-72	P-73	P-74	14.54	6	NINGUNA	0.0000	AI-72.1	202.90	0.0203	0.0020	0.0054	**0.0108**
							AI-72.2	338.57	0.0339	0.0034		
T-73	P-74	P-29	12.76	6	NINGUNA	0.0000	AI-73	299.21	0.0299	0.0030	0.0030	**0.0060**
T-74	P-75	P-76	10.92	6	86	0.0192	AI-74.1	102.98	0.0103	0.0010	0.0261	**0.0522**
							AI-74.2	238.24	0.0238	0.0024		
							AI-74.3	734.00	0.0734	0.0073		
T-75	P-76	P-77	15.80	6	NINGUNA	0.0000	AI-75.1	294.02	0.0294	0.0029	0.0047	**0.0095**
							AI-75.2	180.14	0.0180	0.0018		
T-76	P-77	P-33	15.46	6	NINGUNA	0.0104	AI-76.1	207.49	0.0207	0.0021	0.0110	**0.0221**
							AI-76.2	65.08	0.0065	0.0007		
T-77	P-78	P-79	39.06	6	95	0.0192	AI-77.1	591.89	0.0592	0.0059	0.0706	**0.1413**
					96	0.0192	AI-77.2	1862.74	0.1863	0.0186		
					97	0.0192						

TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD (m)	DIAMETRO (in)	IDENTIFICATIVO DE VIVIENDAS	CAUDAL POTABLE (l/s)	IDENTIFICATIVO DE AREAS DE INFILTRACION	AREA DE INFILTRACION m2	AREA DE INFILTRACION ha	CAUDAL DE INFILTRACION (l/s)	CAUDAL RESIDUAL (l/s)	CAUDAL DE DISEÑO (L/S)
T-78	P-79	P-80	30.52	6	NINGUNA	0.0000	AI-78.1	454.69	0.0455	0.0045	0.0177	**0.0354**
							AI-78.2	1315.95	0.1316	0.0132		
T-79	P-80	P-34	65.32	6	92	0.0192	AI-79.1	897.59	0.0898	0.0090	0.0811	**0.1623**
					93	0.0192						
					98	0.0192	AI-79.2	1072.52	0.1073	0.0107		
					99	0.0192						
T-80	P-38	P-81	19.69	8	NINGUNA	0.0000	AI-80.1	363.38	0.0363	0.0036	0.0046	**0.0091**
							AI-80.2	94.04	0.0094	0.0009		
T-81	P-81	P-82	14.76	8	NINGUNA	0.0000	AI-81.1	333.84	0.0334	0.0033	0.0047	**0.0094**
							AI-81.2	136.90	0.0137	0.0014		
T-82	P-82	P-83	25.96	8	NINGUNA	0.0000	AI-82.1	510.21	0.0510	0.0051	0.0084	**0.0168**
							AI-82.2	331.47	0.0331	0.0033		
T-83	P-83	P-84	36.59	8	NINGUNA	0.0000	AI-83.1	728.47	0.0728	0.0073	0.0136	**0.0271**
							AI-83.2	626.83	0.0627	0.0063		
T-84	P-84	P-85	39.62	8	NINGUNA	0.0000	AI-84.1	582.40	0.0582	0.0058	0.0130	**0.0261**
							AI-84.2	720.44	0.0720	0.0072		
T-85	P-85	P-86	31.62	8	NINGUNA	0.0000	AI-85.1	509.97	0.0510	0.0051	0.0104	**0.0207**
							AI-85.2	525.93	0.0526	0.0053		

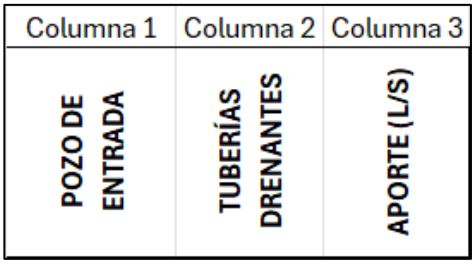
TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD (m)	DIAMETRO (in)	IDENTIFICATIVO DE VIVIENDAS	CAUDAL POTABLE (l/s)	IDENTIFICATIVO DE AREAS DE INFILTRACION	AREA DE INFILTRACION m2	AREA DE INFILTRACION ha	CAUDAL DE INFILTRACION (l/s)	CAUDAL RESIDUAL (l/s)	CAUDAL DE DISEÑO (L/S)
T-86	P-86	P-87	35.95	8	108	0.0192	AI-86.1	865.67	0.0866	0.0087	0.0456	**0.0913**
							AI-86.2	728.03	0.0728	0.0073		
							AI-86.3	1435.26	0.1435	0.0144		
T-87	P-88	P-40	47.52	6	111o	0.0192	AI-87.1	762.28	0.0762	0.0076	0.1177	**0.2354**
					112o	0.0192	AI-87.2	2134.04	0.2134	0.0213		
					115	0.0192	AI-87.3	424.08	0.0424	0.0042		
					113	0.0192	AI-87.4	771.58	0.0772	0.0077		
					116	0.0192						
T-95	P-96	P-97	36.87	8	NINGUNA	0.0000	AI-95.1	513.85	0.0514	0.0051	0.0138	**0.2171**
							AI-95.2	870.97	0.0871	0.0087		
T-96	P-97	P-98	49.33	8	12	0.0192	AI-96.1	1002.90	0.1003	0.0100	0.0831	**0.1662**
					23	0.0192						
					21a	0.0192	AI-96.2	1165.46	0.1165	0.0117		
					22a	0.0192						
T-97	P-98	P-99	28.18	8	40	0.0192	AI-97.1	1948.02	0.1948	0.0195	0.0702	**0.1405**
					38 b	0.0192	AI-97.2	467.97	0.0468	0.0047		
					39 b	0.0192						
T-98	P-94	P-100	23.72	8	NINGUNA	0.0000	AI-98.1	4708.51	0.4709	0.0471	0.0471	**0.0942**

TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD (m)	DIAMETRO (in)	IDENTIFICATIVO DE VIVIENDAS	CAUDAL POTABLE (l/s)	IDENTIFICATIVO DE AREAS DE INFILTRACION	AREA DE INFILTRACION m2	AREA DE INFILTRACION ha	CAUDAL DE INFILTRACION (l/s)	CAUDAL RESIDUAL (l/s)	CAUDAL DE DISEÑO (L/S)
T-99	P-100	P-101	31.75	8	NINGUNA	0.0000	AI-99.1	1500.00	0.1500	0.0150	0.0218	**0.0437**
							AI-99.2	683.48	0.0683	0.0068		
T-100	P-101	P-102	36.92	8	11	0.0192	AI-100.1	1654.47	0.1654	0.0165	0.0398	**0.0796**
							AI-100.2	790.43	0.0790	0.0079		
T-101	P-102	P-103	53.19	8	29	0.0192	AI-101.1	3123.38	0.3123	0.0312	0.0751	**0.1501**
					30	0.0192	AI-101.2	1311.10	0.1311	0.0131		
T-102	P-103	P-104	53.19	8	34	0.0192	AI-102.1	844.23	0.0844	0.0084	0.0381	**0.0763**
							AI-102.2	1069.22	0.1069	0.0107		
							AI-102.3	364.56	0.0365	0.0036		
T-103	P-99	P-104	27.50	8	NINGUNA	0.0000	AI-103.1	511.64	0.0512	0.0051	0.0125	**0.0250**
							AI-103.2	243.22	0.0243	0.0024		
							AI-103.3	497.08	0.0497	0.0050		
T-104	P-104	P-105	33.56	8	NINGUNA	0.0000	AI-104.1	1368.92	0.1369	0.0137	0.0204	**0.0408**
							AI-104.2	670.59	0.0671	0.0067		
T-105	P-105	P-106	20.21	8	NINGUNA	0.0000	AI-105.1	875.52	0.0876	0.0088	0.0123	**0.0246**
							AI-105.2	356.48	0.0356	0.0036		
T-106	P-106	P-11	20.03	8	NINGUNA	0.0000	AI-106.1	987.93	0.0988	0.0099	0.0118	**0.0235**
							AI-106.2	188.46	0.0188	0.0019		

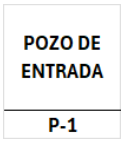
TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD (m)	DIAMETRO (in)	IDENTIFICATIVO DE VIVIENDAS	CAUDAL POTABLE (l/s)	IDENTIFICATIVO DE AREAS DE INFILTRACION	AREA DE INFILTRACION m2	AREA DE INFILTRACION ha	CAUDAL DE INFILTRACION (l/s)	CAUDAL RESIDUAL (l/s)	CAUDAL DE DISEÑO (L/S)
T-107	P-107	P-108	16.92	6	101m 102m 103m 104m	0.0192 0.0192 0.0192 0.0192	AI-107.1 AI-107.2 AI-107.3	394.90 186.47 1391.79	0.0395 0.0186 0.1392	0.0039 0.0019 0.0139	0.0812	**0.1623**
T-108	P-108	P-37	18.16	6	NINGUNA	0.0000	AI-108.1 AI-108.2	428.92 211.47	0.0429 0.0211	0.0043 0.0021	0.0064	**0.0128**
T-109	P-65	P-109	24.00	8	NINGUNA	0	AI-109.1 AI-109.2	1569.14 2098.19	0.1569 0.2098	0.0157 0.0210	0.0367	**0.0733**
T-110	P-109	PTAR1	98.50	8	NINGUNA	0	AI-110.1 AI-110.2	2431.18 4997.31	0.2431 0.4997	0.0243 0.0500	0.0743	**0.1486**
T-111	P-87	PTAR2	95.75	8	NINGUNA	0	AI-111.1 AI-111.2	3074.62 3240.69	0.3075 0.3241	0.0307 0.0324	0.0632	**0.1263**

Asignación de caudal de entrada a cada pozo

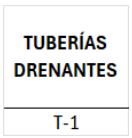
Figura 114
Distribución del caudal de diseño por pozos para Tabla 55.



- **Columna 1:** Contiene el identificativo del pozo de la red.



- **Columna 2:** Contiene las tuberías que drenan al pozo establecido.



- **Columna 3:** Muestra el caudal aportado por cada tubería que llega al pozo.

Tabla 55
Distribución del caudal de diseño por pozo

POZO DE ENTRADA	TUBERÍAS DRENANTES	APORTE (L/S)	POZO DE ENTRADA	TUBERÍAS DRENANTES	APORTE (L/S)
P-1	T-1	0.0691	**P-49**	T-48	0.0187
P-2	T-2	0.3398	**P-50**	T-49	0.0126
P-3	T-3	0.0715	**P-51**	T-50	0.0216
P-4	T-4	0.1632	**P-52**	T-51	0.0590

POZO DE ENTRADA	TUBERÍAS DRENANTES	APORTE (L/S)	POZO DE ENTRADA	TUBERÍAS DRENANTES	APORTE (L/S)
P-5	T-5	0.0951	**P-53**	T-52	0.1050
P-6	T-6	0.1942	**P-54**	T-53	0.0747
P-7	T-7	0.1007	**P-58**	T-57	0.3074
P-8	T-8	0.2171	**P-59**	T-58	0.0941
P-9	T-9	0.1855	**P-60**	T-59	0.1054
P-10	T-10	0.0415	**P-61**	T-60	0.0485
P-11	T-61	0.3601	**P-62**	T-62	0.0954
P-12	T-11	0.0216	**P-63**	T-63	0.0913
P-13	T-12	0.2433	**P-64**	T-64	0.1248
P-14	T-13	0.0479	**P-65**	T-109	0.0733
P-15	T-14	0.0390	**P-70**	T-69	0.0541
P-16	T-15	0.0326	**P-71**	T-70	0.0906
P-17	T-16	0.0403	**P-72**	T-71	0.0161
P-18	T-17	0.0505	**P-73**	T-72	0.0108
P-19	T-18	0.1785	**P-74**	T-73	0.0060
P-20	T-19	0.1508	**P-75**	T-74	0.0522
P-21	T-20	0.1453	**P-76**	T-75	0.0095
P-22	T-21	0.0965	**P-77**	T-76	0.0221

POZO DE ENTRADA	TUBERÍAS DRENANTES	APORTE (L/S)	POZO DE ENTRADA	TUBERÍAS DRENANTES	APORTE (L/S)
P-23	T-22	0.3839	**P-78**	T-77	0.1413
P-24	T-23	0.0722	**P-79**	T-78	0.0354
P-25	T-24	0.1734	**P-80**	T-79	0.1623
P-26	T-25	0.1081	**P-81**	T-81	0.0094
P-27	T-26	0.0239	**P-82**	T-82	0.0168
P-28	T-27	0.0783	**P-83**	T-83	0.0271
P-29	T-28	0.0502	**P-84**	T-84	0.0261
P-30	T-29	0.0042	**P-85**	T-85	0.0207
P-31	T-30	0.0434	**P-86**	T-86	0.0913
P-32	T-31	0.2210	**P-87**	T-111	0.1263
P-33	T-33	0.0948	**P-88**	T-87	0.2354
P-34	T-34	0.0579	**P-94**	T-98	0.0942
P-35	T-35	0.1280	**P-96**	T-95	0.2171
P-36	T-36	0.0171	**P-97**	T-96	0.1662
P-37	T-37	0.0304	**P-98**	T-97	0.1405
P-38	T-80	0.0091	**P-99**	T-103	0.0250
P-39	T-38	0.0315	**P-100**	T-99	0.0437
P-40	T-39	0.0701	**P-101**	T-100	0.0796

POZO DE ENTRADA	TUBERÍAS DRENANTES	APORTE (L/S)	POZO DE ENTRADA	TUBERÍAS DRENANTES	APORTE (L/S)
P-41	T-40	0.1579	**P-102**	T-101	0.1501
P-42	T-41	0.1375	**P-103**	T-102	0.0763
P-43	T-42	0.0331	**P-104**	T-104	0.0408
P-44	T-43	0.0240	**P-105**	T-105	0.0246
P-45	T-44	0.0361	**P-106**	T-106	0.0235
P-46	T-45	0.0279	**P-107**	T-107	0.1623
P-47	T-46	0.0080	**P-108**	T-108	0.0128
P-48	T-47	0.0072	**P-109**	T-110	0.1486

6.1.4 Diseño de la red de recolección y transporte de las aguas residuales.

Para el diseño de la red de recolección y transporte de las aguas residuales, se seguirá una serie de pasos similar a las del diseño del sistema de agua potable. Se toman en cuenta los criterios establecidos en el apartado 6.1.2 para el desarrollo del diseño, además en base a las Tablas 54 y 55 se elaboran y se calculan las tablas de datos de entrada para pozos y tuberías para el ingreso de estas al software EPA SWMM 5.0

Definición de datos de entrada de pozos y tuberías

Una vez trazada la línea de tuberías y colocados los pozos conforme a los criterios establecidos en el apartado 6.1.2, y tomando en cuenta la topografía del

terreno, se procede a su representación en Civil 3D. En esta etapa se obtiene la cota de tapadera de cada pozo y, en función de la topografía, se asigna una profundidad máxima, asegurando siempre el cumplimiento de los criterios previamente establecidos. Posteriormente, se elabora la Tabla 56 que corresponde a los datos de entrada de cada pozo para el ingreso de esta al software EPA SWMM 5.0.

Tabla 56
Datos de entrada de pozos al software EPA SWMM 5.0

POZO	COTA DE TAPADERA (m)	PROFUNDIDAD (m)	COTA DE FONDO (m)	CAUDAL (l/s)	POZO	COTA DE TAPADERA (m)	PROFUNDIDAD (m)	COTA DE FONDO (m)	CAUDAL (l/s)
P-1	440.00	1.40	438.60	0.0691	**P-49**	431.51	2.10	429.41	0.0187
P-2	439.94	3.55	436.39	0.3398	**P-50**	432.30	2.20	430.10	0.0126
P-3	437.78	2.60	435.18	0.0715	**P-51**	432.65	1.90	430.75	0.0216
P-4	434.14	1.69	432.45	0.1632	**P-52**	433.50	2.10	431.40	0.0590
P-5	428.21	2.39	425.82	0.0951	**P-53**	434.82	1.90	432.92	0.1050
P-6	425.01	2.05	422.96	0.1942	**P-54**	436.13	1.40	434.73	0.0747
P-7	420.37	2.54	417.83	0.1007	**P-58**	439.79	2.00	437.79	0.3074
P-8	420.94	3.49	417.45	0.2171	**P-59**	434.53	2.50	432.03	0.0941
P-9	419.90	2.80	417.10	0.1855	**P-60**	433.78	2.80	430.98	0.1054
P-10	418.08	1.80	416.28	0.0415	**P-61**	427.75	2.50	425.25	0.0485
P-11	416.97	3.13	413.84	0.3601	**P-62**	423.00	10.00	413.00	0.0954
P-12	416.35	2.23	414.12	0.0216	**P-63**	416.29	4.00	412.29	0.0913
P-13	416.00	1.33	414.67	0.2433	**P-64**	407.48	1.80	405.68	0.1248

POZO	COTA DE TAPADERA (m)	PROFUNDIDAD (m)	COTA DE FONDO (m)	CAUDAL (l/s)	POZO	COTA DE TAPADERA (m)	PROFUNDIDAD (m)	COTA DE FONDO (m)	CAUDAL (l/s)
P-14	416.18	1.30	414.88	0.0479	**P-65**	404.50	2.00	402.50	0.0733
P-15	416.50	1.30	415.20	0.0390	**P-70**	436.24	1.40	434.84	0.0541
P-16	417.44	1.36	416.08	0.0326	**P-71**	435.50	2.30	433.20	0.0906
P-17	418.30	2.26	416.04	0.0403	**P-72**	433.50	1.70	431.80	0.0161
P-18	418.87	2.07	416.80	0.0505	**P-73**	432.51	1.55	430.96	0.0108
P-19	420.00	1.50	418.50	0.1785	**P-74**	431.94	1.40	430.54	0.0060
P-20	421.61	2.00	419.61	0.1508	**P-75**	440.54	1.40	439.14	0.0522
P-21	425.43	2.00	423.43	0.1453	**P-76**	438.79	1.40	437.39	0.0095
P-22	429.61	3.69	425.92	0.0965	**P-77**	436.44	1.40	435.04	0.0221
P-23	430.86	4.26	426.60	0.3839	**P-78**	434.52	1.40	433.12	0.1413
P-24	430.50	3.60	426.90	0.0722	**P-79**	432.38	1.40	430.98	0.0354
P-25	430.55	3.20	427.35	0.1734	**P-80**	432.39	2.65	429.74	0.1623
P-26	431.82	4.00	427.82	0.1081	**P-81**	419.43	2.43	417.00	0.0094
P-27	432.69	4.40	428.29	0.0239	**P-82**	416.50	1.50	415.00	0.0168
P-28	431.30	2.60	428.70	0.0783	**P-83**	413.58	1.70	411.88	0.0271
P-29	430.66	1.40	429.26	0.0502	**P-84**	410.49	1.60	408.89	0.0261
P-30	431.41	1.40	430.01	0.0042	**P-85**	407.12	2.00	405.12	0.0207
P-31	434.60	1.40	433.20	0.0434	**P-86**	406.41	1.66	404.75	0.0913
P-32	437.81	2.29	435.52	0.2210	**P-87**	404.01	1.40	402.61	0.1263
P-33	435.00	2.35	432.65	0.0948	**P-88**	423.59	1.40	422.19	0.2354
P-34	432.00	3.65	428.35	0.0579	**P-94**	435.32	1.40	433.92	0.0942
P-35	429.26	2.00	427.26	0.1280	**P-96**	437.57	1.60	435.97	0.2171
P-36	426.27	1.60	424.67	0.0171	**P-97**	436.92	3.00	433.92	0.1662

POZO	COTA DE TAPADERA (m)	PROFUNDIDAD (m)	COTA DE FONDO (m)	CAUDAL (l/s)	POZO	COTA DE TAPADERA (m)	PROFUNDIDAD (m)	COTA DE FONDO (m)	CAUDAL (l/s)
P-37	424.00	2.00	422.00	0.0304	**P-98**	433.97	2.35	431.62	0.1405
P-38	423.50	4.00	419.50	0.0091	**P-99**	432.00	1.80	430.20	0.0250
P-39	424.50	4.50	420.00	0.0315	**P-100**	432.48	1.40	431.08	0.0437
P-40	424.50	3.70	420.80	0.0701	**P-101**	431.27	1.85	429.42	0.0796
P-41	427.75	6.00	421.75	0.1579	**P-102**	431.13	3.20	427.93	0.1501
P-42	426.61	4.00	422.61	0.1375	**P-103**	425.90	1.40	424.50	0.0763
P-43	424.93	1.40	423.53	0.0331	**P-104**	429.00	5.60	423.40	0.0408
P-44	425.95	1.40	424.55	0.0240	**P-105**	421.50	1.90	419.60	0.0246
P-45	427.92	1.75	426.17	0.0361	**P-106**	418.17	1.70	416.47	0.0235
P-46	431.13	3.20	427.93	0.0279	**P-107**	426.86	1.51	425.35	0.1623
P-47	431.25	2.95	428.30	0.0080	**P-108**	425.22	1.40	423.82	0.0128
P-48	431.13	2.55	428.58	0.0072	**P-109**	404.5	1.98	402.52	0.1486

Definidos ya los datos de entrada para cada pozo, se procede a realizar la Tabla 57 de los datos de entrada para cada tubería, de igual forma respetando los criterios establecidos previamente.

Tabla 57
Datos de entrada de tuberías al software EPA SWMM 5.0

TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD	COTA DE SALIDA (m)	DIAMETRO	TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD	COTA DE SALIDA (m)	DIAMETRO
T-1	P-1	P-2	23.95	0.10	8	T-50	P-51	P-50	18.19	0.10	8

TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD	COTA DE SALIDA (m)	DIAMETRO	TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD	COTA DE SALIDA (m)	DIAMETRO
T-2	P-2	P-3	27.24	0.10	8	T-51	P-52	P-51	12.39	0.10	8
T-3	P-3	P-4	51.91	0.14	8	T-52	P-53	P-52	18.77	0.10	8
T-4	P-4	P-5	60.90	0.15	8	T-53	P-54	P-53	21.23	0.10	8
T-5	P-5	P-6	33.67	0.55	8	T-57	P-58	P-59	49.50	0.30	6
T-6	P-6	P-7	63.15	0.10	8	T-58	P-59	P-60	40.17	0.30	6
T-7	P-7	P-8	25.08	0.10	8	T-59	P-60	P-61	78.24	0.30	6
T-8	P-8	P-9	38.23	0.10	8	T-60	P-61	P-07	60.04	0.49	6
T-9	P-9	P-10	45.63	0.10	8	T-61	P-11	P-62	90.04	0.20	8
T-10	P-10	P-11	29.10	1.38	8	T-62	P-62	P-63	58.38	0.10	8
T-11	P-12	P-11	33.87	0.10	8	T-63	P-63	P-64	52.00	0.55	8
T-12	P-13	P-12	86.93	0.10	8	T-64	P-64	P-65	31.34	0.10	8
T-13	P-14	P-13	20.00	0.10	8	T-69	P-70	P-71	15.01	0.10	6
T-14	P-15	P-14	20.00	0.10	8	T-70	P-71	P-72	29.49	0.10	6
T-15	P-16	P-15	20.02	0.10	8	T-71	P-72	P-73	13.18	0.30	6
T-16	P-17	P-16	23.47	0.10	8	T-72	P-73	P-74	14.54	0.30	6
T-17	P-18	P-17	29.22	0.20	8	T-73	P-74	P-29	12.76	0.30	6
T-18	P-19	P-18	47.12	0.20	8	T-74	P-75	P-76	10.92	0.30	6
T-19	P-20	P-19	47.11	0.20	8	T-75	P-76	P-77	15.80	0.30	6

TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD	COTA DE SALIDA (m)	DIAMETRO	TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD	COTA DE SALIDA (m)	DIAMETRO
T-20	P-21	P-20	35.93	0.10	8	T-76	P-77	P-33	15.46	0.15	6
T-21	P-22	P-21	36.77	0.60	8	T-77	P-78	P-79	39.06	0.10	6
T-22	P-23	P-22	48.00	0.20	8	T-78	P-79	P-80	30.52	0.10	6
T-23	P-24	P-23	16.90	0.10	8	T-79	P-80	P-34	65.32	0.10	6
T-24	P-25	P-24	29.48	0.10	8	T-80	P-38	P-81	19.69	1.10	6
T-25	P-26	P-25	30.64	0.10	8	T-81	P-81	P-82	14.76	1.10	6
T-26	P-27	P-26	15.62	0.10	8	T-82	P-82	P-83	25.96	0.12	6
T-27	P-28	P-27	19.93	0.10	8	T-83	P-83	P-84	36.59	0.11	6
T-28	P-29	P-28	28.11	0.13	8	T-84	P-84	P-85	39.62	0.11	6
T-29	P-30	P-29	16.13	0.20	8	T-85	P-85	P-86	31.62	0.10	6
T-30	P-31	P-30	45.26	0.20	8	T-86	P-86	P-87	35.95	0.20	6
T-31	P-32	P-31	45.06	0.15	8	T-87	P-88	P-40	16.20	0.15	6
T-33	P-33	P-34	39.26	0.10	8	T-95	P-96	P-97	36.87	0.10	8
T-34	P-34	P-35	32.52	0.20	8	T-96	P-97	P-98	49.33	0.10	8
T-35	P-35	P-36	32.66	0.20	8	T-97	P-98	P-99	28.18	0.20	8
T-36	P-36	P-37	35.07	0.30	8	T-98	P-94	P-100	23.72	0.20	8
T-37	P-37	P-38	50.00	0.90	8	T-99	P-100	P-101	31.75	0.10	8
T-38	P-39	P-38	30.00	0.20	8	T-100	P-101	P-102	36.92	0.10	8

TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD	COTA DE SALIDA (m)	DIAMETRO	TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD	COTA DE SALIDA (m)	DIAMETRO
T-39	P-40	P-39	60.00	0.10	8	T-101	P-102	P-103	58.15	0.10	8
T-40	P-41	P-40	53.36	0.20	8	T-102	P-103	P-104	53.19	0.10	8
T-41	P-42	P-41	52.42	0.10	8	T-103	P-99	P-104	27.50	1.55	8
T-42	P-43	P-42	37.81	0.10	8	T-104	P-104	P-105	33.56	0.37	8
T-43	P-44	P-43	24.28	0.20	8	T-105	P-105	P-106	20.21	0.20	8
T-44	P-45	P-44	41.23	0.20	8	T-106	P-106	P-11	20.03	1.68	8
T-45	P-46	P-45	29.25	0.27	8	T-107	P-107	P-108	16.92	0.10	8
T-46	P-47	P-46	9.20	0.13	8	T-108	P-108	P-37	18.16	0.64	8
T-47	P-48	P-47	6.00	0.10	8	T-109	P-65	P-109	24.00	0.10	8
T-48	P-49	P-48	26.16	0.10	8	T-110	P-109	PTAR1	98.50	0.10	8
T-49	P-50	P-49	19.67	0.10	8	T-111	P-87	PTAR2	95.75	0.10	8

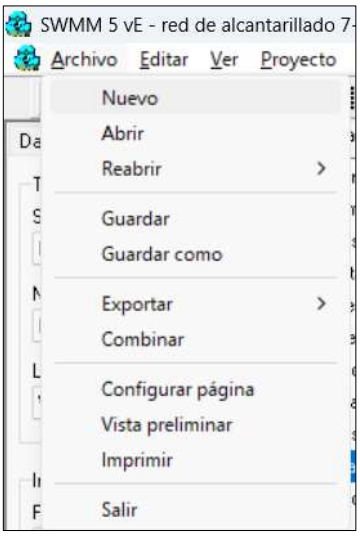
6.1.4.1 Aplicación del software EPA SWMM 5.0 en el diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario.

Una vez elaboradas las Tablas 56 y 57, correspondientes a los datos de entrada de pozos y tuberías, se presenta a continuación el diseño de la red de recolección de aguas residuales, describiendo de manera detallada y esquemática cada una de sus etapas. Asimismo, se explica el proceso de simulación aplicado al diseño.

Paso 1: El primer paso es configurar el proyecto, el cual se realiza ejecutando el programa EPA SWMM 5.0, creando un nuevo proyecto en el menú archivo y definir ciertas propiedades por defecto:

- Geometría de conductos, se define como sección circular.
- Coeficiente de Manning, corresponde un valor de 0.011 para tuberías de PVC.
- Unidad de caudal, litros por segundo.
- Desnivel de línea, se usó la opción “DEPTH”. Esto significa que el programa usara la cota de cada tubería con respecto al fondo del pozo tanto de salida como de llegada para la simulación.
- Modelo de cálculo hidráulico, como onda cinemática.
- Los identificativos de tuberías y pozos serán ingresados según Tabla 56 y 57.

Figura 115
Creación de nuevo proyecto en EPA SWMM 5.0



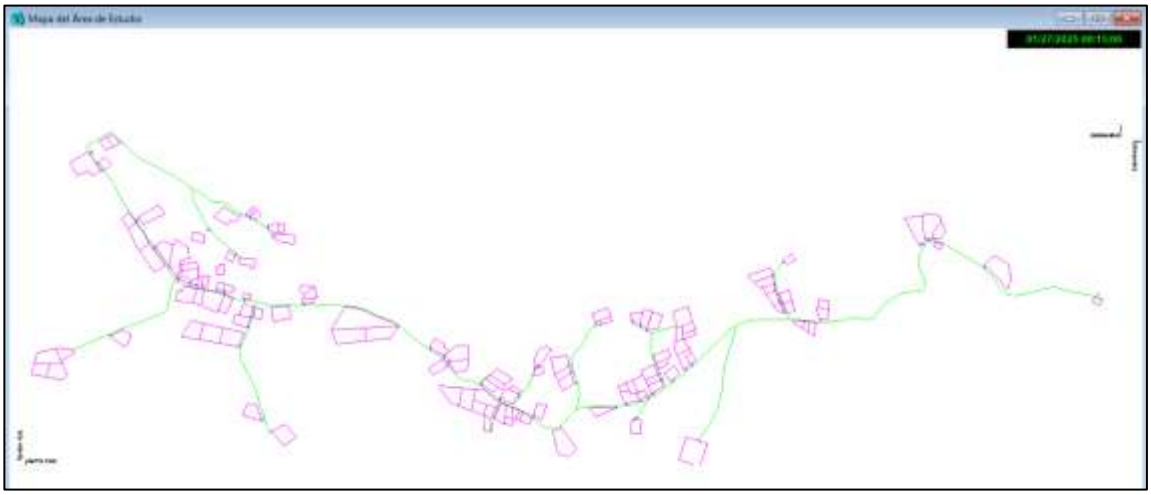
Estos parámetros configurados se observan en la Figura 116 y una vez establecidos los parámetros respectivos, se debe hacer clic en aceptar.

Figura 116
Valores predeterminados

PASO 2: Para la representación gráfica del sistema, se accede al menú VER > FONDO, donde se carga una imagen de fondo (en formatos como .png, .jpg, .bmp, .emf o .wmf) que sirve como referencia para dibujar las conexiones, conductos, divisores, bombas, orificios, vertederos, entre otros componentes. En este mismo menú, es posible agregar las coordenadas geográficas de la imagen en la sección “dimensiones”, así como configurar las unidades correspondientes. En este caso, se utiliza una imagen exportada desde Civil3D en formato .wmf, sobre la cual se dibujan los diferentes elementos del sistema.

Figura 117
Menú para cargar imagen de fondo

Figura 118
Imagen cargada en EPA SWMM 5.0



Paso 3: Una vez cargada la imagen de referencia en el programa, se procede a insertar los pozos y tuberías. Para ello, se debe acceder al visor de datos y, dentro del apartado de barra de objetos a insertar, se seleccionan las opciones de conexión y conductos, tal como se muestra en la Figura 119.

Figura 119
Introducción de pozo a la red

Paso 4: A continuación, se presenta un ejemplo del dibujo de los pozos y las tuberías que conforman la red de recolección de aguas residuales. Primero, se ubican los pozos y, posteriormente, se traza la tubería siguiendo el sentido del flujo del agua. Para ello, el dibujo inicia desde el pozo de entrada y continúa hasta el pozo de salida.

Figura 120
Representación gráfica de pozos y tuberías

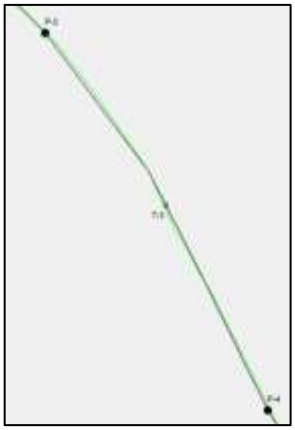
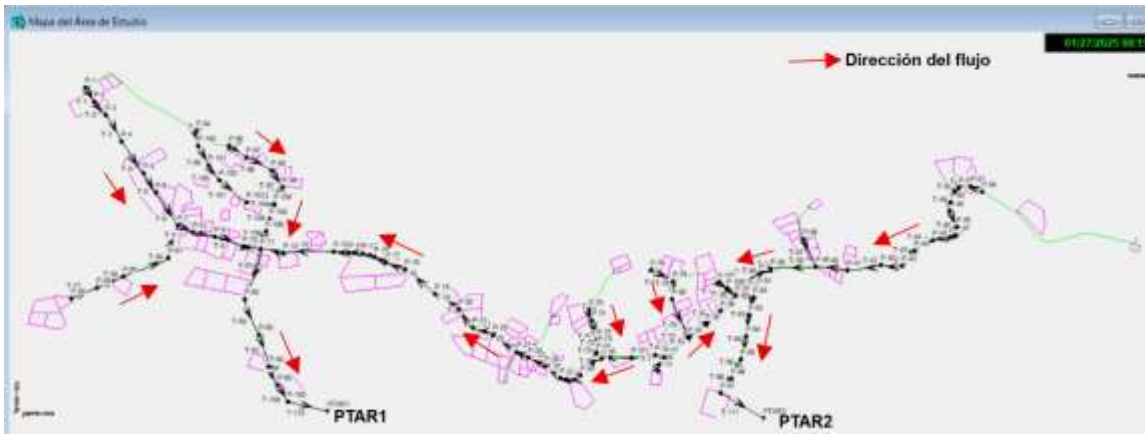


Figura 121
Representación gráfica de la red de recolección de aguas residuales



Previo a la introducción de los datos de entrada, los cuales incluyen las longitudes, cotas de salida, diámetros de las tuberías, aportes de caudal para cada pozo, nivel de fondo y profundidad máxima correspondiente, se utilizarán los datos de la Tabla 56 y la Tabla 57.

Paso 5: Una vez ubicados los pozos y trazadas todas las tuberías que conforman el sistema, como se muestra en la Figura 121, se procede al ingreso de los datos correspondientes a cada componente. Los valores de entrada para los pozos se registran conforme a la información presentada en la Tabla 56, mientras que los datos de entrada para las tuberías se introducen según lo indicado en la Tabla 57.

A modo de ejemplo, se presenta un caso específico correspondiente a un pozo y una tubería, con el propósito de ilustrar el procedimiento aplicado. Dado que el proceso es repetitivo para cada uno de los pozos y tuberías del sistema, este mismo método se aplica de manera sistemática en toda la red.

Figura 122
Esquema de ejemplo de aplicación para pozo y tubería

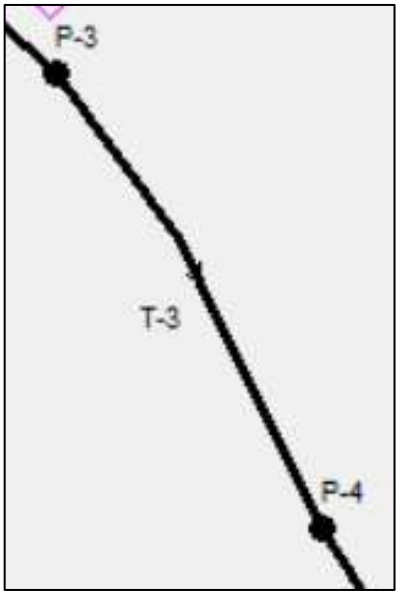


Figura 123
Datos de entrada para pozos

POZO	COTA DE TAPADERA (m)	PROFUNDIDAD (m)	COTA DE FONDO (m)	CAUDAL (l/s)
P-1	440.00	1.40	438.60	0.0691
P-2	439.94	3.55	436.39	0.3398
P-3	437.78	2.60	435.18	0.0715

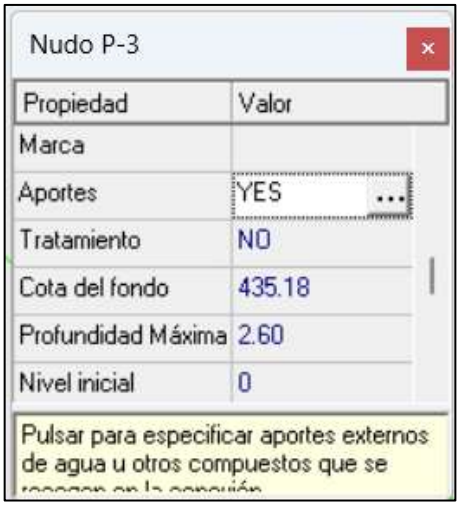
Figura 124
Datos de entrada para tubería

TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD	COTA DE SALIDA (m)	DIAMETRO
T-1	P-1	P-2	23.95	0.10	8
T-2	P-2	P-3	27.24	0.10	8
T-3	P-3	P-4	51.91	0.14	8

En la Figura 123 se presentan los valores que deben ingresarse para cada uno de los pozos. Una vez definidos, se debe hacer doble clic sobre el pozo e introducir en primer lugar el caudal de aporte. Para ello, se hace clic en los tres puntos del apartado “Aportes”, se accede a la pestaña “Tiempo seco” y se introduce el valor correspondiente de caudal para dicho pozo, como se muestra en la Figura 125. Luego, se hace clic en “Aceptar” para volver al menú anterior, donde se procede a ingresar la cota de fondo y la profundidad máxima del pozo ver Figura 126.

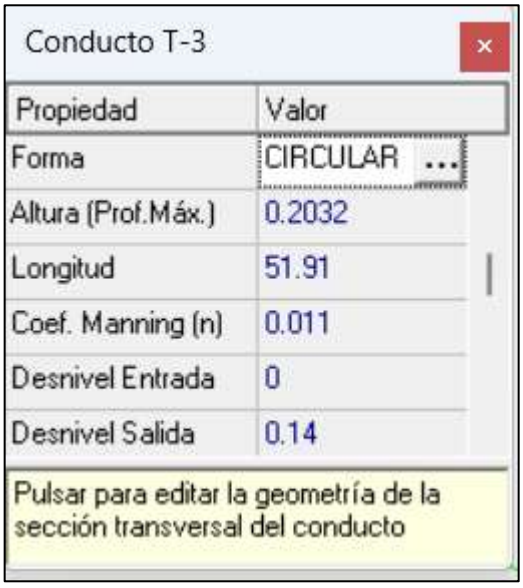
Figura 125
Introducción del caudal de aporte para el pozo

Figura 126
Datos de entrada de pozo P-3



Para ingresar los valores de diámetro de tubería, longitud y cota de salida, definidos en la Figura 124, se debe acceder a la Tubería T-3 mediante doble clic. A continuación, se introducen los datos correspondientes a dicha tubería, tal como se muestra en la Figura 127.

Figura 127
Introducción de datos de entrada para tubería T-3



Paso 6: Después de haber introducido los datos correspondientes a cada una de las tuberías y pozos, se introducen los vertidos, que para este sistema de alcantarillado son necesarios dos, desde el pozo 32 hacia la izquierda, las aguas residuales se evacuan a la planta de tratamiento No. 1 (PTAR 1) y desde el pozo 33 hacia la derecha se evacuan las aguas residuales hacia la planta de tratamiento No.2 (PTAR 2), debido a la topografía de la zona, no se pueden evacuar las aguas residuales a una sola planta de tratamiento. Para ingresar los vertidos al software nos dirigimos al apartado de barra de objetos y seleccionamos “vertido” tal y como se muestra en la Figura 128, posteriormente se ingresa el valor de cota y el tipo de condición de contorno, para este caso definido como “Free”. Y este mismo paso se sigue para el vertido PTAR 2. Para este caso no se define un caudal de aporte ya que, al ser un punto de descarga final, le llega el caudal total de los pozos conectados a este vertido.

Figura 128
Dato de entrada para vertido PTAR1

Paso 7: Una vez editados e introducidos todos los valores para cada elemento que compone la red, se definen las opciones de simulación:

Pestaña General:

Para este diseño, se selecciona el modelo de transporte en la red, es decir, únicamente para aguas residuales, según lo definido en la sección Procesar los modelos. Dentro de la sección Varios, se activa la opción Informe – Resumen de Datos, lo cual permite que el programa genere un informe al finalizar la simulación.

En la sección Modelo Hidráulico de Transporte, se emplea el modelo de Onda Cinemática (OC). Para este caso particular, no existe una diferencia significativa entre utilizar el modelo de onda cinemática u onda dinámica, ya que no se han definido curvas patrón de caudal. Por lo tanto, la simulación se limita a representar el comportamiento del flujo en el momento en que la red transporta el caudal máximo horario, lo cual equivale a capturar una “fotografía” del sistema en su punto de máxima demanda, ver Figura 129.

Figura 129
Pestaña general

Paso 8: Después de colocado cada elemento en la red y editados los parámetros para la opción de simulación, se procede a correr la simulación; para ello, se hace clic en el icono de la barra estándar que se presenta en la Figura 130.

Figura 130
Icono para correr simulación en Epa SWMM 5.0

Después de realizada la simulación, se revisaron los resultados obtenidos, verificando específicamente los valores de velocidad, pendiente, capacidad y diámetro en las tuberías. Para el esquema final de la red Figura 131, fue necesario ajustar algunas propiedades de los componentes, como parte del proceso de diseño, mediante la realización de varias pruebas y simulaciones

iterativas, hasta alcanzar un diseño definitivo que cumpliera con los criterios y parámetros establecidos por “ANDA,2014”.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos en la simulación con su respectiva tabla de resumen de datos.

Figura 131
Esquema final de la red de recolección de aguas residuales

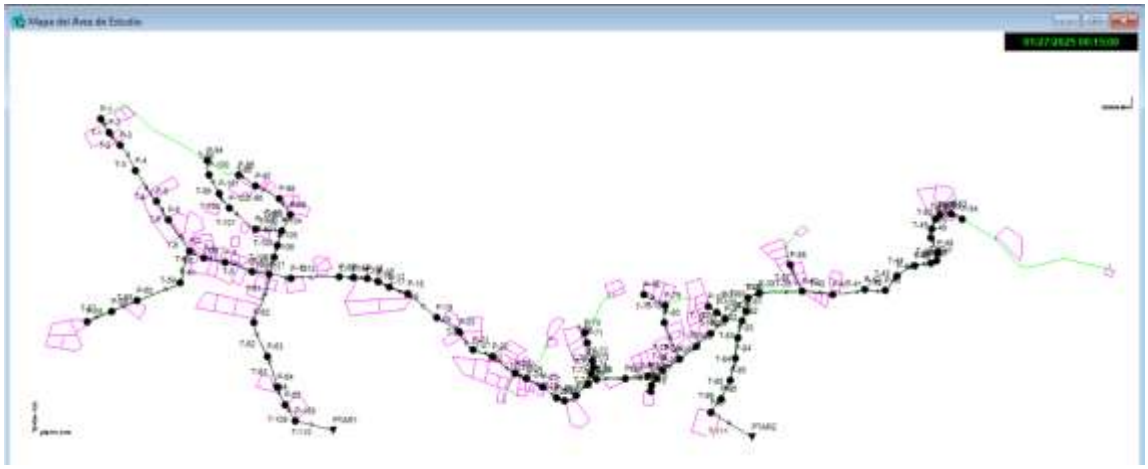


Tabla 58
Resumen de datos correspondientes al diseño de recolección de aguas residuales

TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD	CAUDAL (l/s)	VELOCIDAD (m/s)	CAPACIDAD (%)	PENDIENTE (%)
T-1	P-1	P-2	23.95	0.07	0.50	2.00	8.84
T-2	P-2	P-3	27.20	0.41	0.65	1.00	4.08
T-3	P-3	P-4	51.90	0.48	0.73	5.00	5.00
T-4	P-4	P-5	60.90	0.64	1.04	5.00	10.70

TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD	CAUDAL (l/s)	VELOCIDAD (m/s)	CAPACIDAD (%)	PENDIENTE (%)
T-5	P-5	P-6	33.70	0.74	0.94	6.00	6.88
T-6	P-6	P-7	63.10	0.93	1.06	6.00	7.99
T-7	P-7	P-8	25.10	1.59	0.63	13.00	1.12
T-8	P-8	P-9	38.20	1.81	0.54	16.00	0.65
T-9	P-9	P-10	45.60	1.99	0.76	14.00	1.58
T-10	P-10	P-11	29.10	2.05	1.03	11.00	3.65
T-11	P-12	P-11	33.90	2.38	0.55	19.00	0.53
T-12	P-13	P-12	86.90	2.36	0.54	19.00	0.52
T-13	P-14	P-13	20.00	2.12	0.53	18.00	0.55
T-14	P-15	P-14	20.00	2.07	0.68	15.00	1.10
T-15	P-16	P-15	20.00	2.03	0.74	14.00	1.40
T-16	P-17	P-16	23.50	2.00	0.75	14.00	1.53
T-17	P-18	P-17	29.20	1.96	0.81	13.00	1.92
T-18	P-19	P-18	47.10	1.91	0.96	11.00	3.19
T-19	P-20	P-19	47.10	1.73	0.79	12.00	1.93
T-20	P-21	P-20	35.90	1.58	1.36	8.00	10.13
T-21	P-22	P-21	36.80	1.43	1.04	9.00	5.15
T-22	P-23	P-22	48.00	1.34	0.58	12.00	1.00
T-23	P-24	P-23	16.90	0.95	0.54	10.00	1.18
T-24	P-25	P-24	29.50	0.88	0.53	10.00	1.19

TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD	CAUDAL (l/s)	VELOCIDAD (m/s)	CAPACIDAD (%)	PENDIENTE (%)
T-25	P-26	P-25	30.60	0.71	0.50	9.00	1.21
T-26	P-27	P-26	15.60	0.60	0.61	7.00	2.37
T-27	P-28	P-27	19.90	0.57	0.52	8.00	1.56
T-28	P-29	P-28	28.10	0.50	0.50	10.00	1.53
T-29	P-30	P-29	16.10	0.27	0.57	4.00	4.03
T-30	P-31	P-30	45.30	0.26	0.68	4.00	6.62
T-31	P-32	P-31	45.10	0.22	0.58	4.00	4.82
T-33	P-33	P-34	39.30	0.18	0.71	3.00	10.76
T-34	P-34	P-35	32.50	0.58	0.63	7.00	2.74
T-35	P-35	P-36	32.70	0.70	0.99	6.00	8.57
T-36	P-36	P-37	35.10	0.72	0.93	6.00	6.77
T-37	P-37	P-38	50.00	0.93	0.77	8.00	3.20
T-38	P-39	P-38	30.00	1.06	0.54	11.00	1.00
T-39	P-40	P-39	60.00	1.03	0.54	11.00	1.17
T-40	P-41	P-40	53.40	0.72	0.54	9.00	1.41
T-41	P-42	P-41	52.40	0.57	0.50	8.00	1.45
T-42	P-43	P-42	37.80	0.43	0.53	6.00	2.17
T-43	P-44	P-43	24.30	0.39	0.60	5.00	3.38
T-44	P-45	P-44	41.20	0.37	0.59	5.00	3.45
T-45	P-46	P-45	29.30	0.33	0.66	4.00	5.10

TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD	CAUDAL (l/s)	VELOCIDAD (m/s)	CAPACIDAD (%)	PENDIENTE (%)
T-46	P-47	P-46	9.20	0.31	0.51	5.00	2.61
T-47	P-48	P-47	6.00	0.30	0.53	5.00	3.00
T-48	P-49	P-48	26.20	0.29	0.51	5.00	2.79
T-49	P-50	P-49	19.70	0.27	0.51	5.00	3.00
T-50	P-51	P-50	18.20	0.26	0.51	4.00	3.03
T-51	P-52	P-51	12.40	0.24	0.57	4.00	4.44
T-52	P-53	P-52	18.80	0.18	0.63	3.00	7.59
T-53	P-54	P-53	21.20	0.07	0.50	2.00	8.08
T-57	P-58	P-59	49.50	0.31	0.88	5.00	11.10
T-58	P-59	P-60	40.20	0.40	0.52	9.00	1.87
T-59	P-60	P-61	78.20	0.51	0.87	7.00	6.96
T-60	P-61	P-7	60.00	0.56	1.07	7.00	11.62
T-61	P-11	P-62	90.00	6.01	0.79	42.00	0.71
T-62	P-62	P-63	58.40	6.11	0.86	41.00	0.87
T-63	P-63	P-64	52.00	6.20	2.20	21.00	12.26
T-64	P-64	P-65	31.30	6.32	2.03	23.00	9.75
T-69	P-70	P-71	15.00	0.05	0.51	3.00	10.31
T-70	P-71	P-72	29.50	0.14	0.51	4.00	4.41
T-71	P-72	P-73	13.20	0.16	0.51	5.00	4.10
T-72	P-73	P-74	14.50	0.17	0.51	5.00	3.92

TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD	CAUDAL (l/s)	VELOCIDAD (m/s)	CAPACIDAD (%)	PENDIENTE (%)
T-73	P-74	P-29	12.80	0.18	0.53	5.00	4.16
T-74	P-75	P-76	10.90	0.06	0.58	2.00	13.40
T-75	P-76	P-77	15.80	0.06	0.59	2.00	13.09
T-76	P-77	P-33	15.50	0.09	0.67	3.00	14.64
T-77	P-78	P-79	39.10	0.14	0.54	4.00	5.23
T-78	P-79	P-80	30.50	0.18	0.51	5.00	3.74
T-79	P-80	P-34	65.30	0.34	0.50	8.00	1.98
T-80	P-38	P-81	19.70	2.00	1.34	14.00	7.13
T-81	P-81	P-82	14.80	2.00	1.27	14.00	6.11
T-82	P-82	P-83	26.00	2.02	1.61	12.00	11.63
T-83	P-83	P-84	36.60	2.05	1.40	13.00	7.90
T-84	P-84	P-85	39.60	2.07	1.49	13.00	9.28
T-85	P-85	P-86	31.60	2.10	0.64	24.00	0.85
T-86	P-86	P-87	36.00	2.19	1.25	18.00	5.40
T-87	P-88	P-40	47.50	0.24	0.50	6.00	2.72
T-95	P-96	P-97	36.90	0.22	0.61	5.00	5.30
T-96	P-97	P-98	49.40	0.38	0.69	7.00	4.46
T-97	P-98	P-99	28.20	0.52	0.75	8.00	4.33
T-98	P-94	P-100	23.70	0.09	0.60	2.00	11.20
T-99	P-100	P-101	31.80	0.14	0.50	3.00	4.92

TUB	POZO DE ENTRADA	POZO DE SALIDA	LONGITUD	CAUDAL (l/s)	VELOCIDAD (m/s)	CAPACIDAD (%)	PENDIENTE (%)
T-100	P-101	P-102	36.90	0.22	0.53	4.00	3.77
T-101	P-102	P-103	58.10	0.37	0.71	4.00	5.74
T-102	P-103	P-104	53.20	0.44	0.51	6.00	1.88
T-103	P-99	P-104	27.50	0.70	1.31	5.00	19.45
T-104	P-104	P-105	33.60	1.19	1.22	7.00	9.79
T-105	P-105	P-106	20.20	1.21	1.35	6.00	13.68
T-106	P-106	P-11	20.00	1.23	1.28	7.00	10.69
T-107	P-107	P-108	16.90	0.16	0.67	4.00	8.48
T-108	P-108	P-37	18.20	0.18	0.62	4.00	6.51
T-109	P-65	P-109	24.00	6.39	1.79	17.00	6.77
T-110	P-109	PTAR1	98.50	6.54	0.81	30.00	0.71
T-111	P-87	PTAR2	95.80	2.31	0.99	18.00	2.62

A continuación, se muestra esquemáticamente los resultados del sistema de alcantarillado sanitario:

Figura 132
Esquema de la red de alcantarillado-caudales

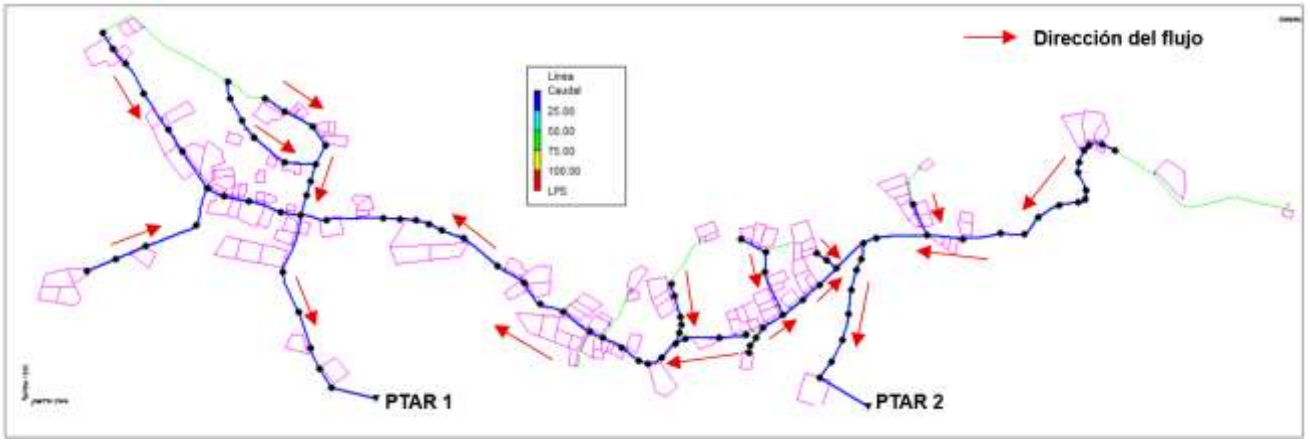


Figura 133
Esquema de la red de alcantarillado-velocidades

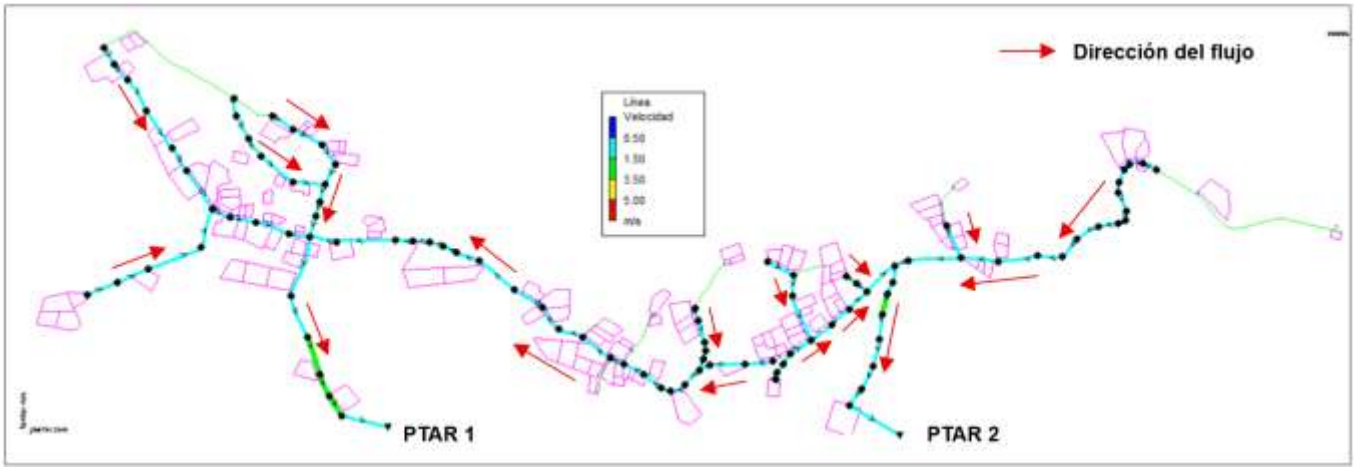


Figura 134
Esquema de la red de alcantarillado-pendientes

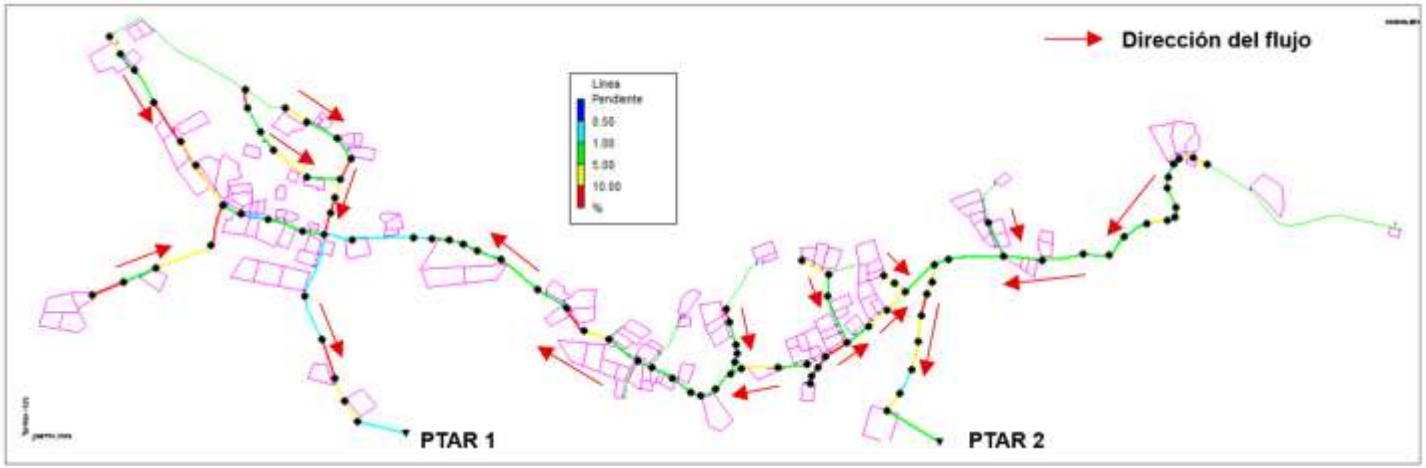
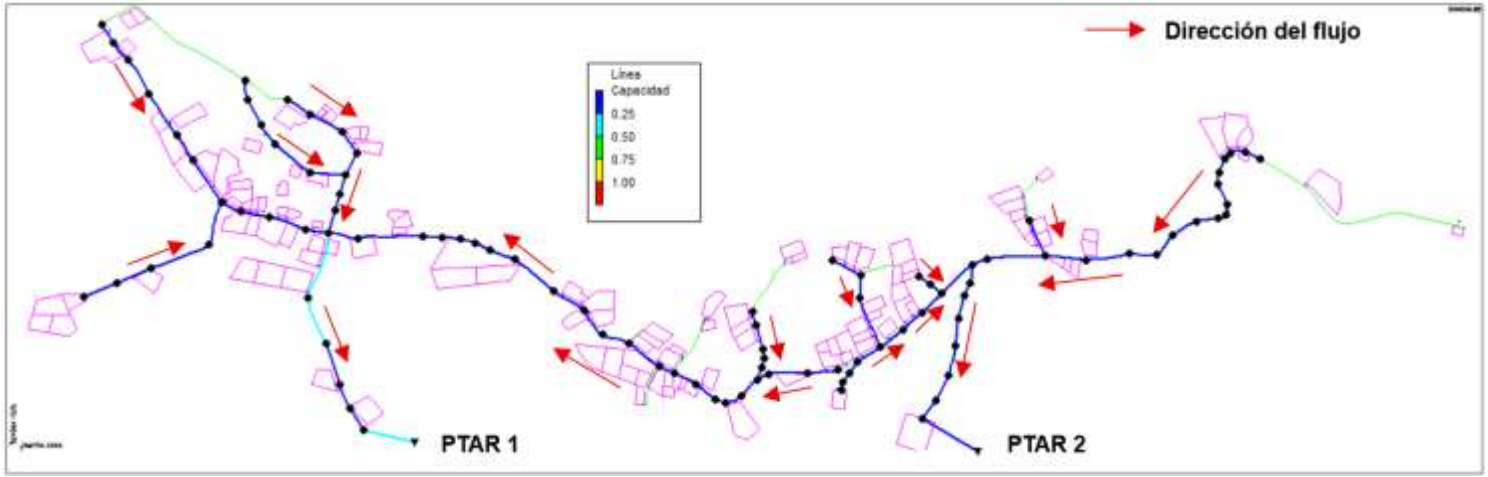


Figura 135
Esquema de la red de alcantarillado-capacidad



- **Interpretación de resultados**

La red de alcantarillado está conformada por 96 tuberías, de las cuales 23 al colocarles diámetro de 8'' no cumplen con la velocidad mínima requerida para garantizar la autolimpieza de las mismas, ya que el caudal es mínimo, por lo que fueron diseñadas con un diámetro de 6'', para garantizar que cumplan con la velocidad mínima requerida por la norma técnica de ANDA, además se cumple con lo dispuesto por la Norma, ya que son tuberías que se encuentran en pasajes peatonales. Las 73 tuberías restantes fueron diseñadas con diámetro de 8''.

Por otra parte, la velocidad mínima obtenida es de 0.50 m/s y la velocidad máxima 2.20 m/s, por lo cual el sistema de alcantarillado está cumpliendo con las velocidades de flujo en las tuberías, ya que las velocidades obtenidas se encuentran dentro de los límites establecidos como criterios básicos de diseño, siendo estas como mínimo 0.50 m/s y máximo 5.00 m/s, de acuerdo a ANDA, 2014.

En tramos iniciales se cumple que la pendiente sea como mínimo de 1%, y en algunos tramos no iniciales, la pendiente es inferior al 1%, sin embargo, si cumplen con ser mayor al 0.5%, según lo especificado por la Normativa, al ser tramos no iniciales de material PVC.

Además, se verifico que, en la red de alcantarillado diseñada, la capacidad máxima con la que opera es del 42%, inferior al límite del 80% establecido por la Normativa de Anda, 2014.

Por lo tanto, como se muestra en la tabla 58, la red de alcantarillado sanitario diseñada en el software EPA SWMM 5.0, cumple con los criterios definidos por las Normas Técnicas para Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado de Aguas Negras.

6.2 Diseño de las plantas de tratamiento de Aguas residuales.

Las aguas residuales de tipo ordinario del sistema de alcantarillado, es necesario evacuarlas hacia un punto final, pudiendo ser estos una quebrada, sin embargo, antes de llevarlas a estos sitios es necesario que sean tratadas debidamente, por lo que a continuación se plantean los pasos para el diseño de las dos plantas de tratamiento necesarias para tratar las aguas residuales del sistema de alcantarillado del caserío El Limpio.

6.2.1 Elección de la ubicación de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales.

Para el tratamiento de las aguas residuales, se ha determinado la necesidad de establecer dos plantas de tratamiento en diferentes ubicaciones. Esta decisión responde a la topografía accidentada del terreno, la cual dificulta la implementación de un único sistema de tratamiento capaz de cubrir la demanda de la comunidad de manera eficiente.

El primer terreno para la PTAR 1, se encuentra ubicado al suroeste del caserío El Limpio y el segundo terreno para la PTAR 2, al sureste, ambos terrenos con un área de aproximadamente 2,400 m², ver figura 136. La descarga de las aguas

residuales de las plantas de Tratamiento será la quebrada Chico Santos o del Zapotal.

Figura 136
Ubicación de las dos plantas de tratamiento para caserío El Limpio

Nota: Tomado de *Google Maps [Mapa],* 2024. (https://www.google.com/maps?newwindow=1&sca_esv=c571a80f582ead5b&biw=1528&bih=740&output=search&q=caserio+el+limpio&source=lnms...)

6.2.2 Parámetros de Diseño y Características del Efluente.

Con el fin de no alterar el ecosistema de los cuerpos hídricos receptores, los diseños de las plantas de tratamiento estarán regidos bajo la legislación que establece CONACYT. Dicha norma tiene como objetivo el establecimiento de los valores máximos permisibles, en la descarga de aguas residuales de origen domestico según se muestra en tabla 59.

Tabla 59
Parámetros máximos permisibles en el efluente del sistema para la recolección de aguas residuales de tipo ordinario

Parámetro	Valor Máximo Permisible
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO_5)	60 mg/l
Demanda química de oxígeno (DQO)	150 mg/l
Potencial de Hidrogeno (PH)	5-9
Sólidos suspendidos	60 mg/l
Sólidos sedimentables	1 mg/l
Aceites y grasas	20 mg/l
Fosforo Total	3 mg/l
Temperatura	30 ± 5 °C

Nota: Adaptado de *Noma de especificaciones de calidad de agua residual descargadas a un cuerpo receptor* por CONACYT, 2009.

Cuando la red de alcantarillado existe, es necesario tomar una serie de muestras y seguir el protocolo de análisis de las mismas, a fin de conocer las concentraciones de los parámetros antes descritos. Ahora bien, cuando la red de alcantarillado no existe y se pretende desarrollar un proyecto de tratamiento junto al proyecto de la red de alcantarillado, se debe hacer uso de las concentraciones usuales en las aguas residuales domésticas, determinadas de los estudios realizados a otras aguas residuales del mismo tipo, con similares condiciones de las que se encuentran en estudio.

Ya que, en el caserío el Limpio no se cuenta actualmente con sistema de alcantarillado, al cual poder realizarle un muestreo y posterior análisis de dichas aguas, se considerará la caracterización de las aguas residuales del distrito de San Isidro, departamento de Cabañas, por su cercanía al caserío El Limpio. La tabla 60, presenta la caracterización de las aguas residuales del distrito de San Isidro, comparados con los valores máximos permitidos por la Norma propuesta del CONACYT para aguas residuales de tipo ordinario:

Tabla 60
Valores de parámetros para estudio de efluente en estado crudo

Parámetro	Valores obtenidos (San Isidro)	Valor Máximo Permisible
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO_5)	314.92	60 mg/l
Demanda química de oxígeno (DQO)	-	150 mg/l
Sólidos suspendidos	365	60 mg/l
Sólidos sedimentables	4	1 mg/l
Aceites y grasas	39.68	20 mg/l

Nota: Adaptado de *Tesis de Diseño del sistema de alcantarillado sanitario, aguas lluvias y planta de tratamiento de aguas residuales para el área urbana del municipio de San Isidro, departamento de Cabañas* por *Alfaro, J., Carranza, J. y González, I.*

6.2.3 Proyección de población y cálculo de caudales

La población futura a utilizar se retoma del capítulo 5, donde se estimó una $P_f = 732\ habitantes$, considerando un periodo de 20 años.

En el diseño de alcantarillado sanitario se obtuvieron los caudales totales en ambos puntos de vertido para: PTAR 1, al cual le corresponde un caudal máximo horario de 6.54 l/s y para PTAR 2, un caudal máximo horario de 2.31 l/s. Por lo que, es necesario calcular el caudal medio diario y mínimo horario para ambos caudales.

A continuación, se hará uso de la ecuación del cálculo de Caudal máximo horario para conocer el caudal medio diario:

- Para PTAR 1:

$$Q_{máxh} = Q_{md} \times K_2$$

Donde:

$$Q_{máxh}: Caudal\ máximo\ \ horario, \frac{l}{s}$$

$$Q_{md}: Caudal\ medio\ diario, \frac{l}{s}$$

$$K_2 : coeficiente\ de\ variación\ horaria$$

Para el factor K_2 se hace uso del factor utilizado en el capitulo 5, correspondiente a 2.40.

$$Q_{máxh} = Q_{md} \times K_2 \rightarrow Q_{md} = \frac{Q_{máxh}}{K_2} \rightarrow Q_{md} = \frac{6.54}{2.40} = 2.725\ l/s$$

$$\boldsymbol{Q_{md} = 2.73\ \frac{l}{s}}$$

- Para PTAR 2:

$$Q_{máxh} = Q_{md} \times K_2 \rightarrow Q_{md} = \frac{Q_{máxh}}{K_2} \rightarrow Q_{md} = \frac{2.31}{2.40} = 0.9625\ l/s \approx$$

$$\boldsymbol{Q_{md} = 0.96\frac{l}{s}}$$

A partir del caudal medio diario, se calcula el caudal mínimo horario utilizando la ecuación correspondiente.

- Para PTAR 1:

$$Q_{mính} = Q_{md} \times K_3$$

Donde:

$$Q_{mính}: Caudal\ máximo\ \ horario, \frac{l}{s}$$

$$Q_{md}: Caudal\ medio\ diario, \frac{l}{s}$$

$$K_3 : coeficiente\ de\ variación\ horaria$$

Para el factor K_3 se hace uso del factor utilizado en el capitulo 5, correspondiente a 0.20.

$$Q_{mính} = Q_{md} \times K_3 \rightarrow Q_{mính} = 2.73 \times 0.20 = 0.546\ l/s \approx$$

$$\boldsymbol{Q_{mính} = 0.55 \frac{l}{s}}$$

- Para PTAR 2:

$$Q_{mính} = Q_{md} \times K_3 \rightarrow Q_{mính} = 0.96 \times 0.20 = 0.192\ l/s \approx$$

$$\boldsymbol{Q_{minh} = 0.19 \frac{l}{s}}$$

Tabla 61
Resumen de caudales

Caudal	PTAR 1		PTAR 2	
Q_{md}	$2.73\ l/s$	$0.00273\ m^3/s$	$0.96\ l/s$	$0.00096\ m^3/s$
$Q_{máxh}$	$6.54\ l/s$	$0.00654\ m^3/s$	$2.31\ l/s$	$0.00231\ m^3/s$
Q_{minh}	$0.55\ l/s$	$0.00055\ m^3/s$	$0.19\ l/s$	$0.00019\ m^3/s$

6.2.4 Propuesta de diseño de plantas de tratamiento

Para la elección de la alternativa propuesta para el diseño de la planta de tratamiento, se tomaron a consideración muchos factores influyentes en la toma de decisión como: tamaño de la población, la disponibilidad de espacio, la facilidad de operación y mantenimiento, los costos de inversión y operación, para ello nos apoyamos en la *Guía de apoyo para ciudades pequeñas y medianas* elaborada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Noyola, Morgan-Sagastume & Güereca, 2013), la cual proporciona un marco metodológico para la selección adecuada de tecnologías de tratamiento y en “MANUAL PARA EL DISEÑO DE

UNIDADES DE TIPO BIOLOGICO EN PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS EN EL SALVADOR" (Carlos Antonio Ayala Durán, Eli Díaz Castillo, 2008), el cual proporciona lineamientos técnicos específicos.

Para el diseño y la elección del pretratamiento que se les dará a las aguas residuales de tipo ordinario, se optó por canal de entrada, sistema de rejas, desarenador y trampa de grasa, esto debido a que se busca retener y eliminar los sólidos gruesos, grasas y materiales pesados del agua residual.

Para el tratamiento primario, donde se busca la eliminación de los sólidos flotantes y los sólidos en sedimentables tanto finos como gruesos, se optó por el uso del sedimentador primario, dado que a comparación del Tanque Imhoff que si bien es cierto, integra la sedimentación y digestión de lodos en una sola unidad, el sedimentador primario al hacerlo por separado permite una mejor gestión de lodos, mayor flexibilidad a la capacidad del manejo de caudales y requiere menos infraestructura y un mantenimiento menos complejo que el tanque Imhoff.

En el tratamiento secundario para la remoción de la materia orgánica biodegradable, se optó por el proceso biológico de tipo aerobio específicamente filtros percoladores, dado que se requiere menor espacio de infraestructura, bajo consumo energético y alta eficiencia en zonas rurales, y a comparación de otros procesos tolera mejor las fluctuaciones de carga orgánica o hidráulica. Además, dentro de este proceso se hará uso de un sedimentador secundario para separar

los flóculos biológicos que se desprenden del filtro percolador, así como separar los sólidos que han sido eliminados del medio biológico.

Para el tratamiento de lodos, considerando que el sistema de tratamiento secundario está compuesto por un filtro percolador y un sedimentador secundario, se ha optado por un digestor de lodos, ya que este permite la estabilización, reduciendo tanto el volumen como la carga orgánica antes del proceso de secado. El patio de secado de lodos se emplea como una solución pasiva, de bajo costo, con facilidad de operación y mantenimiento, lo cual lo hace adecuado para su implementación en zonas rurales. Finalmente, para evitar la descarga directa de las aguas percoladas provenientes del patio de secado, se incorporará un tanque séptico, que permitirá su tratamiento previo antes de la disposición final en la zona de descarga.

Por lo que, la alternativa por gravedad a utilizar para el Caserío El Limpio, para las dos plantas de tratamiento se resume de la siguiente manera:

Pre-tratamiento

- Canal de entrada
- Sistema de rejas
- Desarenador
- Trampa de grasas
- Medidor de caudal Parshall

Tratamiento Primario

- Sedimentador primario

Tratamiento Secundario

- Filtro percolador
- Sedimentador secundario

Tratamiento de Lodos

- Digestor de lodos
- Patio de secado de lodos
- Tanque séptico

6.2.4.1 Canal de entrada

Para el diseño del canal de entrada se considera el caudal máximo que pueda tenerse en las plantas de tratamiento, el cual corresponde al caudal máximo horario que tiene un valor de:

$$Q_{máxh-PTAR\ 1} = 0.00654\ {}^{m^3}/_{S}$$

$$Q_{máxh-PTAR\ 2} = 0.00231\ {}^{m^3}/_{S}$$

De continuidad tenemos:

$$Q = v * A$$

Donde:

Q: $Caudal\ máximo\ horario, {}^{m^3}/_{S}$

v: $Velocidad\ de\ aproximación, {}^{m}/_{S}$

A: $Area\ de\ la\ seccion\ del\ canal, m^2$

La velocidad de aproximación en el canal de entrada debe encontrarse en un rango de 0.3 a 0.6 m/s, para rejillas de limpieza manual, Tabla 12; con el fin de obtener una sección más adecuada para la limpieza manual, se usará 0.30 m/s.

Despejando ecuación de continuidad tenemos:

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

$$A_{PTAR\ 1} = \frac{0.00654\ {}^{m^3}/_{S}}{0.3\ {}^{m}/_{S}} = \mathbf{0.0218 m^2}$$

$$A_{PTAR\ 2} = \frac{0.00231\ {}^{m^3}/_{S}}{0.3\ {}^{m}/_{S}} = \mathbf{0.0077\ m^2}$$

Asumiendo un ancho de canal (b) de: 0.40 m

Considerando un canal rectangular, obtendremos un tirante de flujo (T):

$$A = b \times T$$

Despejando el Tirante tenemos:

$$T = \frac{A}{b}$$

$$T_{PTAR\,1} = \frac{0.0218 m^2}{0.40\ m} = 0.0545\ m \approx \mathbf{5.50\ cm}$$

$$T_{PTAR\,2} = \frac{0.0077\ m^2}{0.40\ m} = 0.0193\ m \approx \mathbf{2.00\ cm}$$

De la ecuación de Manning podemos determinar la pendiente del canal:

$$v = \frac{R^{2/3}\ S^{1/2}}{n}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

Donde:

v: $Velocidad\ del\ flujo, \frac{m}{s}$

n: $Coeficiente\ de\ rugosidad\ de\ Manning, 0.015\ para\ concreto$

S: $Pendiente\ del\ canal$

R: $Radio\ hidraulico, m$

A: $Area\ hidraulica, m^2$

P: $Perimetro\ mojado, m$

Por tanto, el radio hidráulico es:

$$R_{PTAR\ 1} = \frac{0.0218 m^2}{0.40\ m + 2\ (0.055)\ m} = \mathbf{0.0427\ m}$$

$$R_{PTAR\ 2} = \frac{0.0077\ m^2}{0.40\ m + 2\ (0.020)\ m} = \mathbf{0.0175\ m}$$

Despejando la pendiente de la ecuación de Manning tenemos:

$$S = \left(\frac{v\ \times\ n}{R^{2/3}}\right)^2$$

$$S_{PTAR1} = \left(\frac{0.3\ m/s\ \times\ 0.015}{0.0427\ m^{2/3}}\right)^2 = 0.00136 = \mathbf{0.14\%}$$

$$S_{PTAR2} = \left(\frac{0.3\ m/s\ \times\ 0.015}{0.0175\ m^{2/3}}\right)^2 = 0.00446 = \mathbf{0.45\%}$$

Profundidad del canal (h):

Tomamos en cuenta un borde libre (bl) de 34.50 cm para el canal PTAR 1 y un borde libre (bl) de 28.00 cm para el canal PTAR 2, por lo tanto, la profundidad es:

$$h = bl + T$$

$$h_{PART\ 1} = 34.50\ cm + 5.50\ cm = \mathbf{40\ cm}$$

$$h_{PART\ 2} = 28.00\ cm + 2.00\ cm = \mathbf{30\ cm}$$

Así pues, se propone:

Para el canal PTAR 1: ancho=0.40 m, profundidad=0.40 m, pendiente=0.14%

Para el canal PTAR 2: ancho=0.40 m, profundidad=0.30 m, pendiente=0.45%

Figura 137
Sección de canal para rejillas, PTAR1

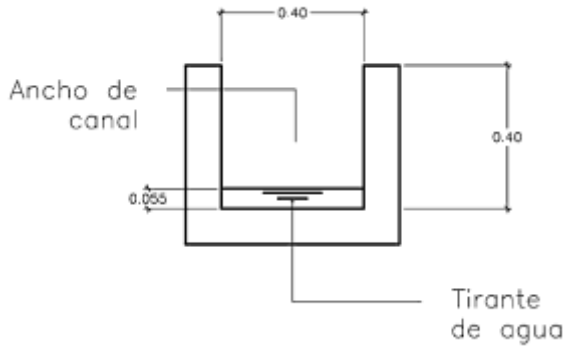
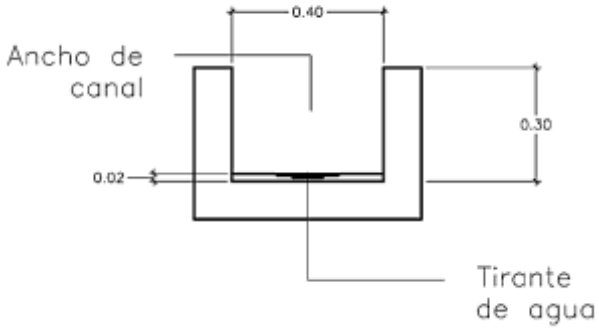


Figura 138
Sección de canal para rejillas, PTAR2



6.2.4.2 Sistema de rejas

Para el diseño del sistema de rejas se hace uso de los parámetros recomendados por la normativa mexicana, para rejillas de limpieza manual, Tabla 12 y Tabla 13. Para obtener el factor de forma ocuparemos sección circular obtenida de la Tabla 14.

Por lo que, se definen las siguientes características de las rejillas:

- Espesor de la barra (db): 12.7 mm (varilla de ½ in).
- Espaciamiento entre barras (e): 20 mm

- Angulo de inclinación de las rejillas (α): 45°
- Factor de forma (β): 1.79 sección circular
- Ancho de canal de conducción (b): 0.40 m
- Velocidad de aproximación (v): 0.30 m/s
- Profundidad del agua (T) (tirante calculado anteriormente):

  $T_{PTAR1} = 5.50\ cm$ y $T_{PTAR2} = 2.00\ cm$

Longitud de la reja:

Para el cálculo de la longitud de la reja se hace uso de la siguiente ecuación:

$$L = \frac{T + bl}{sen(\alpha)}$$

Donde:

$L: longitu\ de\ la\ reja, m$

$T: tirante\ hidráulico, m$

$bl: borde\ libre, m$

$h: ángulo\ de\ inclinación, grados$

$$L_{PTAR1} = \frac{0.055 + 0.345}{sen(45)} = \mathbf{0.5657\ m}$$

$$L_{PTAR2} = \frac{0.0200 + 0.280}{sen(45)} = \mathbf{0.4243\ m}$$

Número de barras:

Para el cálculo del número de barras se hace uso de la siguiente ecuación:

$$n = \frac{b - e}{e + db}$$

Donde:

b: $ancho\ de\ canal\ de\ conducción, m$

db: $espesor\ de\ la\ barra, m$

e: $espaciamiento\ entre\ barras, m$

n: $número\ de\ espacios$

$n + 1$: $número\ de\ barras$

$$n = \frac{0.40 - 0.02}{0.02 + 0.0127} = 11.62 \approx 12.00\ espacios$$

Entonces,

$$\#barras = n - 1 = 12 - 1.00 = 11.00\ barras$$

Por lo que,

$$\#barras_{PTAR1} = \mathbf{11.00\ barras}$$

$$\#barras_{PTAR2} = \mathbf{11.00\ barras}$$

Área de rejas

$$A_r = \#barras \times db \times T$$

Donde:

$Ar: área\ de\ rejas, m^2$

$db: espesor\ de\ la\ barra, m$

$T: tirante\ hidráulico, m$

$$A_{r-PTAR1} = 11.00 \times 0.0127 \times 0.055 = \mathbf{0.00768\ m^2}$$

$$A_{r-PTAR2} = 11.00 \times 0.0127 \times 0.0200 = \mathbf{0.00279\ m^2}$$

Velocidad entre rejas

$$V_r = \frac{Q_{máxh}}{A - A_R}$$

Donde:

$V_r: velocidad\ entre\ rejas, \frac{m}{s}$

$A_r: área\ de\ rejas, m^2$

$A: área\ hidraulica, m^2$

$Q: caudal\ máximo\ horario, {}^{m^3}/_{s}$

$$V_{r-PTAR1} = \frac{0.00654}{0.0218 - 0.00768} = 0.4632\frac{m}{s} \approx \mathbf{0.46\ m/s}$$

$$V_{r-PTAR2} = \frac{0.00231}{0.0077 - 0.00279} = 0.4705 \frac{m}{s} \approx \mathbf{0.47\ m/s}$$

Ambas velocidades se encuentran dentro de lo permitido por los parámetros recomendados en la Tabla 13.

Velocidad de aproximación

$$V_a = \frac{Q}{(b - db) \times T}$$

Donde:

V_a: $velocidad\ de\ aproximación, m/s$

b: $ancho\ de\ canal\ de\ conducción, m$

db: $espesor\ de\ la\ barra, m$

T: $tirante\ hidráulico, m$

$$V_{a-PTAR1} = \frac{0.00654}{(0.40 - 0.0127) \times 0.055} = 0.3070 \frac{m}{s} \approx \mathbf{0.30\ m/s}$$

$$V_{a-PTAR2} = \frac{0.00231}{(0.40 - 0.0127) \times 0.020} = 0.2982 \frac{m}{s} \approx \mathbf{0.30\ m/s}$$

Dado que las velocidades cumplen el máximo, se usa 0.30 m/s.

Pérdida de carga hidráulica

La pérdida de carga por obstrucción de los barrotes se expresa de la siguiente forma:

$$h_L = \frac{1}{0.7}\left(\frac{{V_r}^2 - {V_a}^2}{2g}\right)$$

Donde:

h_L: $pérdida\ de\ carga\ hidráulica, m$

V_r: $velocidad\ entre\ rejas, \frac{m}{s}$

V_a: $velocidad\ de\ aproximación, \frac{m}{s}$

g: $aceleración\ de\ la\ gravedad, \frac{m}{s^2}$

Sustituyendo valores:

$$h_L = \frac{1}{0.7}\left(\frac{0.46^2 - 0.30^2}{2(9.81)}\right) = 0.00886\ m$$

$$h_L = 0.00886\ m \rightarrow \boldsymbol{h_L = 8.86\ mm < 152.4\ mm \therefore OK}$$

Arreglo de barras

$$Ancho\ de\ canal\ de\ conducción = 0.40\ m$$

$$11\ barras\ de\ 0.0127\ m\ de\ espesor = 0.1397\ m$$

$$12\ espacios\ de\ 0.02\ m = 0.2400\ m$$

$$\sum 0.1397 + 0.2400 = 0.3797\ m\ < 0.40\ m$$

Dado que faltan 0.0203 cm, se incremente el espacio entre barras a 2.10 cm, por lo tanto,

$$Ancho\ de\ canal\ de\ conducción = 0.40\ m$$

$$11\ barras\ de\ 0.0127\ m\ de\ espesor = 0.1397\ m$$

$$12\ espacios\ de\ 0.021\ m = 0.2520\ m$$

$$\sum 0.1397 + 0.2520 = 0.3917\ m\ < 0.40\ m\ \therefore \boldsymbol{OK}$$

6.2.4.3 Desarenador

Para el diseño del desarenador se hará uso de la Tabla 15.

Sección Transversal (S)

Para llevar a cabo el diseño del desarenador se utiliza una velocidad menor a 0.50 m/s, ya que se desea provocar sedimentación. Por lo que, la velocidad de escurrimiento según la Tabla 15, es de $V_{esc} = 0.30 \frac{m}{s}$, la cual permite que la arena de 0.10 mm se sedimente, según el manual de Metcalf – Eddy, pág. 457.

Retomando los valores del caudal máximo horario:

$$Q_{máxh-PTAR\ 1} = 0.00645\ {}^{m^3}/_{S}$$

$$Q_{máxh-PTAR\ 2} = 0.00231\ {}^{m^3}/_{S}$$

y diseñando para una profundidad de flujo (h) de 0.10 m, se tiene lo siguiente:

$$S = \frac{Q_{máxh}}{V_{esc}}$$

Donde:

S: $sección\ transversal$, $\frac{m}{s}$

V_{esc}: $velocidad\ de\ escurrimiento$, $\frac{m}{s}$

$Q_{máxh}$: $caudal\ máximo\ horario$, ${m^3}/{s}$

$$S_{PTAR1} = \frac{0.00654}{0.30} = \mathbf{0.0218\ m^2}$$

$$S_{PTAR2} = \frac{0.00231}{0.30} = \mathbf{0.0077\ m^2}$$

De lo anterior se obtienen el valor del ancho máximo:

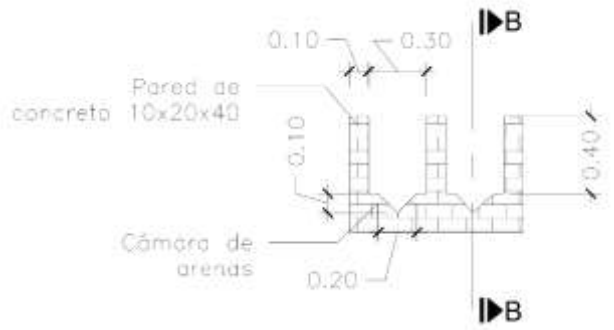
$$Ancho_{máx-PTAR1} = \frac{S}{h} = \frac{0.0218}{0.10} = \mathbf{0.22\ m}$$

$$Ancho_{máx-PTAR2} = \frac{S}{h} = \frac{0.0077}{0.10} = \mathbf{0.077\ m}$$

PTAR1:

Se usarán dos desarenadores de dimensiones teóricas de ancho de 30 cm y una altura de 50 cm para tener 10 cm de altura de flujo y 40 cm altura de borde libre.

Figura 139
Sección de desarenador PTAR1

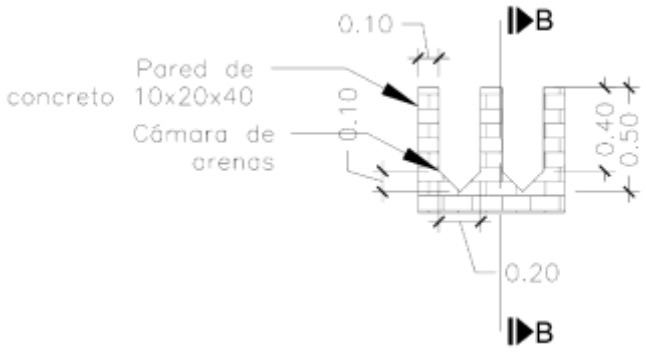


PTAR2:

Se usarán dos desarenadores de dimensiones teóricas de ancho de 20 cm y una altura de 50 cm para tener 10 cm de altura de flujo y 40 cm altura de borde libre.

Para cada una de las plantas se usará 1 desarenador en momentos de caudal máximo, mientras el otro se encuentra en mantenimiento.

Figura 140
Sección de desarenador PTAR2



Longitud del desarenador

La longitud será la necesaria para que se produzca la sedimentación de arena de un diámetro de 0.10 mm cuya velocidad de sedimentación se obtiene de la ley de Stokes:

$$V_S = \frac{g(S_s - 1)d^2}{18\ v}$$

Donde:

V_S: $velocidad\ de\ sedimentación, \frac{m}{s}$

g: $aceleración\ de\ la\ gravedad, \frac{m}{s^2}$

S_S: $gravedad\ especifica\ de\ la\ particula, 1.9$

d: $diámetro\ de\ la\ partícula, 0.10\ mm$

v: $viscosidad\ cinematica, 0.893\ E-6\ \frac{m^2}{s}$

$$V_{S-PTAR1} = \frac{(9.81)(1.9-1)(0.0001)^2}{18\ (0.893\ E-6)} = \mathbf{0.0055}\frac{\boldsymbol{m}}{\boldsymbol{s}}$$

$$V_{S-PTAR2} = \frac{(9.81)(1.9-1)(0.0001)^2}{18\ (0.893\ E-6)} = \mathbf{0.0055}\frac{\boldsymbol{m}}{\boldsymbol{s}}$$

Debido a que en momentos de caudal máximo (Qmáxh) solo uno de los desarenadores estará en funcionamiento, mientras el otro se encuentra en

mantenimiento, el dimensionamiento del desarenador se realizará considerando el caudal máximo.

$$Q_{PTAR1} = Q_{máxh} = 0.00654 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{PTAR2} = Q_{máxh} = 0.00231 \frac{m^3}{s}$$

Área superficial

Se obtiene de la siguiente manera:

$$A_{sup} = \frac{Q}{V_s}$$

Donde:

A_{sup}: $área\ superficial, m^2$

V_S: $velocidad\ de\ sedimentación, \frac{m}{s}$

Q: $caudal\ , \frac{m^3}{s}$

$$A_{\text{sup } -PTAR1} = \frac{0.00654}{0.0055} = \mathbf{1.20\ m^2}$$

$$A_{\text{sup } -PTAR2} = \frac{0.00231}{0.0055} = \mathbf{0.42\ m^2}$$

Longitud

Se expresa de la siguiente forma:

$$L = \frac{A_{sup}}{b}$$

$L: longitud\ de\ canal, m$

$b: ancho\ de\ canal, m$

$A_{sup}: área\ superficial, m^2$

$$L_{PTAR1} = \frac{1.20}{0.30} = \mathbf{4.00\ m}$$

$$L_{PTAR2} = \frac{0.42}{0.20} = \mathbf{2.10\ m}$$

Para asegurar la remoción de las partículas escogidas y por la turbulencia que se produce a la entrada y salida del canal, se añade un 30% de longitud extra:

$$L_{PTAR1} = 4.00\ m\ \times 1.30 = 5.60\ m \approx \mathbf{5.60\ m}$$

$$L_{PTAR1} = 2.10\ m\ \times 1.30 = 2.73\ m \approx \mathbf{2.75\ m}$$

Almacenamiento de arena

Se genera un promedio de 5.0 l/hab-año.

Diseñando una cuneta de almacenamiento de 20 x 10 centímetros.

Volumen de Almacenamiento

Para este cálculo la ecuación es la siguiente:

$$V_{alm} = L \times \text{Área}$$

$V_{alm}: volumen\ de\ almacenamiento, \frac{m^3}{s}$

$L: longitud\ del\ desarenador, m$

$A_{sup}: \text{área}\ superficial, m^2$

$$V_{alm-PTAR1} = (0.10 \times 0.20\ \times 5.60) = \mathbf{0.1120\ \ m^3}$$

$$V_{alm-PTAR2} = (0.10 \times 0.20\ \times 2.75) = \mathbf{0.055\ m^3}$$

Agua residual diaria

$$A_{rd-PTAR1} = Q_{máxh} \times 86400 = 0.00654 \times 86400 = \mathbf{565.06\ m^3}$$

$$A_{rd-PTAR2} = Q_{máxh} \times 86400 = 0.00231 \times 86400 = \mathbf{199.58\ m^3}$$

Considerando una producción de arena de 35 l por cada 1000 m3 de agua tratada, se calcula la producción diaria de arena.

Arena producida

$$A_{pro-PTAR1} = A_{rd} \times 35 = \frac{565.06}{1000} \times 35 = 19.80\ litros\ \approx \mathbf{19.8\ litros}$$

$$A_{pro-PTAR2} = A_{rd} \times 35 = \frac{199.58}{1000} \times 35 = 6.99\ litros\ \approx \mathbf{7.0\ litros}$$

Periodo de limpieza y remoción

$$Periodo_{PTAR1} = \frac{V_{alm-PTAR1}}{A_{pro-PTAR1}} = \frac{0.1120 \times 1000}{19.80} = 5.65\ días \approx \boldsymbol{6\ días}$$

$$\therefore \boldsymbol{Remoción\ c/3\ días}$$

$$Periodo_{PTAR2} = \frac{V_{alm-PTAR1}}{A_{pro-PTAR1}} = \frac{0.0550 \times 1000}{7.0} = 7.86\ días \approx \boldsymbol{8\ días}$$

$$\therefore \boldsymbol{Remoción\ c/4\ días}$$

6.2.4.4 Trampa de grasas

Parámetros a usar:

- Relación Largo/Ancho = 1.8: 1.0
- Tiempo de retención, según tabla 62: Se tomará un tiempo de retención hidráulica (TRH) de 3 min = 180 seg para PTAR 1 y de 3 min=180 seg para PTAR 2.
- Tasa de aplicación: 4 l / s / m² = 0.25 m² por cada l/s Según Manual de Dispositivo de Aguas Residuales.

Tabla 62
Tiempo de retención según caudales

TRH	Q diseño
3 min	Hasta 10 l/s
4 min	10-20 l/s
5 min	Mas de 20 l/s

Nota: Adaptado de *Operaciones unitarias y procesos en ingeniería ambiental,* por Reynolds and Richards, 1996.

Área superficial.

$$Area\ supercifial = Q_{maxh} \times tasa\ de\ aplicación$$

$$Area\ supercifial_{PATR\ 1} = 6.54\frac{l}{s} \times 0.25\frac{m^2 \times l}{s} = \mathbf{1.64\ m^2}$$

$$Area\ supercifial_{PATR\ 2} = 2.31\frac{l}{s} \times 0.25\frac{m^2 \times l}{s} = \mathbf{0.60\ m^2}$$

Volumen.

$$V = Q_{maxh} \times TRH$$

$$V_{PTAR\ 1} = 0.00654\frac{m^3}{s} \times 180\ s = \mathbf{1.20\ m^3}$$

$$V_{PTAR\ 2} = 0.00231\frac{m^3}{s} \times 180\ s = \mathbf{0.42\ m^3}$$

Longitud.

$$Longitud = \sqrt{Area\ superficial \times relacion\ largo/ancho}$$

$$Longitud_{PTAR\ 1} = \sqrt{1.64m^2\ \times \frac{1.80}{1.00}} = 1.72\ m \approx \mathbf{2.00\ m}$$

$$Longitud_{PTAR\ 2} = \sqrt{0.42m^2\ \times \frac{1.80}{1.00}} = 0.87\ m\ \approx \mathbf{1.00\ m}$$

Ancho.

$$Ancho = \frac{Longitud}{relacion\ largo/ancho}$$

$$Ancho_{PTAR\ 1} = \frac{2.00\ m}{\frac{1.8}{1.0}} = \mathbf{1.11\ m}$$

$$Ancho_{PTAR\ 2} = \frac{1.00\ m}{\frac{1.8}{1.0}} = \mathbf{0.87\ m}$$

Altura Útil.

$$h_{util} = \frac{2}{3} \times \frac{Volumen}{Area\ superficial}$$

$$h_{util-PTAR\ 1} = \frac{2}{3} \times \frac{3.48\ \mathrm{m}^3}{3.63\mathrm{m}^2} = \mathbf{0.49\ m}$$

$$h_{util-PTAR\ 2} = \frac{2}{3} \times \frac{0.98\ \mathrm{m}^3}{1.36\ \mathrm{m}^2} = \mathbf{0.47\ m}$$

Altura

$$h = 2h_{util} + 0.50\ m$$

$$h_{PTAR\ 1} = 2\ (0.49m) + 0.50\ m = \mathbf{1.48\ m}$$

$$h_{PTAR\ 2} = 2\ (0.47m) + 0.50\ m = \mathbf{1.44\ m}$$

Las dimensiones de diseño calculadas quedan de la siguiente forma:

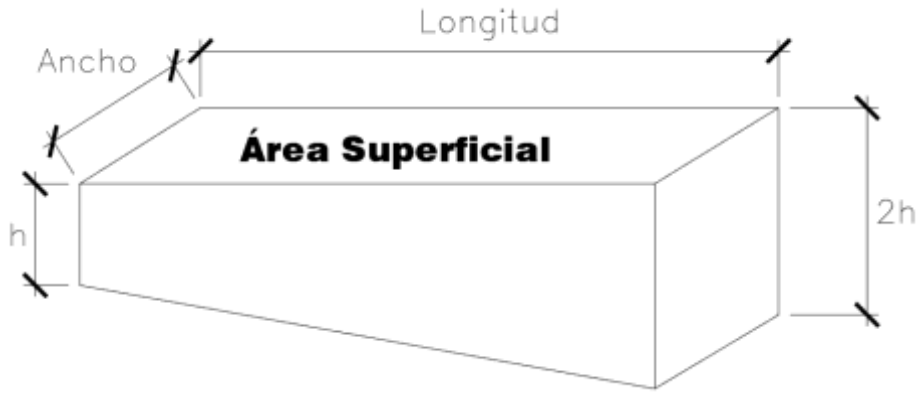
PTAR1:

$L = 2.00\ m, a = 1.11\ m,\ h_{util} = 0.49\ m,\ h = 1.48\ m$

PTAR2:

$L = 1.00\ m, a = 0.87\ m,\ h_{util} = 0.47\ m,\ h = 1.44\ m$

Figura 141
Representación de trampa de grasas.



6.2.4.5 Medidor Parshall

Para el cálculo de caudal Parshall, se tiene:

$$Q_{máxh-PTAR\ 1} = 0.00654\ {}^{m^3}/_{S}, Q_{mính-PTAR\ 1} = 0.00055\ {}^{m^3}/_{S}$$

$$Q_{máxh-PTAR\ 2} = 0.00231\ {}^{m^3}/_{S}, Q_{mính-PTAR\ 2} = 0.00019\ {}^{m^3}/_{S}$$

Se hará uso de la Tabla 16 y Tabla 17, del cual se selecciona una sección de garganta W de 3” o 7.6 cm con una capacidad mínima de 0.90 l/s y un máximo de 53.80 l/s.

Figura 142
Dimensiones de medidor de caudal Parshall a utilizar

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	2.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7

Nota: Tomado de *Manual de Hidráulica,* por J. M. Acevedo Neto y Guillermo Acosta Álvarez, 1975, (https://www.academia.edu/35826793/Manual_de_hidraulica_azevedo_netto)

Punto de medición (PM)

La medida de la carga H se recomienda tomarla a 2/3 A o 2/3 B (Manual de hidráulica, Azevedo Netto, Guillermo Acosta).

En este caso se tomará a 2/3 A, resultando:

$$PM = \left(\frac{2}{3}\right) \times A = \left(\frac{2}{3}\right) \times 46.60\ cm = 31.00\ cm$$

Medición del caudal

El caudal puede ser obtenido empleando la siguiente ecuación propuesta por R.L Parshall:

$$Q = KH^n$$

Donde:

K: $coeficiente\ que\ depende\ de\ la\ relación\ de\ estrechamiento$

H: $medida\ de\ la\ carga\ o\ altura\ de\ la\ zona\ de\ medición$

n: $exponente\ que\ depende\ del\ tamaño\ del\ medidor$

Los valores de n y K son tomados de la Figura 142, correspondiendo un valor de n=1.547 y un coeficiente de K=0.176 en unidades métricas.

Figura 143
Valores de exponente n y coeficiente K

W		n	K	
Pulg. Pie	m		U. Métricas	U. Inglesas
3"	0.076	1.547	0.176	0.0992
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
1.5'	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

Nota: Tomado de *Manual de Hidráulica,* por J. M. Acevedo Neto y Guillermo Acosta Álvarez, 1975, (https://www.academia.edu/35826793/Manual_de_hidraulica_azevedo_netto)

A continuación, encontraremos los valores de H para los caudales máximos y mínimos.

Despejando de la ecuación anterior, se tiene:

$$H = \sqrt[n]{\frac{Q}{K}}$$

Para $Q_{máxh}$:

$$H_{máxh-PTAR1} = \sqrt[1.547]{\frac{0.00654}{0.176}} = 0.1190\ m\ \approx \mathbf{12.00\ cm}$$

$$H_{máxh-PTAR2} = \sqrt[1.547]{\frac{0.00231}{0.176}} = 0.0607\ m\ \approx \mathbf{6.00\ cm}$$

Para $Q_{mính}$:

$$H_{mính-PTAR1} = \sqrt[1.547]{\frac{0.00055}{0.176}} = 0.024\ m\ \approx \mathbf{2.0\ cm}$$

$$H_{mính-PTAR2} = \sqrt[1.547]{\frac{0.00019}{0.176}} = 0.012\ m\ \approx \mathbf{1.0\ cm}$$

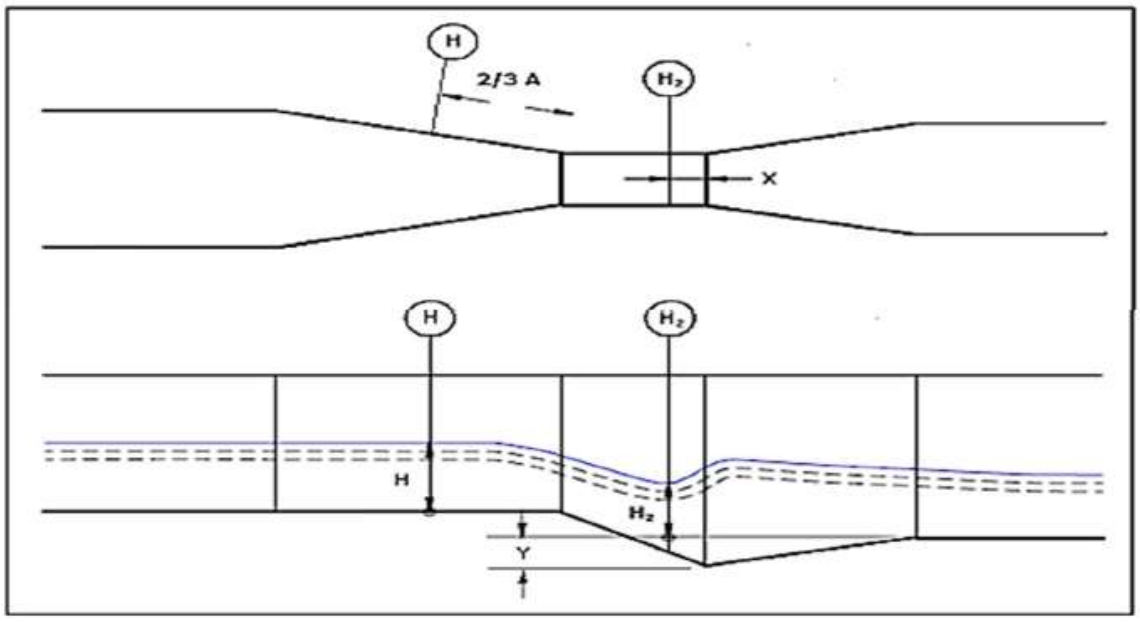
Condiciones de descarga

El flujo a través de un medidor Parshall se puede verificar en dos condiciones diferentes, que corresponden a dos regímenes distintos:

- Flujo o Descarga libre (D.L.).
- Ahogamiento o Sumersión (S).

En el caso del flujo libre es suficiente medir la carga H para determinar el caudal. Si el medidor es ahogado, será necesario medirse también, una segunda carga H2, en un punto próximo a la sección final de la garganta Figura 143.

Figura 144
Punto de medición de medidor de caudal Parshall



Nota: Tomado de *Manual de Hidráulica,* por J. M. Acevedo Neto y Guillermo Acosta Álvarez, 1975, (https://www.academia.edu/35826793/Manual_de_hidraulica_azevedo_netto)

La relación H2 / H (grado de sumersión S) constituye la razón de sumersión:

- Si H2/H ≤ 0.60 (60%) para los Parshall con W = 3,6 ó 9 pulgadas, →D.L.

Para este caso, si los limites anteriores se exceden será entonces necesario, medir las dos alturas para calcular el caudal. La descarga real será inferior a la obtenida por la formula, siendo indispensable aplicar una corrección © negativa a la ecuación de caudal anterior. Por lo que:

$$Q = KH^n - C$$

Donde:

$$C = K\left(H \times \frac{H_2}{H}\right)^n$$

Despejando para Q:

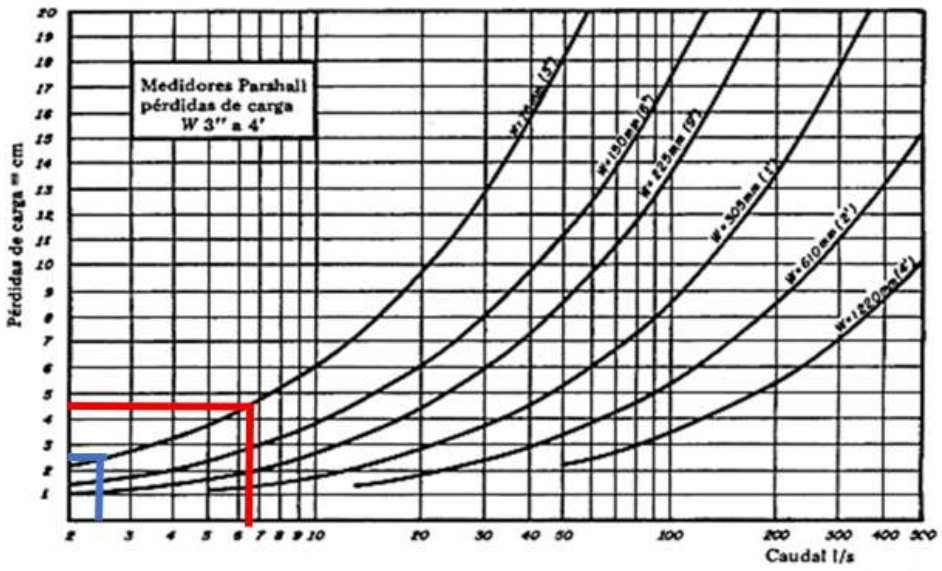
$$Q = K(H^n - {H_2}^n)$$

De cualquier manera, la sumergencia nunca deberá exceder el límite práctico de 95%, pues arriba de este valor, no se puede contar con la precisión deseable (Manual de Hidráulica, J. M. de Azevedo Netto & Guillermo Acosta, Pág. 473).

Pérdida de Carga

La pérdida de carga que tiene lugar en un medidor Parshall está en función de su tamaño W, del gasto Q y del grado de sumersión S con que trabaja la estructura. Para calcular la perdida de carga se usó el siguiente nomograma Figura 144, en donde el color rojo representa las pérdidas para PTAR1 y color azul para PTAR 2.

Figura 145
Nomograma de pérdida de carga en función del caudal para medidor de caudal Parshall



Nota: Tomado de *Manual de Hidráulica,* por J. M. Acevedo Neto y Guillermo Acosta Álvarez, 1975, (https://www.academia.edu/35826793/Manual_de_hidraulica_azevedo_netto).

Por lo tanto, se obtuvo la siguiente pérdida de carga para los caudales máximos:

- **PTAR1**

$$h_{f-Qmaxh} = 4.50\ cm$$

- **PTAR2**

$$h_{f-Qmaxh} = 2.00\ cm$$

Tratamiento Primario tipo Dortmund

6.2.4.6 Sedimentador primario

- Establecer el diámetro del sedimentador que puede variar, según las normas, de 3.0 m a 60.0 m.; en los tanques de sedimentación se proyectan para que proporcionen un tiempo de retención de 1.5 a 2.5 horas.
- Determinar la carga superficial a usar. Según las normas y literatura analizada esta carga superficial puede variar en un rango de 30 a 60 m^3 /m²/día. Se tomará el valor de 40 m^3 /m²/día.
- Cálculo del área superficial.

Al igual que en los tanques rectangulares esta área se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$\frac{Q}{A} = Carga$$

Donde se reduce la siguiente formula:

$$A_{sup} = \frac{Q}{V_s}$$

Donde:

$A_{Sup:}$ $área\ superficial, m^2$

Q: $Caudal\ medio\ diario\ m^3/día$

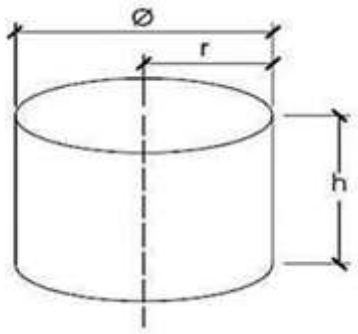
V: $Carga\ superficial, m^3/m^2/día$

$$A_{sup-PTAR1} = \frac{0.00273 \times 86400}{40} = \mathbf{5.90\ m^2}$$

$$A_{sup-PTAR2} = \frac{0.00096 \times 86400}{40} = \mathbf{2.10\ m^2}$$

- Dimensionamiento de la zona de sedimentación (Figura 145):

Figura 146
Representación gráfica de sedimentador primario



Nota: Tomado de *Tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones,* por Ron Crites, George Tchobanoglous y Mc Graw Hill

Ya que el tanque es circular, con el área encontrada se deber determinar el radio y diámetro del sedimentador.

$$\theta = 2r = 2\sqrt{\left(\frac{A_S}{\pi}\right)}$$

$$\theta_{PTAR1} = 2\sqrt{\left(\frac{5.90}{\pi}\right)} = \mathbf{2.75} \rightarrow \boldsymbol{r = 1.38\ m}$$

$$\theta_{PTAR2} = 2\sqrt{\left(\frac{2.10}{\pi}\right)} = \mathbf{1.65\ m} \rightarrow \boldsymbol{r} = \mathbf{0.83\ m}$$

- Cálculo de la altura del cilindro, tomando un valor de tiempo de retención de 2.0 horas.

$$t_o = \frac{h}{V_s} \rightarrow h = t_o \times V_s$$

Donde:

t_o: $tiempo\ de\ retención, día$

h: $profundidad\ del\ tanque, m$

V_S: $Carga\ superficial, m^2$

$$h_{-PTAR1} = \left(\frac{40}{24}\right)(2.0) = \mathbf{3.33\ m}$$

$$h_{-PTAR2} = \left(\frac{40}{24}\right)(2.0) = \mathbf{3.33m}$$

- Cálculo del volumen del tanque de sedimentación

Para un tanque cilíndrico:

$$V = \pi\left(\frac{d}{2}\right)^2(h)$$

Donde:

V: $Volumen\ del\ tanque\ de\ sedimentación,\ m^3$

d: $diámetro\ del\ tanque\ de\ sedimentación, m$

h: $altura\ del\ tanque\ de\ sedimentación, m$

$$V_{PTAR1} = \pi\left(\frac{2.75}{2}\right)^2 (3.33) = \mathbf{19.80\ \ m^3}$$

$$V_{PTAR2} = \pi\left(\frac{1.65}{2}\right)^2 (3.33) = \mathbf{7.12\ \ m^3}$$

- Calcular la velocidad de arrastre o velocidad crítica horizontal:

$$v_h = \left[\frac{8k(s-1)gd}{f}\right]^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

v_h: $velocidad\ horizontal\ a\ la\ cual\ se\ inicia\ el\ arrastre\ de\ partículas\ de\ \emptyset = 100\ \mu m$

k: $constante\ de\ cohesión\ que\ depende\ de\ material\ arrastrado$

$(0.4\ para\ arena\ granular\ y\ 0.06\ para\ particulas\ mas\ algomeradas.$

s: $gravedad\ especifica\ de\ las\ particulas$

g: $aceleración\ debido\ a\ la\ fuerza\ de\ la\ gravedad.$

d: $diametro\ de\ las\ particulas$

f: $factor\ de\ fricción\ de\ Darcy - Weisbach, 0.02 - 0.03$

Sustituyendo la formula con los siguientes valores:

$$k = 0.05, s = 1.05\frac{kg}{m^3}\ , g = 9.81\frac{m}{s^2}, d = 100\ \mu m, f = 0.025$$

$$v_h = \left[\frac{8(0.05)(1.05-1)(9.81)(0.0001)}{0.025}\right]^{\frac{1}{2}}$$

$$v_h = \mathbf{0.028}\frac{\boldsymbol{m}}{\boldsymbol{s}}$$

- Comprobando la velocidad de arrastre con la velocidad horizontal$v_h =$ bajo condiciones del caudal máximo horario:

$$v_h = \frac{Q_{máxh}}{A_{flujo}} = \frac{Q_{máxh}}{\pi \times r \times h}$$

Donde:

v_h: $velocidad\ horizontal, \frac{m}{s}$

$Q_{máxh}$: $caudal\ máximo\ horario, \frac{m^3}{s}$

A_{flujo}: $área\ del\ flujo(cilindro\ perimetral), m^2$

$$v_{h-PTAR1} = \frac{0.00654}{\pi \times \frac{2.75}{2} \times 3.33} = \mathbf{0.00045}\frac{\boldsymbol{m}}{\boldsymbol{s}}$$

$$v_{h-PTAR2} = \frac{0.00231}{\pi \times \frac{1.65}{2} \times 3.33} = \mathbf{0.00027}\frac{\boldsymbol{m}}{\boldsymbol{s}}$$

Dado que las velocidades obtenidas a partir del caudal máximo horario resultan inferiores a la velocidad horizontal crítica, no se generará resuspensión de los sedimentos depositados.

- Cálculo del diámetro de entrada al centro del tanque (normalmente entre un 15% - 20%

$$d_e = 0.20(d)$$

Donde:

d_e: $diámetro\ de\ entrada, m$

d_e: $diámetro\ del\ tanque\ de\ sedimentación, m$

$$d_{e-PTAR1} = 0.20(2.75) = \mathbf{0.55\ m}$$

$$d_{e-PTAR2} = 0.20(1.65) = \mathbf{0.33\ m}$$

- Determinación de la tasa de remoción

$$R = \frac{t_o}{a + b \times t_o}$$

Donde:

R: $Porcentaje\ de\ remoción\ esperado, \%$

t_o: $tiempo\ nominal\ de\ retención, horas$

a, b: $constantes\ empiricas\ (Tabla\ 63)$

Tabla 63
Valores de constantes empíricas "a" y "b"

Variable	a,h	b
DBO	0.018	0.02
SST	0.0075	0.014

Nota: Tomado de *Valores de las constantes empíricas "a" y "b".,* por Ron Crites, George Tchobanoglous y Mc Graw Hill

A continuación, se calcula el porcentaje de remoción para las DBO y SST:

Donde:

$$DBO: Demanda\ química\ de\ oxígeno$$

$$SST: Sólidos\ suspendidos\ totales$$

$$R_{DBO} = \frac{2}{0.018 + 0.020 \times 2} = \mathbf{34.48}\%$$

$$R_{SST} = \frac{2}{0.0075 + 0.014 \times 2} = \mathbf{56.34}\%$$

Nota: los valores de remoción calculados aplican para ambas plantas de tratamiento, PTAR1 y PTAR2.

Para la remoción de las DBO del 34.48%, retomando el valor de entrada según la muestra tomada 314.92 mg/l, nos queda de la siguiente forma:

$$DBO_{final} = 314.92 - \left(314.92\left(\frac{34.48}{100}\right)\right) = \mathbf{206.32}\,\boldsymbol{\frac{mg}{l}}$$

Para la remoción de los SST del 56.34%, retomando el valor de entrada según tomada 365.00 mg/l queda de la siguiente forma:

$$SST_{final} = 365.00 - \left(365.00\left(\frac{56.34}{100}\right)\right) = \mathbf{159.36}\frac{\boldsymbol{mg}}{\boldsymbol{l}}$$

Tabla 64
Valores obtenidos para DBO y SST

Parámetro en estudio	Entrada a sedimentador	Remoción	Salida de sedimentador
DBO	314.92 mg/l	34.48%	206.32 mg/l
SST	365.00 mg/l	56.34%	159.36 mg/l

- Cálculo de altura de tolvas

Para la altura de tolvas de lodos, se toma la siguiente ecuación:

$$h_{tolva-PTAR1} = tan\theta \times r$$

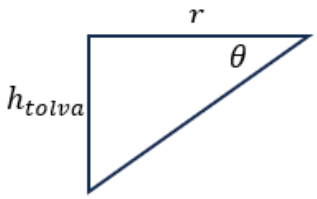
Donde:

h_{tolva}: $altura\ de\ tolva, m$

r: $radio\ del\ tanque\ de\ sedimentación, m$

Angulo respecto a la horizontal $\theta = 45°$

Figura 147
Altura de tolva



$$h_{tolva-PTAR1} = tan\theta \times r = \tan(45°) \times \frac{2.75}{2} = \mathbf{1.38\ m}$$

$$h_{tolva-PTAR2} = tan\theta \times r = \tan(45°) \times \frac{1.65}{2} = \mathbf{0.83\ m}$$

- Cálculo de volumen de tolva

$$V_{tolva} = \left(\frac{\pi \times r^2 \times h}{3}\right)$$

Donde:

$V_{tolva}: volumen\ de\ tolva, m^3$

$h_{tolva}: altura\ de\ tolva, m$

$r: radio\ del\ tanque\ de\ sedimentación, m$

$$V_{tolva-PTAR1} = \left(\frac{\pi \times (\frac{2.75}{2})^2 \times 1.38}{3}\right) = \mathbf{2.73\ m^3}$$

$$V_{tolva-PTAR2} = \left(\frac{\pi \times (\frac{1.65}{2})^2 \times 0.83}{3}\right) = \mathbf{0.60\ m^3}$$

- Cálculo de producción diaria de lodos

Considerando una producción de lodos de 2.95 l por cada 1000 m3 de agua tratada, se calcula la producción diaria de lodos.

$$P_{diaria} = 2.95(\frac{Q}{1000})$$

Donde:

$P_{diaria}: producción\ diaria\ de\ lodos$

$Q: caudal\ medio\ diario, \frac{m^3}{día}$

$$P_{diaria-PTAR1} = 2.95\left(\frac{0.00273 \times 86400}{1000}\right) = \mathbf{0.70}\ \boldsymbol{\frac{m^3}{día}}$$

$$P_{diaria-PTAR2} = 2.95\left(\frac{0.00096 \times 86400}{1000}\right) = \mathbf{0.25}\boldsymbol{\frac{m^3}{día}}$$

- Cálculo del periodo de remoción y limpieza

$$Periodo_{PTAR1} = \frac{V_{tolva-PTAR1}}{P_{diaria-PTAR1}} = \frac{2.73}{0.70} = 3.90\ días \approx \mathbf{4\ días}$$

$$Periodo_{PTAR2} = \frac{V_{tolva-PTAR1}}{P_{diaria-PTAR1}} = \frac{0.60}{0.25} = 2.40\ días \approx \mathbf{3\ días}$$

El tiempo de remoción es considerablemente alto; dado que una remoción más frecuente evita la descomposición de la materia orgánica, se recomienda realizar la remoción y limpieza cada **2 días** en ambas PTAR.

- Cálculo de la altura total del sedimentador

$$h_{total} = h_{tolva} + h + h_{bordelibre}$$

Donde:

h_{total}: $altura\ total\ del\ sedimentador, m$

h_{tolva}: $altura\ de\ tolva, m$

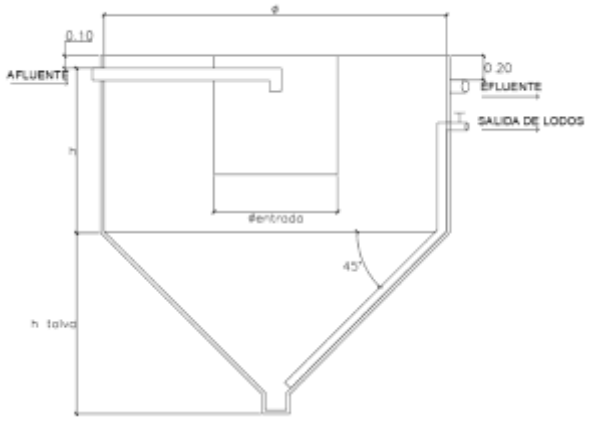
h: $altura\ de\ sedimentador, m$

$h_{bordelibre}$: $altura\ de\ borde\ libre, m$

$$h_{total-PTAR1} = 1.38 + 3.33 + 0.10 = \mathbf{4.81\ \ m}$$

$$h_{total-PTAR2} = 0.83 + 3.33 + 0.10 = \mathbf{4.26\ m}$$

Figura 148
Representación gráfica de sedimentador primario



Por lo que el volumen del sedimentador es suficiente para almacenar el agua durante el periodo de retención considerado junto con el volumen de lodos producidos.

6.2.4.7 Filtro percolador sin recirculación

Debido a la reducción de las DBO en un 34.48% obtenido en el tratamiento primario, se tiene una DBO de entrada al filtro percolador de 206.32 mg/l y una carga orgánica de 0.8 DBO/día y 1.9 DBO/día, dado que se trata de dos etapas. Las características de diseño se toman de la Tabla 65. Los filtros percoladores se diseñan tomando en cuenta que serán en serie y con volúmenes iguales para ayudar a disminuir los costos de construcción.

Considerando que el límite máximo de la norma de CONACYT es de 60 mg/l de DBO, para nuestro caso diseñaremos para una DBO de 30 mg/l en la descarga del cuerpo receptor, para la cual obtenemos una eficiencia en la remoción de DBO (ET) de:

Donde:

$$DBO_i = DBO\ de\ entrada\ del\ filtro\ percolador$$

$$DBO_f = DBO\ de\ salida\ del\ filtro\ percolado$$

$$ET = \frac{DBO_i - DBO_f}{DBO_I} = \frac{206.32 - 30}{206.32} = 0.8546\%$$

$$ET = 0.85\% \ \therefore Cumple\ con\ criterio\ de\ dise\tilde{n}o.$$

Nota: La fórmula empleada fue tomada de Tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones, por Ron Crites, George Tchobanoglous y Mc Graw Hill.

Las características de diseño a tomar en cuenta corresponden a los parámetros de Dos Etapas de la Tabla 65.

Tabla 65
Características de diseño para diferentes tipos de filtros percoladores

Parámetro	Tasa Baja	Tasa Intermedia	Tasa Alta	Tasa Superalta	Rugoso	Dos Etapas
Medio filtrante	Roca escoria	Roca escoria	Roca	Plástico	Plástico madera roja	Roca plástica
Carga hidráulica (m^3/m^2. d)	0.9 - 3.7	3.7 - 9.4	9.4 - 37.4	14 - 84.2	46.8 - 187.1 (no incluye recirculación)	9.4 - 37.4 (no incluye recirculación)
Carga orgánica (kgDBO5/ (m^2.d))	0.1 - 0.5	0.5 - 1.0	0.5 - 1	0.5 - 1.6	(no incluye recirculación)	0.8 - 1.9
Profundidad (m)	1.8 - 2.4	0.9 - 1.8	0.9 - 1.8	3 - 12.2	3 - 12.2	1.8 - 2.4
Tasa de recirculación	0	0	1	1 - 2	1 - 2	1 - 2
Eficiencia de remoción de DBO5 (%)	80 - 90	50 - 70	65 - 85	65 - 80	40 - 65	85 - 95
Efluente	Bien nitrificado	Parcialmente nitrificado	Poca nitrificación	Poca nitrificación	No hay nitrificación	Bien nitrificado
Desprendimiento	Intermitente	Intermitente	Continuo	Continuo	Continuo	Continuo

Nota: Tomado de Características de diseño para diferentes tipos de filtros percoladores, por Ron Crites, George Tchobanoglous y Mc Graw Hill

Dimensionamiento:

- Considerando que no habrá recirculación, se tiene R=0 y encontramos un factor de seguridad (F), entonces:

$$F = \frac{R}{\left(1 + \frac{R}{10}\right)^2} = \frac{0}{\left(1 + \frac{0}{10}\right)^2} = \mathbf{1}$$

- Cálculo de la carga orgánica de las DBO

$$w = \frac{C_{DBO} \times Q}{1000}$$

Donde:

$w: carga\ de\ DBO, \frac{kg}{día}$

$C_{DBO}: concentración\ de\ DBO\ del\ afluente, \frac{mg}{l}$

$Q: caudal\ medio\ diario, \frac{m^3}{s}$

$$w_{PTAR1} = \frac{206.32\frac{mg}{l} \times 0.00273\ \frac{m^3}{s} \times 86400\frac{s}{día}}{1000} = \mathbf{48.67}\ \boldsymbol{\frac{kg}{día}}$$

$$w_{PTAR2} = \frac{206.32\frac{mg}{l} \times 0.00096\frac{m^3}{s} \times 86400\frac{s}{día}}{1000} = \mathbf{17.11}\ \boldsymbol{\frac{kg}{día}}$$

Para determinar la eficiencia del filtro 1, se hará de la siguiente manera.

Partiendo de:

$$E_1 = \frac{100}{1 + 0.4425\sqrt{\frac{w_1}{V_1 \times F}}}$$

Donde:

E_1: $eficiencia\ del\ primer\ filtro$

w_1: $carga\ de\ DBO\ del\ primer\ filtro$

F: $factor\ de\ recirculación$

V_1: $volumen\ del\ primer\ filtro$

Despejando v_1: se obtiene:

$$V_1 = \frac{w_1(0.4425E_1)^2}{F \times (1 - E_1)^2}\ (Ec. 1)$$

Para el dimensionamiento del filtro 2 se procede obteniendo la eficiencia con la siguiente expresión:

$$E_2 = \frac{100}{1 + \frac{0.4425}{1 - E_1}\sqrt{\frac{w_2}{V_2 \times F}}}$$

Donde:

E_2: $eficiencia\ del\ segundo\ filtro$

w_2: $carga\ de\ DBO\ del\ primer\ filtro$

F: $factor\ de\ recirculación$

V_2: $volumen\ del\ segundo\ filtro$

Despejando v_2: se obtiene:

$$V_2 = \frac{w_2(0.4425E_2)^2}{F \times (1-E_2)^2(1-E_1)^2} \ (Ec.2)$$

Partiendo de la condición que $V_1 = V_2$ entonces se igualan la Ec. 1 y Ec.2, quedando así:

$$V_1 = V_2$$

$$\frac{w_1(0.4425E_1)^2}{F \times (1-E_1)^2} = \frac{w_2(0.4425E_2)^2}{F \times (1-E_2)^2(1-E_1)^2} \ (Ec.3)$$

Luego de la fórmula de Eficiencia Total (ET) despejamos E2:

$$E_T = E_1 + E_2(1-E_1) = 0.8061$$

$$E_2 = \frac{0.8546 - E_1}{(1-E_1)} \ (Ec.4)$$

Se determina la carga de DBO para el primer filtro percolador:

La fórmula de la Carga DBO del segundo filtro percolador la colocamos en función de la Eficiencia 1 (E_1):

$$w_2 = (1-E_1)w_1 \ (Ec.5)$$

Sustituyendo las $Ec.4$ y $Ec.5$ en $Ec.3, y\ colocando\ que\ F = 1$ se obtiene lo siguiente:

$$\frac{w_1 \times (0.4425E_1)^2}{1 \times (1-E_1)^2} = \frac{(1-E_1)w_1 \times \left(0.4425\left(\frac{0.8546 - E_1}{(1-E_1)}\right)\right)^2}{1 \times \left(1 - \frac{0.8546 - E_1}{(1-E_1)}\right)^2 \times (1-E_1)^2}$$

Debido a que la ecuación anterior está en función de E_1, podemos encontrar el valor de esta eficiencia 1 E_1, sustituyendo el valor de carga de DBO w_1:

$$E_{1-PTAR1} = 0.6799 \approx \mathbf{67.99}\%$$

$$E_{1-PTAR2} = 0.6799 \approx \mathbf{67.99}\%$$

Con el valor de las eficiencias calculadas podemos encontrar el volumen para ambos filtros percoladores, sustituyendo en la Ec.1:

$$V_{1-PTAR1} = \frac{(48.67)(0.4425(0.6799))^2}{1 \times (1 - 0.6799)^2} = \mathbf{42.99\ m^3}$$

$$V_{1-PTAR2} = \frac{(17.11)(0.4425(0.6799))^2}{1 \times (1 - 0.6799)^2} = \mathbf{15.11\ m^3}$$

Se debe asumir una profundidad (h en metros) comprendida en el rango propuesto, para obtener el área del filtro (A1), por lo que tomaremos un h= 1.80 m que se encuentra dentro de los parámetros de las normas.

$$A_1 = \frac{V_1}{h}$$

Donde:

A_1: $área\ de\ filtro\ percolador$

V_1: $volumen\ de\ filtro\ percolador$

h: $profundidad\ de\ filtro\ percolador$

$$A_{1-PTAR1} = \frac{42.99}{1.80} = \mathbf{23.88\ m^2}$$

$$A_{1-PTAR2} = \frac{15.11}{1.80} = \mathbf{8.39\ m^2}$$

Dado que la geometría del filtro percolador es cuadrada, entonces se calcula su longitud:

$$L_1 = \sqrt{A_1}$$

Donde:

A_1: $área\ de\ filtro\ percolador$

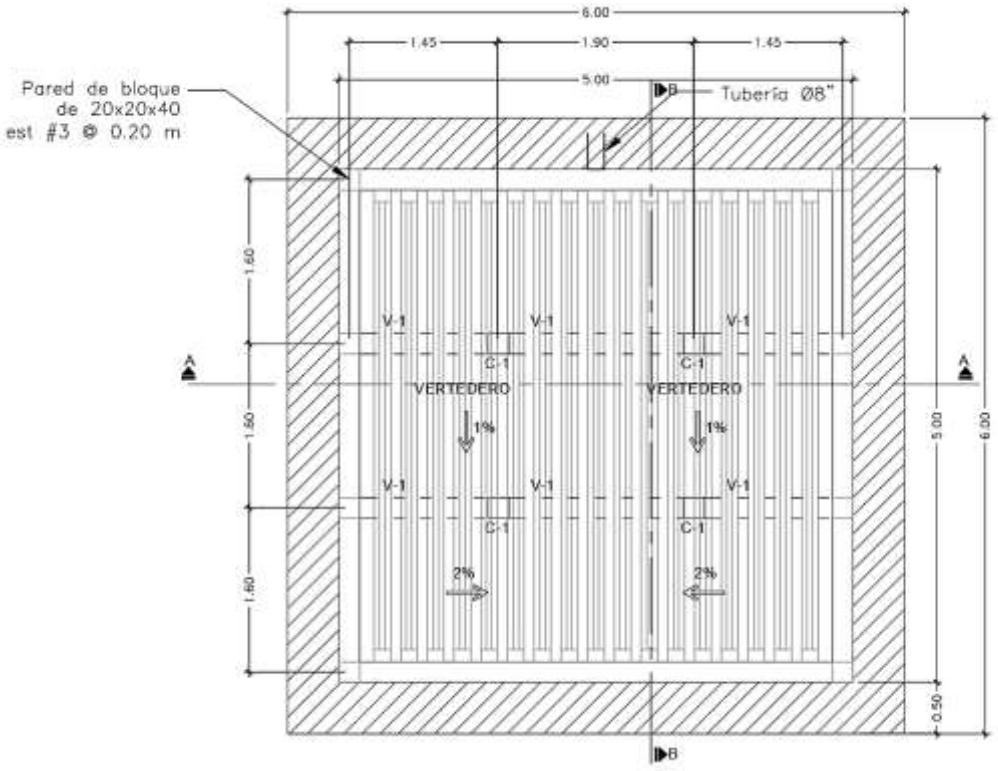
L_1: $longitud\ de\ filtro\ percolador$

$$L_1 = \sqrt{A_1}$$

$$L_{1-PTAR1} = \sqrt{A_{1-PTAR1}} = \sqrt{23.88} = 4.90\ m \approx \mathbf{5.00\ m}$$

$$L_{1-PTAR2} = \sqrt{A_{1-PTAR2}} = \sqrt{8.39} = 2.90\ m \approx \mathbf{3.00\ m}$$

Figura 149
Dimensiones de Filtro Percolador para PTAR1 y PTAR2



Verificando dimensiones con la ecuación de volumen:

$$V_1 = {L_1}^2 \times h$$

Donde:

L_1: $longitud\ de\ filtro\ percolador$

V_1: $volumen\ de\ filtro\ percolador$

h: $profundidad\ de\ filtro\ percolador$

$$V_{1-PTAR1} = (5.00)^2 \times 1.80 = \mathbf{45.00\ m^3\ \therefore\ OK}$$

$$V_{1-PTAR2} = (3.00)^2 \times 1.80 = \mathbf{16.20\ m^3\ \therefore OK}$$

Calculando el valor de w_2 de la Ec.5:

$$w_2 = (1 - E_1)w_1$$

$$w_{2-PTAR1} = (1 - 0.6799) \times 48.67 = \mathbf{15.58\ kg/día}$$

$$w_{2-PTAR1} = (1 - 0.6799) \times 17.11 = \mathbf{5.48\ kg/día}$$

Ya que $V_1 = V_2$ para el diseño de filtro percolador en serie. Se determina el valor de la eficiencia 2, con la siguiente expresión:

$$E_2 = \frac{1}{1 + \frac{0.4425}{1 - 0.6799}\sqrt{\frac{w_2}{V_2 \times F}}}$$

$$E_{2-PTAR1} = \frac{1}{1 + \frac{0.4425}{1 - 0.6799}\sqrt{\frac{15.58}{42.99 \times 1}}} = \mathbf{0.5458}$$

$$E_{2-PTAR2} = \frac{1}{1 + \frac{0.4425}{1 - 0.6799}\sqrt{\frac{5.48}{15.11 \times 1}}} = \mathbf{0.5458}$$

Comprobando la Eficiencia total:

$$E_T = E_1 + E_2(1 - E_1)$$

$$E_T = 0.6799 + 0.5458(1 - 0.6799) = 0.8546 \approx \mathbf{85.46\%\ \therefore OK}$$

Comprobando que ambos volúmenes sean iguales, usamos la Ec.2:

$$V_2 = \frac{w_2(0.4425E_2)^2}{F \times (1-E_2)^2(1-E_1)^2}$$

Por lo que para PTAR1:

$$V_2 = \frac{(15.58)(0.4425 \times 0.5458)^2}{1 \times (1-0.5458)^2(1-0.6799)^2} = \mathbf{42.99\ m^3}$$

Y PTAR2:

$$V_2 = \frac{(5.48)(0.4425 \times 0.5458)^2}{1 \times (1-0.5458)^2(1-0.6799)^2} = \mathbf{15.11\ m^3}$$

Por lo tanto, ambos volúmenes son iguales.

Verificando la carga hidráulica como el área es la misma para el filtro 1 y 2 entonces tenemos que:

$$Carga\ hidráulica_{PTAR1} = \frac{Q}{A_1} = \frac{0.00273 \times 86400}{23.88} = 9.88 \frac{m^3}{m^2 \times día}$$

$$Carga\ hidráulica_{PTAR2} = \frac{Q}{A_1} = \frac{0.00096 \times 86400}{8.39} = 9.88 \frac{m^3}{m^2 \times día}$$

Por lo tanto, la carga hidráulica se encuentra dentro del rango permitido para dos etapas según la Tabla 65.

Debido a la reducción de las DBO del 85.46% en los filtros percoladores en serie se obtiene una DBO final:

$$DBO_{removida} = 206.32(0.8546) = 176.32 \frac{mg}{l}$$

DBO al final de los filtros en serie:

$$DBO_{final} = 206.32 - 176.32 = 30.00 \frac{mg}{l}$$

Verificando carga orgánica:

$$w = \frac{C_{DBO} \times Q}{A}$$

Donde:

$$w: carga\ orgánica\ de\ DBO, \frac{kg}{m^2 \times día}$$

$$C_{DBO}: concentración\ de\ DBO\ del\ efluente, \frac{mg}{l}$$

$$Q: caudal\ medio\ diario, \frac{m^3}{s}$$

$$A: área\ superficial, m^2$$

$$w_{PTAR1} = \frac{176.32 \frac{mg}{l} \times 0.00273\ \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{día}}{23.88\ m^2 \times 1000} = \mathbf{1.74} \frac{\boldsymbol{kg}}{\boldsymbol{m^2 \times\ día}}$$

$$w_{PTAR2} = \frac{176.32 \frac{mg}{l} \times 0.00096\ \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{día}}{8.39\ m^2\ \times 1000} = \mathbf{1.74} \frac{\boldsymbol{kg}}{\boldsymbol{m^2 \times\ día}}$$

Por lo que, la carga orgánica se encuentra dentro del rango (0.8 – 1.9) de características de diseño para filtros percoladores de dos etapas sin recirculación según Tabla 65.

6.2.4.8 Sedimentador secundario

Los parámetros considerados para el diseño de este proceso son los de la Tabla 66.

Tabla 66
Valores recomendados para diseño de sedimentadores

Parámetro	Intervalo
Carga superficial, m3/m2/d	
Gasto medio	32-48
Gasto máximo	80-120
Dimensiones en metros	
Rectangular	
Profundidad	3-5
Longitud	15-90
Ancho	3-24
Circular	
Profundidad	3-5
Diámetro	3.6-60
Pendiente de fondo, mm/m	60-160

Nota: Tomado de *Ingeniería de aguas residuales tratamiento, vertido y reutilización*, por Ron Crites, George Tchobanoglous y Mc Graw Hill.

Considerando un periodo de retención de 2 horas y diseñando para los caudales medio diario para ambas plantas de tratamiento.

$$Q_{md-PTAR1} = 2.73 \frac{l}{s}$$

$$Q_{md-PTAR2} = 0.96 \frac{l}{s}$$

El volumen del sedimentador se calcula considerando el volumen de almacenamiento de agua durante el período de retención seleccionada y el volumen necesario para almacenar durante 7 días los lodos.

El volumen de almacenamiento de agua V_{Almr}: se calcula de la siguiente manera:

$$V_{Almr} = Q \times Tr$$

Donde:

$V_{Almr}: volumen\ de\ almacenamiento\ de\ agua\ residual,\ m^3$

$Q: caudal\ medio\ diario, \frac{l}{s}$

$T_r: tiempo\ de\ retención, s$

$$V_{Almr-PTAR1} = \frac{2.73 \times 2 \times 3600}{1000} = \mathbf{19.66\ m^3}$$

$$V_{Almr-PTAR2} = \frac{0.96 \times 2 \times 3600}{1000} = \mathbf{6.91\ m^3}$$

Las cantidades de lodos producidos por el filtro percolador se toma de la Tabla 67, con un valor correspondiente de $0.745 \frac{m^3}{1000\ m^3}\ de\ A.R.$

Tabla 67
Cantidad de lodos producidos por distintos procesos de tratamiento

Procesos de Tratamiento	Cantidad normal de fango			Humedad (%)	Peso específico de S. del fango	Peso específico del fango	Sólidos secos	
	m3/miles de m3 de A.R.	t/miles de m3 de A.R.	m3/1000 personas y día				kg/miles de m3 de A.R.	kg/1000 personas y día
Sedimentación primaria								
Sin Digerir	2.95	3.30	1.09	95.00	1.40	1.02	150.00	56.00
Digeridos en tanques separados	1.45	1.65	0.53	94.00	-	1.03	90.00	34.00

Procesos de Tratamiento	Cantidad normal de fango			Humedad (%)	Peso específico de S. del fango	Peso específico del fango	Sólidos secos	
	m3/miles de m3 de A.R.	t/miles de m3 de A.R.	m3/1000 personas y día				kg/miles de m3 de A.R.	kg/1000 personas y día
Digeridos y deshidratados en lechos de arena	-	0.25	0.16	60.00	-	-	90.00	34.00
Digeridos y deshidratados en filtro de vació	-	0.36	0.12	72.50	-	1.00	90.00	34.00
Filtro percolador	0.745	0.83	0.27	92.50	1.33	1.03	57.00	22.00
Precipitación química	5.12	5.80	1.90	92.50	1.93	1.03	396.00	150.00
Deshidratado en filtro de vacío	-	1.58	0.55	72.50	-	-	396.00	150.00
				1.00				
Sin Digerir	6.90	7.80	2.55	96.00	-	1.02	280.00	106.00
Sin Digerir y deshidratado en filtro de vacío	1.48	1.55	0.56	80.00	-	0.95	280.00	106.00
Digeridos en tanques separados	2.70	3.00	1.00	94.00	-	1.03	168.00	63.00
Digeridos y deshidratados en lechos de arena	-	0.45	0.50	60.00	-	-	168.00	63.00
Digeridos y deshidratados en filtro de vació	-	0.92	0.33	80.00	-	0.95	168.00	63.00
				Fango activado				
Fango Húmedo	19.40	20.00	7.20	98.50	1.25	1.01	270.00	102.00
Deshidratado en filtro de vacío	-	1.50	0.53	80.00	-	0.95	270.00	102.00

Procesos de Tratamiento	Cantidad normal de fango			Humedad (%)	Peso específico de S. del fango	Peso específico del fango	Sólidos secos	
	m3/miles de m3 de A.R.	t/miles de m3 de A.R.	m3/1000 personas y día				kg/miles de m3 de A.R.	kg/1000 personas y día
Secador por calentadores térmicos	-	0.50	0.08	4.00	-	1.25	270.00	102.00
Fosas sépticas, digeridos	0.90	-	0.32	90.00	1.40	1.04	97.00	37.00
Tanque Imhoff, digeridos	0.50	-	0.18	85.00	1.27	1.04	83.00	31.00

Nota: Tomado de *Ingeniería de aguas residuales tratamiento, vertido y reutilización*, por Ron Crites, George Tchobanoglous y Mc Graw Hill.

Con este dato se obtienen los volúmenes de lodos producidos en el sedimentador secundario para cada día V_{lss}

$$V_{lss} = \frac{0.745}{1000}\ m^3 \times Q \times 86400 \frac{s}{d}$$

Donde:

$$V_{lsss}: volumen\ de\ lodos\ producidos\ en\ el\ sedimentador\ secundario, \frac{m^3}{día}$$

$$Q: caudal\ medio\ diario, \frac{m^3}{s}$$

$$V_{lss-PTAR1} = \frac{0.745 m^3}{1000 m^3} \times 0.00273 \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{d} = \mathbf{0.18}\ \boldsymbol{\frac{m^3}{día}}$$

$$V_{lss-PTAR1} = \frac{0.745 m^3}{1000 m^3} \times 0.00096 \frac{m^3}{s} \times 86400 \frac{s}{d} = \mathbf{0.06}\ \boldsymbol{\frac{m^3}{día}}$$

Considerando remociones cada 7 días, se obtiene un volumen de almacenamiento de lodos (V_{al}):

$$V_{al} = V_{lss} \times 7día$$

$$V_{al-PTAR1} = 0.18\frac{m^3}{día} \times 7día = \mathbf{1.26\ m^3}$$

$$V_{al-PTAR2} = 0.05\frac{m^3}{día} \times 7día = \mathbf{0.35\ m^3}$$

El volumen del sedimentador será:

$$V_{s-PTAR1} = V_{almr} + V_{al} = 19.66 + 1.26 = \mathbf{20.92\ m^3}$$

$$V_{s-PTAR2} = V_{almr} + V_{al} = 6.91 + 0.35 = \mathbf{7.26\ m^3}$$

Considerando una carga superficial de la Tabla 66. considerando un valor de $\frac{40\ m^3}{m^2 \times día}$ conociendo que el área superficial (A_S) es igual al Q_{md} entre la carga superficial (C_s) se tiene:

$$A_{S-PTAR1} = \frac{Q}{C_s} = \frac{0.00273\frac{m^3}{s} \times 86400\frac{s}{día}}{40\ \frac{m^3}{m^2 \times día}} = \mathbf{5.90\ m^2}$$

$$A_{S-PTAR2} = \frac{Q}{C_s} = \frac{0.00096\frac{m^3}{s} \times 86400\frac{s}{día}}{40\ \frac{m^3}{\times día}} = \mathbf{2.07\ m^2}$$

Utilizando el área superficial se obtiene el diámetro (D_s), del sedimentador secundario:

$$D_{S-PTAR1} = \sqrt{\frac{4 \times A_s}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 5.90}{\pi}} = \mathbf{2.74\ m}$$

$$D_{S-PTAR2} = \sqrt{\frac{4 \times A_s}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 2.07}{\pi}} = \mathbf{1.62\ m}$$

Para calcula la altura del cono del sedimentador (h_C) se utiliza el ancho efectivo del sedimentador (a_e) que corresponde al diámetro encontrado anteriormente más el ancho de las dos pantallas deflectoras (0.15 cm a c/u) y la inclinación del fondo con un ángulo de 45° con respecto a la horizontal, por lo tanto, se obtiene de la siguiente manera:

$$h_{C-PTAR1} = \frac{A_e}{2} = \frac{3.04}{2} \times \tan(45°) = \mathbf{1.52\ m}$$

$$h_{C-PTAR2} = \frac{A_e}{2} = \frac{1.92}{2} \times \tan(45°) = \mathbf{0.96\ m}$$

Entonces el volumen del cono (V_c) es:

$$V_{c-PTAR1} = \frac{\pi \times r^2 \times h_C}{3} = \frac{\pi \times (1.52)^2 \times 1.52}{3} = \mathbf{3.68\ m^3}$$

$$V_{c-PTAR2} = \frac{\pi \times r^2 \times h_C}{3} = \frac{\pi \times (0.96)^2 \times 0.96}{3} = \mathbf{0.93\ m^3}$$

Restando al volumen del sedimentador el volumen del cono se obtiene un volumen necesario para el almacenamiento adicional al cono (V_{cl}), que será proporcionado por un cilindro cuyo volumen y altura (h_{cl}) se determina así:

$$V_{cl-PTAR1} = V_s - V_c = 20.92 - 3.68 = \mathbf{17.24\ \ m^3}$$

$$V_{cl-PTAR2} = V_s - V_c = 7.26 - 0.93 = \mathbf{6.33\ m^3}$$

Y para la altura:

$$h_{cl-PTAR1} = \frac{V_{cl}}{A_s} = \frac{V_{cl}}{\pi \times r^2} = \frac{17.24}{\pi \times 1.52^2} = \mathbf{2.38\ m}$$

$$h_{cl-PTAR2} = \frac{V_{cl}}{A_s} = \frac{V_{cl}}{\pi \times r^2} = \frac{6.33}{\pi \times 0.96^2} = \mathbf{2.20\ m}$$

La profundidad total del sedimentador secundario será de:

$$h_{s-PTAR1} = h_c + h_{cl} = 1.52 + 2.38 = 3.90\ \approx \mathbf{3.90\ m}$$

$$h_{s-PTAR2} = h_c + h_{cl} = 0.96 + 2.20 = 3.16\ \approx \mathbf{3.20\ m}$$

Por lo tanto, el volumen del sedimentador secundario es suficiente para almacenar el agua durante el periodo de retención considerado junto con el volumen de lodos producidos.

6.2.4.9 Digestor de Lodos

De la Tabla 67, se retoma la cantidad de lodo generado en los procesos. Y para los diferentes cálculos utilizaremos el caudal medio diario:

$$Q_{md-PTAR1} = 2.73\,\frac{l}{s}$$

$$Q_{md-PTAR2} = 0.96\,\frac{l}{s}$$

- Volumen de Sedimentador Primario por día

Retomando de la Tabla 67 un volumen de lodo sin digerir un valor de $\frac{2.950m^3}{1000m^3}$ de agua residual y su correspondiente calculo será:

$$V_{lsp} = V_l \times Q_{md}$$

Donde:

$$V_{lsp}: volumen\ de\ sedimentador\ primario, \frac{m^3}{día}$$

$$V_l: Volumen\ de\ lodos \sin digerir\ , m^3$$

$$Q_{md}: caudal\ medio\ diario, \frac{m^3}{s}$$

$$V_{lsp-PTAR1} = \frac{2.950}{1000} \times 0.00273 \times 86400 = \mathbf{0.70}\,\frac{\boldsymbol{m^3}}{\boldsymbol{día}}$$

$$V_{lsp-PTAR2} = \frac{2.950}{1000} \times 0.00096 \times 86400 = \mathbf{0.24}\,\frac{\boldsymbol{m^3}}{\boldsymbol{día}}$$

- Volumen de sedimentador secundario por día

Retomando de la Tabla 67, el volumen de lodo producido después del filtro percolador, con un valor correspondiente de $\frac{0.745\ m^3}{1000m^3}$ de agua residual, se calcula de la siguiente manera:

$$V_{lss} = V_l \times Q_{md}$$

Donde:

$$V_{lss}: volumen\ de\ sedimentador\ secundario, \frac{m^3}{día}$$

$$V_l: Volumen\ de\ lodos\ \text{sin}\ digerir\ , m^3$$

$$Q_{md}: caudal\ medio\ diario, \frac{m^3}{s}$$

$$V_{lss-PTAR1} = \frac{0.7450}{1000} \times 0.00273 \times 86400 = \mathbf{0.18}\,\frac{\boldsymbol{m^3}}{\boldsymbol{día}}$$

$$V_{lss-PTAR2} = \frac{0.7450}{1000} \times 0.00096 \times 86400 = \mathbf{0.06}\,\frac{\boldsymbol{m^3}}{\boldsymbol{día}}$$

- Volumen total por día

$$V_{TPD} = V_{lsp} + V_{lss}$$

$$V_{TPD-PTAR1} = 0.70 + 0.18 = \mathbf{0.88}\,\frac{\boldsymbol{m^3}}{\boldsymbol{día}}$$

$$V_{TPD-PTAR2} = 0.24 + 0.06 = \mathbf{0.30}\,\frac{\boldsymbol{m^3}}{\boldsymbol{día}}$$

- Período de retención

Para determinar este tiempo se interpolarán los datos de la Tabla 68 para una temperatura promedio del distrito de Ilobasco de 28°C que es donde se ubicarán las plantas de tratamiento.

Tabla 68
Digestión discontinua de lodos de sedimentación libre a diferentes temperaturas

Digestión discontinua de lodos de sedimentación libre a diferentes temperaturas						
Temperatura (°F)	50.00	60.00	70.00	80.00	90.00	100.00
Temperatura (°C)	10.00	15.60	21.10	26.70	32.20	37.80
Período de digestión, días	75.00	56.00	42.00	30.00	25.00	24.00
Tipo de Digestión	Mesofílica					

Nota: Tomado de *Ingeniería de aguas residuales tratamiento, vertido y reutilización*, por Ron Crites, George Tchobanoglous y Mc Graw Hill.

$$T = T_1 + (t - t_1) \times \frac{T_2 - T_1}{t_2 - t_1}$$

Donde:

$T_1: período\ de\ retención\ para\ (temp.1) = 30\ días$

$t_1: temperatura\ inferior\ a\ \mathrm{t} = 26.7\ °C$

$T_2: periodo\ de\ retención\ para\ (temp.2) = 25\ días$

$t_2: temperatura\ superior\ a\ \mathrm{t} = 32.2\ °C$

$$T = T_1 + (t - t_1) \times \frac{T_2 - T_1}{t_2 - t_1} = 30 + (28 - 26.7) \times \frac{25 - 30}{32.2 - 26.7} = 28.82\ días$$

$$T_{PTAR1} = \mathbf{29\ días}$$

$$T_{PTAR2} = \mathbf{29\ días}$$

- Volumen del digestor

De lo anterior se obtiene que el cálculo para el digestor será:

$$V_d = V_{TPD} \times T$$

$$V_{d-PTAR1} = V_{TPD} \times T = 0.88 \frac{m^3}{día} \times 29\ días = 25.52\ m^3 \approx \mathbf{25.5\ m^3}$$

$$V_{d-PTAR2} = V_{TPD} \times T = 0.30 \frac{m^3}{día} \times 29\ días = 8.70\ m^3 \approx \mathbf{8.7\ m^3}$$

- Área superficial del Digestor

Asumiendo para este caso una profundidad $h_d = 3.0\ m$

Ya calculado el volumen del digestor, podemos determinar el área superficial del digestor de la siguiente manera:

$$A_d = \frac{V_d}{h}$$

Donde:

A_d: $área\ superficial\ del\ digestor,\ m^2$

V_d: $volumen\ del\ digestor,\ m^3$

h_d: $profundidad\ del\ digestor, m$

$$A_{d-PTAR1} = \frac{V_d}{h_d} = \frac{25.52}{3.00} = 8.51\ m^2 \approx \mathbf{8.5\ m^2}$$

$$A_{d-PTAR2} = \frac{V_d}{h_d} = \frac{8.70}{3.00} = \mathbf{2.90\ m^2}$$

- Diámetro del Digestor Circular

Se considera para el diseño de un digestor circular cuyo diámetro se expresa así:

$$D_d = \sqrt{\frac{4 \times A_d}{\pi}}$$

Donde:

D_d: $diámetro\ circular\ del\ digestor,\ m^2$

A_d: $área\ superficial\ del\ digestor,\ m^2$

$$D_{d-PTAR1} = \sqrt{\frac{4 \times 8.51}{\pi}} = 3.29\ m \approx \mathbf{3.30\ m}$$

$$D_{d-PTAR2} = \sqrt{\frac{4 \times 2.90}{\pi}} = 1.92\ m \approx \mathbf{1.90\ m}$$

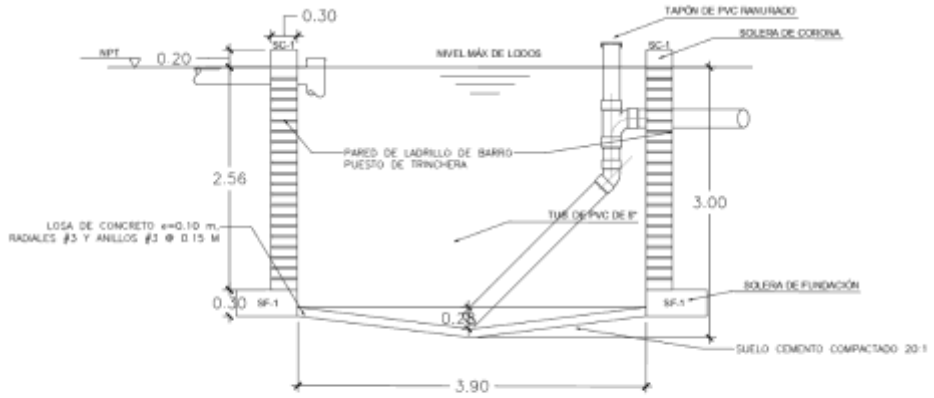
- Altura de cono del digestor

Para determinar el volumen del cono del fondo del digestor se calculó primero la altura de este cono (*hc*) considerando una pendiente del fondo (*m*) de 1:6 (recomendación de *"Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes"* de La Subsecretaría de Saneamiento Ambiental y Obras Sanitarias y el Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias), por lo que se calcula de la siguiente manera:

$$h_{C-PTAR1} = \frac{D_d}{2} \times m = \frac{3.30}{2} \times \frac{1}{6} = \mathbf{0.28\ m}$$

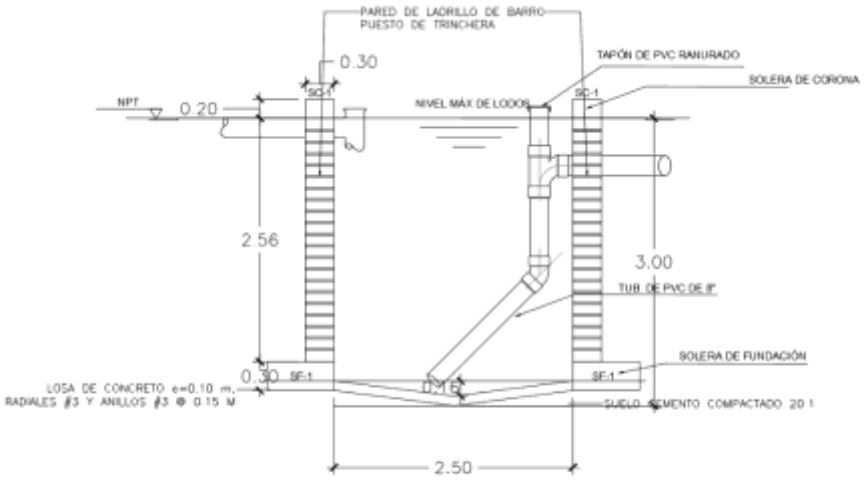
$$h_{C-PTAR2} = \frac{D_d}{2} \times m = \frac{1.90}{2} \times \frac{1}{6} = \mathbf{0.16\ m}$$

Figura 150
Sección de digestor de lodos PTAR1



SECCIÓN - DIGESTOR DE LODOS
ESCALA 1:100

Figura 151
Sección de digestor de lodos PTAR2



SECCIÓN - DIGESTOR DE LODOS
ESCALA 1:100

6.2.4.10 Diseño de patio de secado de lodos

El volumen de lodos a verter en los patios de secado (V_{lps}) se obtiene de la suma de lodos producidos por el sedimentador primario y secundario, que son los lodos producidos en digestor de lodos (V_d) retenidos para un periodo de 29 días, entonces:

$$V_{lps-PTAR1} = V_d = \mathbf{25.52\ m^3}$$

$$V_{lps-PTAR2} = V_d = \mathbf{8.70\ m^3}$$

Considerando que serán vertidos formando una capa de 40 centímetros de espesor (e) obtenemos un área superficial (A_S):

$$A_{S-PTAR1} = \frac{V_{lps}}{e} = \frac{25.52}{0.40} = \mathbf{63.80\ m^2}$$

$$A_{S-PTAR2} = \frac{V_{lps}}{e} = \frac{8.70}{0.40} = \mathbf{21.75\ m^2}$$

Tomando en consideración dos patios de secado de $63.80\ m^2$ y $21.75\ m^2$, respectivamente para una relación asumida de $\frac{L}{A} = 2$

$$A_S = 2{A_n}^2$$

Despejando,

$$A_{n-PTAR1} = \sqrt{\frac{A_s}{2}} = \sqrt{\frac{63.80}{2}} = \mathbf{5.65\ m}$$

$$A_{n-PTAR2} = \sqrt{\frac{A_s}{2}} = \sqrt{\frac{21.75}{2}} = \mathbf{3.30\ m}$$

Calculando la longitud:

$$\frac{L}{A} = 2 \rightarrow L_{PTAR1} = 2A = 2(5.65) = \mathbf{11.30\ m}$$

$$L_{PTAR2} = 2A = 2(3.30) = \mathbf{6.60\ m}$$

Se asumen 2 patios de lodos con dimensiones de:

$$PTAR1\text{: } Ancho = 5.65\ m, Longitud = 11.30\ m$$

$$PTAR2\text{: } Ancho = 3.30\ m, Longitud = 6.60\ m$$

Teniendo un área de patio real de $63.80\ m^2\ y\ 21.75\ m^2$.

Figura 152
Planta de lecho de secado de lodos PTAR1

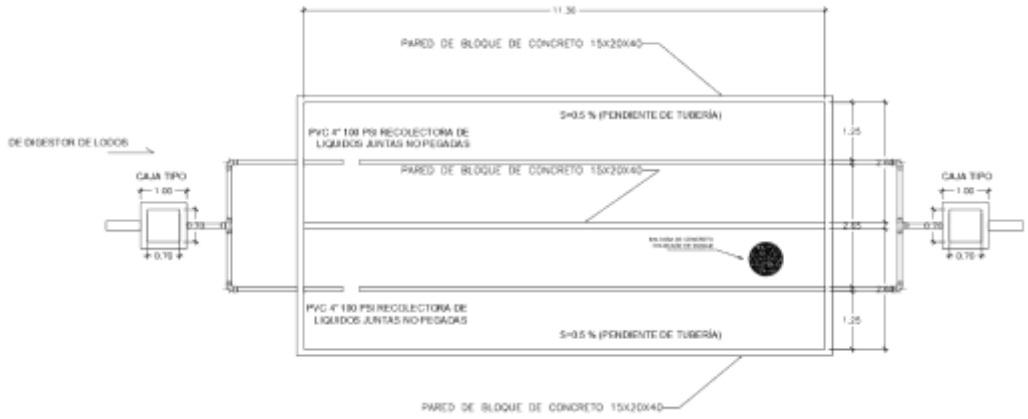
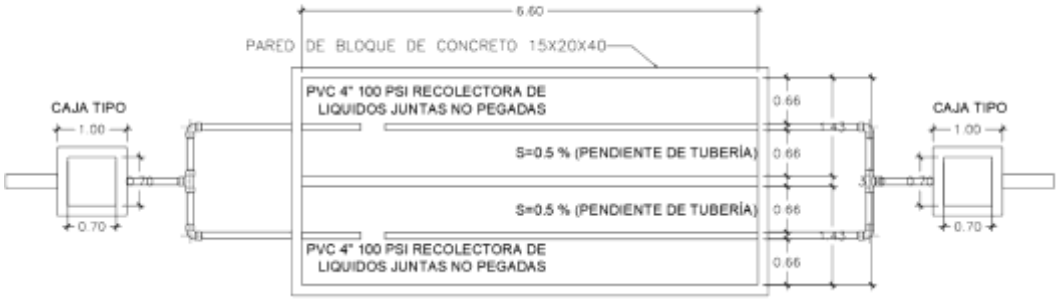


Figura 153
Planta de lecho de secado de lodos PTAR2



6.2.4.11 Diseño de Tanque Séptico

Para el tratamiento de las aguas drenadas en el patio de secado de lodos se usarán tanques sépticos. De la Tabla 67 se observa que el porcentaje de humedad de lodos provenientes después de filtro percolador es de 92.5%, con este valor obtenemos el volumen de agua a tratar por día en el tanque séptico.

- Cálculo de lodos que se depositan en los patios de secado

De Digestor de Lodos se obtuvo:

$$V_{T-PTAR1} = \mathbf{0.88}\frac{\boldsymbol{m^3}}{\boldsymbol{día}}$$

$$V_{T-PTAR2} = \mathbf{0.30}\frac{\boldsymbol{m^3}}{\boldsymbol{día}}$$

- Cálculo del volumen de agua

$$V_{agua} = V_T - \frac{V_T}{(1 + \frac{w}{100})}$$

Donde:

V_T: $volumen\ de\ lodos,\ m^3$

w: $humedad\ de\ lodos\ \%$

Para PTAR1:

$$V_{agua} = 0.88 - \frac{0.88}{\left(1 + \frac{92.5}{100}\right)} = \mathbf{0.42}\ \boldsymbol{\frac{m^3}{día}}$$

Para PTAR2:

$$V_{agua} = 0.30 - \frac{0.30}{\left(1 + \frac{92.5}{100}\right)} = \mathbf{0.14}\ \boldsymbol{\frac{m^3}{día}}$$

Para un periodo de retención de 24 horas según MINSAL.

$$T = 24\ horas\ =\ 1.0\ día$$

Entonces:

$$V_{TS-PTAR1} = V_{agua} \times T = \left(0.42\ \frac{m^3}{día}\ \times 1.0\ día\right) = \mathbf{0.42}\ \ \boldsymbol{m^3}$$

$$V_{TS-PTAR2} = V_{agua} \times T = \left(0.14\ \frac{m^3}{día}\ \times 1.0\ día\right) = \mathbf{0.14}\ \ \boldsymbol{m^3}$$

Dado que el volumen total de retención de líquidos en un periodo de 24 horas es inferior al volumen mínimo establecido de 1.9 m³, se procede al diseño considerando dicho volumen útil mínimo del tanque séptico, conforme a lo indicado en el Sistema de Tratamiento Individual de Aguas Residuales Ordinarias (MARN, 2024).

6.3 Alternativa para los sectores inaccesibles al sistema de alcantarillado

El sistema de alcantarillado sanitario diseñado para el Caserío El Limpio brinda cobertura a 116 viviendas y una iglesia. No obstante, 11 viviendas no pudieron ser conectadas a la red de recolección de aguas residuales debido a las condiciones topográficas del terreno. En consecuencia, se plantea una propuesta alternativa para la evacuación de las aguas residuales de tipo ordinario en dichas viviendas.

Entre las alternativas de sistemas de tratamiento individual con arrastre de agua tenemos:

- Fosa séptica con pozo de absorción
- Fosa séptica con zanja de arena filtrante con pozo de absorción.
- Fosa séptica más campo de riego o zanja de infiltración

Entre los sistemas de tratamiento individual con arrastre de agua prefabricado superficial, se clasifican:

- Los biodigestores
- Fosas sépticas

Entre las alternativas de sistemas de tratamiento individual sin arrastre de agua tenemos:

- Letrina abonera seca familiar
- Letrina solar

Si bien las letrinas previamente mencionadas representan una opción de bajo costo para su construcción, no constituyen una alternativa adecuada para el tratamiento de aguas residuales ordinarias, como sí lo hace una fosa séptica, además de requerir intervenciones de mantenimiento con mayor frecuencia. Por lo tanto, para las 11 viviendas que no pueden ser conectadas al sistema de alcantarillado, se propone como alternativa un sistema de tratamiento individual compuesto por una fosa séptica con pozo de absorción/zanja de infiltración. Dado que no se cuenta con una prueba de infiltración ni con información precisa sobre el nivel freático en los distintos puntos del terreno, se propone implementar el sistema compuesto por fosa séptica más pozo de absorción únicamente en aquellas zonas donde el nivel freático se encuentre, como mínimo, a 3.00 metros de profundidad respecto al fondo del pozo. En caso contrario, es decir, si el nivel freático es más superficial, se optará por un sistema alternativo conformado por fosa séptica y zanja de infiltración, con el fin de garantizar un funcionamiento adecuado y evitar riesgos de contaminación.

El diseño propuesto se desarrolló conforme a los *Lineamientos Generales para la Selección e Instalación de Sistemas de Tratamiento Individual de Aguas Residuales Ordinarias* (MARN, 2024).

6.2.4.12 Diseño de tanque séptico

Cálculo de caudal de aguas residuales de tipo ordinario

En este apartado se utiliza la población futura estimada en el capítulo 5 (732 habitantes). Considerando que 11 viviendas no se conectarán al sistema de alcantarillado sanitario, se determina el número de habitantes asociados a estas unidades mediante una distribución proporcional basada en el total de viviendas proyectadas.

$$k = \frac{P_f}{Total\ de\ viviendas}$$

Donde:

$k: factor\ de\ habitantes\ por\ vivienda$

$P_f: Población\ futura$

$$k = \frac{732\ habitantes}{127\ vivienda} \rightarrow k = 5.76\frac{habitantes}{vivienda} \approx 6\frac{habitantes}{vivienda}$$

Se calcula el caudal de aguas residuales de tipo ordinario para las 11 viviendas no conectadas al sistema, considerando según el cálculo anterior 6 habitantes por vivienda.

$$Q = 0.80(D)(UC)$$

Donde:

$$Q: Caudal\ de\ aguas\ residuales\ de\ tipo\ ordinario, \frac{l}{día}$$

$$D: Dotación\ de\ agua\ potable\ 1/UC/día$$

$$UC: Habitantes\ a\ servir$$

La dotación mínima se mantiene de 100 litros /habitantes/día considerando un tipo de vivienda media, definido en el capítulo 5.

$$Q = 0.80(D)(UC)$$

$$Q = 0.80\left(\frac{100\frac{l}{habitantes}}{día}\right)(6\ habitantes)$$

$$Q = 480\frac{l}{día}$$

Esto significa que el caudal total de las 11 viviendas es de 5280 l/habitantes/día.

Cálculo del volumen de tanque séptico

Dado que el caudal de aguas residuales de tipo ordinario ($Q = 480\frac{litros}{día}$) se encuentra por debajo de 1900 litros/día, se diseña para el volumen útil mínimo de tanque séptico según se menciona en el Sistema de Tratamiento Individual de Aguas Residuales Ordinarias (MARN, 2024).

Dimensionamiento para tanque séptico

Las dimensiones del tanque séptico se basan en la Figura 154, con una primera cámara de 2.0 m × 1.0 m × 1.30 m y una segunda cámara de 1.0 m × 1.0 m ×

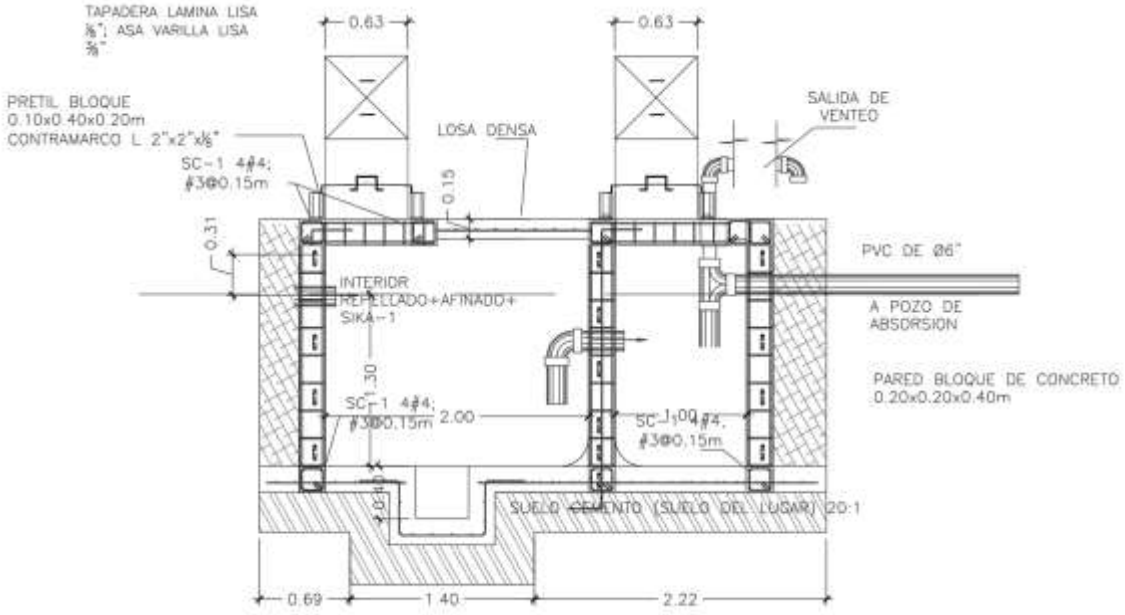
1.30 m, dando un dimensionamiento total de 3.0 m × 1.0 m × 1.30 m correspondiente a un número de 6 habitantes como mínimo.

Figura 154
Dimensiones de fosa séptica según el número de habitantes

DIMENSIONES DE FOSA SÉPTICA				
N° DE PERSONAS	A	B	C	D
6 ó MENOS	2.00m	1.00m	1.00m	1.30m
9	2.30m	1.15m	1.00m	1.30m
12	2.60m	1.30m	1.15m	1.30m
15	3.00m	1.45m	1.30m	1.30m
50	5.40m	2.60m	1.60m	1.60m
100	6.60m	3.30m	2.00m	2.00m

Nota: Tomado *de Lineamientos Generales para la selección e instalación de Sistemas de Tratamiento Individuales de Aguas Residuales Ordinarias [PDF], por Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales 2024.*

Figura 155
Sección de Tanque Séptico



Una vez realizado el cálculo para el sistema de tratamiento individual, se procede a efectuar el cálculo correspondiente al sistema de infiltración del suelo.

6.2.4.13 Diseño de pozo de absorción

Cálculo de caudal de agua residual de tipo ordinario

El caudal de agua residual de tipo ordinario calculado en el apartado 6.1.6.1 se retoma para este apartado.

$$Q = 480 \frac{l}{día}$$

Cálculo de coeficiente de absorción del subsuelo

El coeficiente de absorción del subsuelo se calcula de la siguiente forma:

$$k = \frac{1623}{t + 7.5}$$

Donde:

$$k: coeficiente\ de\ absorción\ del\ suelo, \frac{l}{m^2 * día}$$

$$t: tiempo\ de\ infiltración, minutos\ por\ pulgada$$

Dado que no fue posible realizar la prueba de infiltración, se procede a calcular el coeficiente de absorción considerando el caso más desfavorable. Para ello, se utilizará el tiempo de 10 minutos según lo indicado en la Tabla 69.

Tabla 69
Resultados para determinación de la infiltración en función del tiempo

Tiempo en minutos para que el nivel del agua baje 2.5 centímetros	Superficie de infiltración requerida por persona por día en m^2
1	0.88
2	1.08
5	1.44
10	2.25
Más de 30	Terreno inadecuado

Nota: Tomado *de Lineamientos Generales para la selección e instalación de Sistemas de Tratamiento Individuales de Aguas Residuales Ordinarias [PDF], por Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales 2024.*

$$k = \frac{1623}{10 + 7.5}$$

$$k = 92.74 \ \frac{l}{m^2 * día}$$

Cálculo de altura útil del pozo de absorción

Dado que ya se conoce el valor de k, se procede a determinar el cálculo de altura útil del pozo de absorción.

$$H = \frac{Q}{K * \pi * D}$$

Donde:

$H: profundidad\ efectiva\ del\ pozo, m$

$K: coeficiente\ de\ absorción\ del\ suelo, litro/\ metros\ cuadrados/día$

D: $diámetro\ medio\ del\ pozo, m$

Q: $Caudal\ de\ aguas\ residuales\ de\ tipo\ ordinario, \frac{l}{día}$

$$H = \frac{Q}{K * \pi * D} = \frac{480}{92.74 * \pi * 1.20} = 1.40\ m$$

$$H = 1.40\ m < 3.00\ m$$

Dado que la altura útil calculada para el pozo de absorción es menor a la altura mínima de diseño 3.00 m, se toma dicha altura como la altura de infiltración de diseño para el pozo de absorción según se menciona en el Sistema de Tratamiento Individual de Aguas Residuales Ordinarias (MARN, 2024).

La altura total del pozo de absorción es la suma de la altura de infiltración + la altura de broquel + 0.50 m de caída de agua.

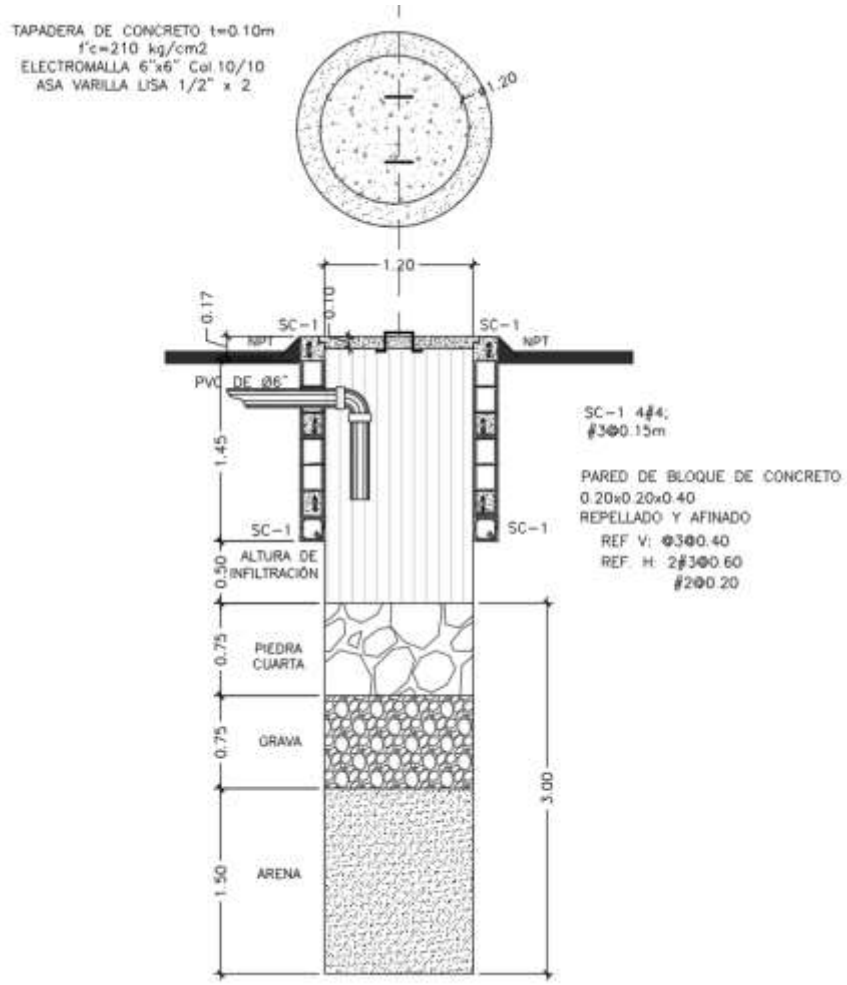
Por lo tanto, la altura total del pozo es la siguiente:

$$H_{total} = H + H_{broquel} + H_{caída}$$

$$H_{total} = 3.00 + 1.00 + 0.50 = 4.50$$

Dado que a una altura de infiltración de hasta 3.00 m le corresponde un broquel de 1.0 0 m, la altura total del pozo es de 4.50 metros.

Figura 156
Detalle de pozo de absorción



6.2.4.14 Diseño de zanja de infiltración

Cálculo del caudal de aguas negras y grises

El caudal de agua residual de tipo ordinario calculado en el apartado 6.1.6.1 se retoma para este apartado.

$$Q = 480 \frac{l}{día}$$

Cálculo de coeficiente de absorción del subsuelo

El coeficiente de absorción del subsuelo se calcula de la siguiente forma:

$$k = \frac{1220}{t + 7.5}$$

Donde:

$$k: coeficiente\ de\ absorción\ del\ suelo, \frac{l}{m^2 * día}$$

$$t: tiempo\ de\ infiltración, minutos\ por\ pulgada$$

Dado que no fue posible realizar la prueba de infiltración, se procede a calcular el coeficiente de absorción considerando el caso más desfavorable. Para ello, se utilizará el tiempo de 10 minutos según lo indicado en la Tabla 69.

$$k = \frac{1220}{10 + 7.5}$$

$$k = 69.71 \frac{l}{m^2 * día}$$

Cálculo de la longitud de la zanja de infiltración

Conociendo el coeficiente de absorción K, se procede a calcular la longitud de la zanja de infiltración de la siguiente manera:

$$L = \frac{UC * Q}{a * K}$$

Donde:

$L: largo\ de\ zanja, m$

$a: ancho\ de\ zanja, m$

$K: coeficiente\ de\ absorción\ del\ suelo, litro/metros\ cuadrados/día$

$Q: Caudal\ de\ aguas\ residuales\ de\ tipo\ ordinario, \frac{l}{día}$

$$L = \frac{UC * Q}{A * K} = \frac{480\,\frac{l}{día} * 6\ hab}{0.60\ m * 69.71\,\frac{l}{m^2 * día}} = 68.86\ m$$

Cálculo del área de zanja

Para el cálculo del área de zanja, se utiliza la siguiente ecuación:

$$A = \frac{Q}{K}$$

Donde:

$A: área\ de\ la\ zanja,\ m^2$

$K: coeficiente\ de\ absorción\ del\ suelo, litro/metros\ cuadrados/día$

$Q: Caudal\ de\ aguas\ residuales\ de\ tipo\ ordinario, \frac{l}{día}$

$$A = \frac{Q}{K} = \frac{480\,\frac{l}{día}}{69.71\,\frac{l}{m^2 * día}} = 6.90\ m^2$$

Cálculo de la longitud unitaria de la zanja

Para el cálculo de la longitud unitaria de la zanja, se utiliza la siguiente ecuación:

$$L = \frac{A}{a}$$

Donde:

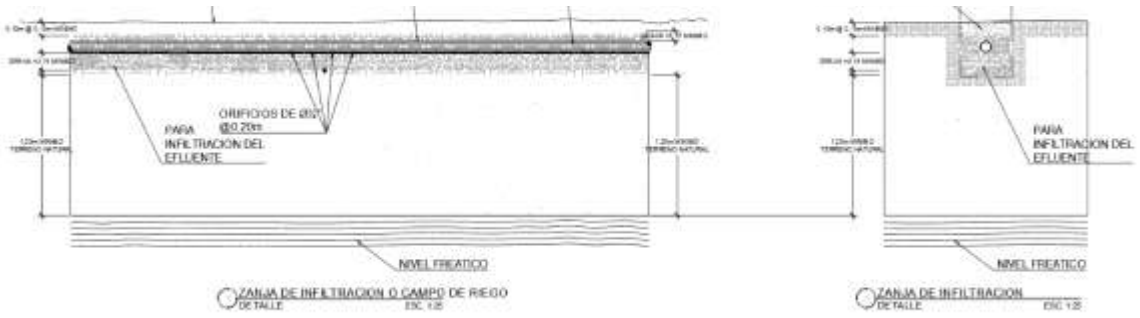
$L: largo\ de\ zanja, m$

$a: ancho\ de\ zanja, m$

$A: área\ de\ la\ zanja,\ m^2$

$$L = \frac{A}{a} = \frac{6.90\ m^2}{0.60\ m} = \mathbf{11.50\ m}$$

Figura 157
Detalle de zanja de infiltración



6.3 Especificaciones Técnicas para el sistema de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas residuales

6.3.1 Generalidades

El contratista deberá cumplir con todos los requisitos y responsabilidades establecidos en las cláusulas de la especificación correspondiente a los trabajos de construcción descritos en el contrato. Las disposiciones contenidas en este documento, así como las partidas indicadas en las listas de cantidades y precios, no eximen al contratista de ninguna de sus obligaciones contractuales.

Antes de iniciar los trabajos, el Supervisor definirá junto con el Contratista el o los bancos de marca que se establecerán en los lugares de trabajo. Estos bancos, así como sus respectivas referencias, deberán tener características que aseguren su permanencia y servirán como punto de partida para la localización y el establecimiento de los niveles de las obras.

Asimismo, previo al inicio de cualquier obra, el Contratista deberá verificar en presencia del Supervisor tanto el alineamiento como los niveles correspondientes; si existiera alguna discrepancia, deberá presentar su impugnación por escrito. Los niveles del terreno cuestionados no deberán ser modificados hasta que el Supervisor emita una resolución que determine el nivel correcto.

6.3.1.1 Plan de control de calidad y seguridad industrial

El Contratista proporcionará y mantendrá un control de calidad y seguridad industrial que permita cumplir con los procesos de construcción y calidad, bajo normas y leyes vigentes.

6.3.2 Obras preliminares

6.3.2.1 Oficina del contratista

El contratista deberá disponer de un local ubicado en el sitio de la obra o en sus cercanías, a una distancia no mayor de 15 minutos en vehículo. Este espacio servirá como base operativa y oficina para el personal encargado de la obra y la supervisión. El local deberá contar con un área techada y segura de al menos 12 m², con adecuada iluminación, ventilación, acceso, y servicios sanitarios y eléctricos.

Además, deberá estar equipado con al menos tres sillas, un escritorio, una computadora con impresora y una mesa para planos. Los costos asociados al alquiler, adecuación y mantenimiento de este local se considerarán costos indirectos, por lo que no serán objeto de pago adicional.

6.3.2.2 Bodegas

Este concepto incluye la utilización y/o construcción de bodegas para el almacenamiento provisional, conservación y protección de materiales y equipos que deban ser incorporados a las obras, así como la conformación de patios para el depósito de materiales a la intemperie.

La construcción mínima de la bodega debe tener una estructura y paredes de madera, recubiertas con lámina galvanizada o fibrocemento. El piso puede ser de suelo compactado, y debe contar con tarimas para aislar los materiales de la humedad. La bodega deberá tener el tamaño adecuado para almacenar materiales como tuberías, cemento, material eléctrico y otros equipos, asegurando que no se vean afectados por la humedad, la luz, la carga soportada o cualquier otro factor que pueda alterar sus características. Además, la disposición de los materiales debe permitir una inspección fácil y accesible.

Los gastos en que incurra el Contratista por concepto de establecimiento y mantenimiento de estas bodegas forman parte de los costos indirectos y no podrán justificar ningún pago.

6.3.2.3 Servicios básicos de agua potable y electricidad

En aquellos lugares donde existan servicios básicos, el Contratista deberá realizar las instalaciones provisionales correspondientes y asumir tanto el costo de la conexión como el del consumo durante todo el período de construcción, incluyendo cualquier cuota pendiente, aun cuando ya no tenga presencia física en el sitio.

Si no existe factibilidad de conexión al servicio de agua potable en el área de ejecución de la obra, será responsabilidad del Contratista gestionar y contratar el suministro mediante camiones cisterna (pipas), asegurando la continuidad del abastecimiento sin interrupciones y asumiendo todos los costos asociados.

Tanto los materiales como las instalaciones provisionales deberán ser previamente aprobados por la Supervisión. Al finalizar la obra, el Contratista podrá recuperar dichos materiales.

Para el abastecimiento de energía eléctrica en el sitio de las obras y su campamento, el Contratista deberá hacer sus propios arreglos y asumir íntegramente los costos del consumo eléctrico necesario para la ejecución del contrato.

En cuanto al manejo de la escorrentía, el Contratista deberá ejecutar obras de drenaje provisional que minimicen el arrastre de suelo y eviten procesos de erosión, incluyendo la protección de los puntos de descarga para prevenir daños a propiedades vecinas.

Si, como consecuencia de las obras, se produce alguna interferencia con el drenaje natural de terrenos o caminos existentes, o se obstruyen cauces por acumulación de desperdicios dentro de los límites del sitio de la obra, el Contratista estará obligado a tomar medidas inmediatas para restablecer el drenaje, a satisfacción del Supervisor, propietarios, ocupantes o autoridades competentes.

6.3.2.4 Cercado o vallado perimetral y señalización

En los lugares donde se requiera, el Contratista deberá construir, por su cuenta, bardas o vallas de protección en los lados del perímetro que lo necesiten, con el objetivo de garantizar la seguridad tanto durante el desarrollo de los procesos

constructivos como en el resguardo del sitio. La empresa será responsable de la seguridad de los materiales, de las reparaciones en curso, de todo lo que se encuentre en el área de trabajo, así como de la integridad de los trabajadores y de terceros.

La obra deberá contar con dos accesos claramente definidos: uno peatonal y otro vehicular, ambos debidamente señalizados, a fin de facilitar un control eficiente del ingreso y mejorar las condiciones de seguridad en el proyecto.

La señalización deberá colocarse mediante rótulos o avisos visibles, los cuales informarán a los trabajadores y visitantes sobre la conducta a seguir en cada área, indicando medidas de precaución y/o prohibiciones según corresponda.

6.3.2.5 Chapeo y limpieza

Consiste en el corte y limpieza de la maleza existente en el terreno y desalojo del material resultante fuera de la obra, hacia un sitio autorizado por la Municipalidad respectiva. Se incluye en este rubro el retiro de todo material extraño que no va a ser utilizado en la construcción (ripios, basura, chatarra, etc.)

6.3.2.6 Tala y podado de árboles

Todos los árboles y arbustos ubicados dentro del área de ejecución del proyecto serán talados. Asimismo, aquellos árboles aledaños cuyo follaje interfiera con la futura construcción deberán ser podados y protegidos durante toda la etapa de obra, con el fin de garantizar su conservación.

La tala de árboles deberá realizarse conforme a las disposiciones legales vigentes, atendiendo los requisitos establecidos en la Ley Forestal, así como las recomendaciones emitidas por la municipalidad correspondiente y el Ministerio de Medio Ambiente.

Durante las actividades de tala y/o poda, se deberán tomar todas las precauciones necesarias para proteger la integridad de las personas, equipos, vehículos, edificaciones u otras infraestructuras cercanas.

El material vegetal resultante deberá ser retirado del sitio y trasladado a un lugar autorizado donde no represente riesgo ni cause afectaciones a terceros.

6.3.3 Construcción de tramos de colectores de alcantarillado sanitario

6.3.3.1 Trazo y nivelación

Antes de iniciar el desmonte y limpieza, descapote, o ruptura de pavimentos, el Contratista deberá realizar la localización general, el trazo y nivelación para la instalación de tubería. Para los trazos de obras que no sean de tuberías; tales como cajas, pozos, bloques de concreto, muros, etc. estos trabajos serán incluidos en el precio unitario de cada obra.

Para las referencias de los trazos y niveles necesarios, el Contratista deberá construir los bancos de nivel y mojones que se requieran, procurando que su localización sea la adecuada para evitar cualquier tipo de desplazamiento.

El Contratista puede efectuar el trazo desde el momento en que reciba la orden de inicio, pero no podrá comenzar las excavaciones hasta que el Supervisor lo autorice, previa revisión y aprobación.

6.3.3.2 Medida

El trazo y nivelación se medirá en metros lineales (m) con aproximación a la décima y en la proyección horizontal del trazado.

Pago

El trazo y nivelación se pagará según el precio unitario estipulado en el contrato y sus anexos. El precio unitario del trazo y nivelación incluye todo el trabajo de investigación, inspección, localización de estructuras, levantamiento topográfico en planimetría y altimetría. Y todo lo necesario para que el Trazo y Nivelación queden a satisfacción del Supervisor, incluyendo excavaciones exploratorias.

6.3.3.3 Desmonte y limpieza

Esta especificación se refiere a la limpieza de los sitios de la obra, caminos de acceso, áreas de préstamos y otras zonas de trabajo, eliminando todos los árboles, arbustos y cualquier otro tipo de vegetación; montículos, peñones, basuras, construcciones improvisadas, viviendas, paredes u otras estructuras o desechos de construcción, así como todo material no deseado, manteniendo el nivel natural del terreno.

A menos que se requieran excavaciones adicionales, las cavidades creadas por la remoción de troncos, raíces, peñones u otras cavidades dentro del área

indicada, deberán ser rellenadas con material aprobado y compactado, de acuerdo con la satisfacción del Supervisor.

Será responsabilidad del contratista gestionar los trámites necesarios para la obtención de permisos para la tala de árboles y especies protegidas, así como el pago de derechos, multas, entre otros. Fuera del área indicada en los planos, el límite señalado por el Supervisor o lo estipulado en las especificaciones, no se permitirá realizar trabajos de desmonte y limpieza.

Medida

La unidad de medida será el metro cuadrado (m²) de proyección horizontal del área comprendida entre los límites indicados por el Supervisor, todas las fracciones decimales se aproximarán al m².

Pago

El precio unitario de Desmonte y Limpieza incluirá todos los trabajos que realice el Contratista por concepto de Mano de Obra, equipos, materiales y demás costos directos e indirectos, para remover, sacar del sitio de las obras, acarrear y disponer del producto que resulte de esta actividad, en botaderos municipales aprobados o en los sitios que el Contratista escoja y sean aprobados por el Supervisor.

6.3.3.4 Ruptura y reparación de pavimentos

Generalidades

El trabajo consistirá en la demolición de pavimentos de diversos tipos, tales como asfalto, concreto, empedrado o empedrado fraguado, así como en la remoción de la base que los sostiene, hasta una profundidad de 40 cm. En caso de que dicha base tenga un espesor mayor, la remoción adicional se considerará como excavación en zanja y será remunerada conforme a las condiciones establecidas para ese tipo de trabajo.

Cuando el material resultante de la demolición sea apto para su reutilización en la reposición del pavimento, deberá ser almacenado de forma ordenada en los alrededores del área de trabajo, procurando que no se deteriore ni interfiera con el desarrollo de las labores. De no ser reutilizable, deberá retirarse del sitio conforme a las instrucciones del Supervisor.

La reposición de pavimentos comprenderá la reconstrucción de las áreas afectadas por la apertura de zanjas, utilizando los mismos materiales y características del pavimento original, y respetando el nivel de rasante preexistente.

En caso de que el Contratista ejecute cortes fuera del ancho de zanja autorizado sin la aprobación del Supervisor, estará obligado a reponer dicho exceso a su propio costo, sin derecho a compensación adicional.

Pavimento Asfaltico

Para la reposición del pavimento asfáltico, se deben realizar cortes rectos en forma de rectángulos. Si el borde de la zanja presenta irregularidades, el corte deberá extenderse hasta lograr una línea recta, y esta extensión deberá ser aprobada por el Supervisor. La base debe limpiarse utilizando cepillos y, si es necesario, aire comprimido, según las indicaciones del Supervisor.

Luego, la base se preparará aplicando asfalto líquido. En caso de no contar con un equipo de riego, se podrán emplear métodos manuales bajo la supervisión del Supervisor.

Una vez que el área a reparar esté adecuadamente preparada, incluyendo la limpieza de los bordes y la aplicación de la capa de imprimación, se procederá a extender la mezcla, comenzando por los bordes y extendiéndola hacia el centro. El Contratista deberá colocar la cantidad de mezcla necesaria para lograr una superficie nivelada.

Para la compactación, si se utilizan equipos adecuados como un rodillo vibratorio, se debe compactar la superficie hasta que quede al nivel del pavimento circundante. En caso de utilizar compactadores manuales, con la debida autorización del Supervisor, la superficie del parche debe quedar ligeramente más elevada que el pavimento circundante.

En el caso de utilizar mezclas con granulometría abierta, la superficie debe protegerse con una capa fina de agregado seco (chispa), de aproximadamente 5 mm de espesor.

Pavimento de concreto hidráulico

Para la reposición del pavimento de concreto hidráulico, los cortes deben ser lo más rectos posibles, paralelos y con ángulos rectos respecto a la línea central y los bordes del pavimento existente. Los bordes deben ser lo más verticales y rectos posibles, evitando la formación de filos tanto en el pavimento nuevo como en el antiguo, para prevenir que estos se extiendan a través de la unión.

Antes de verter el nuevo concreto, es necesario humedecer los bordes de manera que la humedad no interfiera con la adherencia del material. El tipo de concreto a utilizar será determinado por el Supervisor.

Durante la colocación del concreto, se debe asegurar que se mantengan las juntas de dilatación existentes en el pavimento antiguo. Será responsabilidad del Supervisor decidir si es necesario conservar o no estas juntas.

Medida

La ruptura y reposición del pavimento se medirá en metros cuadrados (m^2) con una aproximación de un décimo. Para determinar el área a pagar, se tomará el resultado de multiplicar el ancho indicado por el Supervisor para la excavación, por la longitud efectivamente realizada, medida en su proyección horizontal.

Pago

El precio unitario por la ruptura y reposición del metro cuadrado (m²) de pavimento, ya sea de adoquín, asfalto, concreto o empedrado , cubre todos los trabajos de demolición o remoción, el uso de equipos, materiales y demás costos asociados. El retiro del material demolido también está incluido en este precio. Todos los gastos que el Contratista incurra por concepto de mano de obra, equipos, materiales, herramientas y costos administrativos, están contemplados dentro del precio unitario cotizado para la correcta ejecución de las obras.

6.3.3.5 Trazo y excavación

Generalidades

Antes de iniciar el desmonte y limpieza o descapote, o ruptura de pavimentos, el Contratista deberá realizar la localización general, el trazo y nivelación para la instalación de tubería.

El Contratista deberá proceder a la construcción de los bancos de nivel y mojones necesarios para las referencias de los trazos, asegurándose de que su ubicación sea adecuada para prevenir cualquier tipo de desplazamiento.

El trazo puede realizarse a partir de la orden de inicio, sin embargo, las excavaciones no podrán comenzar hasta contar con la autorización del supervisor, quien realizará una revisión y aprobación previa.

Este documento se refiere específicamente a la excavación en zanja, la cual podrá realizarse de manera manual o con equipo mecánico, según sea necesario. En dichas zanjas se alojarán las tuberías, válvulas y accesorios especificados, conforme a los planos de trabajo y/o según las indicaciones del supervisor.

Las zanjas destinadas a la instalación de las tuberías se excavarán hasta la profundidad especificada en los planos de trabajo o conforme a las indicaciones del Supervisor. La altura del relleno, medida desde la parte superior de la tubería hasta la superficie de rodamiento, deberá ser al menos de 0.60 m en áreas donde exista la posibilidad de circulación vehicular.

El ancho de las excavaciones que conformarán las paredes verticales de la zanja para la instalación de un sistema de alcantarillado convencional dependerá del diámetro de la tubería que se colocará en su interior, conforme a lo indicado en el cuadro siguiente:

Tabla 70
Ancho de zanja

Ancho de zanja	**ANCHO DE ZANJA**		
DIÁMETRO	**MÁXIMO**		**MÍNIMO**
NOMINAL	**SIN ADEMADO**	**CON ADEMADO**	
(PULGADAS)			
4	60	80	50
6	60	80	55

8	60	80	60
10	80	100	65
12	90	110	70
15	110	130	88
18	110	130	95
24	120	140	110
30	120	140	120
36	140	160	140
48	160	180	160

Nota: Tomado de **(ANDA, 2014)**[Tabla] Especificaciones técnicas para obras civiles, hidráulicas y pozos de agua potable https://transparencia.gob.sv/descarga_archivo.php?id=MTE0NTY2&inst=114566

Las excavaciones deberán realizarse de manera que las paredes de la zanja no presenten una desviación superior a cinco (5) centímetros en ningún punto respecto a la sección autorizada por el Supervisor, y se deberá evitar que dicha desviación ocurra de forma sistemática. En caso de presentarse problemas de estabilidad en los taludes, el Supervisor analizará la situación y, si lo considera necesario, autorizará al Contratista a dejar los taludes con un ángulo de inclinación determinado, el cual será establecido en función del ancho del fondo de la zanja y definido por el propio Supervisor. Asimismo, este podrá ordenar al Contratista la realización del arqueo de las zanjas cuando lo considere necesario.

El fondo de la excavación deberá ser nivelado con precisión para asegurar que la tubería que se instale posteriormente quede a la profundidad correcta y con la pendiente establecida en el proyecto. El material extraído de la excavación será

colocado a uno o ambos lados de la zanja, dejando un pasillo libre de 60 cm en el lado que determine el Supervisor, entre el borde de la zanja y el pie del talud del material depositado. El Contratista será responsable de mantener este pasillo libre de cualquier obstrucción.

Los trabajos de bombeo necesarios para mantener las excavaciones secas durante la instalación de la tubería deberán estar incluidos en el costo de la excavación de zanjas. Por otro lado, el material excavado que no sea utilizado para el relleno y que deba ser trasladado a los botaderos designados por el Supervisor se pagará por separado. En el caso de excavaciones a campo traviesa, el Contratista tendrá la responsabilidad de esparcir los excedentes de material, procurando que el terreno quede en condiciones similares a las originales. Esta tarea solo se considerará finalizada una vez que cuente con la aprobación del Supervisor, y su costo deberá estar contemplado dentro del precio unitario correspondiente al relleno de zanjas en zonas rurales.

La excavación podrá hacerse a mano o utilizando maquinaria, el uso de esta última dependerá de las investigaciones que se hicieron para preparar planos de trabajo demuestren la poca existencia de instalaciones subterráneas. Se prohíbe la utilización de explosivos para la excavación en zanjas, en zonas urbanas o donde lo estime el Supervisor. En caso de utilizar una excavadora mecánica de zanjas, esta debe dejar no menos de 8 cm. en el fondo de la zanja para ser terminada a mano.

Cuando exista sobre excavación ya sea esta ordenada por el Supervisor u ocasionada por el Contratista por no respetar límites preestablecidos, la profundidad extra será rellenada con arena o tierra fina compactada, que no posean desechos ni piedras de diámetros superiores a 0.03 m. No habrá ningún pago por sobre excavación ni su relleno cuando dicho trabajo sea resultante del irrespeto por el Contratista de límites de construcción preestablecido.

Los nichos para las campanas de uniones de tubería serán dimensionados de modo tal que el tubo quede apoyado en toda su longitud en el fondo de la zanja. La nivelación del fondo de la zanja será realizada de tal manera que los cambios de pendientes se efectúen en el lugar de los nichos. Si fueran necesarios aportes de tierra para rehacer la nivelación, estos deberán consistir en arena, grava de diámetro menor que 0.03 m. o tierra fina.

El Contratista deberá tomar las medidas necesarias para garantizar la seguridad del tránsito de vehículos y peatones, incluyendo la instalación y mantenimiento de barreras, señales y luces de emergencia en ubicaciones adecuadas para prevenir accidentes. Además, será responsable de mantener los accesos a residencias, industrias y comercios, y de construir entradas provisionales cuando el Supervisor lo indique, especialmente cuando la excavación cruce las calles de forma transversal.

Para las partes del trazado que vayan a lo largo de una calle o carretera, el Contratista deberá dejar como mínimo la mitad del ancho de esta para la

circulación de vehículos y dispondrá de espacios aislados en los que esta circulación pueda cruzar.

El Supervisor se encargará de asegurar que, desde el inicio de la excavación de la zanja hasta la finalización del relleno, incluyendo el tiempo necesario para la instalación y prueba de la tubería, no transcurra un plazo superior a doce (12) días calendario. Para cumplir con este requisito, el Contratista deberá planificar el avance de la excavación en cada frente de trabajo, en coordinación con su rendimiento en la instalación de tuberías, así como en los trabajos de relleno y compactación de las zanjas. Además, se deberá cumplir con las especificaciones establecidas en la norma ASTM D-2321, que regula la instalación de tuberías termoplásticas para alcantarillado y otras aplicaciones de flujo a gravedad.

Medida

Los volúmenes de las excavaciones en zanjas, independientemente del tipo de material o área de trabajo, se medirán en metros cúbicos (m^3) con una precisión de un decimal. Para su medición, se tomará en cuenta el perfil del terreno después del descapote o de las demoliciones de pavimentos, aceras y adoquinados, hasta los niveles y anchos establecidos para acomodar tuberías de diferentes diámetros. La clasificación se realizará según el tipo de terreno excavado, considerando además los volúmenes adicionales por sobreexcavación, los cuales deberán ser aprobados por el Supervisor.

Pago

El precio unitario para la excavación en zanja, para los diferentes tipos de materiales y frentes de trabajo, y cualquier profundidad incluye toda la mano de obra, materiales, equipos, control de agua, obras de protección y demás trabajos que requiera el Contratista para realizar la excavación de conformidad con estas especificaciones, aunque para tales trabajos no aparezcan en Lista de Cantidades y precios, partidas específicas.

6.3.3.6 Relleno y compactación en zanjas

Generalidades

El relleno de excavaciones de zanjas comprende las tareas que el Contratista debe llevar a cabo para restablecer el nivel original del terreno natural o los niveles indicados por las rasantes de pavimentos y/o las instrucciones del Supervisor. Estas operaciones se realizarán en las zanjas excavadas para instalar tuberías, accesorios y válvulas de redes de agua potable.

Ningún relleno de excavaciones podrá llevarse a cabo sin la aprobación previa por escrito del Supervisor. En caso contrario, el Supervisor tendrá la facultad de ordenar la extracción completa del material utilizado en el relleno no aprobado, sin que el Contratista tenga derecho a recibir compensación por el trabajo realizado sin su consentimiento.

El relleno y compactación de zanjas ubicadas en calles y carreteras, se hará atendiendo lineamientos establecidos por el Ministerio de Obras Públicas y Transporte (MOPT).

Relleno de zanjas para tuberías

Una vez realizada la excavación de la zanja hasta el nivel de fondo aprobado por el Supervisor, y si éste considera que el fondo no tiene la consistencia adecuada para soportar la tubería, o si la excavación se realizó en roca y el fondo no ofrece las condiciones necesarias para un buen asiento de la tubería, el Contratista deberá colocar una plantilla de fondo de al menos 0.28 m de espesor. Esta plantilla deberá estar compuesta por "material adecuado" con una granulometría máxima de 0.03 m de diámetro, y el material utilizado deberá ser aprobado previamente por el Supervisor.

La plantilla deberá ser nivelada conforme a la pendiente de la tubería, y los cambios de pendiente se realizarán en las zonas donde se ubicarán los nichos de las juntas dentro de la cama de la tubería. La plantilla deberá alcanzar una compactación mínima del 90% según la norma AASHTO-T-180. En situaciones especiales, el Supervisor podrá disponer que la plantilla sea de concreto simple. Sobre esta plantilla se comenzará a colocar la cama de apoyo para la tubería, que consistirá en un primer relleno de 0.10 metros de espesor, el cual servirá para acuñar la tubería y formar los nichos en las juntas.

Una vez colocada la tubería, se procederá a rellenar cuidadosamente alrededor de ella, realizando el encostillado simultáneamente a ambos lados para evitar la formación de vacíos y posibles daños en la protección exterior de la tubería. El relleno se llevará a cabo hasta alcanzar 0.20 m por encima de la corona de la

tubería. A continuación, se continuará el relleno hasta alcanzar el nivel superior, que será el nivel natural del terreno tras el descapote en zonas rurales, o el nivel inferior del pavimento a reconstruir en áreas urbanas o suburbanas.

Este relleno compactado se clasificará en tres tipos, dependiendo el lugar donde se instalen las tuberías, las cuales se describen a continuación:

- Tipo I. Instalación a campo traviesa. Cuando la línea de la tubería se desplaza a campo traviesa y no tenga tráfico vehicular sobre ella, todo el relleno compactado de la zanja alcanzará un 80% de densidad según norma AASHTO T-180.
- Tipo II. Instalación en calles principales. Cuando la línea de tubería se desplace por calles con tráfico vehicular, el relleno compactado será el 90% de la norma AASHTO T-180 y la capa superficial será al 95% también de la norma AASTHO T-180.
- Tipo III. Instalación en caminos secundarios. Cuando la línea de tubería se desplace por caminos secundarios con poco tráfico vehicular, el relleno compactado de la zanja será el 90% de la norma AASHTO T-180 en toda su altura.

Antes de realizar el ensayo hidráulico, se llevará a cabo el relleno de acuerdo con las normas previamente indicadas. No obstante, el relleno podrá ser parcial, utilizando caballetes, dejando las juntas expuestas para que puedan ser inspeccionadas durante el ensayo. En situaciones excepcionales, el Supervisor

podrá autorizar el relleno total de la zanja antes de realizar el ensayo hidráulico, en cuyo caso se podrán detectar posibles problemas en las juntas enterradas mediante métodos indirectos durante la prueba. Esta autorización no exime a el Contratista de su responsabilidad.

Los caballetes garantizan la estabilidad adecuada de la tubería durante el ensayo hidráulico, especialmente cuando las juntas presentan alguna deflexión. Una vez aprobado satisfactoriamente el ensayo hidráulico, se procederá de inmediato a completar el relleno de la zanja para proteger la tubería de posibles daños.

Compactado del relleno en zanjas

Para el relleno compactado en la cama de tubería se empleará arena, material adecuado o tierra blanca, similares a los utilizados en la plantilla, o bien la misma tierra de excavación, siempre que esté libre de elementos con granulometría superior a 0.03 m. Este material se colocará en capas de aproximadamente 0.15 m de espesor.

A partir de ese punto, el relleno de la zanja se completará con material que no contenga elementos con diámetros superiores a 0.1 m. No se permitirá el uso de tierra de relleno que sea predominantemente arcillosa, limosa o que contenga desechos orgánicos. En su lugar, se deberá utilizar material de préstamo que no sea plástico ni comprimible. Las capas de relleno se colocarán con un espesor máximo de 0.20 metros.

El material deberá ser compactado con el nivel de humedad adecuado, realizando el control necesario para asegurar una correcta adherencia y continuidad entre las capas, así como entre estas y las paredes de la zanja.

Siempre que sea posible, se utilizará el mismo material extraído durante la excavación, siempre que sea adecuado y aprobado por el Supervisor. Si el material excavado no es suficiente o no cumple con los requisitos, el Contratista podrá obtener material de bancos de préstamo previamente aprobados por el Supervisor. El relleno y compactación en el encostillado de la tubería deberá realizarse de manera simultánea a ambos lados del ducto, para evitar presiones laterales indeseadas. Este proceso se llevará a cabo con equipo manual hasta alcanzar una altura de 20 cm sobre la tubería, y a partir de esa altura, se utilizará equipo mecánico.

Control de calidad de los materiales y de la compactación

El contratista será responsable de realizar los ensayos necesarios para comprobar la calidad de los materiales utilizados en el relleno, así como los ensayos que certifiquen las características de la compactación alcanzada en el relleno de las zanjas.

El control de calidad de los materiales y del trabajo será llevado a cabo por una empresa especializada y reconocida en estas actividades, subcontratada por el contratista durante todo el proceso de relleno con compactación controlada. El Supervisor podrá, si lo considera necesario, solicitar la intervención de terceros

para realizar pruebas de verificación aisladas. El costo de esta participación será cubierto por ANDA.

El Supervisor y el contratista, basándose en la metodología comúnmente utilizada para este tipo de controles, definirán el procedimiento de control de calidad a implementar. En principio, se realizarán mediciones de densidad de campo en cada capa compactada, tomando muestras a lo largo de la zanja con una distancia máxima de 50 metros entre cada punto de prueba. Estas mediciones podrán ser modificadas únicamente con la aprobación del Supervisor, considerando las condiciones específicas de la obra o cualquier otra circunstancia que éste considere relevante para realizar dichos ajustes.

Cuando la compactación no cumpla con las especificaciones establecidas, el Supervisor ordenará que se alcancen las densidades de compactación requeridas. En este caso, el contratista deberá realizar nuevamente los trabajos sin derecho a recibir pago por ellos.

Antes de comenzar con la reposición de pavimentos, el subcontratista de Control de Calidad deberá emitir una certificación por escrito que confirme que los trabajos de relleno y compactación cumplen con las especificaciones establecidas, y que se puede proceder con la reposición de pavimentos. Se emitirá una certificación por cada tramo que esté listo para ser repavimentado, y en cada certificado se identificarán los puntos de referencia del eje de la zanja donde se ubicará el tramo correspondiente para la reposición del pavimento.

Medida

La medida de los rellenos compactados se hará en metros cúbicos (m^3) con aproximación a una cifra decimal. La medida se hará de acuerdo a lo especificado en la partida de Excavación para Zanjas, tomándose en cuenta el mismo volumen del espacio excavado que haya sido aprobado por el Supervisor. No se considerarán factores de expansión. Y se descontarán los volúmenes de tubería instalada, así como los volúmenes de estructuras que queden alojadas dentro de la zanja.

Pago

El precio unitario por metro cúbico para los diferentes tipos de relleno debidamente compactado incluye todos los costos en que el Contratista incurra por concepto de mano de obra, equipos, control de agua, selección del material, pruebas de verificación de calidad de compactación y de materiales, y demás gastos para ejecutar las diferentes clases de relleno y compactación en zanjas. El desalojo de material sobrante y el acarreo de material de préstamo, si los hubiere, se pagarán por aparte.

6.3.3.7 Instalación de tuberías para alcantarillado sanitario

Generalidades

La tubería a utilizar en las redes de alcantarillado sanitario deberá satisfacer una de las normas siguientes:

ASTM-F891, ASTM-D3034; ASTM-F949; ASTM-F679; ASTM-F477; ASTM-D3212; ASTM-F2736; ASTM-F2764; ASTM-F2762; ASTM-F2763; ASTM-D2680; ASTM-A746.

Se aceptarán tuberías que cumplan con normas de otros organismos normalizadores equivalentes a las antes enumeradas.

La rigidez mínima de la tubería deberá ser de 46 PSI. El tipo de tubería a utilizar será la definida en el formato de presupuesto y en planos.

Colocación de tubería en los tramos

Cuando las tuberías se alineen fuera de la zanja, deberán ser aseguradas con sacos de arena a lo largo del eje de instalación. La colocación de las tuberías deberá seguir la pendiente de diseño o las indicaciones del Supervisor. No se permitirá instalar tuberías con inclinaciones distintas a las especificadas o en lugares que no proporcionen estabilidad adecuada para la tubería.

Las tuberías deben ser depositadas a lo largo del eje de instalación, sin interferir con el desarrollo normal de los trabajos ni con el paso de equipos, vehículos u otros elementos. En el caso de las tuberías de PVC, estas deberán ser transportadas al lugar de la obra solo cuando se inicien los trabajos de excavación, con el fin de evitar que permanezcan expuestas durante largos períodos de tiempo.

El contratista será responsable de la correcta colocación de las tuberías y accesorios en las ubicaciones correspondientes. En áreas con tráfico vehicular, se deberán tomar las precauciones necesarias para no obstruir el paso de vehículos y peatones durante largos períodos. El Supervisor, a su discreción, podrá autorizar el descenso directo de la tubería desde los equipos de transporte hasta el fondo de la zanja.

Comprobación de rasante de instalación

Antes de proceder a bajar la tubería al fondo de la zanja, se debe verificar que el fondo de esta haya sido ejecutado correctamente, de manera que permita un apoyo adecuado de la tubería a lo largo de toda su longitud, entre los nichos de las uniones. Esto garantiza que la tubería se apoye completamente, tenga la pendiente especificada y no entre en contacto con objetos o cuerpos que puedan dañar su recubrimiento.

Acople de tubos

Una vez que el tubo sea colocado en el fondo de la zanja, debe alinearse con precisión en la extensión del tubo previamente colocado. Antes de realizar la unión de las tuberías, es necesario limpiarlas de lodo, terrones, piedras y cualquier otro objeto que pueda haber quedado en su interior. El montaje de las juntas deberá llevarse a cabo de acuerdo con las especificaciones técnicas proporcionadas por el fabricante, siguiendo un proceso meticuloso.

Siempre que sea posible, los tubos deben mantenerse suspendidos mediante ganchos de montaje durante el proceso de unión de las juntas. Las desviaciones horizontales en la línea de tuberías deberán instalarse conforme al alineamiento y perfil de la zanja finalizada.

En caso de ser necesario seguir una curva, la deflexión deberá realizarse después de montar cada junta, asegurándose de no exceder las desviaciones angulares permitidas por el fabricante o el Supervisor, según los diferentes diámetros.

Al finalizar la jornada de trabajo o en caso de interrupciones, los extremos abiertos de las secciones de tubería y las tuberías ya instaladas en la zanja deberán sellarse con tapones para evitar la entrada de suciedad o animales.

Medida

La instalación de las tuberías ya sea en línea recta o en curvas horizontales o verticales, se medirá en metros lineales (m), con una aproximación a una cifra decimal. La medición se hará considerando la proyección horizontal, a menos que la tubería se instale a un ángulo de 90 grados respecto a la horizontal, en cuyo caso se utilizará la medida vertical. Esta medición incluirá tanto la instalación de las juntas y accesorios como los correspondientes entronques, ya sean con las tuberías existentes o con las nuevas.

Pago

Los precios para el suministro e instalación de tuberías de Hierro Fundido Dúctil, Hierro Galvanizado y PVC serán establecidos de manera separada y diferenciada. Cada precio unitario incluirá los cortes de las tuberías, la instalación de todos los accesorios y las uniones correspondientes. Asimismo, el costo de la instalación de cualquier tipo de tubería cubrirá todos los gastos asociados con la mano de obra, equipos, herramientas, transporte desde el lugar de entrega hasta el sitio de instalación, y los materiales necesarios. Los costos relacionados con las pruebas de presión, la desinfección (cloración) de los tramos de tuberías, así como la instalación de válvulas de diferentes tipos, se facturarán de manera independiente.

6.3.3.8 Prueba de las tuberías por tramos

Generalidades

El tramo de tubería que se va a probar y que ya ha sido instalado en la zanja debe estar completamente terminado, excepto por el relleno de las juntas, las cuales deben permanecer descubiertas para su inspección. La prueba de estanqueidad deberá llevarse a cabo una vez que todas las acometidas y accesorios hayan sido instalados y correctamente tapados y anclados. El contratista debe asegurarse de que todas las acometidas estén selladas con tapones para evitar fugas que puedan afectar los resultados de la prueba. La prueba podrá realizarse utilizando agua o aire a baja presión.

Prueba de tuberías de concreto y termoplásticas con agua

El valor de la perdida permisible en l/h por cada 100m será el siguiente:

Tabla 71
Pérdida admisible por cada 100 m

Ø (pulg)	Ø (mm)	Pérdida permisible (1/h)	
		Tubería de concreto	**Tuberías termoplásticas**
6	152	12	4
8	203	16	5
10	254	20	7
12	305	23	8
15	381	29	10
18	457	35	12
24	610	47	16
30	762	59	20
36	914	70	24
42	1067	82	28
48	1219	94	31
60	1524	117	39

Nota: Tomado de **(ANDA, 2014)**[Tabla] Especificaciones técnicas para obras civiles, hidráulicas y pozos de agua potable https://transparencia.gob.sv/descarga_archivo.php?id=MTE0NTY2&inst=114566

Si el valor de hm es mayor de 0.9 m, el valor de la perdida admisible deberá ser afectado por el resultado de dividir la raíz cuadrada de hm entre la raíz cuadrada de 0.9.

Los valores de pérdidas permisibles incluyen las pérdidas que se dan dentro del pozo de visita.

Los valores de la tabla 1 están calculados en base a una pérdida admisible de 18.5l/ (mm de diámetro) (km de tubería) (día) para tuberías de concreto y de 6.2l// (mm de diámetro) (km de tubería) (día) para tuberías termoplásticas.

La longitud de los tramos de tubería a probar no deberá exceder los 213 metros.

Prueba de tuberías de concreto y termoplásticas con aire

La prueba consiste en introducir dentro del tramo de tubería tapada, airea a baja presión, según se especifica en la norma ASTM F-1417. Para la prueba de tuberías con aire, se podrá emplear el método de presión constante o el método de caída de presión en el tiempo. El método que se utilizará será el de caída de presión en el tiempo.

El periodo de tiempo mínimo para que la presión disminuya de 3.5 a 2.5 psi será:

Tabla 72
Tiempo Mínimo Requerido para una disminución de 1psig para una longitud y diámetro dados (minutos)

Ø (pulg)	Ø (mm)	Longitud del tramo (m)							
		25	50	75	100	125	150	175	200
4	3:46	3:46	3:46	3:46	3:46	3:46	3:46	3:46	4:09
6	5:40	5:40	5:40	5:40	5:40	5:50	7:00	8:10	9:20
8	7:33	7:33	7:33	7:33	8:18	10:23	12:27	14:32	16:36
10	9:27	9:27	9:27	9:44	12:58	16:13	19:28	22:42	25:57
12	11:20	11:20	11:20	14:01	18:41	23:21	28:02	32:42	37:22

15	14:14	14:14	14:36	21:54	29:12	36:30	43:48	51:60	58:24
18	17:03	17:03	21:01	31:32	42:03	52:34	63:04	73:35	84:06
24	22:47	22.47	37.22	56:04	74:45	93:27	112:08	130:50	149:31
30	28:29	29:12	58:24	87:36	116:49	146:01	175:13	204:25	233:38
36	34:21	42:03	84:06	126:09	168:13	210:16	252:19	294:22	336:26

Nota: Tomado de **(ANDA, 2014)**[Tabla] Especificaciones técnicas para obras civiles, hidráulicas y pozos de agua potable https://transparencia.gob.sv/descarga_archivo.php?id=MTE0NTY2&inst=114566

Para realizar la prueba de estanqueidad con aire, se deberá tener especial cuidado al momento de colocar los tapones y se deberá revisar cuidadosamente las estructuras destinadas a apuntalar los tapones. Esto deberá ser cuidadosamente revisado, ya que aun a presiones bajas, las fuerzas de empuje en el tapón son bastante elevadas. (para 8” y 4psi, la fuerza de empuje es de 201lbf).

Preparación de las pruebas

Las pruebas se realizarán en condiciones que permitan una inspección efectiva de los tramos de cañería, especialmente de las juntas, a menos que el Supervisor autorice el relleno completo con examen mediante medios indirectos.

El contratista proporcionará y colocará los tapones, las conexiones de alimentación, las bombas, los manómetros, los apoyos y los macizos de anclaje

provisionales en los extremos de cada tramo, necesarios para llevar a cabo las pruebas bajo las condiciones descritas, así como cualquier accesorio especial requerido para la realización de las mismas.

Se tomarán todas las precauciones necesarias para evitar cualquier movimiento longitudinal o transversal de la tubería, sobrecargando cada tubo mediante un relleno parcial de la zanja, dejando las juntas y conexiones descubiertas para prevenir la flotación en caso de una eventual inundación de la zanja cuando la cañería esté vacía.

Suministro de agua

En caso de que no exista tubería previa, el contratista será responsable de gestionar la adquisición y el uso del agua necesaria para las pruebas, siguiendo las mismas condiciones establecidas. El punto de entrega del agua será determinado por la ANDA o el operador del sistema, según la disponibilidad en la red cercana al sitio de la prueba. El contratista también deberá asegurar un sistema adecuado para manejar el agua durante las pruebas, evitando que esta se derrame en la zanja.

Prueba de estanqueidad con agua

Procedimiento:

- La prueba deberá realizarse como mínimo entre dos pozos consecutivos y en una longitud máxima de 213m

- Se deberán tapar todos las salidas e ingresos de agua y dejar solamente un ingreso de agua en el pozo aguas arriba, a partir del cual se realizará la prueba
- El tramo de colector deberá ser llenado lentamente, hasta alcanzar en el pozo aguas arriba a probar, una altura mínima de 0.60m sobre la corona del tubo. Se deberá dejar en reposo durante un periodo mínimo de 4 horas y un máximo de 72 horas, luego de las cuales se procederá a rellenar con agua hasta alcanzar la altura mínima de 0.6m o la altura definida para la prueba (*hp*).
- Se calculará la altura media del agua en el tramo a ser probado, de acuerdo a lo siguiente:

$$h_m = \frac{LS + 2h_P}{2}$$

Donde:

h_m: altura media de agua sobre la tubería, en metros

L: longitud del tramo a probar, en metros

S: pendiente del tramo a probar

h_P: altura del agua sobre la corona del tubo aguas arriba, en metros

- Luego de alcanzar la altura de prueba y esperar el periodo de prueba, se deberá medir el volumen de perdida de agua. El periodo mínimo de prueba será de 1 hora y el máximo no deberá exceder de 24 horas.
- El volumen de pérdida de agua medido deberá ser menor o igual que el valor dado en la tabla 1, para el diámetro de la tubería sujeta a prueba.
- Los pozos deberán ser probados en forma independiente y el valor permisible de perdida será de 4// (metro de diámetro) (metro de carga de agua) (día) ($\frac{4l}{m.m.h}$)

Durante el período de prueba, se inspeccionarán las juntas de la tubería, los accesorios y las piezas especiales para detectar posibles fugas. En los casos donde se haya realizado un relleno completo debido al tránsito vehicular u otros motivos, el Contratista deberá emplear métodos indirectos para identificar posibles fugas. Estos métodos deberán ser aprobados previamente por el Supervisor.

Prueba de estanqueidad con aire

Procedimiento:

- Aislar el tramo de colector a ser sometido a prueba
- Se deberá taponear o tapar todas las acometidas y punto en los cuales se pueda tener un escape de aire, así como al inicio y al final del tramo a probar. Se deberá ajustar y anclar todos los tapones, a fin de evitar que

fallen por la presión de aire durante la prueba. Uno de los tapones o tapaderas, deberá contar con una conexión para conectar la manguera que alimentará el aire. El equipo de alimentación de aire deberá contar con las válvulas, manómetros, mangueras, etc., necesarios para llevar a cabo la prueba.

- Se deberá introducir lentamente el aire dentro del tramo a ser probado hasta alcanzar un valor próximo a las 4psig, una vez alcanzado dicho valor, se deberá esperar al menos dos minutos, a fin de que la temperatura del aire se iguale a la temperatura de la tubería. Durante este periodo, se deberá inyectar aire, para mantener una presión entre 3.5 y 4 psi.
- Una vez alcanzada la presión de estabilización, se desconectar la alimentación de aire y se deberá liberar presión hasta alcanzar un valor de 3.5psi. A partir de este momento comenzará la prueba.
- Se deberá medir el tiempo necesario para que la presión disminuya desde 3.5 hasta 2.5psi, el cual deberá ser mayor que el especificado en la tabla 2.

Conformidad de la prueba

El Contratista deberá corregir cualquier defecto de estanqueidad identificado durante la prueba, asumiendo los costos de las reparaciones y realizándolas de inmediato. Las reparaciones necesarias, según lo indicado por los ensayos hidráulicos, deberán ser ejecutadas, y los ensayos deberán repetirse en las

mismas condiciones descritas, hasta que se obtenga la conformidad del Supervisor.

Medida

La medida de pago será en metro lineal (m) aproximado a un decimal, de tramo de tubería sometido a prueba y con resultados aprobados por el Supervisor.

Pago

El pago será el precio unitario establecido en la lista de cantidades, para los diferentes rangos de diámetros, precio que incluirá: suministro y acarreo de agua (cuando aplique), así como, todo el trabajo, materiales, herramientas, equipos, y todo lo que necesite la Contratista para preparar, realizar y verificar la prueba de estanqueidad.

6.3.3.9 Limpieza de la tubería

Una vez finalizada todas las pruebas y previo a la puesta del servicio, se procederá a una limpieza cuidadosa de ella.

Se lavará la cañería desaguándola tantas veces como sea necesario, para evacuar completamente los materiales y cuerpos extraños que hubieran podido introducirse en los tubos durante la ejecución de la obra.

Esta actividad no dará derecho a pago.

6.3.3.10 Macizos de anclaje

Generalidades

Durante la instalación de las tuberías, será necesario construir anclajes que soporten la reacción generada por la presión del agua en todos los puntos donde existan cambios de dirección o derivaciones, incluyendo codos, tees, yees, crucetas y válvulas. También deberán colocarse macizos de anclaje en los casos de cambios de diámetro, uso de reductores o instalación de tuberías en planos inclinados.

Para contrarrestar el empuje del agua, que tiende a desplazar los accesorios y válvulas tanto vertical como horizontalmente, especialmente durante las pruebas hidráulicas y el funcionamiento de la línea, los macizos deberán construirse en los lugares y con las dimensiones aprobadas por el Supervisor. Estos deberán ser ejecutados en concreto y colocados de manera que no interfieran con eventuales reparaciones en las uniones o accesorios.

Antes de colar el concreto, los accesorios deben estar correctamente alineados y nivelados. Los macizos deberán quedar firmemente apoyados sobre el terreno natural en el fondo y en las paredes de la zanja o excavación prevista para tal fin. El concreto utilizado deberá tener una resistencia a la compresión de 210 kg/cm² a los 28 días, salvo que el Supervisor indique lo contrario.

Cuando el empuje tienda a levantar al accesorio, se utilizarán cinchas metálicas que ancladas en el macizo restrinja el posible movimiento de elevación. La cincha

o cualquier componente metálico que quede enterrado deberá ser protegido por una aplicación a mano de recubrimiento bituminoso, aprobado por el Supervisor.

Las tuberías inclinadas deberán asegurarse con amarras transversales de concreto, espaciadas según la siguiente tabla:

Tabla 73
Espaciamiento según pendiente de instalación

PENDIENTE DE INSTALACIÓN	ESPACIAMIENTO EN METROS
1:2 y mayor	5.5
De 1:2 a 1:4	11.0
De 1:4 a 1:5	16.5
De 1:5 a 1:6	22.0
Menor a 1:6	No requiere

Nota: Tomado de **(ANDA, 2014)**[Tabla] Especificaciones técnicas para obras civiles, hidráulicas y pozos de agua potable https://transparencia.gob.sv/descarga_archivo.php?id=MTE0NTY2&inst=114566

Medida

Los macizos de anclaje se medirán en metros cúbicos (m3) con aproximación de un décimo. Para ello se determinará el volumen de la forma de macizo que haya autorizado el Supervisor.

Pago

El pago se hará de acuerdo para macizos de anclaje en el Contrato, precio que incluirá el Suministro del concreto simple, su colocación, curado, moldeado y desmoldeado, y todo lo necesario para construir los macizos. El acero de refuerzo, si lo hubiere, así como las cinchas de acero se pagarán por aparte.

6.3.3.11 Pozos de visita

Generalidades

Los pozos de visita a construir podrán ser de tipo convencional o condominal.

Los pozos de visita de tipo convencional se construirán de acuerdo al plano Tipo de ANDA, o según se especifique en los planos del proyecto. El diámetro interno de los pozos de visita convencionales para tuberías de hasta 15 pulgadas será de 1.10m.

La ubicación de los pozos de visita será indicada en los planos o determinada por el Supervisor. En términos generales, se colocarán en las interconexiones de dos o más colectores, en los cambios de pendiente, de diámetro, de material, cada cien metros como máximo, así como en los cambios de dirección y de profundidad.

Los pozos de visita de tipo convencional se construirán con ladrillo de barro tipo calavera colocado de trinchera y estarán conformados por cuatro secciones: la fundación, el cilindro, el cono y la tapadera. La base se realizará con mampostería de piedra o concreto, según lo especificado, e incluirá la media caña. La altura de la media caña será equivalente al 50% del diámetro de la tubería de salida.

Por otro lado, las paredes de los pozos de visita de tipo condominal podrán construirse con ladrillo de barro colocado de lazo o utilizando tubería de concreto reforzado de 0.6 m de diámetro interno, conforme a lo indicado en los planos de obra.

Las paredes del cilindro y del cono de cada pozo convencional serán de mampostería de ladrillo de barro sólido colocado de trinchera, con la parte interna repellada con mortero de cemento en una proporción de 1:4. Se instalarán peldaños de hierro redondo de 5/8 pulgadas, con una separación vertical de 35 cm. El aro de la tapadera de hierro fundido, tipo tráfico pesado, se embebirá en una solera de coronamiento de concreto armado de clase B. El aro, la tapadera y la cara superior de la solera se ubicarán al nivel de rasante de pavimentos o al nivel del terreno natural. La tapadera metálica tendrá bisagra antirrobo, conforme al detalle. Todos los materiales utilizados en la construcción de cajas y pozos deben cumplir con las especificaciones establecidas.

Para pozos de visita con descargas de colectores con diámetro mayor o igual a 450mm (18 pulgadas), el diámetro interno se determinará de acuerdo al diámetro del colector y a la deflexión que se realice dentro del pozo, según la siguiente tabla:

Tabla 74
Pozos de visita con descargas de colectores con diámetro mayor o igual a 450mm (18")

Tipo de Pozo	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
Ø interno del cilindro	1.20 m	1.50 m	1.80 m	1.95 m	2.10 m
Ø del colector	Valor máximo de la deflexión α dentro del pozo				
18” (45cm)	55°-60°	60°-75°	75°-85°	85°-90°	
24” (60 cm)	30°-45°	45°-55°	55°-70°	70°-75°	75°-80°
30” (75 cm)	0°-30°	30°-45°	45°-55°	55°-60°	60°-65°

Tipo de Pozo	1	2	3	4	5
36” (90 cm)		0°-35°	35°-45°	45°-50°	50°-55°
42” (105cm)		0°-30°	30°-35°	35°-40°	40°-45°
48” (120cm)			0°-30°	30°-35°	35°-40°
60” (150 cm)					0°-30°

Nota: Tomado de **(ANDA, 2014)**[Tabla] Especificaciones técnicas para obras civiles, hidráulicas y pozos de agua potable https://transparencia.gob.sv/descarga_archivo.php?id=MTE0NTY2&inst=114566

Medida

El precio de los pozos de visita será en metro lineal aproximado a la décima, este incluirá dentro de la misma partida la fundación, cono, tapadera, cilindro, tal y como se presente el detalle constructivo en planos.

Pago

Se hará de acuerdo a precios unitarios establecidos en la lista de cantidades. Para todos los elementos del pozo cada precio unitario deberá incluir el pegamento de ladrillo, repello de paredes todos los trabajos, mano de obra y materiales que implique hacer este trabajo.

6.3.3.12 Cajas de sostén

Cuando la tubería entrante llega al pozo de visita a una altura superior a un metro con respecto al nivel del fondo y el diámetro del colector de llegada es de 15 pulgadas o menos, se deberá construir una caja de sostén. La altura máxima de esta caja no podrá superar los 4.00 metros. En el caso de caídas superiores a

4.00 metros, se deberá construir una caja de sostén doble. La caída máxima permitida para el uso de cajas de sostén será de 7.50 metros, y en caídas mayores a 4.00 metros, se utilizarán cajas dobles.

La caja de sostén se diseñará como una estructura que permita canalizar el flujo de agua, evitando que el agua caiga directamente dentro del pozo de visita. Estará compuesta por una Tee, un tramo de tubería y un codo, todos con el mismo diámetro que el colector que ingresa al pozo. Esta estructura podrá ser realizada en concreto armado. La construcción de la caja de sostén deberá seguir el detalle técnico especificado. En el caso de diámetros superiores a 15 pulgadas, se emplearán gradas disipadoras para controlar la caída del agua, las cuales deberán ser diseñadas específicamente para cada diámetro, caudal y velocidad de flujo.

Medida

El precio de la caja de sostén se desglosará en cada uno de sus componentes. La unidad de medida será el metro lineal de altura, aproximado a la décima por diámetro de la tubería de caída.

Pago

Se hará de acuerdo a precios unitarios establecidos en el presupuesto. Para la caja de sostén cada precio unitario deberá incluir la tubería, accesorios, el pegamento de ladrillo o moldeado del concreto, repello de paredes y todos los trabajos, mano de obra y materiales que implique hacer este trabajo.

6.3.3.13 Caja de visita

La caja de visita en el sistema convencional se construirá al inicio de un tramo de colector de aguas residuales, en áreas sin tráfico vehicular. Su estructura tendrá dimensiones internas máximas de 1.0m por lado y una profundidad máxima de 1.2m. La fundación será de concreto armado con un espesor mínimo de 15.0cm, y las paredes serán de ladrillo de barro (tipo calavera o de obra) con mortero en una proporción de 1:4. El fondo tendrá una media caña con una altura igual al 50% del diámetro de la tubería de salida.

En el sistema condominal, para profundidades menores a 1.20m, las cajas de visita tendrán dimensiones internas de 0.60m por lado o 0.6m de diámetro si se utilizan tuberías de concreto. Para profundidades mayores o iguales a 1.20m, o en lugares con limitaciones de espacio, las cajas tendrán dimensiones internas de 1.0m por lado o diámetro. Se podrá utilizar elementos prefabricados en la construcción de las cajas de visita.

En casos especiales, podrán construirse cajas con dimensiones internar menores, si las condiciones del lugar no permiten un ancho interno de 0.60m o según se especifique en los planos constructivos.

Medida

El precio de la caja de visita se desglosará en cada uno de sus componentes. La unidad de medida será el metro lineal de altura, aproximado a un decimal, o según se especifique en el presupuesto.

Pago

Se hará de acuerdo a precios unitarios establecidos en la lista de cantidades. Para la caja de visita cada precio unitario deberá incluir el pegamento de ladrillo, repello de paredes todos los trabajos, mano de obra y materiales que implique hacer este trabajo.

6.3.3.14 Acometidas domiciliares

La acometida de aguas residuales consistirá en un tramo de tubería, que conectará la descarga de la vivienda con el sistema de recolección de aguas residuales. La acometida se prolongará una distancia de 0.3m desde la línea del cordón en dirección hacia la vivienda.

La profundidad mínima en el inicio será de 0.50m y la máxima será de 1.0m y se ubicará preferentemente como máximo a 2.0m del lindero más bajo del frente de la vivienda. La ubicación de la acometida de aguas residuales sobre el terreno se deberá marcar con un círculo

La pendiente mínima de la cometida será de 1.5% como mínimo y el diámetro mínimo será de 100mm (4 pulgadas). El diámetro de la acometida a instalar será el definido en el plan de oferta.

La profundidad de la acometida condominal, dependerá de la profundidad del ramal condominal.

La conexión de la acometida al colector se realizará mediante una “YEE-TEE”. De preferencia, la acometida deberá descargar en la parte superior del tubo. La conexión de la vivienda a la acometida se realizará según se especifique en los planos.

Medida

La unidad de medida será por unidad completa.

Pago

Este pago será al precio unitario estipulado en el presupuesto.

El precio unitario deberá incluir todos los accesorios, mano de obra, materiales y demás elementos necesarios para realizar este trabajo hasta una longitud según se especifique y a de acuerdo al diámetro de tubería. Incluye excavación, relleno, rotura y reparación de superficie de rodamiento si fuera necesario.

6.3.3.15 Instalaciones de acometidas en colectores en servicio

La conexión de acometidas en colectores en servicio se realizará mediante la instalación de una Yee-Tee, para el caso de tuberías termoplásticas. En caso de tuberías de cemento en servicio, la supervisión dará las especificaciones técnicas para la conexión.

Medida

La unidad de medida será por unidad completa.

Pago

Este pago será al precio unitario estipulado en la lista de cantidades.

El precio unitario deberá incluir todos los accesorios, mano de obra, materiales y demás elementos necesarios para realizar este trabajo hasta una longitud de siete 7 mts y de acuerdo al diámetro de tubería establecido en los planos. Incluye excavación, relleno, rotura y reparación de superficie de rodamiento si fuera necesario.

6.3.3.16 Tapón para pozo de visita

El Tapón para pozo de visita es un elemento, que impide el ingreso de basuras, aguas lluvias y sólidos en general que puedan ocasionar problemas en la red de alcantarillado. Con el objeto de que una persona pueda ingresar al pozo de visita, el diámetro del tapón deberá ser como mínimo 59.6cm. En caso de que el tapón vaya a ser colocado en zonas con tráfico vehicular pesado, este deberá resistir una carga máxima, según lo especificado por la norma AASHTO H-20. Para zonas en las cuales la tapadera no estará expuesta a tráfico pesado, se podrá instalar tapones que resistan cargas menores.

El material con que serán construidos los tapones y aros, así como la capacidad de carga, será el especificado en los detalles constructivos.

Medida

La unidad de medida será por unidad completa.

Pago

Este pago será al precio unitario estipulado en la lista de cantidades.

El precio unitario deberá incluir el tapón, el aro, mano de obra, materiales y demás elementos necesarios para colocar la tapadera al pozo. Incluye excavación, relleno, rotura y reparación de superficie de rodamiento si fuera necesario.

6.3.3.17 Pozo de absorción

Previo a la construcción del pozo de absorción, será responsabilidad del contratista ejecutar los estudios preliminares necesarios, incluyendo la prueba de permeabilidad y el análisis de suelos, con el fin de verificar la capacidad de infiltración del terreno en el sitio de instalación. Estos ensayos son fundamentales para garantizar que las condiciones del subsuelo sean compatibles con el funcionamiento del pozo, permitiendo una adecuada dispersión del efluente pretratado proveniente de la fosa séptica. Los resultados deberán ajustarse a lo establecido en los *Lineamientos Generales para la Selección e Instalación de Sistemas de Tratamiento Individual de Aguas Residuales Ordinarias* (MARN, 2024), y servirán de base para confirmar o ajustar el diseño geométrico propuesto.

El pozo de absorción deberá cumplir con las siguientes características para garantizar su correcta operación e integración al sistema de tratamiento individual:

Dimensiones generales:

- Diámetro interior: 1.20 metros.
- Profundidad total: 3.00 metros desde el fondo hasta la superficie del terreno.
- Altura del broquel: 0.50 m.
- Altura libre interna (de descarga): 1.45 m.

Materiales y construcción:

- Paredes internas: Bloques de concreto de 0.20 × 0.20 × 0.40 m, repellados y afinados.
- Acero de refuerzo vertical: 4 varillas #3 (Ø 3/8”), @0.40 m.
- Acero de refuerzo horizontal: #2 (Ø 1/4”), @0.20 m.
- Tapadera de losa de concreto de 0.10 m de espesor, con electro malla 6"×6" cal. 10/10, con asa de varilla lisa de 1/2" × 2, f’c=210 kg/cm2

Capa infiltrante:

- 0.75 m de piedra cuarta (superior, zona de infiltración).
- 0.75 m de grava (zona media).
- 1.50 m de arena (zona inferior).

Para su correcta instalación, el pozo de absorción deberá ubicarse de manera que el fondo del mismo se encuentre a una profundidad mínima de 3.00 metros por encima del nivel freático en época lluviosa, a fin de garantizar una adecuada infiltración y prevenir riesgos de contaminación. Asimismo, se deberá respetar

una distancia mínima de 3.00 metros en todo su perímetro respecto a construcciones, árboles y límites de propiedad, así como una separación no menor a 30.00 metros de fuentes de agua destinadas al consumo humano, conforme a lo establecido en los lineamientos técnicos.

Medida

La unidad de medida será por unidad completa.

Pago

Este pago será al precio unitario estipulado en la lista de cantidades.

6.3.4 Concreto

Esta sección contempla el suministro de todos los materiales, la mano de obra, los equipos, los servicios y cualquier otro recurso necesario para la correcta y completa ejecución de las obras de concreto, ya sea simple o reforzado, conforme a lo establecido en los planos y en las presentes especificaciones técnicas. Esto incluye el transporte, colocación, colado, vibrado, protección, curado, acabados superficiales, desencofrado, así como el suministro y la instalación del acero de refuerzo.

Sin que esto limite la generalidad de lo anteriormente expuesto, el trabajo incluye los siguientes:

- Cimentación de cajas de registro y pozos de visita

- Soleras intermedias y de coronamiento para cajas de registro y pozos de visita.

6.3.4.1 Composición de concreto

El concreto que se utilice en las obras deberá alcanzar una resistencia a la compresión de 210 kg/cm² a los 28 días. El control de calidad del concreto será responsabilidad del laboratorio de suelos y materiales que brinde servicios al contratista. Tanto el diseño de la mezcla como el proceso constructivo de las estructuras de concreto deberán cumplir con las normas vigentes de ASTM, AASHTO y ACI. En particular, el valor promedio de resistencia requerido en el diseño de la mezcla (f'c) deberá ajustarse a lo establecido en la sección 5.2 de la norma ACI 318R-08, con base en un estudio estadístico de los resultados de resistencia previamente obtenidos.

6.3.4.2 Materiales

Cemento

Se empleará cemento Portland tipo I, de calidad uniforme, que cumpla con los requisitos establecidos en la norma ASTM C-150. El cemento deberá ser entregado en la obra en su empaque original y almacenado bajo techo, sobre plataformas elevadas al menos 15 cm del nivel del suelo, garantizando protección contra la humedad. No se aceptará cemento en sacos abiertos, rotos o deteriorados. El contratista deberá utilizar prioritariamente el cemento con mayor tiempo de almacenamiento (sistema PEPS), antes de emplear el recientemente

ingresado. Los sacos no deberán apilarse en pilas superiores a diez unidades y deberán disponerse de forma que permitan una fácil inspección e identificación.

Agregados

Los agregados para concreto deberán cumplir con los requisitos establecidos en la norma ASTM C-33. El agregado grueso será piedra triturada proveniente de roca compacta; no se aceptará grava con características laminares. El tamaño máximo del agregado no deberá exceder 1½ veces la dimensión más angosta del encofrado, ni ¾ de la separación libre entre barras o grupos de barras de refuerzo. El agregado fino consistirá en arena de granos duros, libre de impurezas, con un módulo de finura comprendido entre 2.3 y 3.0. La granulometría de los agregados, tanto gruesos como finos, deberá estar dentro de los límites especificados por la norma ASTM C-33.

Los tipos y grados de concreto serán uniformes en toda la obra. En caso de requerirse un cambio, este deberá ser notificado a la supervisión, y se elaborará un nuevo diseño de mezcla por parte de un laboratorio aprobado por dicha supervisión. La procedencia de los agregados deberá mantenerse constante durante toda la ejecución; cualquier cambio deberá ser previamente aprobado por la supervisión y requerirá la realización de un nuevo diseño de mezcla.

Agua

El agua utilizada en la preparación del concreto deberá ser limpia, potable y estar libre de cantidades nocivas de aceites, ácidos, álcalis, materia orgánica u otras sustancias que puedan afectar negativamente las propiedades del concreto.

Aditivos

Antes de emplear cualquier aditivo, se deberán realizar ensayos preliminares mediante la elaboración de cilindros de prueba, con el fin de verificar el comportamiento del concreto al ser combinado con dicho aditivo. Durante todo el período en que se utilicen aditivos en la obra, se deberá llevar un control continuo tanto de las proporciones de la mezcla como de la calidad del producto adicionado.

Mampostería de elementos de barro

Los ladrillos de barro macizo, fabricados a mano, deberán tener dimensiones nominales de 7 × 14 × 28 cm y cumplir con las especificaciones de la norma AASHTO M114 para la clase NW, con la siguiente modificación: deberán presentar una resistencia mínima a la compresión de 50 kg/cm², determinada conforme a la norma ASTM C67. Para el mortero, la resistencia mínima será de 90 kg/cm².

6.3.4.3 Procesamiento de concreto

Diseño de mezclas de concreto

El concreto utilizado en los elementos estructurales primarios deberá ser premezclado, y el proveedor garantizará la resistencia y calidad del mismo. En el caso de que el concreto se fabrique en la obra, las mezclas deberán ser diseñadas por un laboratorio designado por la Supervisión, que será responsable del control de calidad del concreto colocado. Este control incluirá la toma de muestras cilíndricas, las cuales serán sometidas a pruebas de compresión.

La resistencia cilíndrica a la compresión requerida por el proyecto es de 210 kg/cm². La resistencia promedio necesaria para el diseño de las mezclas se determinará conforme a lo indicado en la sección 5.3 del American Concrete Institute (ACI 318). Esta resistencia deberá ser verificada mediante especímenes que se prepararán, curarán y someterán a pruebas conforme a las normas ASTM C31, C39 y C172. Se deberán elaborar al menos tres cilindros por cada 12 metros cúbicos de concreto, o de acuerdo con los requisitos específicos de la obra. De estas tres muestras, una se probará a los 7 días, y las otras dos a los 28 días. En el caso de utilizar aditivos acelerantes, las edades de prueba serán a los 3 y 14 días, respectivamente.

La aceptación del concreto en términos de resistencia se regirá por la sección 5.6 del ACI 318. Si los resultados obtenidos no cumplen con los requisitos, se realizarán pruebas no destructivas para evaluar la calidad del concreto.

En caso de ser necesario, se procederá a la extracción y ensayo de núcleos de concreto endurecido, conforme a lo establecido en la norma ASTM C42. Los

vacíos generados deberán rellenarse con mortero epóxico. Podrán utilizarse aditivos químicos para mejorar las propiedades del concreto, siempre que cumplan con los requisitos de la norma ASTM C494. Como referencia normativa adicional, se aplicará el reglamento vigente del ACI 318 al momento de la ejecución del proyecto, así como los requisitos establecidos en el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de la República de El Salvador.

Ensayos

Todo el concreto será controlado y mezclado en proporciones que aseguren una resistencia a la compresión a los 28 días igual a la especificada en los planos estructurales o en estas especificaciones. El promedio de los ensayos deberá ser igual o superior a la resistencia especificada (f’c) y cumplir con lo establecido en la norma ACI 318R-92, sección 5.6.

El contratista deberá presentar la proporción de la mezcla y los resultados de los ensayos de cilindros correspondientes al menos 30 días antes de su uso, con el fin de permitir la fabricación y prueba de los especímenes.

Dosificación

El concreto será dosificado por peso o por volumen, siendo preferible el uso de peso. El diseño de la mezcla será realizado por el laboratorio designado por la supervisión, utilizando los materiales que el contratista haya acopiado en el sitio de la obra, así como el cemento y el agua que se emplearán en la construcción.

La granulometría y la proporción entre los diferentes componentes serán determinadas a través del diseño de la mezcla, con el fin de garantizar la obtención de la resistencia especificada.

El concreto deberá fabricarse conforme a las proporciones establecidas en el diseño, obteniéndose mezclas plásticas y uniformes. El revenimiento se ajustará según los parámetros del diseño, el tipo de elemento a construir, el sistema de colocación y el uso de aditivos. Al dosificar el agua, se deberá considerar el estado de humedad de los agregados al momento de su incorporación. En ningún caso se permitirá utilizar una cantidad de agua superior a la especificada en el diseño.

El contratista podrá optar por utilizar concreto premezclado, en cuyo caso deberá cumplir con las normas "Standard Specifications for Ready Mixed Concrete", ASTM C94. Además, el contratista deberá proporcionar a la supervisión una copia de las especificaciones técnicas del contrato celebrado con la empresa proveedora, así como las curvas de resistencia a la compresión correspondientes a la mezcla contratada.

6.3.4.4 Preparación y colocación del concreto

El concreto deberá prepararse exclusivamente con mezcladoras mecánicas adecuadas y en las cantidades estrictamente necesarias para su uso inmediato. No se permitirá la utilización de concreto que no haya sido colocado en su sitio dentro de los 30 minutos posteriores a la adición del agua al cemento. En el caso

de concreto premezclado entregado en obra mediante camiones mezcladores, podrá colocarse dentro de un plazo máximo de 90 minutos a partir de la incorporación del agua al cemento. Estos tiempos podrán ajustarse únicamente si se emplean aditivos aprobados en la mezcla.

No se procederá con la colocación del concreto hasta que la supervisión apruebe la profundidad y condiciones de las fundaciones, los encofrados y apuntalamientos, así como la colocación del refuerzo, cuando corresponda. El contratista deberá notificar por escrito a la supervisión con al menos 48 horas de anticipación a la fecha en que se requiera la inspección.

El método de colocación del concreto será tal que se evite cualquier posibilidad de segregación o separación de los agregados. Si la calidad del concreto no es satisfactoria cuando alcance su posición final, se discontinuará y se ajustará el método de colocación hasta que la calidad del concreto cumpla con los requisitos establecidos.

Todo el concreto será compactado mediante vibradores mecánicos, cuyo diámetro deberá ser adecuado al espaciamiento de la armadura y el encofrado, con una frecuencia de vibración no menor a 3600 rpm. Los vibradores deberán encontrarse en buen estado de funcionamiento y en cantidad suficiente para asegurar que las operaciones de colocación se realicen sin demoras.

La vibración deberá ser lo suficientemente intensa para afectar visiblemente el concreto en un radio mínimo de 60 cm alrededor del punto de aplicación, pero no deberá prolongarse en exceso para evitar la segregación de los agregados.

Cualquier sección del concreto que presente porosidad, haya sido revocada o muestre defectos en cualquier otro aspecto, deberá ser removida y reemplazada total o parcialmente, a costo del contratista, según lo determine la supervisión.

Se permitirán juntas de colado en los puntos de esfuerzos constantes mínimos, en caso de puntos delicados deberán tenerse las precauciones siguientes:

- Escarificar y limpiar la superficie de concreto existente
- Aplicar resina epóxica para unir concreto nuevo con existente
- Proveer estribos diagonales necesarios

Mortero

El mortero consistirá en una mezcla de una parte de cemento Pórtland bajo la norma ASTM C91 Tipo M; tres partes de agregado fino en proporción volumétrica, de consistencia que pueda manejarse fácilmente. Los morteros tendrán las siguientes proporciones en volumen y según el uso que le dará, en:

Tabla 75
Proporción de morteros

Mampostería de piedra	1 cemento: 4 arena
Mampostería de ladrillo de barro	1 cemento: 3 arena
Repellos	1 cemento: 3 arena

Afinados	1 cemento: 1 arena
Pulidos	Pasta de cemento

Nota: Tomado de **(ANDA, 2014)**[Tabla] Especificaciones técnicas para obras civiles, hidráulicas y pozos de agua potable https://transparencia.gob.sv/descarga_archivo.php?id=MTE0NTY2&inst=114566

Repello

El repello se aplicará en las paredes de los pozos. Las superficies de las estructuras de concreto serán picadas, limpiadas y humedecidas antes de la aplicación del repello. Todas las superficies deben ser humedecidas adecuadamente antes de recibir el repello, el cual tendrá un espesor máximo de 1.5 cm y será curado durante un período de tres días consecutivos.

Cuando se especifiquen repellos, estos deberán aplicarse de acuerdo con las mismas condiciones que para las paredes, utilizando una proporción de cemento a arena (1:3). En el caso de muros de contención, se deberá dejar un espacio mínimo de 0.50 m entre el corte y la mampostería.

El repello, una vez terminado, deberá presentar una superficie uniforme, limpia, sin manchas, con un acabado parejo y a plomo, libre de grietas, depresiones o irregularidades, y con las esquinas bien definidas. No se permitirá el uso de mezcla con más de 30 minutos de haber sido preparada, ni su retemplado. La arena utilizada deberá estar debidamente graduada y pasar por un tamiz de 1/16”.

Afinado

Para los afinados, se utilizará una mezcla de cemento y arena en una proporción de 1:1, donde la arena deberá estar graduada y cernida en un tamiz de 1/64". El afinado se realizará con acabado a liana de metal. Para llevar a cabo este proceso, la pared debe estar completamente mojada y haber sido previamente repellada.

Pulidos

Para los pulidos se utilizará pasta de cemento de consistencia trabajable y con un espesor máximo de 1.5 milímetros. Para poder efectuar el pulido la pared debe estar completamente mojada y repellada. La pasta no se podrá retemplar, ni se utilizará cuando tenga más de 30 minutos de preparada, su curado durará tres días.

Encofrado

Se podrán utilizar encofrados de madera, los cuales deberán ser diseñados y construidos con la resistencia suficiente para soportar el concreto y las cargas de trabajo, sin sufrir desplazamientos después de su colocación y garantizando la seguridad de los trabajadores. Los encofrados deben ser firmes y bien ajustados para evitar escurrimientos, y deben mantenerse alineados sin deformarse ni pandearse.

Antes de autorizar su uso, el plano de taller de los encofrados deberá ser revisado y aprobado, preferiblemente con un diseño que garantice su resistencia estructural. Una vez instalados, se verificará que las dimensiones correspondan con la sección transversal de los elementos de concreto y que el interior de los moldes se encuentre limpio. Se recomienda incluir ventanas en el fondo de los moldes para facilitar su limpieza antes del colado.

Antes de autorizar el colado, se deberá verificar la hermeticidad de los moldes. Durante el desencofrado, la supervisión deberá centrarse en observar posibles daños en el concreto, tales como colmenas o segregación (pérdida de cohesión). No se permitirá ningún resane sin la aprobación escrita del supervisor. En caso de daños importantes, se deberán seguir los criterios establecidos en las especificaciones técnicas correspondientes.

Se utilizará madera de pino o moldes metálicos, con una estructura adecuada conforme a un diseño basado en el ACI 347, que sea capaz de soportar tanto las cargas laterales del empuje del concreto como las cargas gravitacionales causadas por el peso de los materiales y la carga viva durante el colado.

El Contratista será el único responsable por el desencofrado de las estructuras, por lo que debe cumplir con los plazos mínimos siguientes, contados a partir del fraguado del concreto:

- Sedimentadores: 3 días
- Pedestales: 2 días

6.3.4.5 Curado del concreto

Se deberá prestar especial atención al proceso de curado del concreto, iniciando tan pronto como haya fraguado lo suficiente para evitar daños, y en ningún caso después de transcurridas 4 horas desde su colocación. El curado del concreto deberá mantenerse durante un mínimo de 7 días, a menos que se demuestre mediante pruebas de ruptura de cilindros que se ha alcanzado la resistencia promedio requerida.

6.3.5 Acero de Refuerzo

Todo el acero corrugado utilizado como refuerzo en los elementos de concreto armado deberá cumplir con los requisitos establecidos por la norma ASTM A615, correspondiente a varillas de acero para refuerzo de concreto. Las barras deberán ser del tipo Grado 40, con un límite de fluencia mínimo especificado de f_y = 2800 kg/cm².

Se exceptúan de esta disposición las varillas de refuerzo de diámetro nominal #2 (¼"), las cuales podrán ser de superficie lisa.

El acero de refuerzo deberá estar completamente libre de defectos de fabricación y contar con garantía de calidad por parte del proveedor o fabricante, la cual deberá estar debidamente documentada.

Durante el proceso de armado de cualquier miembro estructural, no se permitirá el uso de barras cuyo diámetro nominal difiera en más de un **5%** del especificado en los planos estructurales.

6.3.5.1 Colocación del refuerzo

El contratista será responsable del corte, doblado y colocación de todo el acero de refuerzo, conforme a lo indicado en los planos estructurales, las presentes especificaciones técnicas o las instrucciones que emita la supervisión de obra.

Todo el acero deberá estar limpio, libre de óxido suelto, aceite, grasa o cualquier otro material que pueda afectar su adherencia con el concreto.

Para garantizar la correcta ubicación del refuerzo durante el colado, se emplearán cubos de concreto, separadores, amarres y demás elementos necesarios que aseguren su estabilidad y eviten desplazamientos.

6.3.5.2 Doblado de acero *de refuerzo*

Todas las barras de refuerzo deberán mantenerse rectas, salvo en aquellos casos en que se indique explícitamente un doblez en los planos de diseño. El doblado de las barras deberá realizarse en frío, sin excepción alguna, y cumpliendo estrictamente con lo establecido en el código ACI 318.

Los extremos de las barras no deberán llevar ganchos, a menos que así se especifique en los planos estructurales correspondientes.

6.3.5.3 Fabricación de estribos

Los estribos deberán fabricarse estrictamente conforme a las formas y dimensiones indicadas en los planos estructurales. No se permitirá, bajo ninguna circunstancia, el calentamiento de las barras previo al doblado.

Para la conformación de los estribos, deberán utilizarse herramientas de doblado especialmente diseñados que no comprometan la integridad ni las propiedades mecánicas del acero de refuerzo.

6.3.5.4 Limpieza y protección del refuerzo

El acero de refuerzo deberá encontrarse completamente limpio, libre de óxido, residuos de concreto de colados anteriores, aceites, tierra o cualquier otro material que pueda afectar su adherencia con el concreto. En caso de presentarse suciedad o contaminación, el refuerzo deberá ser limpiado mediante el uso de cepillos de alambre o disolventes apropiados, según la naturaleza del contaminante.

Una vez aprobada la colocación del refuerzo por la supervisión, no se permitirá la circulación de operarios, carretillas ni la colocación de materiales o cargas sobre los amarres. Para el tránsito dentro del área de trabajo, deberán utilizarse pasarelas independientes que no se apoyen sobre el refuerzo, a fin de evitar su deformación o desplazamiento y garantizar que se mantenga en la posición especificada.

6.3.5.5 Almacenamiento

Una vez recibido en obra, el acero de refuerzo deberá ser clasificado de inmediato según su tamaño, forma, longitud o destino específico dentro del proyecto. El almacenamiento se realizará en estanterías o soportes adecuados

que mantengan las barras elevadas del nivel del suelo, a fin de evitar su contacto con humedad o contaminantes.

El acero deberá mantenerse protegido de la intemperie durante todo el tiempo que permanezca almacenado, utilizando cubiertas impermeables u otros medios que garanticen su conservación en condiciones óptimas hasta el momento de su uso.

6.3.5.6 Pruebas del Acero de Refuerzo

De cada lote de acero de refuerzo recibido en obra, correspondiente a un diámetro distinto, se deberán tomar tres probetas para ensayos de verificación. Estas probetas serán proporcionadas por cuenta del contratista y estarán sujetas a ensayos conforme a lo establecido en la norma ASTM A370, relativa a métodos de prueba para propiedades mecánicas del acero.

Los resultados de dichas pruebas deberán comprobar que el material cumple con las especificaciones exigidas, siendo requisito indispensable para su aceptación e incorporación a la obra.

6.3.6 Estructuras metálicas

Comprende todos aquellos elementos que, por su rigidez, resistencia y demás características integran la estructura de los proyectos objeto de estas especificaciones.

Los elementos metálicos estructurales tendrán las siguientes resistencias:

- Secciones de angulares: acero a36 (fy=2520 kg/cm²)
- Placas: acero a36 (fy=2520 kg/cm²)
- Todos los pernos y grapas de anclaje serán a706 grado 60 (fy=4200 kg/cm²)

Los ángulos indicados entre elementos, deberán ser rectificados en campo, antes de cortar las piezas.

Al efecto de un máximo aprovechamiento de los materiales se aceptará hasta un empalme soldado (con soldadura de penetración completa) en elementos de más de 6 metros de longitud. en barras con largos de hasta 6 metros no se aceptarán empalmes.

Todas las áreas a soldar deberán estar perfectamente limpias antes de empezar el trabajo de soldadura. no se permitirán restos de polvo, óxido, cemento, escoria y otros contaminantes.

Se utilizará el método de soldado eléctrico manual por arco con electrodo fusible revestido en todos los encuentros de vigas, empalmes e insertos.

Todos los elementos que presenten estado de oxidación considerable deberán limpiarse mediante un proceso mecánico (sspc–sp–3) y químico (paint remover). después de terminar los trabajos de fabricación de los elementos, se deben preparar las superficies a pintar y como mínimo se deben remover la humedad,

grasa, aceite, sales, polvo, productos que dañen la corrosión y todo tipo de mugre o suciedad.

Todos los elementos deberán protegerse con dos capas de pintura anticorrosiva, aplicando la primera mano de un color y la segunda del color correspondiente a su acabado final.

6.4 Presupuesto del Sistema de Alcantarillado Sanitario y Plantas de Tratamiento

Para el desarrollo del cálculo del presupuesto, se determinó la cantidad de obra y el costo de las partidas listadas, utilizando los planos y detalles constructivos de cada elemento del sistema de alcantarillado sanitario y plantas de tratamiento de aguas residuales, los cuales se presentan en los Anexos y se describen en el proceso constructivo de las especificaciones técnicas. Mediante el uso de software de Dibujo Asistido por Computadora (AutoCAD, Civil 3D) y hojas de cálculo, se obtuvieron las longitudes, áreas y demás dimensiones necesarias de cada componente del sistema.

El procedimiento utilizado para la elaboración de los cálculos del presupuesto es el siguiente:

- Como base de apoyo para los costos directos, se utilizó la lista de precios unitarios del MINEDUCYT, 2024 y una base de costos de MINEDUCYT, 2020, a este último se le dio un incremento del 25%, además de costos investigados y calculados.
- Las partidas se dividieron por categoría para alcantarillado sanitario: obras preliminares, terracería y alcantarillado sanitario y para las plantas de tratamiento en: obras preliminares, terracería, pre tratamiento, sedimentador primario, filtros percoladores, sedimentador secundario, digestor de lodos, lecho de secado de lodos, tanque séptico y obras exteriores.
- El costo de cada partida se obtiene al multiplicar la cantidad de Obra por su costo unitario $CD_{partida} = Cantidad * Precio\ Unitario$
- Para la suma de todas las partidas que componen el proyecto da como resultado el Total de Costos Directos.
- Para el costo indirecto se ha utilizado un 30% del total del Costo Directo $CI = CD * 0.30$.
- El porcentaje de IVA es del 13% y se calcula sobre la suma del Sub-Total de Costo Directo + Costo Indirecto. $IVA = 0.13\ (CD + CI)$
- El Costo Total del proyecto es la suma total del Costo Directo + Costo Indirecto más el IVA. $Costo\ Total = CD + CI + IVA$

PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO						
No.	**DESCRIPCIÓN/PARTIDA**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNITARIO**	**SUB-TOTAL**	**TOTAL PARTIDA**
1.1	**OBRAS PRELIMINARES**					**$ 4,795.39**
1.1.1	Trazo y nivelación	m	2150.40	$2.23	$4,795.39	
2.1	**TERRACERÍA**					**$ 166,901.36**
2.1.1	Excavación a mano para tubería (Material semiduro)	m³	2532.31	$15.72	$39,807.93	
2.1.2	Excavación a mano para pozo (Material semiduro)	m³	576.20	$15.72	$9,057.86	
2.1.3	Relleno compactado con suelo cemento 20:1, espesor 20.0 cm, incluye todos los materiales.	m³	440.40	$37.50	$16,515.07	
2.1.4	Base granular con material de banco para base e=20 cm	m³	440.40	$30.17	$13,286.93	
2.1.5	Relleno compactado con material existente	m³	1651.51	$25.00	$41,287.68	
2.1.6	Desalojo de material sobrante, acarreo interno	m³	2912.16	$12.00	$34,945.89	
2.1.7	Remoción de pavimento hidráulico	m²	960.00	$12.50	$12,000.00	
3.1	**AGUAS NEGRAS**					**$ 360,295.10**
3.1.1	Caja de registro de aguas negras de 0.80x0.80x0.80 ladrillo de barro tipo calavera puesto de lazo, base de concreto de f'c=210 kg/cm2, tapadera de concreto con parrilla 3/8" @ 0.10 m en ambos sentidos, haladera de varilla #4. Incluye excavación y desalojo. Según detalle en planos	u	90.00	$365.12	$32,860.80	
3.1.2	Suministro e instalación de Tubería de PVC 8" 100 PSI, incluye accesorios tales como codos, uniones, tapones, tee, y cualquier otro accesorio de acople o conexión.	m	3360.00	$40.65	$136,584.00	
3.1.3	Pozos de visita, incluye tapadera de metálica (profundidad variable). Según detalles en planos.	m	202.51	$450.00	$91,129.50	
3.1.4	Pozos de visita, incluye tapadera de metálica (profundidad variable con caja de sostén). Según detalles en planos.	m	12.56	$530.00	$6,656.80	

PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO						
No.	**DESCRIPCIÓN/PARTIDA**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNITARIO**	**SUB-TOTAL**	**TOTAL PARTIDA**
3.1.5	Pozo de visita con refuerzo, incluye tapadera de metálica (profundidad 10.00 m). Según detalles en planos.	m	10.00	$770.00	$7,700.00	
3.1.6	Fosa séptica de dos cámaras, cámara 1 de dimensiones internas 2.0x1.0x1.30 m y cámara 2, 1.0x1.0x1.30 para un volumen útil de 1900 litros. Según detalle en planos, incluye excavación y compactación.	u	11.00	$3,250.00	$35,750.00	
3.1.7	Pozo de absorción, Ø=1.20m h=3.50 m, altura de broquel de bloque de concreto 0.20x0.20x0.40 m h= 1.45 m, tapadera de concreto f'c=210kg/cm2. Según detalle en planos, incluye excavación y compactación.	u	11.00	$2,250.00	$24,750.00	
3.1.8	Suministro e instalación de pavimento hidráulico MR-40 e=12.5 cm	m²	960.00	$25.90	$ 24,864.00	
					TOTAL DE COSTOS DIRECTOS	$531,991.86
					COSTOS INDIRECTOS (30%)	$ 159,597.56
					SUBTOTAL 1(COSTO DIRECTO+COSTO INDIRECTO)	$ 691,589.41
					IVA (13%)	$ 89,906.62
					SUBTOTAL 2 (IVA+INDIRECTOS)	$ 781,496.04
					COSTO TOTAL	$ 871,402.66

PRESUPUESTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES No. 1						
No.	**DESCRIPCIÓN/PARTIDA**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNITARIO**	**SUB-TOTAL**	**TOTAL PARTIDA**
1.1	**OBRAS PRELIMINARES**					**$5,557.50**
1.1.1	Bodega e instalaciones provisionales	u	1.00	$5,000.00	$5,000.00	
1.1.3	Trazo y nivelación	m	250.00	$2.23	$557.50	
2.1	**TERRACERÍA**					**$7,933.24**
2.1.1	Excavación a mano para tubería (Material semiduro)	m³	101.97	$15.72	$1,602.94	
2.1.2	Relleno compactado con suelo cemento 20:1, espesor 20.0 cm, incluye todos los materiales.	m³	17.73	$38.50	$682.74	
2.1.3	Base granular con material de banco para base e=20 cm	m³	17.73	$30.17	$535.02	
2.1.4	Relleno compactado con material existente	m³	66.50	$25.00	$1,662.53	
2.1.5	Desalojo de material sobrante, acarreo interno	m³	287.50	$12.00	$3,450.00	
3.1	**PRE-TRATAMIENTO**					**$7,505.24**
3.1.1	Canal de entrada, rejillas, desarenadores y medidor de caudal parshall según detalle en planos.	sg	1.00	$2,435.11	$2,435.11	

PRESUPUESTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES No. 1						
No.	**DESCRIPCIÓN/PARTIDA**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNITARIO**	**SUB-TOTAL**	**TOTAL PARTIDA**
3.1.2	Trampa de grasas según detalle en planos.	sg	1.00	$1,550.25	$1,550.25	
3.1.3	Suministro e instalación de Tubería de PVC 8" 100 PSI, incluye accesorios tales como codos, uniones, tapones, tee, y cualquier otro accesorio de acople o conexión.	m	86.59	$40.65	$3,519.88	
3.2	**SEDIMENTADOR PRIMARIO**					**$17,412.42**
3.2.1	Trazo y nivelación	m²	15.00	$2.23	$33.45	
3.2.2	Excavación a mano de 1.50 a 3.00 m (material semiduro)	m³	45.00	$22.27	$1,002.15	
3.2.3	Excavación con retroexcavadora c/pala 60 cm ancho	m³	27.00	$4.92	$132.84	
3.2.4	Relleno compactado suelo-cemento 20:1 (c/mat.selecto)	m³	1.20	$25.00	$30.00	
3.2.5	Relleno de suelo cemento fluido al 5%	m³	12.80	$98.50	$1,260.80	
3.2.6	Desalojo de material sobrante, acarreo interno	m³	17.25	$12.00	$207.00	
3.2.7	Zapata ZF-1 1.00x1.00x0.30 m ref. #3 G-40 @0.15 m A.S f´c=210 Kg/cm² Incluye encofrado	m³	1.20	$397.20	$476.64	
3.2.8	Columna C-1 0.40x0.40m; 8#5 est#3@0.15m; f'c=210Kg/cm²; incluye encofrado, según detalles.	m³	3.84	$1,235.89	$4,745.82	
3.2.9	Viga V-1 0.20x0.30m; ref. 5#3+est#3@0.15m; f'c=210 Kg/cm2; incluye encofrado	m	7.80	$46.20	$360.36	

PRESUPUESTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES No. 1						
No.	**DESCRIPCIÓN/PARTIDA**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNITARIO**	**SUB-TOTAL**	**TOTAL PARTIDA**
3.2.10	Pared de ladrillo de barro p/lazo, mortero 1:4	m²	16.95	$31.86	$540.07	
3.2.11	Losa de concreto e=0.10 m, anillos #3 @ 0.15 m y radial #3 @ 0.15 m, repellada y afinada	m²	63.24	$62.81	$3,972.10	
3.2.12	Solera de coronamiento SC-1 de 0.15x0.15m; ref. 4n°3 Est n°2@0.15m; f'c=210 kg/cm2.	m	21.80	$14.25	$310.65	
3.2.13	Solera de fundación 0.20x0.20m; ref. 4#3+Est#2@0.15m; f'c=210Kg/cm2	m	12.40	$15.65	$194.06	
3.2.14	Nervio 0.15x0.15 m; refuerzo 4n°3 más estribo n°2@0.15m; f'c=210Kg/cm2; G 40. inc. encofrado.	m	47.63	$16.19	$771.01	
3.2.15	Piso de lámina lagrimada de 3/32" para piso de pasarela	m²	9.35	$53.70	$502.10	
3.2.16	Tubo de HoGo Ø=1½" espesor=1.5mm incluye pintura y conexiones	m	46.20	$15.69	$724.88	
3.2.17	Tubo de HoGo Ø=2" espesor=1.5mm incluye pintura y conexiones	m	26.40	$18.75	$495.00	
3.2.18	Suministro e instalación de ángulo de 1x1x3/16" con pines n°4 @ 0.25 m fijar tubos a graderíos con soldadura y epoxico incluye pintura anticorrosiva según detalle.	m	244.00	$6.73	$1,640.90	
3.2.19	Sum. y colocación de pletina de 1"x 2" sobre tubería para sujeción	m	4.60	$2.74	$12.59	
3.3	**FILTRO PERCOLADOR #1 y #2**					**$37,043.96**
3.3.1	Trazo y nivelación	m²	36.00	$2.23	$80.28	

PRESUPUESTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES No. 1						
No.	**DESCRIPCIÓN/PARTIDA**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNITARIO**	**SUB-TOTAL**	**TOTAL PARTIDA**
3.3.2	Excavación a mano de 1.50 a 3.00 m (material semiduro)	m³	91.74	$22.27	$2,043.05	
3.3.3	Relleno compactado suelo-cemento 20:1 (c/mat.selecto)	m³	28.21	$25.00	$705.25	
3.3.4	Desalojo de material sobrante, acarreo interno	m³	41.40	$12.00	$496.80	
3.3.5	Solera de Fundación SF-1 0.35x1.75, 2l 12#5+est#5 @o.15 m, concreto f'c=210 kg/cm2 y fy=2800 kg/cm2, incluye encofrado	m³	28.80	$279.88	$8,060.54	
3.3.6	Columna C-1 0.20x0.20m; ref. 6#5+est#3@0.20m; f'c=210 kg/cm2; incluye encofrado	m³	0.30	$1,100.84	$330.25	
3.3.7	Pared de bloque de concreto de (0.20X0.20X0.40) m refuerzo vertical n°4@0.20m refuerzo horizontal n°2@0.20m G40. Se considera concreto 180 kg/cm2 para llenado de bastones y mortero 125 kg/cm2 para pegado de bloques; según planos	m²	32.00	$50.97	$1,631.04	
3.3.8	Bloque solera intermedia de 20x20x40 2#3+G#2@0.15m; f'c=210 Kg/cm2, incluye encofrado.	m	20.00	$18.26	$365.20	
3.3.9	Solera de corona 0.20X0.40m; ref. 4#4+Est#2@0.15m; f'c=210Kg/cm2; incluye encofrado	m³	1.60	$416.80	$666.88	
3.3.10	Viga de soporte 0.30x0.20m; ref. 5#3+est#3@0.15m; f'c=210 Kg/cm2; incluye encofrado	m	9.20	$46.20	$425.04	
3.3.11	Losa de fundación esp=0.125m con refuerzo #3@0.15 AS f'c= 210kg/cm2 fy = 2800kg/cm2, incluye impermeabilizante	m²	21.15	$35.95	$760.34	
3.3.12	Repello, afinado y aplicación de impermeabilizantes en superficies verticales y horizontales e= 2cm	m²	64.00	$25.70	$1,644.80	
3.3.13	Viga canal de 0.30x0.20m, área hidráulica de 0.10x0.10 ref. 8#5+est#3@0.10m; f'c=210 Kg/cm2; incluye encofrado	m	35.00	$37.50	$1,312.50	

PRESUPUESTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES No. 1						
No.	**DESCRIPCIÓN/PARTIDA**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNITARIO**	**SUB-TOTAL**	**TOTAL PARTIDA**
3.4	**SEDIMENTADOR SECUNDARIO**					**$16,825.45**
3.4.1	Trazo y nivelación	m²	15.00	$2.23	$33.45	
3.4.2	Excavación a mano de 1.50 a 3.00 m (material semiduro)	m³	36.00	$22.27	$801.72	
3.4.3	Excavación con retroexcavadora c/pala 60 cm ancho	m³	22.80	$4.92	$112.18	
3.4.4	Relleno compactado suelo-cemento 20:1 (c/mat.selecto)	m³	1.20	$25.00	$30.00	
3.4.5	Relleno de suelo cemento fluido al 5%	m³	12.80	$98.50	$1,260.80	
3.4.6	Desalojo de material sobrante, acarreo interno	m³	17.25	$12.00	$207.00	
3.4.7	Zapata ZF-1 1.00x1.00x0.30 m ref. #3 G-40 @0.15 m A.S f´c=210 Kg/cm² Incluye encofrado	m³	1.20	$397.20	$476.64	
3.4.8	Columna C-1 0.40x0.40m; 8#5 est#3@0.15m; f'c=210Kg/cm²; incluye encofrado, según detalles.	m³	3.84	$1,235.89	$4,745.82	
3.4.9	Viga V-1 0.20x0.30m; ref. 5#3+est#3@0.15m; f'c=210 Kg/cm2; incluye encofrado	m	7.80	$46.20	$360.36	
3.4.10	Pared de ladrillo de barro p/lazo, mortero 1:4	m²	15.95	$31.86	$508.21	
3.4.11	Losa de concreto e=0.10 m, anillos #3 @ 0.15 m y radial #3 @ 0.15 m, repellada y afinada	m²	60.18	$62.81	$3,779.91	

PRESUPUESTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES No. 1						
No.	**DESCRIPCIÓN/PARTIDA**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNITARIO**	**SUB-TOTAL**	**TOTAL PARTIDA**
3.4.12	Solera de coronamiento SC-1 de 0.15x0.15m; ref. 4n°3 Est n°2@0.15m; f'c=210 kg/cm2.	m	19.80	$14.25	$282.15	
3.4.13	Solera de fundación 0.20x0.20m; ref. 4#3+Est#2@0.15m; f'c=210Kg/cm2	m	12.40	$15.65	$194.06	
3.4.14	Nervio 0.15x0.15 m; refuerzo 4n°3 más estribo n°2@0.15m; f'c=210Kg/cm2; G 40. inc. encofrado.	m	40.63	$16.19	$657.70	
3.4.15	Piso de lámina lagrimada de 3/32" para piso de pasarela	m²	9.35	$53.70	$502.10	
3.4.16	Tubo de HoGo Ø=1½" espesor=1.5mm incluye pintura y conexiones	m	46.20	$15.69	$724.88	
3.4.17	Tubo de HoGo Ø=2" espesor=1.5mm incluye pintura y conexiones	m	26.40	$18.75	$495.00	
3.4.18	Suministro e instalación de ángulo de 1x1x3/16" con pines n°4 @ 0.25 m fijar tubos a graderíos con soldadura y epóxido incluye pintura anticorrosiva según detalle.	m	244.00	$6.73	$1,640.90	
3.4.19	Sum. y colocación de pletina de 1"x 2" sobre tubería para sujeción	m	4.60	$2.74	$12.59	
3.5	**DIGESTOR DE LODOS**					**$5,973.23**
3.5.1	Trazo y nivelación	m²	18.00	$2.23	$40.14	
3.5.2	Excavación a mano de 1.50 a 3.00 m (material semiduro)	m³	52.00	$22.27	$1,158.04	
3.5.3	Relleno compactado suelo-cemento 20:1 (c/mat.selecto)	m³	3.60	$25.00	$90.00	

PRESUPUESTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES No. 1						
No.	**DESCRIPCIÓN/PARTIDA**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNITARIO**	**SUB-TOTAL**	**TOTAL PARTIDA**
3.5.4	Desalojo de material sobrante, acarreo interno	m³	20.70	$12.00	$248.40	
3.5.7	Pared de ladrillo de barro p/trinchera, mortero 1:4	m²	38.40	$49.40	$1,896.96	
3.5.8	Nervio N-1 0.30x0.30 m RL 2 n°5 + 2 N°6; RT N°3 @ 0.15 m f'c=210 kg/cm2 fy=2800 kg/cm2. Incluye encofrado metálico desmoldante y antisol.	m³	2.07	$453.29	$936.27	
3.5.9	Solera de fundación SF-1 0.70x0.30m; ref. 8#4+Est#3 @ 0.15m; f´c=210Kg/cm2	m	15.00	$54.79	$821.81	
3.5.10	Solera de corona SC-1 de 0.30x0.20m; ref. 4#3+est#2@0.15m; fc=210 kg/cm2; incluye encofrado	m³	0.74	$332.78	$244.59	
3.5.11	Losa de concreto e=0.10 m, anillos #3 @ 0.15 m y radial #3 @ 0.15 m, repellada y afinada	m²	8.55	$62.81	$537.03	
3.6	**LECHO DE SECADO DE LODOS**					**$11,070.82**
3.6.1	Trazo y nivelación	m²	34.50	$2.23	$76.94	
3.6.2	Excavación a mano de 1.50 a 3.00 m (material semiduro)	m³	112.49	$22.27	$2,505.11	
3.6.3	Relleno compactado suelo-cemento 20:1 (c/mat.selecto)	m³	13.08	$25.00	$327.00	
3.6.4	Desalojo de material sobrante, acarreo interno	m³	39.68	$12.00	$476.10	
3.6.5	Pared de bloque de concreto de (0.15X0.20X0.40) m refuerzo vertical n°4@0.40m refuerzo horizontal n°2@0.40m G40. Se	m²	59.54	$39.21	$2,334.71	

PRESUPUESTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES No. 1						
No.	**DESCRIPCIÓN/PARTIDA**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNITARIO**	**SUB-TOTAL**	**TOTAL PARTIDA**
	considera concreto 180 kg/cm2 para llenado de bastones y mortero 125 kg/cm2 para pegado de bloques					
3.6.6	Solera de corona de 0.15x0.20m; ref. 2#5+est #3@0.20m; f'c=210 Kg/cm2	m³	1.37	$750.13	$1,030.67	
3.6.7	Solera de fundación 0.30x0.20m; Ref. 4#3+Est#3@0.15m; f'c=210Kg/cm2	m³	2.75	$326.09	$896.09	
3.6.8	Suministro e instalación de piso con baldosa de concreto de 5x20X40 cm sobre una capa de arena y otra de grava ambas con e=0.20 m	m²	58.76	$45.00	$2,644.20	
3.6.9	Caja para válvula de control 0.80x0.80x0.50m (medidas internas) bloque solera 1#3 f'c=180 kg/cm2 grout, losa de concreto e=0.05 ref#2 @0.10 m A.S f'c=210 kg/cm2 afinado a ambas caras, pared de bloque repellada 1:3 y afinada 1:1, suelo cemento selecto compactado al 95% del PROCTO AASHTO T-134, incluye tapadera de concreto f'c=210 kg/cm2 #3 @ 0.15 m A.S y ASA de Ho liso ø5/8"	u	3.00	$260.00	$780.00	
3.6	**TANQUE SÉPTICO**					**$3,250.00**
3.6.1	Tanque séptico de dos cámaras, cámara 1 de dimensiones internas 2.0x1.0x1.30 m y cámara 2, 1.0x1.0x1.30 para un volumen útil de 1900 litros. Según detalle en planos, incluye excavación y compactación.	u	1.00	$3,250.00	$3,250.00	
4.0	**OBRAS EXTERIORES**					**$52,871.26**
4.0.1	Construcción de caseta de vigilancia + portón de acceso vehicular + portón de acceso peatonal	sg	1.00	$8,000.00	$8,000.00	

PRESUPUESTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES No. 1						
No.	**DESCRIPCIÓN/PARTIDA**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNITARIO**	**SUB-TOTAL**	**TOTAL PARTIDA**
4.0.2	Construcción de circulaciones, losa de circulación e=0.25 M REF #5 @ 0.125 m A.S. y ambos lechos f'c=280 kg/cm2	m³	44.24	$583.73	$25,821.08	
4.0.3	Suministro e instalación de tapial perimetral prefabricado con sistema de losetas prefabricadas.	m	250.95	$55.25	$13,864.99	
4.0.4	Construcción de piso de concreto 210 kg/cm2, Electromalla 6x6 CAL 9/9, E=10 cm. Para Estacionamiento.	m²	145.00	$35.76	$5,185.20	
					TOTAL DE COSTOS DIRECTOS	$165,443.12
					COSTOS INDIRECTOS (35%)	$ 57,905.09
					SUBTOTAL 1(COSTO DIRECTO+COSTO INDIRECTO)	$ 223,348.21
					IVA (13%)	$ 29,035.27
					SUBTOTAL 2 (IVA+INDIRECTOS)	$ 252,383.48
					COSTO TOTAL	$ 281,418.74

PRESUPUESTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES No. 2						
No.	**DESCRIPCIÓN/PARTIDA**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNITARIO**	**SUB-TOTAL**	**TOTAL PARTIDA**
1.1	**OBRAS PRELIMINARES**					**$5,278.75**
1.1.1	Bodega e instalaciones provisionales	u	1.00	$5,000.00	$5,000.00	
1.1.3	Trazo y nivelación	m	125.00	$2.23	$278.75	
2.1	**TERRACERÍA**					**$5,674.98**
2.1.1	Excavación a mano para tubería (Material semiduro)	m^3	82.69	$15.72	$1,299.90	
2.1.2	Relleno compactado con suelo cemento 20:1, espesor 20.0 cm, incluye todos los materiales.	m^3	14.38	$38.50	$553.67	
2.1.3	Base granular con material de banco para base e=20 cm	m^3	14.38	$30.17	$433.88	
2.1.4	Relleno compactado con material existente	m^3	66.50	$25.00	$1,662.53	
2.1.5	Desalojo de material sobrante, acarreo interno	m^3	143.75	$12.00	$1,725.00	
3.1	**PRE-TRATAMIENTO**					**$6,839.80**
3.1.1	Canal de entrada, rejillas, desarenadores y medidor de caudal parshall según detalle en planos.	sg	1.00	$2,435.11	$2,435.11	
3.1.2	Trampa de grasas según detalle en planos.	sg	1.00	$1,550.25	$1,550.25	
3.1.3	Suministro e instalación de Tubería de PVC 8" 100 PSI, incluye accesorios tales como codos, uniones, tapones, tee, y cualquier otro accesorio de acople o conexión.	m	70.22	$40.65	$2,854.44	

PRESUPUESTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES No. 2						
No.	**DESCRIPCIÓN/PARTIDA**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNITARIO**	**SUB-TOTAL**	**TOTAL PARTIDA**
3.2	**SEDIMENTADOR PRIMARIO**					**$15,464.19**
3.2.1	Trazo y nivelación	m²	8.95	$2.23	$19.96	
3.2.2	Excavación a mano de 1.50 a 3.00 m (material semiduro)	m³	29.80	$22.27	$663.72	
3.2.3	Excavación con retroexcavadora c/pala 60 cm ancho	m³	10.74	$4.92	$52.84	
3.2.4	Relleno compactado suelo-cemento 20:1 (c/mat.selecto)	m³	1.20	$25.00	$30.00	
3.2.5	Relleno de suelo cemento fluido al 5%	m³	12.80	$98.50	$1,260.80	
3.2.6	Desalojo de material sobrante, acarreo interno	m³	10.29	$12.00	$123.51	
3.2.7	Zapata ZF-1 1.00x1.00x0.30 m ref. #3 G-40 @0.15 m A.S f´c=210 Kg/cm² Incluye encofrado	m³	1.20	$397.20	$476.64	
3.2.8	Columna C-1 0.40x0.40m; 8#5 est#3@0.15m; f'c=210Kg/cm²; incluye encofrado, según detalles.	m³	3.84	$1,235.89	$4,745.82	
3.2.9	Viga V-1 0.20x0.30m; ref. 5#3+est#3@0.15m; f'c=210 Kg/cm2; incluye encofrado	m	7.80	$46.20	$360.36	
3.2.10	Pared de ladrillo de barro p/lazo, mortero 1:4	m²	11.81	$31.86	$376.38	
3.2.11	Losa de concreto e=0.10 m, anillos #3 @ 0.15 m y radial #3 @ 0.15 m, repellada y afinada	m²	45.39	$62.81	$2,850.95	
3.2.12	Solera de coronamiento SC-1 de 0.15x0.15m; ref. 4n°3 Est n°2@0.15m; f'c=210 kg/cm2.	m	15.15	$14.25	$215.89	
3.2.13	Solera de fundación 0.20x0.20m; ref. 4#3+Est#2@0.15m; f'c=210Kg/cm2	m	9.00	$15.65	$140.85	
3.2.14	Nervio 0.15x0.15 m; refuerzo 4n°3 más estribo n°2@0.15m; f'c=210Kg/cm2; G 40. inc. encofrado.	m	47.63	$16.19	$771.01	

PRESUPUESTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES No. 2						
No.	**DESCRIPCIÓN/PARTIDA**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNITARIO**	**SUB-TOTAL**	**TOTAL PARTIDA**
3.2.15	Piso de lámina lagrimada de 3/32" para piso de pasarela	m²	9.35	$53.70	$502.10	
3.2.16	Tubo de HoGo Ø=1½" espesor=1.5mm incluye pintura y conexiones	m	46.20	$15.69	$724.88	
3.2.17	Tubo de HoGo Ø=2" espesor=1.5mm incluye pintura y conexiones	m	26.40	$18.75	$495.00	
3.2.18	Suministro e instalación de ángulo de 1x1x3/16" con pines n°4 @ 0.25 m fijar tubos a graderíos con soldadura y epoxico incluye pintura anticorrosiva según detalle.	m	244.00	$6.73	$1,640.90	
3.2.19	Sum. y colocación de pletina de 1"x 2" sobre tubería para sujeción	m	4.60	$2.74	$12.59	
3.3	**FILTRO PERCOLADOR #1 y #2**					**$37,043.96**
3.3.1	Trazo y nivelación	m²	36.00	$2.23	$80.28	
3.3.2	Excavación a mano de 1.50 a 3.00 m (material semiduro)	m³	91.74	$22.27	$2,043.05	
3.3.3	Relleno compactado suelo-cemento 20:1 (c/mat.selecto)	m³	28.21	$25.00	$705.25	
3.3.4	Desalojo de material sobrante, acarreo interno	m³	41.40	$12.00	$496.80	
3.3.5	Solera de Fundación SF-1 0.35x1.75, 2l 12#5+est#5 @o.15 m, concreto f'c=210 kg/cm2 y fy=2800 kg/cm2, incluye encofrado	m³	28.80	$279.88	$8,060.54	
3.3.6	Columna C-1 0.20x0.20m; ref. 6#5+est#3@0.20m; f'c=210 kg/cm2; incluye encofrado	m³	0.30	$1,100.84	$330.25	
3.3.7	Pared de bloque de concreto de (0.20X0.20X0.40) m refuerzo vertical n°4@0.20m refuerzo horizontal n°2@0.20m G40. Se considera concreto 180 kg/cm2 para llenado de bastones y mortero 125 kg/cm2 para pegado de bloques; según planos	m²	32.00	$50.97	$1,631.04	

PRESUPUESTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES No. 2						
No.	**DESCRIPCIÓN/PARTIDA**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNITARIO**	**SUB-TOTAL**	**TOTAL PARTIDA**
3.3.8	Bloque solera intermedia de 20x20x40 2#3+G#2@0.15m; f'c=210 Kg/cm2, incluye encofrado.	m	20.00	$18.26	$365.20	
3.3.9	Solera de corona 0.20X0.40m; ref. 4#4+Est#2@0.15m; f'c=210Kg/cm2; incluye encofrado	m³	1.60	$416.80	$666.88	
3.3.10	Viga de soporte 0.30x0.20m; ref. 5#3+est#3@0.15m; f'c=210 Kg/cm2; incluye encofrado	m	9.20	$46.20	$425.04	
3.3.11	Losa de fundación esp=0.125m con refuerzo #3@0.15 AS f'c= 210kg/cm2 fy = 2800kg/cm2, incluye impermeabilizante	m²	21.15	$35.95	$760.34	
3.3.12	Repello, afinado y aplicación de impermeabilizantes en superficies verticales y horizontales e= 2cm	m²	64.00	$25.70	$1,644.80	
3.3.13	Viga canal de 0.30x0.20m, área hidráulica de 0.10x0.10 ref. 8#5+est#3@0.10m; f'c=210 Kg/cm2; incluye encofrado	m	35.00	$37.50	$1,312.50	
3.4	**SEDIMENTADOR SECUNDARIO**					**$16,531.14**
3.4.1	Trazo y nivelación	m²	8.95	$2.23	$19.96	
3.4.2	Excavación a mano de 1.50 a 3.00 m (material semiduro)	m³	29.80	$22.27	$663.72	
3.4.3	Excavación con retroexcavadora c/pala 60 cm ancho	m³	10.74	$4.92	$52.84	
3.4.4	Relleno compactado suelo-cemento 20:1 (c/mat.selecto)	m³	1.20	$25.00	$30.00	
3.4.5	Relleno de suelo cemento fluido al 5%	m³	12.80	$98.50	$1,260.80	
3.4.6	Desalojo de material sobrante, acarreo interno	m³	10.29	$12.00	$123.51	
3.4.7	Zapata ZF-1 1.00x1.00x0.30 m ref. #3 G-40 @0.15 m A.S f´c=210 Kg/cm² Incluye encofrado	m³	1.20	$397.20	$476.64	
3.4.8	Columna C-1 0.40x0.40m; 8#5 est#3@0.15m; f'c=210Kg/cm²; incluye encofrado, según detalles.	m³	3.84	$1,235.89	$4,745.82	

PRESUPUESTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES No. 2						
No.	**DESCRIPCIÓN/PARTIDA**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNITARIO**	**SUB-TOTAL**	**TOTAL PARTIDA**
3.4.9	Viga V-1 0.20x0.30m; ref. 5#3+est#3@0.15m; f'c=210 Kg/cm2; incluye encofrado	m	7.80	$46.20	$360.36	
3.4.10	Pared de ladrillo de barro p/lazo, mortero 1:4	m²	15.95	$31.86	$508.21	
3.4.11	Losa de concreto e=0.10 m, anillos #3 @ 0.15 m y radial #3 @ 0.15 m, repellada y afinada	m²	60.18	$62.81	$3,779.91	
3.4.12	Solera de coronamiento SC-1 de 0.15x0.15m; ref. 4n°3 Est n°2@0.15m; f'c=210 kg/cm2.	m	19.80	$14.25	$282.15	
3.4.13	Solera de fundación 0.20x0.20m; ref. 4#3+Est#2@0.15m; f'c=210Kg/cm2	m	12.40	$15.65	$194.06	
3.4.14	Nervio 0.15x0.15 m; refuerzo 4n°3 más estribo n°2@0.15m; f'c=210Kg/cm2; G 40. inc. encofrado.	m	40.63	$16.19	$657.70	
3.4.15	Piso de lámina lagrimada de 3/32" para piso de pasarela	m²	9.35	$53.70	$502.10	
3.4.16	Tubo de HoGo Ø=1½" espesor=1.5mm incluye pintura y conexiones	m	46.20	$15.69	$724.88	
3.4.17	Tubo de HoGo Ø=2" espesor=1.5mm incluye pintura y conexiones	m	26.40	$18.75	$495.00	
3.4.18	Suministro e instalación de ángulo de 1x1x3/16" con pines n°4 @ 0.25 m fijar tubos a graderíos con soldadura y epoxico incluye pintura anticorrosiva según detalle.	m	244.00	$6.73	$1,640.90	
3.4.19	Sum. y colocación de pletina de 1"x 2" sobre tubería para sujeción	m	4.60	$2.74	$12.59	
3.5	**DIGESTOR DE LODOS**					**$4,032.85**
3.5.1	Trazo y nivelación	m²	8.55	$2.23	$19.07	
3.5.2	Excavación a mano de 1.50 a 3.00 m (material semiduro)	m³	24.45	$22.27	$544.50	

PRESUPUESTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES No. 2						
No.	**DESCRIPCIÓN/PARTIDA**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNITARIO**	**SUB-TOTAL**	**TOTAL PARTIDA**
3.5.3	Relleno compactado suelo-cemento 20:1 (c/mat.selecto)	m³	3.60	$25.00	$90.00	
3.5.4	Desalojo de material sobrante, acarreo interno	m³	9.83	$12.00	$117.99	
3.5.7	Pared de ladrillo de barro p/trinchera, mortero 1:4	m²	23.04	$49.40	$1,138.18	
3.5.8	Nervio N-1 0.30x0.30 m RL 2 n°5 + 2 N°6; RT N°3 @ 0.15 m f'c=210 kg/cm2 fy=2800 kg/cm2. Incluye encofrado metálico desmoldante y antisol.	m³	2.07	$453.29	$936.27	
3.5.9	Solera de fundación SF-1 0.70x0.30m; Ref. 8#4+Est#3 @ 0.15m; f´c=210Kg/cm2	m	9.00	$54.79	$493.09	
3.5.10	Solera de corona SC-1 de 0.30x0.20m; ref. 4#3+est#2@0.15m; fc=210 kg/cm2; incluye encofrado	m³	0.47	$332.78	$156.74	
3.5.11	Losa de concreto e=0.10 m, anillos #3 @ 0.15 m y radial #3 @ 0.15 m, repellada y afinada	m²	8.55	$62.81	$537.03	
3.6	**LECHO DE SECADO DE LODOS**					**$5,231.13**
3.6.1	Trazo y nivelación	m²	22.70	$2.23	$50.62	
3.6.2	Excavación a mano de 1.50 a 3.00 m (material semiduro)	m³	39.04	$22.27	$869.51	
3.6.3	Relleno compactado suelo-cemento 20:1 (c/mat.selecto)	m³	4.54	$25.00	$113.50	
3.6.4	Desalojo de material sobrante, acarreo interno	m³	26.11	$12.00	$313.26	
3.6.5	Pared de bloque de concreto de (0.15X0.20X0.40) m refuerzo vertical n°4@0.40m refuerzo horizontal n°2@0.40m G40. Se considera concreto 180 kg/cm2 para llenado de bastones y mortero 125 kg/cm2 para pegado de bloques	m²	28.60	$39.21	$1,121.48	
3.6.6	Solera de corona de 0.15x0.20m; ref. 2#5+est #3@0.20m; f'c=210 Kg/cm2	m³	0.81	$750.13	$607.60	

PRESUPUESTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES No. 2						
No.	**DESCRIPCIÓN/PARTIDA**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNITARIO**	**SUB-TOTAL**	**TOTAL PARTIDA**
3.6.7	Solera de fundación 0.30x0.20m; Ref. 4#3+Est#3@0.15m; f'c=210Kg/cm2	m³	1.62	$326.09	$528.26	
3.6.8	Suministro e instalación de piso con baldosa de concreto de 5x20X40 cm sobre una capa de arena y otra de grava ambas con e=0.20 m	m²	18.82	$45.00	$846.90	
3.6.9	Caja para válvula de control 0.80x0.80x0.50m (medidas internas) bloque solera 1#3 f'c=180 kg/cm2 grout, losa de concreto e=0.05 ref#2 @0.10 m A.S f'c=210 kg/cm2 afinado a ambas caras, pared de bloque repellada 1:3 y afinada 1:1, suelo cemento selecto compactado al 95% del PROCTO AASHTO T-134, incluye tapadera de concreto f'c=210 kg/cm2 #3 @ 0.15 m A.S y ASA de Ho liso ø5/8"	u	3.00	$260.00	$780.00	
3.6	**TANQUE SÉPTICO**					**$3,250.00**
3.6.1	Tanque séptico de dos cámaras, cámara 1 de dimensiones internas 2.0x1.0x1.30 m y cámara 2, 1.0x1.0x1.30 para un volumen útil de 1900 litros. Según detalle en planos, incluye excavación y compactación.	u	1.00	$3,250.00	$3,250.00	
4.0	**OBRAS EXTERIORES**					**$41,360.20**
4.0.1	Construcción de caseta de vigilancia + portón de acceso vehicular + portón de acceso peatonal	sg	1.00	$8,000.00	$8,000.00	
4.0.2	Construcción de circulaciones, losa de circulación e=0.25 M REF #5 @ 0.125 m A.S. y ambos lechos f'c=280 kg/cm2	m³	30.00	$583.73	$17,511.75	
4.0.3	Suministro e instalación de tapial perimetral prefabricado con sistema de losetas prefabricadas.	m	193.00	$55.25	$10,663.25	
4.0.4	Construcción de piso de concreto 210 kg/cm2, Electromalla 6x6 CAL 9/9, E=10 cm. Para Estacionamiento.	m²	145.00	$35.76	$5,185.20	

PRESUPUESTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES No. 2						
No.	**DESCRIPCIÓN/PARTIDA**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNITARIO**	**SUB-TOTAL**	**TOTAL PARTIDA**
					TOTAL DE COSTOS DIRECTOS	$96,096.79
					COSTOS INDIRECTOS (35%)	$ 33,633.88
					SUBTOTAL 1(COSTO DIRECTO+COSTO INDIRECTO)	$ 129,730.67
					IVA (13%)	$ 16,864.99
					SUBTOTAL 2 (IVA+INDIRECTOS)	$ 146,595.66
					COSTO TOTAL	$ 163,460.64

PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO	
COSTO TOTAL	$871,402.66
PRESUPUESTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES No. 1	
COSTO TOTAL	$281,418.74
PRESUPUESTO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES No. 2	
COSTO TOTAL	$163,460.64
ALCANTARILLADO+PTAR1+PTAR2	
COSTO TOTAL	**$1,316,282.04**

CAPÍTULO VII:

CONCLUSIONES Y

RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

7.1.1 Sistema de Abastecimiento de Agua Potable.

- Debido a que la fuente de abastecimiento para la red de agua potable es un pozo profundo, el cual se encuentra al final del caserío El Limpio y que la topografía genera condiciones adversas para la implementación de un sistema que funcione 100% por gravedad, se han ubicado dos tanques de almacenamiento elevados en la entrada del caserío, de tal manera que la primera parte de la red de agua potable trabaja por medio un equipo de bombeo el cual aporta la energía necesaria para transportar el agua desde el pozo a los tanques de almacenamiento. La segunda parte de la red de agua potable es factible desde el punto de vista técnico que funcione por medio de gravedad, desde los tanques de almacenamiento hasta la red de distribución, permitiendo proporcionar el agua a cada una de las viviendas.

- Para el diseño del sistema fue aplicada la normativa técnica de la Asociación Nacional de Acueductos y Alcantarillado (ANDA,2014), por lo que se verifico, que los parámetros técnicos tales como presiones, velocidades y caudales, cumplieron con lo establecido en dicha norma, garantizando un servicio eficiente para la comunidad.

- En este documento se muestra el proceso que se ha seguido para la realización de la memoria de cálculo, para la cual se utilizó el software Epanet 2.0, ya que tiene una gran aplicación para el diseño de redes de agua potable y por su fácil manejo de la información. Haber realizado la simulación hidráulica mediante el software Epanet 2.0, garantiza que el sistema funcionará de forma eficiente y podrá satisfacer las necesidades de la comunidad durante un periodo mínimo de 20 años, siendo este el periodo de diseño del proyecto.
- A partir del diseño de la red de abastecimiento de agua potable, se han detallado las especificaciones técnicas que servirán como base para el desarrollo del proyecto en la construcción de la infraestructura civil. Además, se ha realizado un presupuesto, que permite conocer el costo de la ejecución del proyecto, la puesta en marcha del diseño propuesto presenta un considerable costo, debido al mantenimiento del sistema, ya que debe cubrirse el consumo eléctrico y las posibles intervenciones de personal técnico que de mantenimiento a los equipos de bombeo.

- Con el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable realizado para el caserío El Limpio, se soluciona la problemática del abastecimiento de agua potable en dicha comunidad, sistema que beneficiaria actualmente a 499 habitantes, por lo cual se considera importante la ejecución de dicho proyecto,

para brindar a las personas el acceso a este servicio básico y mejorar su calidad de vida.

- Con la formulación de este proyecto se contribuye a que la población del caserío El limpio, pueda gestionar ante alguna organización no gubernamental (ONG) o autoridad gubernamental, como la Alcaldía, el financiamiento para la ejecución del sistema de abastecimiento de agua potable propuesto.

- Con el documento presentado, se realiza un aporte a la comunidad estudiantil y profesional que se desarrolla en el área de proyectos de abastecimiento de agua potable ya que en el contenido de este trabajo se encuentra un ejemplo práctico, en donde se detalla el proceso de diseño de sistemas de agua potable, con la implementación del software Epanet 2.0 la cual es una herramienta bastante útil en el modelaje hidráulico de redes de abastecimiento de agua potable.

7.1.2 Sistema de Alcantarillado y Planta de Tratamiento de Aguas Residuales.

- La implementación del sistema de alcantarillado y las plantas de tratamiento de aguas residuales son de gran importancia, ya que se mitigarán los impactos negativos, como mal olor, contaminación,

propagación de enfermedades, generados por las aguas residuales de tipo ordinario producto de la actividad humana en el caserío El Limpio, ya que actualmente el agua sucia se descarga directamente a las calles y quebradas.

- El sistema de alcantarillado, se diseñó de tal forma que trabaje enteramente por gravedad, sin necesidad de elementos de bombeo en ningún punto. Sin embargo, dada la topografía del lugar, ha sido necesario proponer 2 servidumbres, con el objetivo de que más viviendas pudiesen conectarse a la red.

- De las 127 viviendas actualmente existentes en el caserío El Limpio, 116 se lograron conectar a la red de alcantarillado y para las 11 viviendas restantes, se propuso un sistema alternativo de fosas sépticas, ya que es el sistema más adecuado para los casos que no puedan conectarse a la red de alcantarillado, para dar un tratamiento primario a las aguas residuales de tipo ordinario.

- Los sistemas de tratamiento de las aguas residuales serán por medio de plantas convencionales, que consta de: Pre-tratamiento, el cual consiste en la aplicación de un sistema de rejas, desarenador y Medidor de caudal Parshall; seguido de un tratamiento primario por medio de un

sedimentador primario; posteriormente un tratamiento secundario que incorpora un sistema de filtro percolador y un sedimentador secundario; finalmente se realiza un tratamiento de lodos a través de un digestor de lodos, un patio de secado de lodos y un tanque séptico.

- Las áreas propuestas para la construcción de las plantas de Tratamiento de Aguas Residuales, están ubicadas lejos de la concentración de viviendas del caserío El Limpio, para evitar propagación de enfermedades y malos olores, además que en el lugar donde han sido ubicadas, permiten que estas colecten el agua residual por gravedad, permitiendo construir una infraestructura que funcione sin necesidad de equipos de bombeo.

- El sistema de tratamiento de aguas residuales propuesto está diseñado para una vida útil de 20 años. Cumplido su período de diseño podrá seguir funcionando tratando caudales mayores que los de diseño, aunque a una eficiencia menor, por lo que es necesario una revisión en del mismo.

- El efluente de la planta de tratamiento de aguas residuales será descargado directamente a la quebrada Chico Santos o del Zapotal. Dicho efluente tendría parámetros por debajo de la norma propuesta por el CONACYT: “Aguas Residuales Descargadas a un Cuerpo Receptor” (NSO 13.07.03:02 CONACYT).

- La ejecución del proyecto de sistema de alcantarillado sanitario y las plantas de tratamiento llevan implícito un aumento en la calidad de vida de la población del caserío El Limpio y una disminución de la proliferación de las enfermedades ocasionadas por vectores y bacterias que se desarrollan en las aguas residuales.

7.2 Recomendaciones

7.2.1 Sistema de Abastecimiento de Agua Potable

- Llevar a cabo la supervisión del desarrollo del proyecto de tal manera que se cumpla lo establecido en el diseño siguiendo de manera rigurosa los parámetros definidos en las especificaciones técnicas y los diferentes planos en donde se encuentra plasmado dicho diseño, con el fin de garantizar que el funcionamiento del sistema sea de acuerdo a lo que se diseñó.

- Realizar mantenimiento preventivo a los elementos que conforman el sistema de abastecimiento de agua potable tales como válvulas reguladoras de presión, válvulas de control, tanque de almacenamiento, equipos de bombeo, tuberías, etc., con el fin de mejorar o aumentar el periodo de vida útil de los elementos que conforman el sistema.

- Desarrollar de forma sistemática los pasos para el diseño de sistemas de abastecimiento descritos en el documento de tal manera que se siga una secuencia lógica en el proceso de análisis, modelación y determinación de dimensiones de los elementos que conformaran el sistema de abastecimiento de agua potable.

- Para la realización del proyecto, la comunidad El Limpio tiene que buscar el financiamiento necesario, para ello se debe hacer previamente una actualización del presupuesto que está plasmado en este Trabajo, con el objetivo de tener un presupuesto con precios actuales, ya que estos varían cada año de acuerdo al Laudo Arbitral y se ven influenciados directamente con la inflación de los insumos.

- Se recomienda la instalación de un sistema eléctrico adecuado para garantizar el correcto funcionamiento del equipo de bombeo, incluyendo alimentación, protecciones, control y puesta a tierra conforme a la normativa vigente

- Es necesario que se organice una junta de agua que se encargue del cobro por el suministro de Agua Potable y que además vele por el buen funcionamiento del sistema, capacitando al personal para el manejo del equipo de bombeo y el resto del sistema.

- Para que el proyecto cumpla con todos los requerimientos exigidos por las distintas instituciones, además de los mencionados, es necesario que el responsable o el ejecutor considere si se debe realizar la formulación de un Estudio de Impacto Ambiental (EIA), en el cual se propongan alternativas de solución mediante un Programa de Adecuación Ambiental, que muestre las

actividades a realizar para la disminución de todos los impactos negativos que afectarán al ecosistema durante la ejecución y existencia del proyecto.

7.2.2 Sistema de Alcantarillado y Planta de Tratamiento de Aguas residuales

- Primeramente, se recomienda realizar un estudio de suelos, previo al inicio de la construcción del sistema de Alcantarillado y Plantas de Tratamiento.

- Se recomienda respetar los diámetros y pendientes, así como calidad de materiales establecidas en el diseño, pues cualquier variación cambiará las condiciones hidráulicas del diseño, lo que podría originar rebalses en la red u obstrucciones en sectores específicos.

- Realizar una revisión periódica de cada uno de los elementos constitutivos de la red de alcantarillado, para garantizar un buen estado de los mismos o realizar las reparaciones necesarias, además de realizar monitoreos periódicos de las plantas de tratamiento para conocer la eficiencia de las mismas.

- Cuando la red de alcantarillado sanitario y la planta de tratamiento de aguas residuales cumplan con su período de diseño se recomienda que su diseño sea revisado, con el fin de determinar si el sistema de alcantarillado satisface

las especificaciones hidráulicas para un funcionamiento adecuado y si las plantas de tratamiento son capaces de depurar las aguas residuales al nivel requerido por la reglamentación vigente.

- El presupuesto estimado de la obra, es para el período en el cual se ha desarrollado este estudio, por lo que tendría que ser ajustado en el futuro al momento de realizar el proyecto.

- En vista de que los costos de mano de obra es uno de los factores que encarecen el proyecto, se recomienda recurrir al recurso de participación de la comunidad y contratación de personal de la zona.

- Se recomienda que antes del desarrollo del proyecto, el ejecutor considere llevar a cabo una Evaluación de Impacto Ambiental.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AAL-115., A. D. (2022). *Estudio de demandas.*

ACURA, G. (27 de MAYO de 2022). Obtenido de Grupo Acura, 2022: https://grupoacura.com/es/blog/tanques-superficiales/

Algor Education. (s.f.). *Algo Cards*. Obtenido de Características de las aguas residuales: https://cards.algoreducation.com/es/maps/caracteristicas-de-las-aguas-residuales

ANDA. (2009). *Manual de Planificación de Alcantarillado.* San Salvador.

ANDA. (2014). ANDA.

ANDA. (2014). *Normas Técnicas de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillados de Aguas Negras.*

ANDA. (2009). *Manual de Planificación de Alcantarillado.* https://openjicareport.jica.go.jp/pdf/12044350_05.pdf

Acevedo, J. y Álvarez, G. (1975). *Manual de Hidráulica*. https://www.academia.edu/35826793/Manual_de_hidraulica_azevedo_netto

Bonilla, C., Ramon, J., Valencia, A. *Sistema de drenaje urbano, sumideros de captación de aguas lluvias [PDF].* Universidad de Pamplona. https://www.unipamplona.edu.co/unipamplona/portalIG/home_10/recursos/2022/documentos/0206 2022/sistemas_drenaje.pdf

C. H. (2014). *MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.* LIMA, PERÚ.

Chinchilla Elin, R. E. (2010). *DISEÑO DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.* SAN JOSE GUAYABAL, CUSCATLÁN.

Comisión Nacional del Agua, 2. (2015). *Libro 12: Estudio de los sistemas de abastecimiento de agua potable en México.* Mexico.

CONACYT. (11 de Marzo de 2009). Aguas Residuales Descargadas a un cuerpo Receptor. *Diario Oficial*, pág. 17.

CONAGUA. (2019). En C. N. CONAGUA. México: Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

CONAGUA. (2019). Datos basicos para proyectos de agua potable y alcantarillado 4. En C. N. CONAGUA, *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento* (pág. 92). México: Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

CONAGUA. (2019). Sistemas Alternativos de Alcantarillado Sanitario 21. En C. n. CONAGUA, *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento* (pág. 130). México: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

Cualla, R. A. (2003). *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados.* Colombia: Escuela Colombiana de Ingenieria.

Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). (2019). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento-Alcantarillado Sanitario 20 [PDF].* https://files.conagua.gob.mx/conagua/mapas/SGAPDS-1-15-Libro20.pdf)

Cuevadelcivil. (2011). *Concepto de aguas residuales y aguas negras.* https://www.cuevadelcivil.com/2011/03/concepto-de-aguas-residuales-y aguas.html

Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACY). (2019). *Aguas residuales descargadas a un cuerpo receptor [PDF].*

Chinchilla, E. *Diseño de sistema de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas residuales para la ciudad san josé guayabal, municipio de san josé guayabal, departamento de Cuscatlán*.

Cropaia. (2025). *Tratamiento de aguas residuales, ¿cómo funciona?* https://cropaia.com/es/blog/tratamiento-de-aguas-residuales/

Cajigas, A. (1975). *Tratamiento, vertido y reutilización.* https://www.academia.edu/35826793/Manual_de_hidraulica_azevedo_netto)

Díaz Reynaldo, E. L. (2015). *PROPUESTA DE DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO DEL ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE ALEGRÍA.* ALEGRÍA, USULUTÁN.

DIGESTYC. (2009). *VI Censo de Población y V de Vivienda 2007.* San Salvador: Ministerio de Educación.

EMCALI, E. M. (2014). *CRITERIOS DE DISEÑO DE ANCLAJES, APOYOS Y*. Obtenido de https://www.emcali.com.co/documents/107516/125162/NDI-SE-AA-017.pdf

Fair Geyer Okun. *Ingeniería sanitaria y de aguas residuales*. (https://www.academia.edu/35826793/Manual_de_hidraulica_azevedo_netto)

IBAL. (2018). *Diseño hidráulico de acueductos*. Obtenido de https://ibal.gov.co/sites/default/files/ibal/sites/default/files/images/stories/Dise%C3%B1o%20hidraulico%20de%20acueductos.pdf

Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA). (1976). *Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales*. https://oldri.ues.edu.sv/id/eprint/4197/1/Manual%20para%20el%20dise%C3%B1o%20de%20unidades%20de%20tipo%20biologico%20en%20plantas%20de%20tratamiento%20de%20aguas%20residuales%20dom%C3%A9sticas%20en%20El%20Salvador.pdf

Joint Research Centre*. Lagunas de estabilización [PDF].* https://aquaknow.jrc.ec.europa.eu/sites/default/files/3.lagunas_de_estabilizacion_0.pdf

MARN, M. d. (Febrero de 2023). *Dirección General de Observatorio de Amenazas y Recursos Naturales*. Obtenido de https://www.snet.gob.sv/ver/meteorologia/clima/resumen+climatologico+anual/

Melgar, K. (2021). *DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES .* Comasagua, La Libertad.

MICRONICSINC. (s.f.). *MICRONICSINC.* Obtenido de ¿Qué es la deshidratación de lodos y para qué se utiliza?: https://www.micronicsinc.com/es/filtration-news/what-is-sludge-dewatering/#:~:text=La%20deshidrataci%C3%B3n%20de%20lodos%20es,ser%20devueltas%20al%20medio%20ambiente.

Morales, F. A. (2015). *Abastecimiento de Agua para comunidades rurales.* Ecuador: Universidad Técnica de Machala.

Municipio de Toa Baja. (2024). *Sistema separado de alcantarillado pluvial*. Toa Baja. https://www.toabaja.com/sistema-separado-de-alcantarillado-pluvial-ms4/

Mercado, K., Zamora, N. (2021). *Diseño del sistema de drenaje pluvial, alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas residuales para el casco urbano del municipio de Comasagua, departamento de la libertad [Tesis].*

OPS, O. P. (2005). Obtenido de https://sswm.info/sites/default/files/reference_attachments/OPS%202005b%20Guia%20dise%C3%B1o%20de%20bombeo.pdf

OSARTEC. (2 de Mayo de 2019). Parámetros de Calidad de Aguas Residuales para Descarga y Manejo de Lodos Residuales. *Diario Oficial*, pág. 45.

OSARTEC, O. S. (2019). Reglamento Técnico Salvadoreño. En OSARTEC, *Aguas Residuales, parametros de calidad de aguas residuales para descarga y manejo de lodos residuales* (pág. 45). San Salvador.

QUINTEROS CARPIO, J. E. (2007). *“INTRODUCCIÓN Y MEJORAMIENTO DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO.*

Ravelo, S. A. (1980). *Abastecimientos de Agua: Teoria y Diseño.* Ediciones Vega.

Rejiglass. (s.f.). *Tanques elevados: ¿Qué son y cuáles son sus aplicaciones?* Obtenido de https://rejiglass.com.mx/tanques-elevados/

Residuales, T. d. (2017). *Tratamiento de Aguas Residuales.* Obtenido de https://tratamientodeaguasresiduales.net/etapas-del-tratamiento-de-aguas-residuales/#:~:text=Se%20llama%20preliminar%20porque%20es,que%20ingresa%20a%20la%20planta.

Reynolds and Richards. (1996). *Operaciones unitarias y procesos en ingeniería ambiental*. https://avys.omu.edu.tr/storage/app/public/yuksel.ardali/133027/Tom%20D.%20Reynolds_%20Paul%20A.%20Richards%20%20Unit%20Operations%20and%20Processes%20in%20Environmental%20Engineering-Thomson-PWS%20(1996).pdf

SETAPHT. (s.f.). *SETAPHT.* Obtenido de TRATAMIENTOS TERCIARIOS PARA REUTILIZACIÓN DEL AGUA : https://www.setapht.com/blog/tratamientos-terciarios-para-reutilizacion-de-agua/#:~:text=El%20tratamiento%20terciario%20de%20las,m%C3%A1s%20empleado%20el%20f%C3%ADsico%2D%20qu%C3%ADmico.

SNET. (n.d). *Estudio Territorial de la Region de Cabañas.* Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

SNET, S. N. (n.d). *Perfiles Climatológicos.* Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

SPENA GROUP, S. (11 de DICIEMBRE de 2016). *SPENA GROUP.* Obtenido de DIGESTIÓN DE LODOS Y SISTEMAS DE DIGESTIÓN DE RESIDUOS: https://spenagroup.com/digestion-de-lodos-y-sistemas-de-digestion-de-residuos/

SSWM. (11 de 02 de 2019). *SSWM.INFO*. Obtenido de https://sswm.info/es/gass-perspective-es/acerca-de-esta-herramienta/%C2%BFsabes-qu%C3%A9-son-los-sistemas-de-abastecimiento-de-agua%3F

SPENA GROUP. (2016). *Tratamiento Primerio del Agua y Aguas Residuales.* https://spenagroup.com/tratamiento-primario-del-agua-aguas-residuales-sistema-flotacion/.

Salas, L. (2020). *El modesto tanque Imhoff: fundamentos y diseño*. www.iagua.es/blogs/juan-jose-salas/modesto-tanque-imhoff-fundamentos-y-diseno

Sistema de la Integración Centroamericana (SICA). (2012). *Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas en Centroamérica [PDF],* https://www.sica.int/busqueda/busqueda_archivo.aspx?Archivo=libr_69104_1_02062012.pdf

TIXE, S. (2004). *SWMM*. Obtenido de Diseño líneas de conducción e impulsión.: https://sswm.info/sites/default/files/reference_attachments/TIXE%202004.%20Dise%C3%B1o%20l%C3%ADneas%20de%20conducci%C3%B3n%20e%20impulsi%C3%B3n.pdf

Tutorías al día, I. C. (s.f.). *Tutorías al día, Ingenieria Civil*. Obtenido de https://ingenieriacivil.tutorialesaldia.com/red-de-distribucion-de-agua-potable-abierta-o-cerrada/

UES. (2006). *PROPUESTA DE MONITOREO DE FUENTES CONTAMINANTES EN EL RIO TITIHUAPA.* UNIVERSITARIA.

USAID. (s.f.). *Guía de referencia de Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales utilizados en Centro America .* ESTADOS UNIDOS.

Universidad de Las Palmas de Gran Canaria. (2005). Propiedades físicas y químicas [PPT].https://www2.ulpgc.es/hege/almacen/download/29/29021/propiedadesfisicasyquimicas.ppt

USAID. (2011). *Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador*. https://oldri.ues.edu.sv/id/eprint/4197/1/Manual%20para%20el%20dise%C3%B1o%20de%20unidades%20de%20tipo%20biologico%20en%20pla

ntas%20de%20tratamiento%20de%20aguas%20residuales%20dom%C3%A9sticas%20en%20El%20Salvador.pdf

USAID. *Guía de referencia de Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales utilizados en Centro América.* https://www.sica.int/busqueda/busqueda_archivo.aspx?Archivo=odoc_73992_1_23102012.pdf

Universidad de Salamanca. *Tratamiento de aguas residuales: Sistemas facultativos [PDF].*https://cidta.usal.es/cursos/edar/modulos/edar/unidades/LIBROS/logo/pdf/facultativas.PDF

VALDIVIELSO, ALBERTO. (s.f.). *IAGUA.* Obtenido de ¿Qué es un tratamiento terciario de aguas residuales?: https://www.iagua.es/respuestas/que-es-tratamiento-terciario-aguas-residuales

Woessner, W. W. (2019). *Propiedades hidrogeológicas de los materiales terrestres y principios del flujo de agua subterránea.* EE.UU.

Zarza, L. (2020). *¿Qué es una fosa séptica?* https://www.iagua.es/respuestas/que-es-fosa-septica.

ANEXO A

INFORME DE POZO

INFORME DE POZO

PERFORACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE POZO PROFUNDO, EN CANTON MAQUILISHUAT, CASERIO EL LIMPIO, JURIDICCION DE ILOBASCO, CABAÑAS.

MAQUINA PERFORADORA

PRESENTA:

TECONSA S.A. DE C.V.
Tel.: 2355-4130

TECONSA, S.A DE C.V.

FECHA: 09 de Enero de 2,020

Escaneado con CamScanner

INDICE

INTRODUCCION 1
1. Ubicación 2
2. Construcción 2
2.1. Perforación 2
3. Perfil Litológico 2
4. Análisis Litológico 3-5
4. Diseño y litología de pozo 6
5. Revestimiento. 7
5.1. Limpieza y Desarrollo 7
6. Prueba de bombeo 7-8
6.1. Caudal Constante 9
6.2.1. Método Jacob 10
6.2.2. Método Logan 10
6.3. Calculo Coeficiente de Almacenamiento 11
6.4. Calculo Coeficiente Proyección de Abatimientos 11
7. Conclusiones 12
8. Recomendaciones 13
9. Anexos 14-16

TECONSA S.A. de C.V. Su Mejor Opción en Renta de Maquinaria

Escaneado con CamScanner

INFORME DE POZO

PERFORACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE POZO PROFUNDO, CANTON MAQUILISHUAT, CASERIO EL LIMPIO, ILOBASCO CABAÑAS

INTRODUCCION:

El presente documento contiene los aspectos constructivos, control, resultados, conclusiones y recomendaciones relacionados con la **"Perforación Y Construcción De Pozo Profundo, en cantón Maquilishuat, caserío el limpio, Ilobasco, cabañas**

La empresa Teconsa, S.A. de C.V., fue contratada para la ejecución del proyecto "Perforación Y Construcción De Pozo Profundo, en cantón Maquilishuat, caserío el limpio, Ilobasco, cabañas"

Atentamente,

TECONSA
Tel.: 2355-4130

Teconsa, S.A. de C.V.

Escaneado con CamScanner

I. UBICACIÓN

2. El Pozo es propiedad de los señores: Rafael Andrés Jovel Miranda, José Isabel Jovel Miranda y Juan Leonardo Jovel Miranda.

La Empresa Teconsa, S.A. DE C.V. fue contratada, para realizar el proyecto de construcción de Pozo Profundo.

3. CONSTRUCCION

2.1. Perforación

La construcción de este pozo se realizó utilizando una máquina perforadora de pozos marca ford, sistema rotativo y percusión de martillo neumático, ejecutándose la obra, entre 10 de Diciembre hasta 09 de Enero de 2.020

El diámetro de perforación en toda su profundidad fue de 12 1/4pulgadas, la dureza de la formación obligo a que utilizáramos broca con insertos de tungsteno, la profundidad total perforada fue de 656 pies (200.00 Metros).

3.0 Perfil Litológico

Como una de las partes técnicas del proceso de perforación y para elaborar el diseño adecuado del pozo, se toman muestras de perforación a cada 3.05 metros (10 pies), por lo que con estas se procedió a elaborar la columna litológica del pozo, en ese sentido se puede comentar lo siguiente:

- La localidad En Cantón maquilishuat, caserío el limpio , Ilobasco Cabañas, se ubica geológicamente sobre una diversidad de materiales, tales como: sedimentos, tobas, lavas, aglomerados y arcillas, siendo los sedimentos, materiales con características de buena permeabilidad, las tobas, los aglomerados y lavas, poseen características, que pueden generar acuíferos a través de fallas geológicas o material escoriaceo.

Escaneado con CamScanner

- ***ANALISIS LITOLOGICO***

- **POZO EN CANTON MAQUILISHUAT, CASERIO EL LIMPIO , ILOBASCO, CABAÑAS**

- **PROFUNDIDAD ESPESOR DESCRIPCION**
- (PIES)(PIES)

- 0 - 144..32 SEDIMENTO ALUVIAL FLUVIAL
- Policromía de colores predominando el gris. Estructura suelta y textura clástica.
- Consisten en canto rodado, gravas, arenas con bloques de variado tamaño o medida y diversa calidad petrográfica (cuarzo, sílice, andesita, riolita, basalto, etc.).

- La muestra de perforación es un grano anguloso, sub-anguloso y sub-redondeado de superficies recientes y antiguas con tamaño de: arena gruesa a muy gruesa con alguna grava media.

- 144.32 – 301.76 SEDIMENTO ALUVIAL FLUVIAL
- Policromí
- de colores predominando el gris verdoso. Estructura suelta y textura clástica.
- Consisten en canto rodado, gravas, arenas con bloques de variado tamaño o medida y diversa calidad petrográfica (cuarzo, sílice, andesita, riolita, basalto, etc.).

- La muestra de perforación es un grano anguloso, sub-anguloso y sub-redondeado de superficies recientes y antiguas con tamaño de: arena gruesa a muy gruesa con alguna grava fina.

Escaneado con CamScanner

PROFUNDIDAD (PIES)	ESPESOR (PIES)	DESCRIPCION

- 301.76 - 498.56 TOBA LITICA.
- Color café. Estructura semicompacta y textura arenosa.
- Consisten en polvo volcánico que engloba ceniza y basalto.

- La muestra de perforación está representada por granos angulosos, sub-angulosos y sub-redondeados de superficies recientes y antiguas
- con tamaños que corresponden a: arena fina a muy fina con alguna media.

- 498.56 - 596.96 AGLOMERADO.
- Color gris oscuro. Estructura semicompacta y textura arenosa.
- Consiste en bloques, fragmentos, piedra pequeña, cenizas de basalto englobados en una matriz de polvo volcánico y ceniza fina.

- La muestra de perforación está representada por granos angulosos, sub-angulosos y subredondeados, de superficies recientes y antiguas con tamaños que corresponden de: arena media a gruesa con alguna fina. La muestra presenta material fisurado y granos en proceso de meteorización.

- 596.96 - 656 AGLOMERADO.
- Color café oscuro. Estructura semicompacta y textura arcillosa erosocionable.
- Consiste en arcilla focilizada, fragmentos, cenizas de basalto englobados en una matriz de polvo volcánico y ceniza fina.

Escaneado con CamScanner

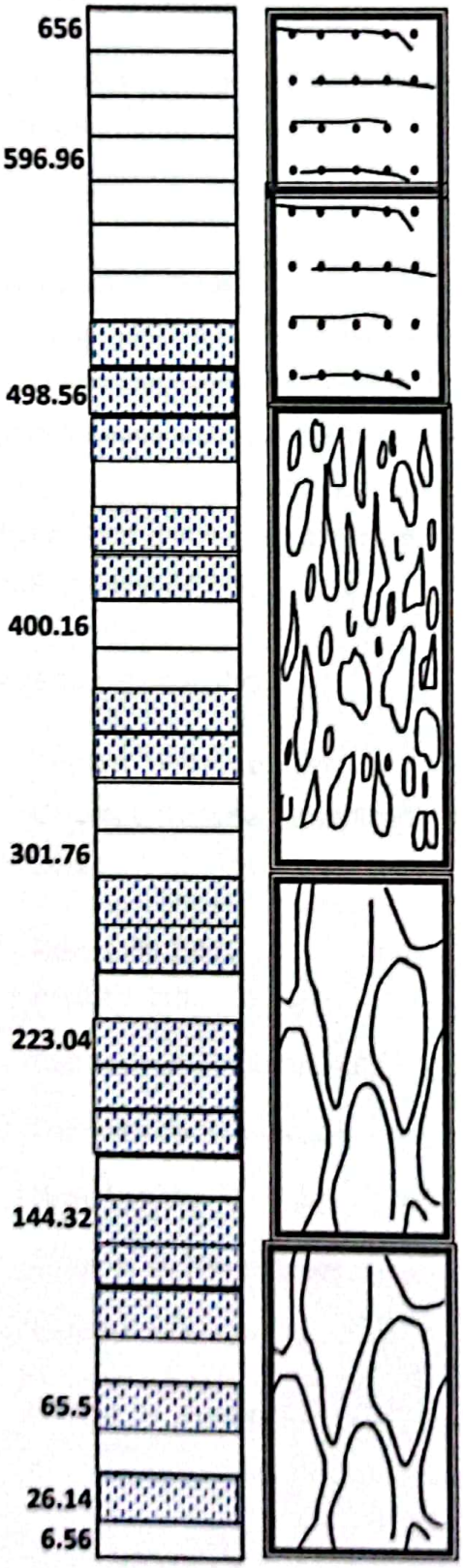
- **PROFUNDIDAD ESPESOR DESCRIPCION**
- **(PIES)(PIES)**

- La muestra de perforación está representada por granos angulosos, sub-angulosos y subredondeados, de superficies recientes y antiguas con tamaños que corresponden de: arena media a gruesa con alguna fina. La muestra presenta material fisurado y granos en proceso de meteorización.

- La muestra de perforación está representada por granos angulosos, sub-angulosos y subredondeados, de superficies recientes y antiguas con tamaños que corresponden de: grava fina a muy fina con alguna arena muy gruesa.

Escaneado con CamScanner

DISENO Y LITOLOGIA DE POZO PROFUNDO, EN CANTON SANTA LUCIA CASERIO EL LIMPIO, JURISDICCION DE ILOBASCO, CABAÑAS



Escaneado con CamScanner

4. Revestimiento

Posteriormente se procedió a revestir el pozo de acuerdo a los datos arrojados por el análisis de muestras, y bitácora del Operador.

5.1. Limpieza y desarrollo

Después del entubado y engravado del pozo se procedió a pistonear por 4 horas después la limpieza con espumante, luego se procedió a inyectar aire comprimido, en los diferentes estratos de la rejilla con el fin de limpiar todos los afluentes y rejillas y lograr así un acomodo del pastel del filtro y además desarrollar los acuíferos, este proceso se realizó por un periodo de 4 horas utilizando compresor SULAIR de 550 CCFM.

6. PRUEBA DE BOMBEO

Equipo utilizado: Bomba tipo sumergible, motorFranklin electric 25HP, Columna Tubería galvanizada ø 3 pulg. X 20 pies, Bomba Sumergible de 20HP

Datos del Pozo

Profundidad	: 200 metros (656pies)
Diámetro de Revestimiento	: 8 pulgadas Con tubería de PVC
Diámetro de Perforación	: 12 1/4 pulgadas
Nivel Estático	: 77 metros (252.56 pies)
Material de Revestimiento	: Tuberia PVC
Espesor Húmedo	: 175.00 metros (574 pies)
Setting de prueba	: 146 metros (478.88 pies)

Dónde:

Escaneado con CamScanner

Q = Caudal de aforo, en GPM

S = Abatimiento, en pies

$$Sk = (S - (((S^2) / (2 * H))))$$

Sk = Abatimiento corregido, en pie

S = Abatimiento durante la prueba, en pie

H = espesor húmedo (Columna de agua), en pie

ΔQ = Diferencia de caudal, en GPM

ΔSk = Diferencia de abatimiento corregido, en pie

$$\text{“C”} = (((\Delta Sk2 / \Delta Q) - (\Delta Sk1 / \Delta Q1)) / (\Delta Q2 + \Delta Q2))$$

Coeficiente de pérdidas propias del pozo, en pie/GPM²

$$\text{“B”} = ((Sk / Q) - (C * Q))$$

Coeficientes de pérdidas del acuífero, en pie/GPM

$$Ce^{-1} = Q / S$$

Inverso de la capacidad específica, en pie/GPM

Escaneado con CamScanner

6.1. Caudal Constante

Caudal	: 100 GPM
Nivel Dinámico	: 350.96 pies
Tiempo	: 24 horas
Abatimiento máximo	: 98.4 pies
Capacidad Específica (Ce)	: 0.50 GPM/pie
Inverso de Ce (Ce^{-1})	: 13.86 pie/GPM

Transmisividad:

Es la razón de la cual fluye el agua a través de una franja vertical de acuífero de ancho unitario y de altura igual al espesor saturado del mismo, cuando el gradiente hidráulico es igual a 1, o sea 100 por ciento. Los valores del coeficiente de Transmisividad varían desde un poco menos de 0.90 hasta más de 500 M3/hora/M.

Si el acuífero cuya Transmisividad varía desde un poco menos de 0.50 M3/hora/M puede únicamente suministrar agua para usos domésticos o similares, cuando la Transmisividad es del orden de 5.00 M3/hora/M o mayor, el rendimiento será adecuado a propósitos industriales, municipales o de riego.

La Transmisividad puede calcularse de diferentes formas, en este caso utilizaremos el método gráfico de **Jacob** y el analítico de **Logan**

Escaneado con CamScanner

6.2.1. METODO DE JACOB T = (264 x Q) / Δs→ (Gráfico)

Este método práctico consiste en determinar el valor del cateto opuesto Δs del triángulo rectángulo que se forma al trazar la línea de tendencia de los puntos ploteados AbatimientoVrs. Tiempo, cuyo cateto adyacente corresponde a un ciclo logarítmico de tiempo.

T Jacob = (264 x Q) / Δs

Q = Caudal de prueba, en GPM

ΔS = Diferencial de abatimiento en plano semi logarítmico, en pie

264 = Constante, adimensional

T Jacob = (264 x 100 GPM) / 295.68 pies

T Jacob = 212.10 GPD/pie

6.2.2. METODODE LOGAN T = 1754.55 x (Q / Smax)→ (Analítico)

Denominado también método analítico o de aproximación, aquí la Transmisividad se obtiene utilizando una formula con variables involucradas directamente en la prueba de bombeo, su uso principalmente consiste en estimar la Transmisividad en tiempos relativamente cortos o específicos.

T Logan= 1754.55 x (Q / Smax)

Smax = Abatimiento máximo durante la prueba, en pie

Q = Caudal de prueba, en GPM

1754.55 = Constante, adimensional

T Logan = 1754.55 x (10 GPM / 340 pie)

T Logan = 516.04GPD/pie

Escaneado con CamScanner

6.3. Calculo Coeficiente de Almacenamiento

El coeficiente de almacenamiento de un acuífero, es el volumen de agua cedida o tomada del almacenamiento del mismo, por unidad de área superficial cuando se produce un cambio unitario de carga. En los acuíferos de nivel freático, s equivale al rendimiento específico del material desecado durante el bombeo. En los acuíferos artesianos, s es el resultado de dos efectos elásticos, la compresión del acuífero y la expansión del agua contenida en éste, cuando la carga o presión es reducida por el bombeo. El coeficiente de almacenamiento es un término adimensional. El valor de s en los acuíferos libres varía desde 0.01 hasta 0.35; estos valores en un acuífero confinados van desde 0.00001 hasta 0.001.

Existen diferentes formas de encontrar el coeficiente de almacenamiento, para este caso nosotros, asumimos un valor igual a 0.002el cual equivale a un acuífero confinado.

6.4. Calculo Coeficiente Proyección de Abatimientos Futuros para un Bombeo Intermitente de 150 Días Continuos

$$B^{\bullet} = \frac{264}{T}\left[Log\left(\frac{Tk}{1.87r^2s}\right) + kLogtd - 0.25 \right]$$

Dónde:

- r = radio nominal, en pies
- K = hrs. de bombeo al día
- td = 150 días de operación continua, correspondiente al tiempo de estiaje
- T = Transmisibilidad, en GPD/pie

Escaneado con CamScanner

Del cual

T = 516.04 GPD/pie
r = 0.33 pie
s = 0.002

Obtuvimos los siguientes valores

K_8 = 0.33	B^*_8 = 2.4168
K_{12} = 0.50	B^*_{12} = 2.6355
K_{16} = 0.66	B^*_{16} = 2.8331
K_{20} = 0.83	B^*_{20} = 3.0084
K_{24} = 1.00	B^*_{24} = 3.1876

7.0 CONCLUSIONES

- **Datos del Pozo**

Profundidad	: 200.00 Metros
Diámetro de Revestimiento	: 8 pulgadas
Diámetro de Perforación	: 12 1/4 pulgadas
Nivel Estático	: 252.56 pies
Material de Revestimiento	: Tubería PVC
Espesor Húmedo	: 403.44 pies
Setting de prueba	: 478.88 pies

- Los parámetros que se obtuvieron a partir de la evaluación de bombeo son los siguientes:

Coeficiente de almacenamiento (s)	: 0.002 adimensional
Transmisividad (T Logan)	: 17,970.84 GPD/pie
Coeficiente de pérdidas propias del pozo (C)	: 8.0E-02 pie/GPM²
Coeficiente de pérdidas del acuífero (B)	: 1.700 pie/GPM
Capacidad Específica (Ce)	: 0.13 GPM/pie

Escaneado con CamScanner

Inverso de la capacidad especifica (Ce^{-1}) : 7.86 pie/GPM

Al momento de la recuperación, en el lapso de 20 minutos el nivel de agua llego a la profundidad de 60.00 metros (196.8 pies), es decir se recuperó en un 98.47%.

8. RECOMENDACIONES

1. El Pozo del Señor: Asociacion de Desarrollo Comunal Una Fuente en El Desierto, "ADESCOFD"
2. De acuerdo a los resultados de los probables abatimientos futuros, el pozo puede explotarse con un caudal de 150 GPM, en periodos de 8 horas diarias de bombeo, con el cual experimentará un nivel dinámico teórico de 426.4 pies (130 metros).
3. Instalarle electrodos, para que trabaje de forma automática.
4. Colocar la cámara de succión a 162 metros (531.3 pies) de profundidad, por que quedaría frente a tubería ciega.

TECONSA S.A. de C.V.
Tel.: 2355-4130

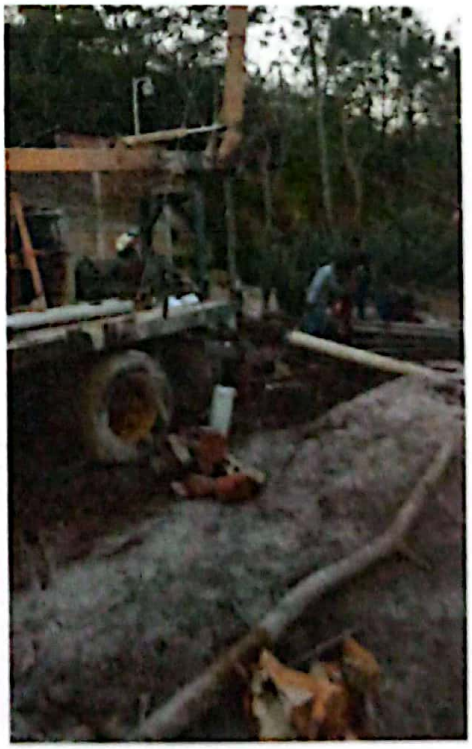
TECONSA, S.A. DE C.V.

FECHA: 09 DE ENERO DE 2020

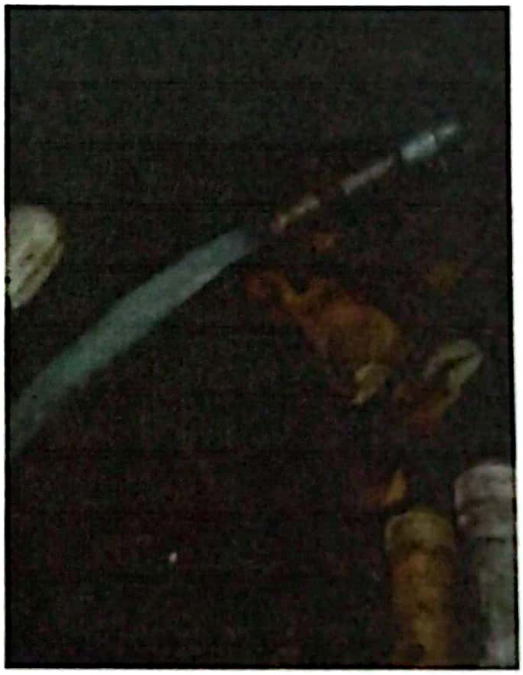
Escaneado con CamScanner

ANEXOS

Escaneado con CamScanner



Escaneado con CamScanner



Escaneado con CamScanner

ANEXO B

PLANOS DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE Y LÍNEA DE IMPELENCIA

DETALLES CONSTRUCTIVOS DE RED DE DISTRICUIÓN DE AGUA POTABLE Y LÍNEA DE IMPELENCIA

SIMBOLOGÍA AGUA POTABLE	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERÍA DE RED DE DISTRIBUCIÓN
	LÍNEA DE IMPELENCIA
	REDUCTORA DE PRESIÓN
	VÁLVULA PURGA DE LODOS
	VÁLVULA ELIMINADORA DE AIRE
	VÁLVULA DE CONTROL
	TANQUE ELEVADO AP
	SENTIDO DE FLUJO RED DE DISTRIBUCIÓN
	SENTIDO DE FLUJO LÍNEA DE IMPELENCIA
	POZO PROFUNDO AP

N O R T E

RAMAL PRINCIPAL

PVC-250 PSI L= 1132 m ø= 3"

RAMAL PRINCIPAL

PVC-250 PSI L= 15.23 m ø= 3"

PVC-250 PSI L= 45.17 m ø= 3"

PVC-250 PSI L= 152.61 m ø= 3"

RAMAL PRINCIPAL

PVC-250 PSI L= 39.54 m ø= 3"

PVC-250 PSI, L=39.54 m, ø= 4"

PVC-250 PSI L= 5.21 m ø= 3"

TANQUE ELEVADO 1

TANQUE ELEVADO 2

PVC-250 PSI L= 4.03 m ø= 3"

IMPELENCIA

PVC-250 PSI,ø= 4"

RAMAL PRINCIPAL

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:

PLANO DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE Y LÍNEA DE IMPELENCIA

PRESENTA:

BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:

MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

SELLOS:

ESCALA: 1:500

FECHA: SEPTIEMBRE 2025

HOJA: 1/16

SIMBOLOGÍA AGUA POTABLE	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERÍA DE RED DE DISTRIBUCIÓN
	LÍNEA DE IMPELENCIA
	REDUCTORA DE PRESIÓN
	VÁLVULA PURGA DE LODOS
	VÁLVULA ELIMINADORA DE AIRE
	VÁLVULA DE CONTROL
	TANQUE ELEVADO AP
	SENTIDO DE FLUJO RED DE DISTRIBUCIÓN
	SENTIDO DE FLUJO LÍNEA DE IMPELENCIA
	POZO PROFUNDO AP

N O R T E

PRINCIPAL

PVC-250 PSI L= 106.81 m ø=3"

IMPELENCIA

PVC-250 PSI L= 100.14 m ø= 3"

RAMAL 1

RAMAL PRINCIPAL

PVC-250 PSI L= 177.59

RAMAL 1

PVC-250 PSI L= 149.66 m ø=2"

RAMAL 1

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:

PLANO DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE Y LÍNEA DE IMPELENCIA

PRESENTA:

BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:

MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

SELLOS:

ESCALA: 1:500

FECHA: SEPTIEMBRE 2025

HOJA: 2/16

SIMBOLOGÍA AGUA POTABLE	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERÍA DE RED DE DISTRIBUCIÓN
	LÍNEA DE IMPELENCIA
	REDUCTORA DE PRESIÓN
	VÁLVULA PURGA DE LODOS
	VÁLVULA ELIMINADORA DE AIRE
	VÁLVULA DE CONTROL
	TANQUE ELEVADO AP
	SENTIDO DE FLUJO RED DE DISTRIBUCIÓN
	SENTIDO DE FLUJO LÍNEA DE IMPELENCIA
	POZO PROFUNDO AP

N O R T E

RAMAL 1

PVC-250 PSI L= 149.66 m ø=2"

RAMAL 1

PVC-250 PSI L= 100.14 m ø= 3"

PVC-250 PSI, ø= 4"

PVC-250 PSI L= 64.78 m ø= 3"

PVC-250 PSI ø= 4"

PVC-2

IMPEL

AL 2

Ø= 2"

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: PLANO DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE Y LÍNEA DE IMPELENCIA	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	***PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL***	SELLOS:	ESCALA: 1:500 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 3/16

SIMBOLOGÍA AGUA POTABLE	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERÍA DE RED DE DISTRIBUCIÓN
	LÍNEA DE IMPELENCIA
	REDUCTORA DE PRESIÓN
	VÁLVULA PURGA DE LODOS
	VÁLVULA ELIMINADORA DE AIRE
	VÁLVULA DE CONTROL
	TANQUE ELEVADO AP
	SENTIDO DE FLUJO RED DE DISTRIBUCIÓN
	SENTIDO DE FLUJO LÍNEA DE IMPELENCIA
	POZO PROFUNDO AP

RAMAL 2

PVC-250 PSI L= 59.73 m ø= 2"

PVC-250 PSI L= 64.78 m ø= 3"

PVC-250 PSI ø= 4"

IMPELENCIA

PVC-250 PSI L= 71.25 m ø= 3"

PVC-250 PSI L=84.5 m ø= 2"

RAMAL 3

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: PLANO DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE Y LÍNEA DE IMPELENCIA	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	***PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL***	SELLOS:	ESCALA: 1:500 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 4/16

SIMBOLOGÍA AGUA POTABLE	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERÍA DE RED DE DISTRIBUCIÓN
	LÍNEA DE IMPELENCIA
	REDUCTORA DE PRESIÓN
	VÁLVULA PURGA DE LODOS
	VÁLVULA ELIMINADORA DE AIRE
	VALVULA DE CONTROL
	TANQUE ELEVADO AP
	SENTIDO DE FLUJO RED DE DISTRIBUCIÓN
	SENTIDO DE FLUJO LÍNEA DE IMPELENCIA
	POZO PROFUNDO AP

RAMAL 2

PVC-250 PSI L= 59.73 m ø= 2"

RAMAL 2

PVC-250 PSI L= 167.14 m ø= 2"

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: PLANO DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE Y LÍNEA DE IMPELENCIA	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	***PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL***	SELLOS:	ESCALA: 1:500 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 5/16

SIMBOLOGÍA AGUA POTABLE	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERÍA DE RED DE DISTRIBUCIÓN
	LÍNEA DE IMPELENCIA
	REDUCTORA DE PRESIÓN
	VÁLVULA PURGA DE LODOS
	VÁLVULA ELIMINADORA DE AIRE
	VÁLVULA DE CONTROL
	TANQUE ELEVADO AP
	SENTIDO DE FLUJO RED DE DISTRIBUCIÓN
	SENTIDO DE FLUJO LÍNEA DE IMPELENCIA
	POZO PROFUNDO AP

PVC-250 PSI L=84.5 m ø= 2"

RAMAL 3

RAMAL 3

PVC-250 PSI L=150.68 m ø= 2"

RAMAL 3

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR **FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA** **ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: PLANO DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE Y LÍNEA DE IMPELENCIA	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	***PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL***	SELLOS:	ESCALA: 1:500 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 6/16

SIMBOLOGÍA AGUA POTABLE	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERÍA DE RED DE DISTRIBUCIÓN
	LÍNEA DE IMPELENCIA
	REDUCTORA DE PRESIÓN
	VÁLVULA PURGA DE LODOS
	VÁLVULA ELIMINADORA DE AIRE
	VÁLVULA DE CONTROL
	TANQUE ELEVADO AP
	SENTIDO DE FLUJO RED DE DISTRIBUCIÓN
	SENTIDO DE FLUJO LÍNEA DE IMPELENCIA
	POZO PROFUNDO AP

RAMAL PRINCIPAL

PVC-250 PSI ø= 4"

PVC-250 PSI L=253.39 m ø= 3"

RAMAL PRINCIPAL

IMPELENCIA

PVC-250 PSIø= 4"

IMPELENCIA

RAMAL PRINCIPAL

PVC-250 PSI L=165.01 m ø= 3"

IMPELENCIA

PVC-250 PSI ø= 4"

RAMAL 4

PVC-250 PSI L=23.80 m ø= 2"

PVC-250 PSI

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: PLANO DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE Y LÍNEA DE IMPELENCIA	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	***PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL***	SELLOS:	ESCALA: 1:500 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 7/16

SIMBOLOGÍA AGUA POTABLE	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERÍA DE RED DE DISTRIBUCIÓN
	LÍNEA DE IMPELENCIA
	REDUCTORA DE PRESIÓN
	VÁLVULA PURGA DE LODOS
	VÁLVULA ELIMINADORA DE AIRE
	VÁLVULA DE CONTROL
	TANQUE ELEVADO AP
	SENTIDO DE FLUJO RED DE DISTRIBUCIÓN
	SENTIDO DE FLUJO LÍNEA DE IMPELENCIA
	POZO PROFUNDO AP

RAMAL 4

PVC-250 PSI L=23.80 m ø= 2"

PVC-250 PSI L= 47.87 m ø= 3"

PVC-250 PSI ø= 4"

PVC-250 PSI L=19.23 m ø= 3"

PVC-250 PSI L=56.13 m ø= 2"

RAMAL 5

RAMAL 6

PVC-250 PSI L=33.52 m ø= 2"

PVC-250 PSI L=41.86 m ø= 2"

PVC-250 PSI L=71.61 m ø= 3"

IMPELENCIA

RAMAL PRINCIPAL

PVC-250 PSI L= 53.78 m ø= 3"

PVC-250 PSI ø= 4"

IMPELENCIA

PVC-250 PSI L=96.40 m ø= 2"

RAMAL 7

RAMAL PRINCIPAL

PVC-250 PSI

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:

PLANO DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE Y LÍNEA DE IMPELENCIA

PRESENTA:

BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:

MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

SELLOS:

ESCALA: 1:500

FECHA: SEPTIEMBRE 2025

HOJA: 8/16

SIMBOLOGÍA AGUA POTABLE	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERIA DE RED DE DISTRIBUCIÓN
	LINEA DE IMPELENCIA
	REDUCTORA DE PRESIÓN
	VÁLVULA PURGA DE LODOS
	VÁLVULA ELIMINADORA DE AIRE
	VÁLVULA DE CONTROL
	TANQUE ELEVADO AP
	SENTIDO DE FLUJO RED DE DISTRIBUCIÓN
	SENTIDO DE FLUJO LÍNEA DE IMPELENCIA
	POZO PROFUNDO AP

N O R T E

RAMAL 7

PVC-250 PSI L=96.40 m ø= 2"

RAMAL PRINCIPAL

PVC-250 PSI L=130.36 m ø= 3"

PVC-250 PSI ø= 4"

PVC-250 PSI ø= 4"

PVC-250 PSI L= 53.78 m ø= 3"

PVC-250 PSI ø= 4"

ENCIA

RAMA

PVC-250 PSI L=96.96 m ø= 2"

RAMAL P

PVC-250 PSI ø= 4"

ø= 3"

PVC-250 PSI L=28.51 m ø= 3"

PVC-250 PSI L=44.98 m ø= 2"

RAMAL 8

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: PLANO DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE Y LÍNEA DE IMPELENCIA	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	***PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL***	SELLOS:	ESCALA: 1:500 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 9/16

SIMBOLOGÍA AGUA POTABLE	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERÍA DE RED DE DISTRIBUCIÓN
	LÍNEA DE IMPELENCIA
	REDUCTORA DE PRESIÓN
	VÁLVULA PURGA DE LODOS
	VÁLVULA ELIMINADORA DE AIRE
	VÁLVULA DE CONTROL
	TANQUE ELEVADO AP
	SENTIDO DE FLUJO RED DE DISTRIBUCIÓN
	SENTIDO DE FLUJO LÍNEA DE IMPELENCIA
	POZO PROFUNDO AP

RAMAL 7

PVC-250 PSI L= 70.14 m ø= 2"

RAMAL 7

PVC-250 PSI L=96.40 m ø= 2"

PVC-250 PSI L= 35.87 m ø= 2"

RAMAL 11

PVC-250 PSI L= 42.14 m ø= 2"

RAMAL 10

RAMAL 9

PVC-250 PSI L= 96.96 m ø= 2"

PVC-250 PSI ø= 4"

RAMAL PR

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:

PLANO DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE Y LÍNEA DE IMPELENCIA

PRESENTA:

BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:

MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

SELLOS:

ESCALA: 1:500

HOJA: 10/16

FECHA: SEPTIEMBRE 2025

SIMBOLOGÍA AGUA POTABLE	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERÍA DE RED DE DISTRIBUCIÓN
	LÍNEA DE IMPELENCIA
	REDUCTORA DE PRESIÓN
	VÁLVULA PURGA DE LODOS
	VÁLVULA ELIMINADORA DE AIRE
	VÁLVULA DE CONTROL
	TANQUE ELEVADO AP
	SENTIDO DE FLUJO RED DE DISTRIBUCIÓN
	SENTIDO DE FLUJO LÍNEA DE IMPELENCIA
	POZO PROFUNDO AP

L= 42.14 m ø= 2"

10

PVC-250 PSI L= 154.81 m ø= 3"

PVC-250 PSI ø= 4"

IMPELENCIA

RAMAL PRINCIPAL

PVC-250 PSI ø= 4"

RAMAL 12

PVC-250 PSI L=205.67 m ø= 2"

RAMAL 12

PVC-250 PSI L=205.67 m ø= 2"

RAMAL 12

R

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR **FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA** **ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: PLANO DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE Y LÍNEA DE IMPELENCIA	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	***PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL***	SELLOS:	ESCALA: 1:500 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 11/16

SIMBOLOGÍA AGUA POTABLE	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERÍA DE RED DE DISTRIBUCIÓN
	LÍNEA DE IMPELENCIA
	REDUCTORA DE PRESIÓN
	VÁLVULA PURGA DE LODOS
	VÁLVULA ELIMINADORA DE AIRE
	VÁLVULA DE CONTROL
	TANQUE ELEVADO AP
	SENTIDO DE FLUJO RED DE DISTRIBUCIÓN
	SENTIDO DE FLUJO LÍNEA DE IMPELENCIA
	POZO PROFUNDO AP

RAMAL 13

PVC-250 PSI L= 55.21 m ø= 2"

RAMAL 13

PVC-250 PSI L= 55.07 m ø= 2"

RAMAL PRINCIPAL

PVC-250 PSI L= 91.19 m ø= 3"

PVC-250 PSI ø= 4"

IMPELENCIA

PVC-250 PSI L= 169.89 m ø= 3"

RAMA

PVC-250 PSI ø= 4"

IMPELENCIA

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:

PLANO DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE Y LÍNEA DE IMPELENCIA

PRESENTA:

BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:

MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

SELLOS:

ESCALA: 1:500

FECHA: SEPTIEMBRE 2025

HOJA: 12/16

SIMBOLOGÍA AGUA POTABLE	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERÍA DE RED DE DISTRIBUCIÓN
	LÍNEA DE IMPELENCIA
	REDUCTORA DE PRESIÓN
	VÁLVULA PURGA DE LODOS
	VÁLVULA ELIMINADORA DE AIRE
	VÁLVULA DE CONTROL
	TANQUE ELEVADO AP
	SENTIDO DE FLUJO RED DE DISTRIBUCIÓN
	SENTIDO DE FLUJO LÍNEA DE IMPELENCIA
	POZO PROFUNDO AP

RAMAL PRINCIPAL

PVC-250 PSI L= 132.71 m ø= 3"

PVC-250 PSI ø= 4"

IMPELENCIA

RAMAL PRINCIPAL

-250 PSI L= 169.89 m ø= 3"

PVC-250 PSI ø= 4"

IMPELENCIA

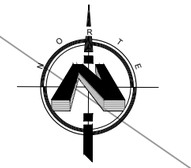
445 m

440 m

435 m

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: PLANO DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE Y LÍNEA DE IMPELENCIA	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	***PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL***	SELLOS:	ESCALA: 1:500 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 13/16

SIMBOLOGÍA AGUA POTABLE	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERÍA DE RED DE DISTRIBUCIÓN
	LÍNEA DE IMPELENCIA
	REDUCTORA DE PRESIÓN
	VÁLVULA PURGA DE LODOS
	VÁLVULA ELIMINADORA DE AIRE
	VÁLVULA DE CONTROL
	TANQUE ELEVADO AP
	SENTIDO DE FLUJO RED DE DISTRIBUCIÓN
	SENTIDO DE FLUJO LÍNEA DE IMPELENCIA
	POZO PROFUNDO AP



IMPELENCIA

PVC-250 PSI ø= 4"

RAMAL PRINCIPAL

PVC-250 PSI L= 201.45 m ø= 3"

PVC-250 PSI ø= 4"

IMPELENCIA

IPAL

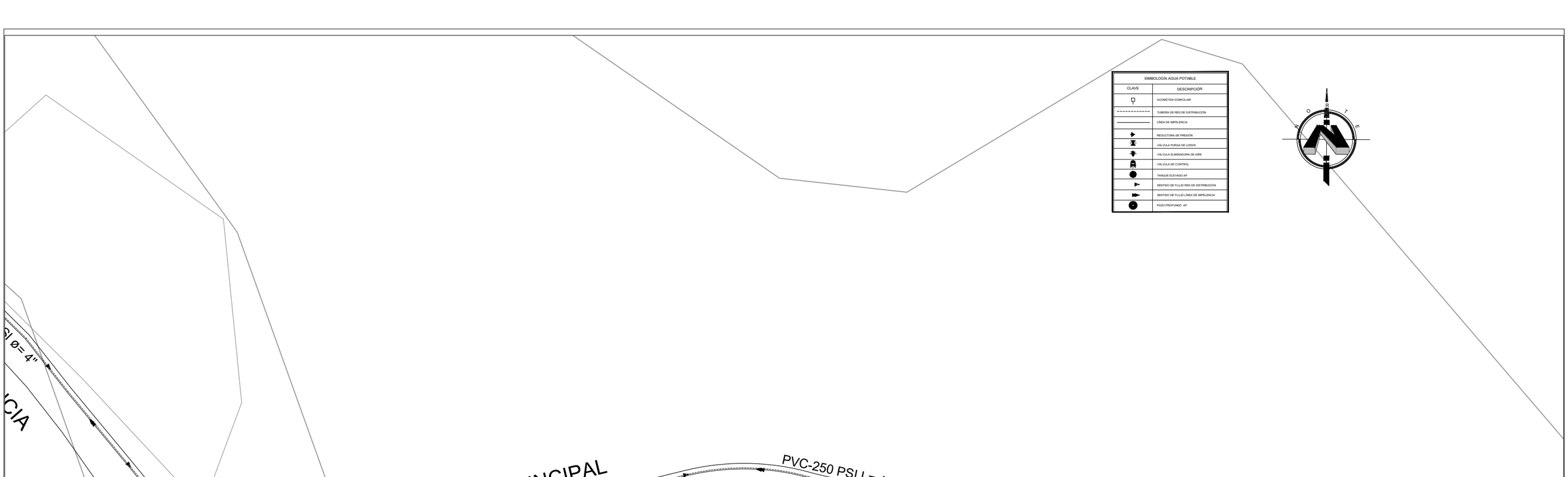
VC-250 PSI L= 132.71 m ø= 3"

RAMAL P

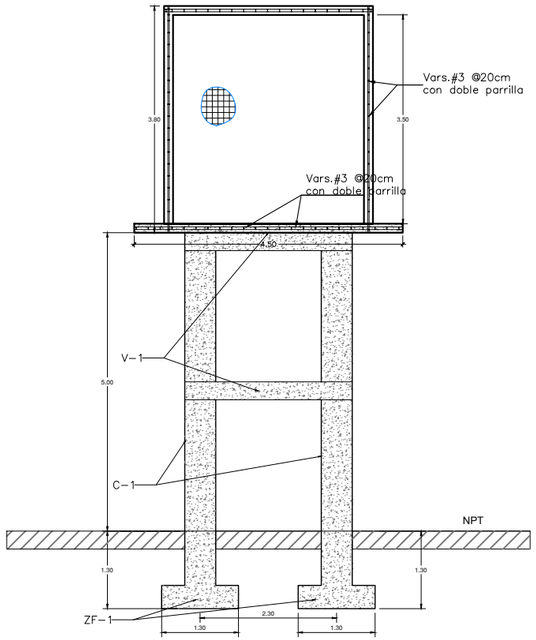
PVC-2

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: PLANO DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE Y LÍNEA DE IMPELENCIA	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	***PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL***	SELLOS:	ESCALA: 1:500 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 14/16

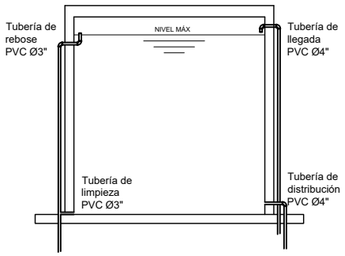
SIMBOLOGÍA AGUA POTABLE	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERÍA DE RED DE DISTRIBUCIÓN
	LÍNEA DE IMPELENCIA
	REDUCTORA DE PRESIÓN
	VÁLVULA PURGA DE LODOS
	VÁLVULA ELIMINADORA DE AIRE
	VÁLVULA DE CONTROL
	TANQUE ELEVADO AP
	SENTIDO DE FLUJO RED DE DISTRIBUCIÓN
	SENTIDO DE FLUJO LÍNEA DE IMPELENCIA
	POZO PROFUNDO AP



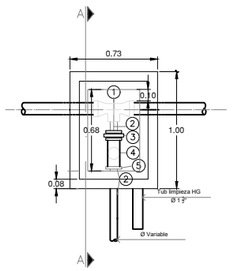
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: PLANO DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE Y LÍNEA DE IMPELENCIA	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	***PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL***	SELLOS:	ESCALA: 1:500 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 15/16



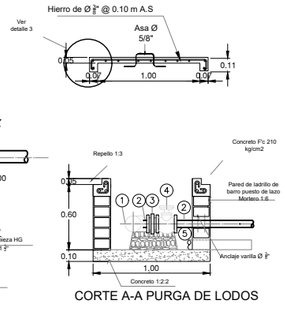
ELEVACIÓN DE TANQUE DE AP
ESCALA 1:50



ESQUEMA DE INSTALACIÓN DE TUBERÍAS AP
ESCALA 1:50



PLANTA PURGA DE LODOS

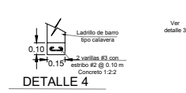


CORTE A-A PURGA DE LODOS

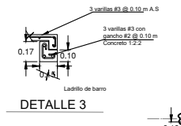
VÁLVULA DE PURGA DE LODOS

ACOTACIONES: METROS SIN ESCALA

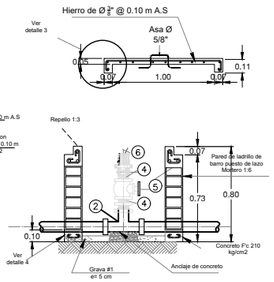
SIMBOLOGÍA	
1	Tee HG Ø según red de distribución
2	Niple con rosca Ø según red de distribución
3	Unión universal Ø según red de distribución
4	Válvula de Ho.Fo. Ø según red de distribución
5	Adaptador hembra de PVC Ø según re de distribución



DETALLE 4



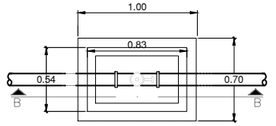
DETALLE 3



CORTE B-B PURGA DE AIRE

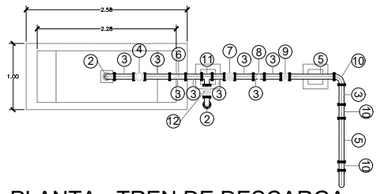
VÁLVULA DE PURGA DE AIRE

ACOTACIONES: METROS SIN ESCALA



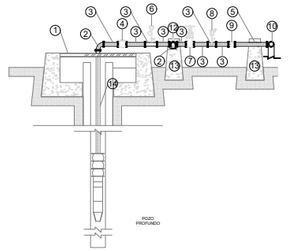
PLANTA PURGA DE AIRE

SIMBOLOGÍA	
2	Tee HG Ø según red de distribución
3	Reductor Ø según red de distribución
4	Niple con rosca Ø diámetro de red de distribución
5	Válvula de bronce de Ø según red de distribución
6	Valvula expulsora/inclusora de aire Ho.Fo Ø según red de distribución



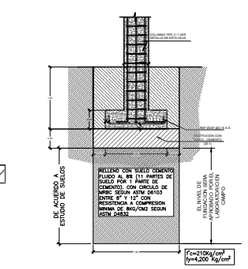
PLANTA - TREN DE DESCARGA

SIN ESCALA

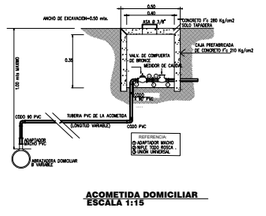


PERFIL - TREN DE DESCARGA

SIN ESCALA



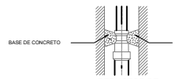
DETALLE DE ZF-1
ESCALA 1:50



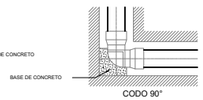
ACOMETIDA DOMICILIAR
ESCALA 1:15

DETALLES TÍPICOS DE ANCLAJES DE TUBERÍAS

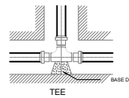
SIN ESCALA



REDUCTOR DE DIÁMETRO

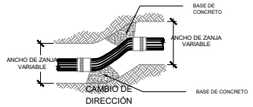


CODO 90°

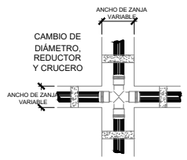


TEE

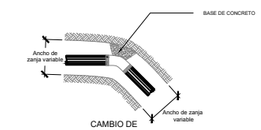
CAMBIO DE DIRECCIÓN VERTICAL



CAMBIO DE DIRECCIÓN HORIZONTAL

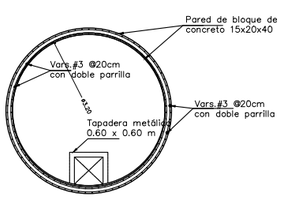


ANCLAJE DE VÁLVULA

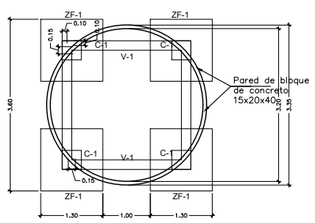


CAMBIO DE DIRECCIÓN VERTICAL

NOTA: Base de concreto f'c=210 kg/cm2 para cada anclaje

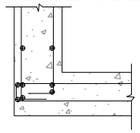


PLANTA TANQUE DE AP
ESCALA 1:50

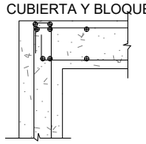


PLANTA ESTRUCTURAL DE TANQUE ELEVADO
ESCALA 1:50

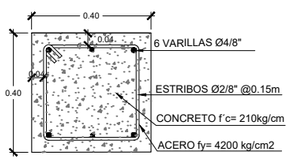
DETALLE DE EMPOTRAMIENTO LOSA DE FONDO Y BLOQUE DE CONCRETO



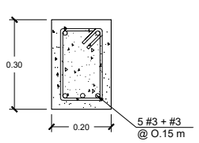
DETALLE DE EMPOTRAMIENTO LOSA DE CUBIERTA Y BLOQUE DE CONCRETO



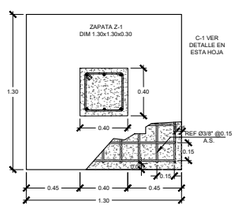
DETALLES DE EMPOTRAMIENTO
ESCALA 1:25



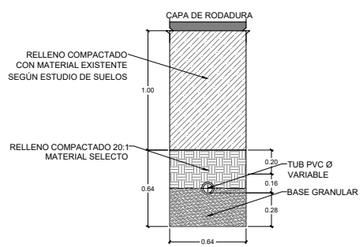
DETALLE DE C-1
ESCALA 1:10



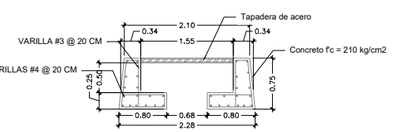
DETALLE DE V-1
ESCALA 1:10



ZAPATA ZF-1



DETALLE DE EXCAVACIÓN PARA TUBERÍA PRINCIPAL AP



BASE DE BOMBA

ACOTACIONES: METROS SIN ESCALA

LISTADO DE MATERIALES
1- TAPADERA DE ACERO
2- CODO BRIDADO DE HIERRO FUNDIDO DE 90° Y 4" DE DIÁMETRO.
3- TUBERÍA BRIDADO FORMADO DE HIERRO FUNDIDO DE 4" DE DIÁMETRO DE LONGITUD DE 0.25 M.
4-VÁLVULA DE RETENCIÓN TIPO CHECK, SERVICIO DE AGUA LIMPIA DE 4" DE DIÁMETRO E INSTALACIÓN ENTRE BRIDAS.
5- TUBERÍA BRIDADO FORMADO DE HIERRO FUNDIDO DE 4" DE DIÁMETRO DE LONGITUD DE 0.50 M.
6- MANÓMETRO TIPO BURDÓN CON GLICERINA, COLA DE COCHINO DE HIERRO FUNDIDO Y VÁLVULA DE BOLA.
7- VÁLVULA DE CONTROL TIPO COMPUERTA ABIERTA DE VÁSTAGO BRIDADA FIJO CLASE 250 DE 4" DE DIÁMETRO HIERRO FUNDIDO.
8- VÁLVULA DE ADMISIÓN Y EXPULSIÓN DE AIRE HIERRO FUNDIDO Y VÁLVULA DE BOLA.
9- MACROMEDIDOR DE AGUA DE 4" DE DIÁMETRO HIERRO FUNDIDO.
10- CODO BRIDADO DE HIERRO FUNDIDO DE 45° Y 4" DE DIÁMETRO.
11- TEE BRIDADA DE HIERRO FUNDIDO DE 4" DE DIÁMETRO.
12- VÁLVULA CONTRA GOLPE DE ARIETE DE HIERRO FUNDIDO DE 4" DE DIÁMETRO.
13- APOYOS DE CONCRETO ARMADO 210 KG/CM2
14- TUBERÍA ACERO GALVANIZADO DE 4"

NOTAS GENERALES

1. No se aceptarán tuberías ni accesorios que presenten defectos visibles, estén incompletos, tengan juntas deterioradas o cualquier otra irregularidad que afecte su funcionamiento. Antes de su instalación, deberán ser inspeccionados cuidadosamente por el contratista y la supervisión técnica.

2. El contratista deberá verificar que todos los materiales (tuberías, válvulas, acoples y accesorios) cumplan con los diámetros, presiones y especificaciones técnicas establecidas en los planos y documentos del proyecto. Su utilización requerirá la aprobación formal de la supervisión.

3. En caso de instalar materiales dañados o que no cumplan con las especificaciones aprobadas, el contratista estará obligado a desmontarlos y sustituirlos por piezas conformes, sin derecho a pagos adicionales.

4. Durante la descarga, manipulación y transporte de tuberías, se deberá evitar arrojarlas, rodarlas o golpearlas contra superficies duras. Está prohibido el uso de cadenas o cuerdas; se deberán emplear correas acolchadas o cintas anchas que protejan el revestimiento externo.

5. Las tuberías deberán almacenarse en condiciones adecuadas, protegidas de agentes ambientales, impactos o deformaciones. Deberán mantenerse especialmente protegidos los extremos para garantizar uniones seguras.

6. Los cortes de tuberías deberán realizarse a escuadra (90°) mediante sierras mecánicas. Quedan prohibidos los cortes en diagonal. Todo corte deberá ser limpio y rectificado en caso de daño.

7. No se autorizarán pagos por excavaciones adicionales no aprobadas previamente o ejecutadas por error en el dimensionamiento.

8. El contratista será responsable de ejecutar todos los ítems indicados en el presupuesto y planos hidráulicos, contando con el equipo adecuado y personal calificado para asegurar una instalación correcta y el buen funcionamiento del sistema.

9. Antes de la instalación, se deberá verificar que todos los materiales estén libres de defectos. No se permitirá la colocación de piezas con daños, por mínimos que sean.

10. Los equipos, accesorios y dispositivos deberán instalarse de modo que permitan fácil acceso para su mantenimiento, reparación o reemplazo.

11. Las tuberías y accesorios a utilizar deberán ser de los siguientes materiales: Hierro Fundido Dúctil (HFD), Hierro Galvanizado (HG), PVC o Acero, según lo indicado en el formato del plan de oferta. En el caso del PVC, queda prohibido el uso de calor para las uniones.

12. Todos los materiales deberán cumplir con las normas ASTM, AWWA o ISO aplicables. El contratista deberá presentar los certificados de conformidad correspondientes ante la supervisión técnica.

13. El ancho de las zanjas deberá adaptarse al diámetro de la tubería a instalar, garantizando estabilidad en las paredes y espacio suficiente para la correcta compactación del relleno.

14. El contratista será responsable de verificar el correcto funcionamiento de todos los elementos instalados en la red de agua potable. La supervisión técnica validará su desempeño antes de aceptar cada ítem como concluido.

15. Todos los elementos estructurales representados en estos planos deberán ser verificados y validados por un especialista estructural debidamente acreditado. Ningún elemento estructural deberá ser ejecutado sin la revisión y aprobación por parte de la supervisión.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:
DETALLES CONSTRUCTIVOS
DE RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA
POTABLE Y LÍNEA DE IMPELENCIA

PRESENTA:
BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:
MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

SELLOS:

ESCALA: 1:500

HOJA: 16/16

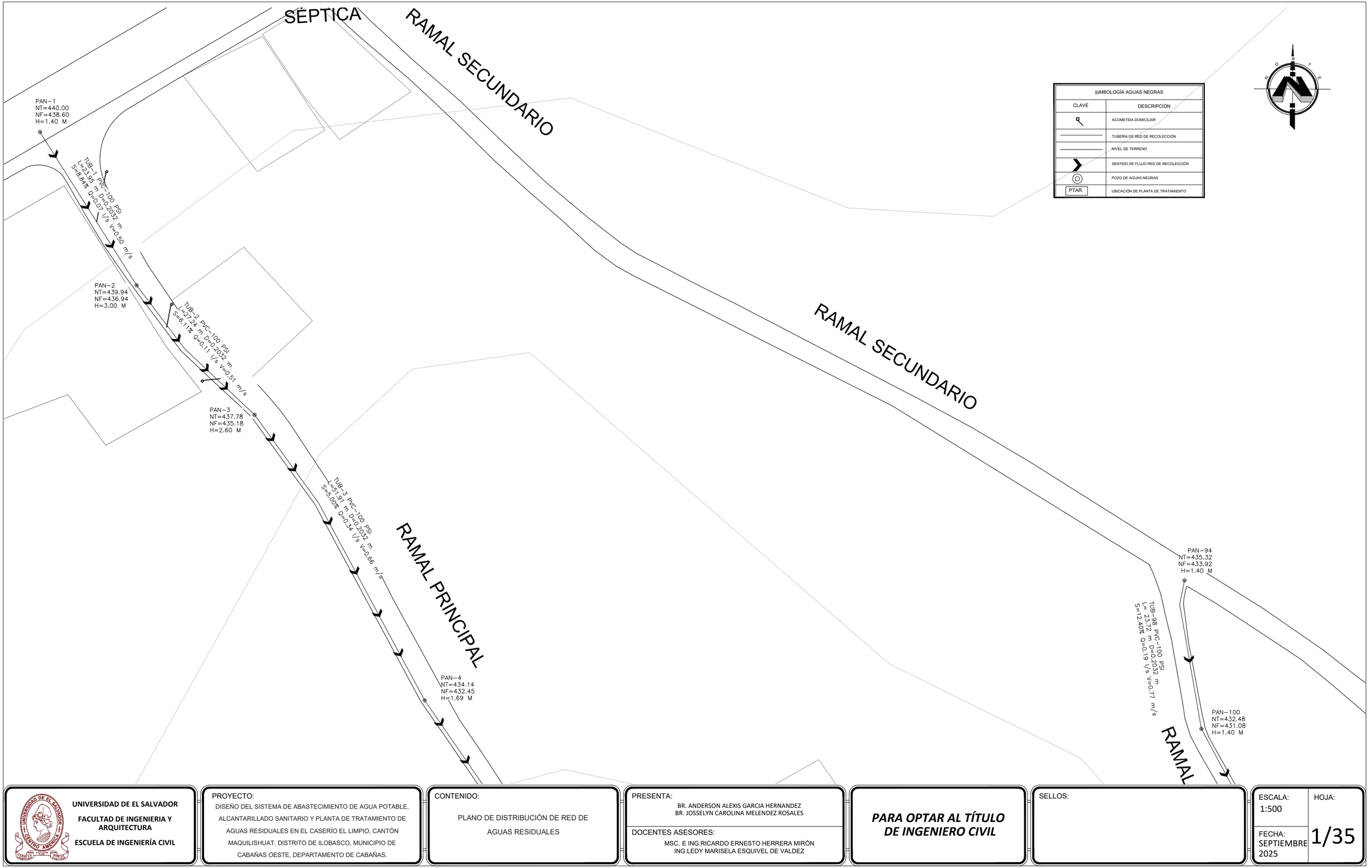
FECHA: SEPTIEMBRE 2025

ANEXO C

PLANO DE DISTRIBUCIÓN DE RED DE AGUAS RESIDUALES

PERFILES TOPOGRÁFICOS DE RED DE AGUAS RESIDUALES

DETALLES CONSTRUCTIVOS DE RED DE AGUAS RESIDUALES Y PLANTA DE TRATAMIENTO



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:

PLANO DE DISTRIBUCIÓN DE RED DE AGUAS RESIDUALES

PRESENTA:

BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:

MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

SELLOS:

ESCALA: 1:500

FECHA: SEPTIEMBRE 2025

HOJA: 1/35

SIMBOLOGÍA AGUAS NEGRAS	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERÍA DE RED DE RECOLECCIÓN
	NIVEL DE TERRENO
	SENTIDO DE FLUJO RED DE RECOLECCIÓN
	POZO DE AGUAS NEGRAS
PTAR	UBICACIÓN DE PLANTA DE TRATAMIENTO

N O R T E

TUB-4 PVC-100 PSI
L=60.50 m D=0.2032 m
S=10.70% Q=0.66 l/s V=1.05 m/s

PAN-5
NT=428.21
NF=425.82
H=2.39 M

TUB-5 PVC-100 PSI
L=33.67 m D=0.2032 m
S=6.68% Q=1.14 l/s V=1.07 m/s

PAN-6
NT=425.01
NF=422.96
H=2.05 M

TUB-6 PVC-100 PSI
L=53.15 m D=0.2032 m
S=7.99% Q=1.41 l/s V=1.21 m/s

PAN-100
NT=432.48
NF=431.08
H=1.40 M

RAMAL 1

TUB-99 PVC-100 PSI
L= 31.75 m D=0.2032 m
S=2.41% Q=0.35 l/s V=0.50 m/s

PAN-101
NT=431.27
NF=429.42
H=1.85 M

TUB-99 PVC-100 PSI
L= 36.92 m D=0.2032 m
S=2.09% Q=0.55 l/s V=0.57 m/s

PAN-102
NT=431.13
NF=427.93
H=3.20 M

RAMAL 1

TUB-101 PVC-100 PSI
L= 58.15 m D=0.2032 m x 1.00
S=7.54% Q=0.55 l/s V=0.80 m/s

PAN-103
NT=425.90
NF=424.50
H=1.40 M

PAN-96
NT=437.57
NF=435.57
H=2.00 M

TUB-95 PVC-100 PSI
L= 36.87 m D=0.2032 m
S=5.30% Q=0.13 l/s V=0.53 m/s

PAN-97
NT=436.92
NF=433.92
H=3.00 M

AL SECUNDARIO

TUB-96 PVC-10
L= 49.33 m D=0
S=4.46% Q=0.13 l/

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: PLANO DE DISTRIBUCIÓN DE RED DE AGUAS RESIDUALES	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	***PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL***	SELLOS:	ESCALA: 1:1000 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 2/35

SIMBOLOGÍA AGUAS NEGRAS	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERÍA DE RED DE RECOLECCIÓN
	NIVEL DE TERRENO
	SENTIDO DE FLUJO RED DE RECOLECCIÓN
	POZO DE AGUAS NEGRAS
PTAR	UBICACIÓN DE PLANTA DE TRATAMIENTO

RAMAL 1

NT=431.27
NF=429.42
H=1.85 M

TUB-99 PVC-100 PSI
L= 36.92 m D=0.2032 m
S=2.09% Q=0.55 l/s V=0.57 m/s

PAN-102
NT=431.13
NF=427.93
H=3.20 M

RAMAL 1

TUB-101 PVC-100 PSI
L= 58.15 m D=0.2032 m x 1.00
S=7.54% Q=0.55 l/s V=0.80 m/s

TUB-96 PVC-100 PSI
L= 49.33 m D=0.2032 m
S=4.46% Q=0.13 l/s V=0.50 m/s

PAN-98
NT=433.97
NF=432.57
H=2.29 M

TUB-97 PVC-100 PSI
L= 28.15 m D=0.2032 m
S=4.33% Q=0.39 l/s V=0.68 m/s

PAN-99
NT=432.00
NF=430.60
H=1.80 M

PAN-103
NT=425.90
NF=424.50
H=1.40 M

TUB-102 PVC-100 PSI
L= 53.19 m D=0.2032 m
S=0.75% Q=1.32 l/s V=0.52 m/s

PAN-104
NT=429.00
NF=423.40
H=5.60 M

TUB-104 PVC-100 PSI
L= 33.56 m D=0.2032 m
S=10.09% Q=2.42 l/s V=1.53 m/s

SERVIDUMBRE 1

PAN-105
NT=421.50
NF=419.60
H=1.90 M

TUB-105 PVC-100 PSI
L= 20.21 m D=0.2032 m
S=13.68% Q=2.62 l/s V=1.74 m/s

PAN-106
NT=418.17
NF=416.62
H=1.55 M

TUB-6 PVC-100 PSI
L=63.15 m D=0.2032 m
S=7.99% Q=1.41 l/s V=1.21 m/s

PAN-7
NT=420.37
NF=417.83
H=2.54 M

TUB-7 PVC-100 PSI
L=25.08 m D=0.2032 m
S=1.12% Q=3.32 l/s V=0.78 m/s

TUB-8 PVC-100 PSI
L=38.23 m D=0.2032 m
S=0.52% Q=3.47 l/s V=0.60 m/s

PAN-8
NT=420.94
NF=417.45
H=3.49 M

PAN-9

L2

V=1.39 m/s

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: PLANO DE DISTRIBUCIÓN DE RED DE AGUAS RESIDUALES	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	***PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL***	SELLOS:	ESCALA: 1:1000 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 3/35

SIMBOLOGÍA AGUAS NEGRAS	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERÍA DE RED DE RECOLECCIÓN
	NIVEL DE TERRENO
	SENTIDO DE FLUJO RED DE RECOLECCIÓN
	POZO DE AGUAS NEGRAS
PTAR	UBICACIÓN DE PLANTA DE TRATAMIENTO

N O R T E

SERVIDUMBRE 1

PAN-105
NT=421.50
NF=419.60
H=1.90 M

TUB-105 PVC-100 PSI
L= 20.21 m D=0.2032 m
S=13.68% Q=2.62 l/s V=1.74 m/s

PAN-106
NT=418.17
NF=416.62
H=1.55 M

TUB-106 PVC-100 PSI
L= 20.03 m D=0.2032 m
S=10.69% Q=2.74 l/s V=1.61 m/s

PAN-11
NT=416.97
NF=413.84
H=3.13 M

RAMAL PR

TUB-11 PVC-100 PSI
L=33.87 m D=0.2032 m
S=0.53% Q=5.65 l/s V=0.70 m/s

PAN-7
NT=420.37
NF=417.83
H=2.54 M

TUB-7 PVC-100 PSI
L=25.08 m D=0.2032 m
S=1.12% Q=3.32 l/s V=0.78 m/s

TUB-8 PVC-100 PSI
L=38.23 m D=0.2032 m
S=0.52% Q=3.47 l/s V=0.60 m/s

PAN-8
NT=420.94
NF=417.45
H=3.49 M

PAN-9
NT=419.90
NF=417.10
H=2.80 M

TUB-9 PVC-100 PSI
L=45.63 m D=0.2032 m
S=1.69% Q=3.77 l/s V=0.94 m/s

PAN-10
NT=418.08
NF=416.28
H=1.80 M

TUB-10 PVC-100 PSI
L=29.10 m D=0.2032 m
S=3.65% Q=4.09 l/s V=1.26 m/s

RAMAL 2

TUB-60 PVC-100 PSI
L= 60.04 m D=0.2032 m
S=11.62% Q=1.38 l/s V=1.39 m/s

PAN-61
NT=427.75
NF=425.25
H=2.50 M

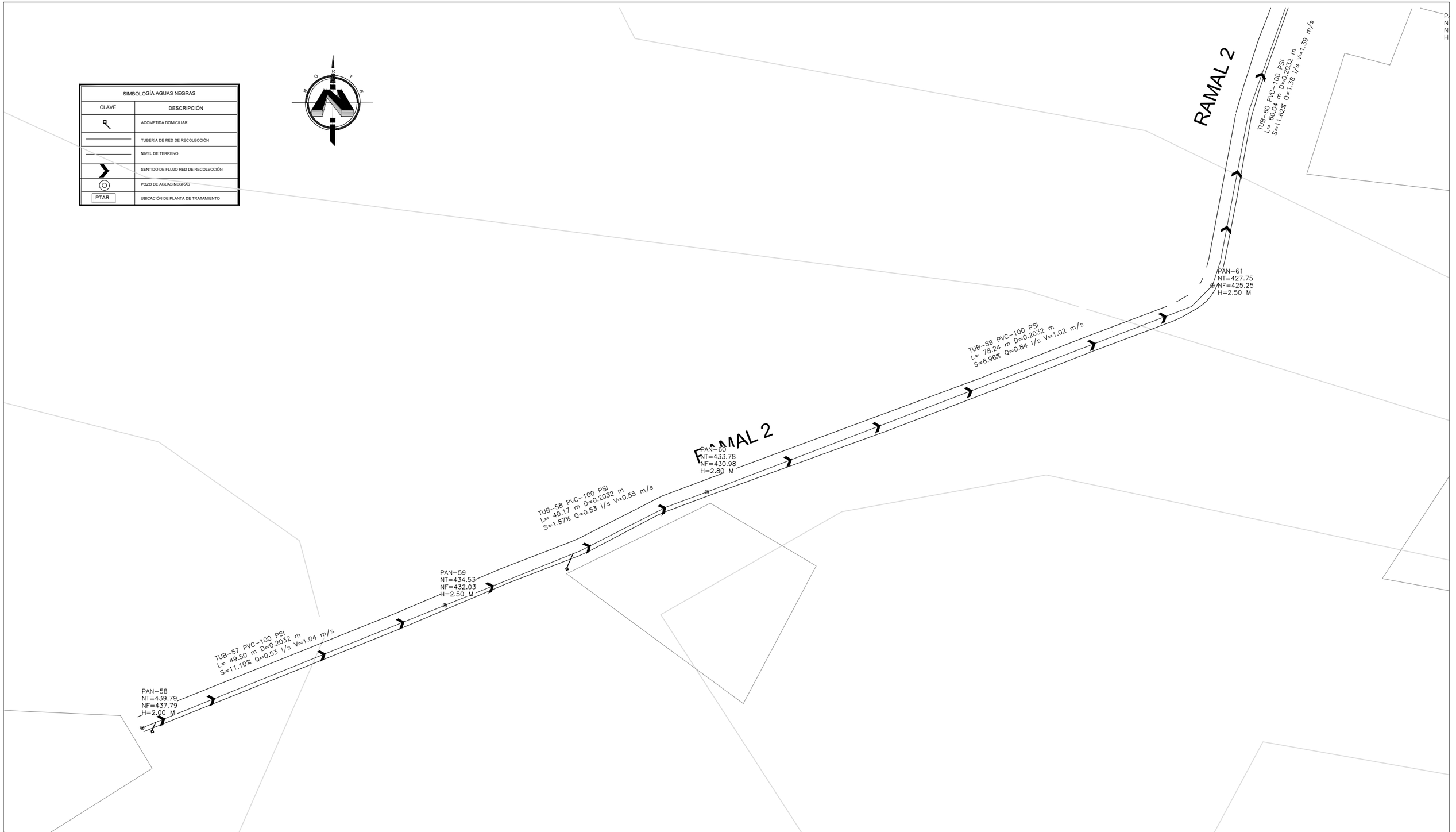
PVC-100 PSI
24 m D=0.2032 m
6% Q=0.84 l/s V=1.02 m/s

RAMAL 3

TUB-61 PVC-100 PSI
L= 91.00 m D=0.2032 m
S=0.71% Q=6.01 l/s V=0.79 m/s

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: PLANO DE DISTRIBUCIÓN DE RED DE AGUAS RESIDUALES	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	***PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL***	SELLOS:	ESCALA: 1:1000 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 4/35

SIMBOLOGÍA AGUAS NEGRAS	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERÍA DE RED DE RECOLECCIÓN
	NIVEL DE TERRENO
	SENTIDO DE FLUJO RED DE RECOLECCIÓN
	POZO DE AGUAS NEGRAS
PTAR	UBICACIÓN DE PLANTA DE TRATAMIENTO



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:

PLANO DE DISTRIBUCIÓN DE RED DE AGUAS RESIDUALES

PRESENTA:

BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:

MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

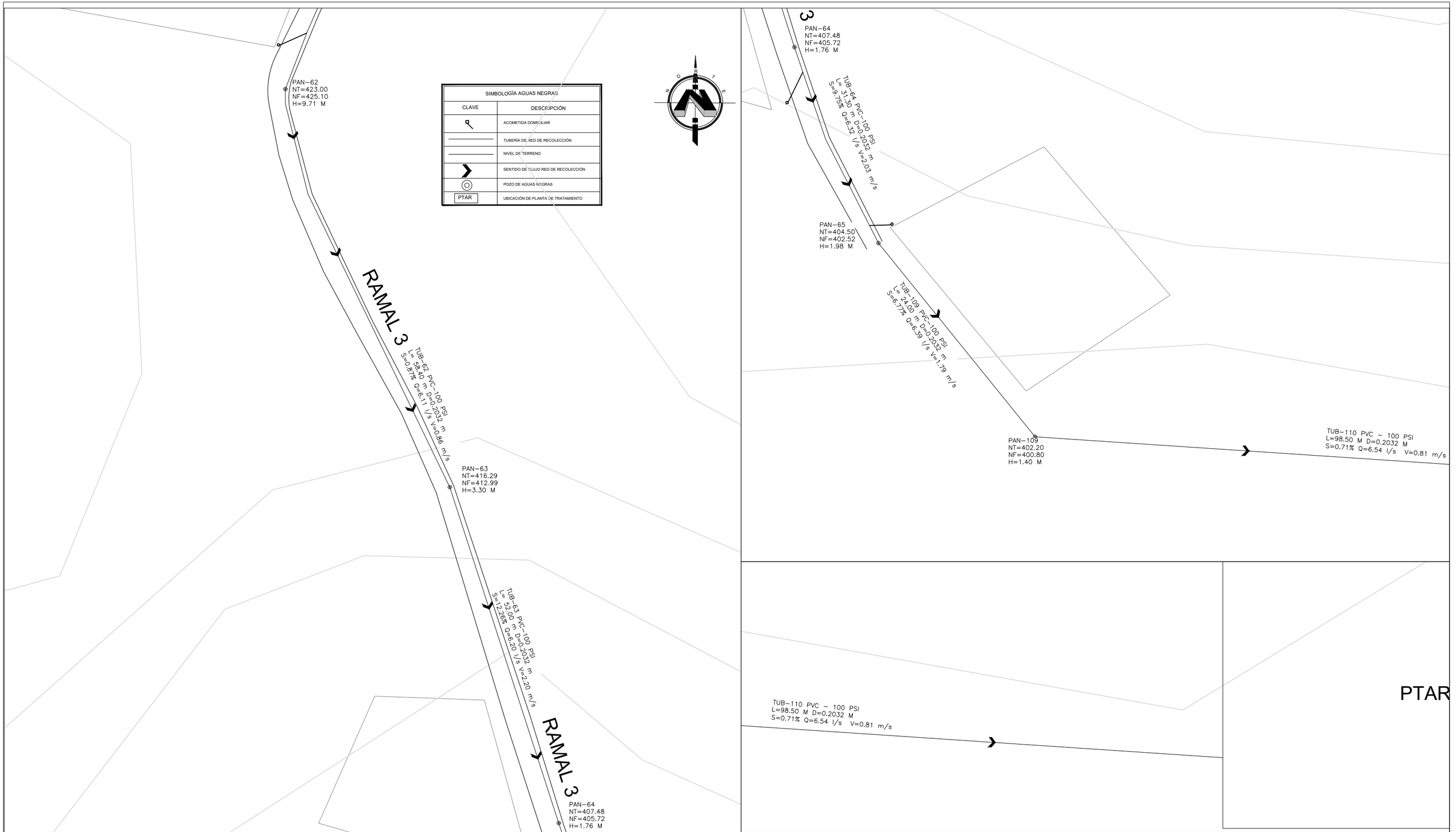
PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

SELLOS:

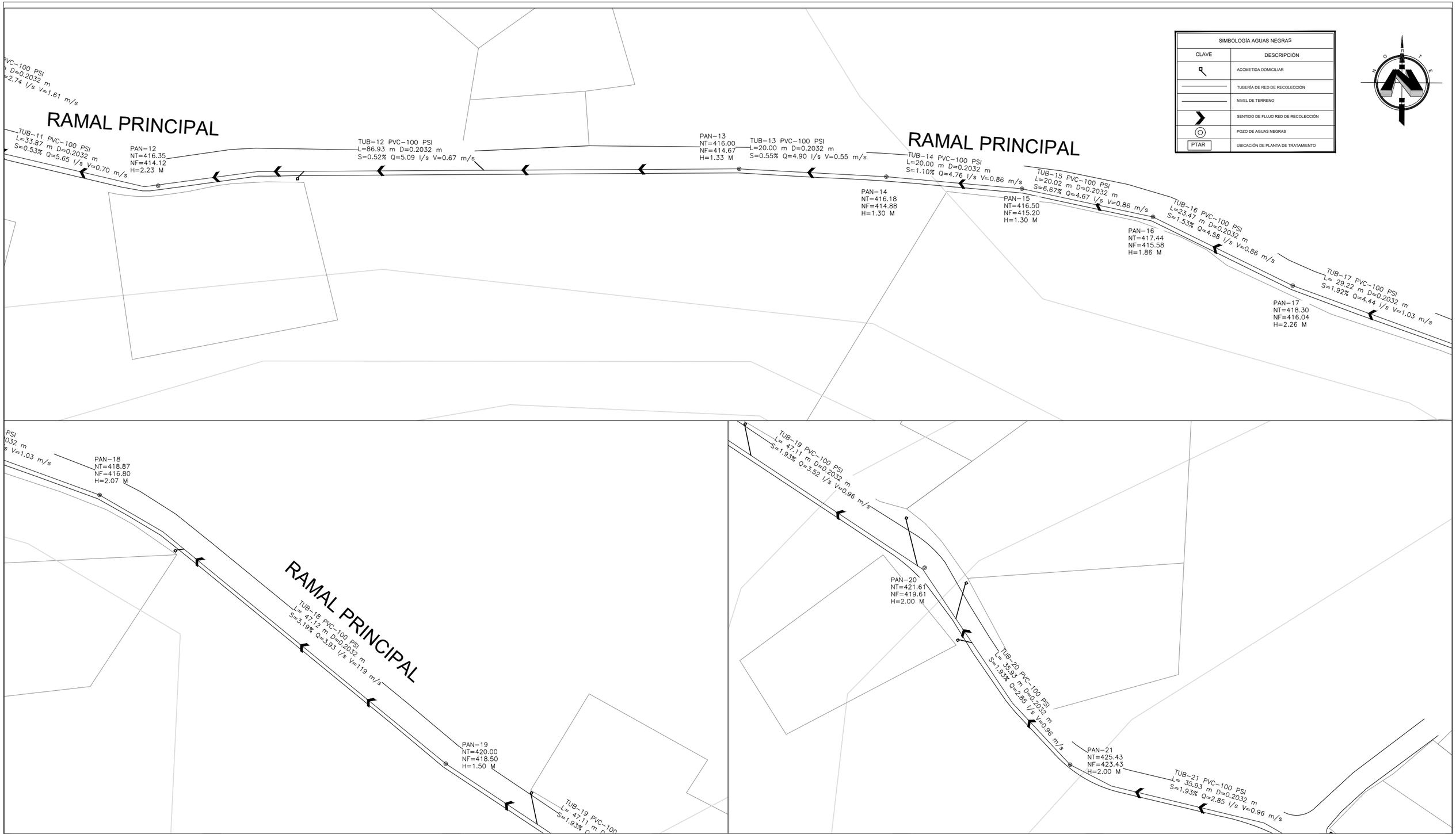
ESCALA: 1:1000

HOJA: 5/35

FECHA: SEPTIEMBRE 2025



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR **FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA** **ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: PLANO DE DISTRIBUCIÓN DE RED DE AGUAS RESIDUALES	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	***PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL***	SELLOS:	ESCALA: 1:1000 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 6/35



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:

PLANO DE DISTRIBUCIÓN DE RED DE AGUAS RESIDUALES

PRESENTA:

BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:

MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

SELLOS:

ESCALA: 1:1000

HOJA: 7/35

FECHA: SEPTIEMBRE 2025

SIMBOLOGÍA AGUAS NEGRAS	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERÍA DE RED DE RECOLECCIÓN
	NIVEL DE TERRENO
	SENTIDO DE FLUJO RED DE RECOLECCIÓN
	POZO DE AGUAS NEGRAS
PTAR	UBICACIÓN DE PLANTA DE TRATAMIENTO

CONEXIÓN A FOSA SÉPTICA

RAMAL PRINCIPAL

PAN−70
NT=436.24
NF=433.54
H=2.70 M

TUB−69 PVC−100 PSI
L= 15.00 m D=0.1524 m
S=10.31% Q=0.05 l/s V=0.51 m/s

PAN−71
NT=435.50
NF=433.20
H=2.30 M

TUB−70 PVC−100 PSI
L= 29.50 m D=0.1524 m
S=4.41% Q=0.14 l/s V=0.51 m/s

PAN−72
NT=433.50
NF=431.80
H=1.70 M

TUB−71 PVC−100 PSI
L= 13.20 m D=0.1524 m
S=4.10% Q=0.16 l/s V=0.51 m/s

PAN−73
NT=432.51
NF=430.96
H=1.55 M

TUB−72 PVC−100 PSI
L= 14.50 m D=0.1524 m
S=3.92% Q=0.17 l/s V=0.51 m/s

TUB−73 PVC−100 PSI
L= 12.80 m D=0.1524 m
S=4.16% Q=0.18 l/s V=0.53 m/s

PAN−74
NT=431.94
NF=430.54
H=1.40 M

PAN−30
NT=431.41
NF=430.01
H=1.40 M

PAN−29
NT=430.66
NF=429.26
H=1.40 M

TUB−29 PVC−100 PSI
L= 16.90 m D=0.2032 m
S=2.73% Q=0.44 l/s V=0.58 m/s

TUB−28 PVC−100 PSI
L= 28.11 m D=0.2032 m
S=0.55% Q=1.334 l/s V=0.96 m/s

PAN−28
NT=431.30
NF=428.70
H=2.60 M

TUB−27 PVC−100 PSI
L= 30.64 m D=0.2032 m
S=1.51% Q=1.07 l/s V=0.61 m/s

PAN−27
NT=432.69
NF=428.29
H=4.40 M

TUB−26 PVC−100 PSI
L= 30.64 m D=0.2032 m
S=0.96% Q=1.34 l/s V=0.70 m/s

PAN−26
NT=431.82
NF=427.82
H=4.00 M

TUB−25 PVC−100 PSI
L= 30.64 m D=0.2032 m
S=0.59% Q=1.46 l/s V=0.96 m/s

PAN−25
NT=430.55
NF=427.35
H=3.20 M

TUB−24 PVC−100 PSI
L= 16.90 m D=0.2032 m
S=1.93% Q=2.01 l/s V=0.96 m/s

PAN−24
NT=430.50
NF=426.90
H=3.60 M

TUB−23 PVC−100 PSI
L= 16.90 m D=0.2032 m
S=1.93% Q=2.85 l/s V=0.96 m/s

PAN−23
NT=430.86
NF=426.60
H=4.26 M

TUB−22 PVC−100 PSI
L= 46.15 m D=0.2032 m
S=11.63% Q=2.85 l/s V=0.96 m/s

PAN−22
NT=429.61
NF=425.92
H=3.69 M

TUB−21 PVC−100 PSI
L= 35.93 m D=0.2032 m
S=1.93% Q=2.85 l/s V=0.96 m/s

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: PLANO DE DISTRIBUCIÓN DE RED DE AGUAS RESIDUALES	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	***PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL***	SELLOS:	ESCALA: 1:1000 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 8/35

SIMBOLOGÍA AGUAS NEGRAS	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERÍA DE RED DE RECOLECCIÓN
	NIVEL DE TERRENO
	SENTIDO DE FLUJO RED DE RECOLECCIÓN
	POZO DE AGUAS NEGRAS
PTAR	UBICACIÓN DE PLANTA DE TRATAMIENTO

NORTE

RAMAL 8

PAN–75
NT=440.54
NF=439.14
H=1.40 M

TUB–74 PVC–100 PSI
L= 10.90 m D=0.1524 m
S=13.40% Q=0.08 l/s V=0.58m/s

TUB–74
PVC
L=10.92 M
D=0.2032 M
S=13.40%
Q=
V=

PAN–76
NT=438.79
NF=437.39
H=1.40 M

TUB–75 PVC–100 PSI
L= 15.80 m D=0.1524 m
S=13.09% Q=0.08 l/s V=0.59m/s

PAN–77
NT=436.44
NF=435.04
H=1.40 M

TUB–76 PVC–100 PSI
L= 15.59 m D=0.1524 m
S=14.64% Q=0.09 l/s V=0.67m/s

PAN–32
NT=437.81
NF=435.52
H=2.29 M

TUB–31 PVC–100 PSI
L= 45.06 m D=0.2032 m
S=6.23% Q=0.30 l/s V=0.69m/s

PAN–31
NT=434.60
NF=433.20
H=1.40 M

TUB–30 PVC–100 PSI
L= 45.26 m D=0.2032 m
S=1.24% Q=0.30 l/s V=0.67m/s

PAN–33
NT=435.00
NF=432.65
H=2.35 M

TUB–33 PVC–100 PSI
L= 39.26 m D=0.2032 m
S=13.09% Q=0.09 l/s V=0.06 m/s

PAN–34
NT=432.00
NF=428.35
H=3.65 M

TUB–79 PVC–100 PSI
L= 65.30 m D=0.1524 m
S=1.98% Q=0.34 l/s V=0.50m/s

RAMAL 9

PAN–78
NT=434.52
NF=433.12
H=1.40 M

TUB–77 PVC–100 PSI
L= 39.10 m D=0.1524 m
S=5.23% Q=0.14 l/s V=0.54 m/s

PAN–79
NT=432.38
NF=430.98
H=1.40 M

TUB–78 PVC–100 PSI
L= 30.50 m D=0.1524 m
S=3.74% Q=0.18 l/s V=0.51 m/s

PAN–80
NT=432.39
NF=430.19
H=2.20 M

TUB–79 PVC–100 PSI
L= 65.30 m D=0.1524 m
S=1.98% Q=0.34 l/s V=0.50m/s

PAN–34
NT=432.00
NF=428.35
H=3.65 M

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:
PLANO DE DISTRIBUCIÓN DE RED DE AGUAS RESIDUALES

PRESENTA:
BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:
MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

SELLOS:

ESCALA: 1:1000

FECHA: SEPTIEMBRE 2025

HOJA: 9/35

SIMBOLOGÍA AGUAS NEGRAS	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERÍA DE RED DE RECOLECCIÓN
	NIVEL DE TERRENO
	SENTIDO DE FLUJO RED DE RECOLECCIÓN
	POZO DE AGUAS NEGRAS
PTAR	UBICACIÓN DE PLANTA DE TRATAMIENTO

N O R T E

RAMAL PRINCIPAL

PAN−38
NT=423.50
NF=419.50
H=4.00 M

TUB−38 PVC−100 PSI
L= 30.00 m D=0.2032 m
S=1.83% Q=2.93l/s V=0.90 m/s

PAN−39
NT=424.50
NF=420.00
H=4.50 M

TUB−39 PVC−100 PSI
L= 60.00 m D=0.2032 m
S=0.58% Q=2.46l/s V=0.57 m/s

PAN−40
NT=424.5
NF=420.8
H=3.70 M

TUB−80 PVC−100 PSI
L= 19.70 m D=0.2032 m
S=7.13% Q=2.00 l/s V=1.34 m/s

PAN−81
NT=419.43
NF=417.00
H=2.43 M

RAMAL 12

TUB−81 PVC−100 PSI
L= 14.80 m D=0.2032 m
S=6.11% Q=2.00 l/s V=1.27 m/s

PAN−82
NT=416.50
NF=415.00
H=1.50 M

TUB−82 PVC−100 PSI
L= 26.00 m D=0.2032 m
S=11.63% Q=2.02 l/s V=1.61 m/s

PAN−83
NT=413.58
NF=411.88
H=1.70 M

RAMAL 12

TUB−83 PVC−100 PSI
L= 36.60 m D=0.2032 m
S=7.90% Q=2.05 l/s V=1.40 m/s

PAN−84
NT=410.49
NF=408.89
H=1.60 M

PAN−107
NT=426.86
NF=425.35
H=1.51 M

TUB−107 PVC−100 PSI
L= 16.92 m D=0.1524 m
S=8.48% Q=0.21l/s V=0.71 m/s

SERVIDUMBRE 2

PAN−108
NT=425.22
NF=423.82
H=1.40 M

TUB−108 PVC−100 PSI
L= 18.16 m D=0.2032 m
S=6.51% Q=0.21l/s V=1.07 m/s

TUB−37 PVC−100 PSI
L= 50.00 m D=0.2032 m
S=2.20% Q=1.52l/s V=0.75 m/s

PAN−37
NT=424.00
NF=422.00
H=2.00 M

PAN−36
NT=426.27
NF=424.67
H=1.60 M

TUB−35 PVC−100 PSI
L= 32.66 m D=0.2032 m
S=8.57% Q=1.03l/s V=1.12 m/s

PSI
524 m
/s V=0.50m/s

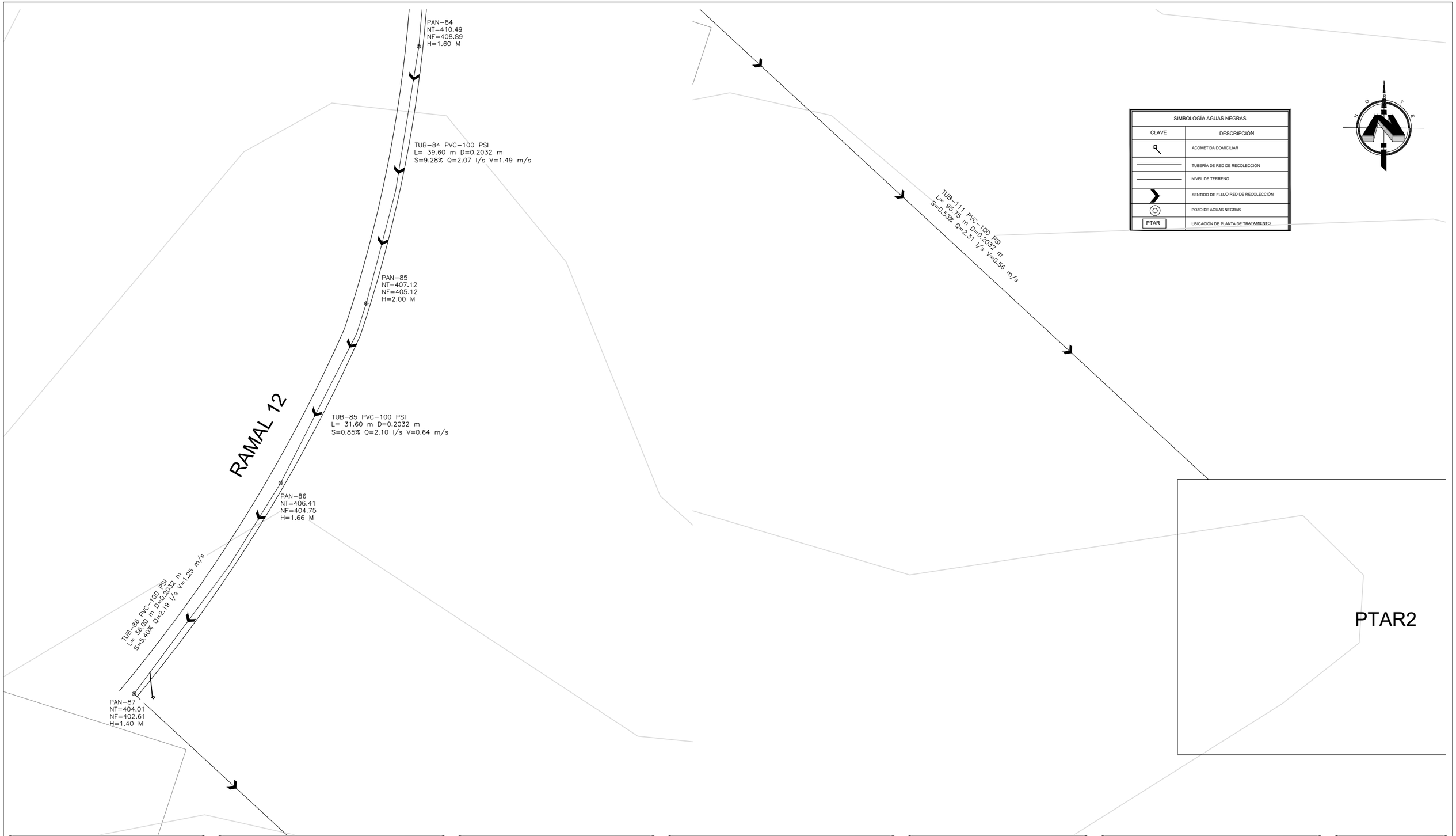
RAMAL PRINCIPAL

PAN−35
NT=429.26
NF=427.26
H=2.00 M

TUB−34 PVC−100 PSI
L= 32.52 m D=0.2032 m
S=2.74% Q=0.89l/s V=0.72 m/s

PAN−34

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: PLANO DE DISTRIBUCIÓN DE RED DE AGUAS RESIDUALES	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	***PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL***	SELLOS:	ESCALA: 1:1000 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 10/35



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: PLANO DE DISTRIBUCIÓN DE RED DE AGUAS RESIDUALES	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	***PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL***	SELLOS:	ESCALA: 1:1000 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 11/35

SIMBOLOGÍA AGUAS NEGRAS	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERÍA DE RED DE RECOLECCIÓN
	NIVEL DE TERRENO
	SENTIDO DE FLUJO RED DE RECOLECCIÓN
	POZO DE AGUAS NEGRAS
PTAR	UBICACIÓN DE PLANTA DE TRATAMIENTO

RAMAL 13

PAN−88
NT=423.59
NF=422.19
H=1.40 M

TUB−87 PVC−100 PSI
L= 47.50 m D=0.1524 m
S=2.72% Q=0.24l/s V=0.50 m/s

PAN−40
NT=424.50
NF=420.80
H=3.70 M

TUB−40 PVC−100 PSI
L= 60.00 m D=0.2032 m
S=0.58% Q=2.46l/s V=0.57 m/s

PAN−41
NT=427.75
NF=421.75
H=6.00 M

TUB−41 PVC−100 PSI
L= 60.00 m D=0.2032 m
S=0.74% Q=1.34 l/s V=0.52 m/s

PAN−42
NT=429.61
NF=425.61
H=4.00 M

TUB−42 PVC−100 PSI
L= 37.81 m D=0.2032 m
S=0.77% Q=1.20 l/s V=0.51 m/s

PAN−43
NT=424.93
NF=423.53
H=1.40 M

TUB−43 PVC−100 PSI
L= 24.28 m D=0.2032 m
S=1.03% Q=1.10 l/s V=0.55 m/s

RAMAL PRINCIPAL

RAMAL

PAN
NT=
NF=
H=

PAN−44
NT=425.95
NF=424.55
H=1.40 M

TUB−44 PVC−100 PSI
L= 41.23 m D=0.2032 m
S=6.81% Q=0.91 l/s V=0.99 m/s

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:
PLANO DE DISTRIBUCIÓN DE RED DE AGUAS RESIDUALES

PRESENTA:
BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:
MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

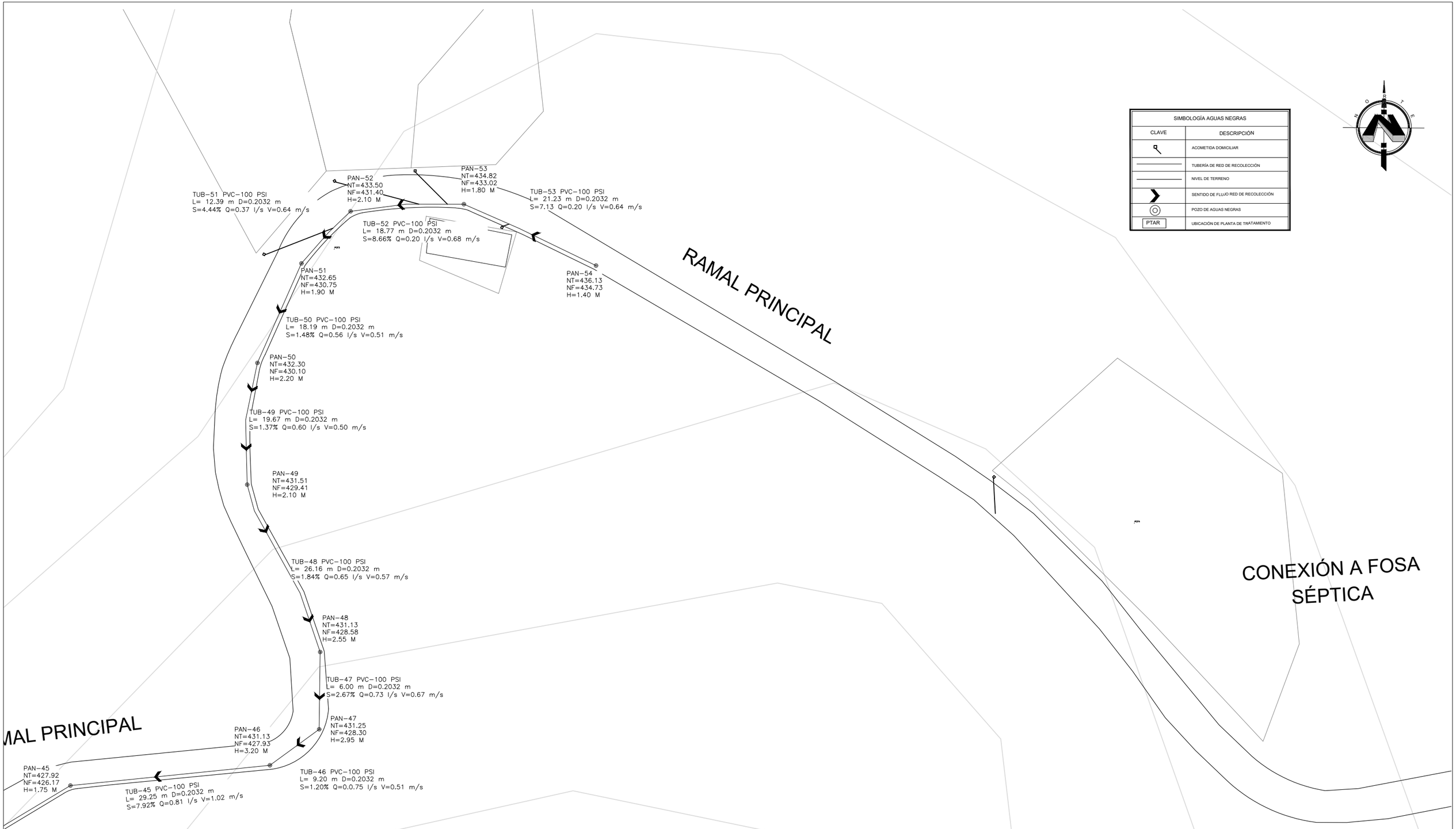
PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

SELLOS:

ESCALA: 1:1000

FECHA: SEPTIEMBRE 2025

HOJA: 12/35



SIMBOLOGÍA AGUAS NEGRAS	
CLAVE	DESCRIPCIÓN
	ACOMETIDA DOMICILIAR
	TUBERÍA DE RED DE RECOLECCIÓN
	NIVEL DE TERRENO
	SENTIDO DE FLUJO RED DE RECOLECCIÓN
	POZO DE AGUAS NEGRAS
PTAR	UBICACIÓN DE PLANTA DE TRATAMIENTO

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:

PLANO DE DISTRIBUCIÓN DE RED DE AGUAS RESIDUALES

PRESENTA:

BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:

MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

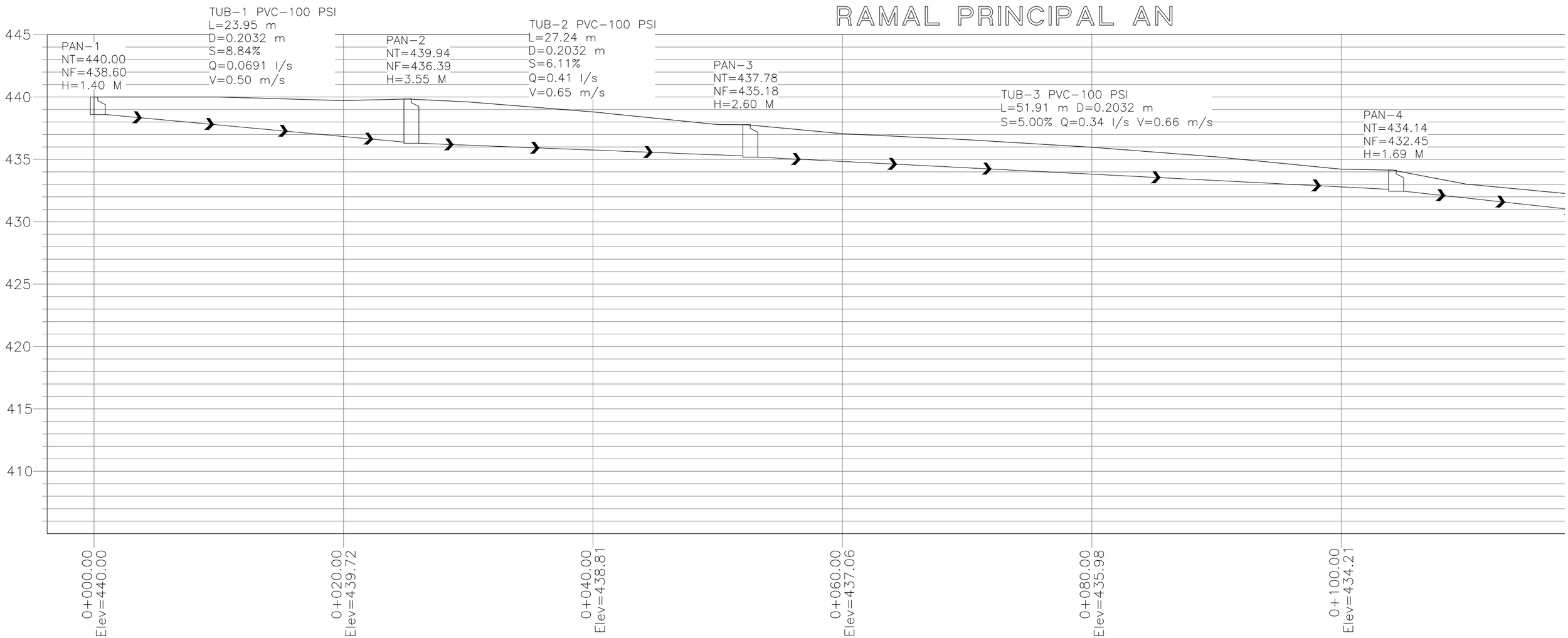
SELLOS:

ESCALA: 1:1000

FECHA: SEPTIEMBRE 2025

HOJA: 13/35

RAMAL PRINCIPAL AN



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:

PLANO DE DISTRIBUCIÓN DE RED DE AGUAS RESIDUALES

PRESENTA:

BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:

MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

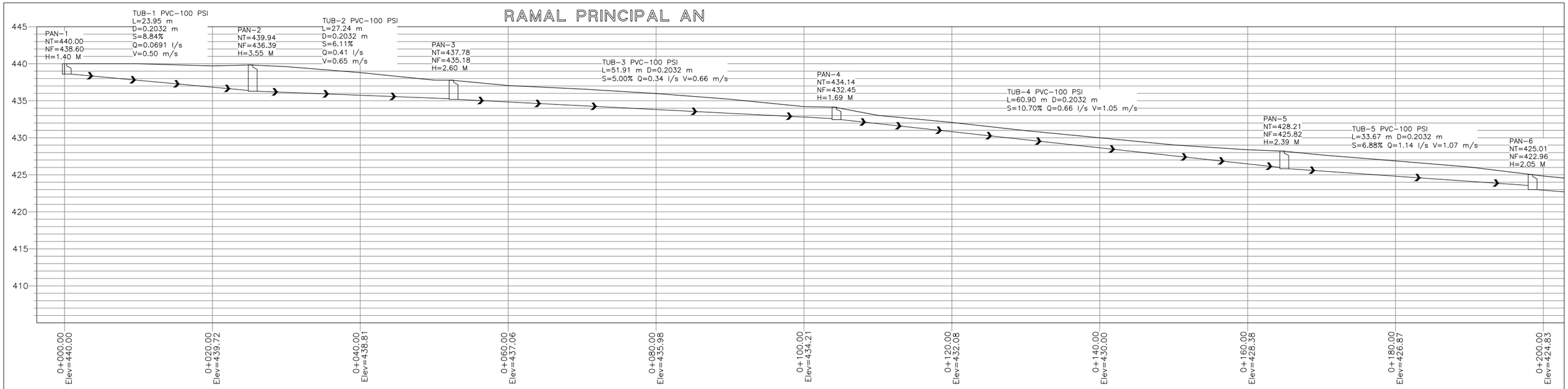
SELLOS:

ESCALA: 1:1000

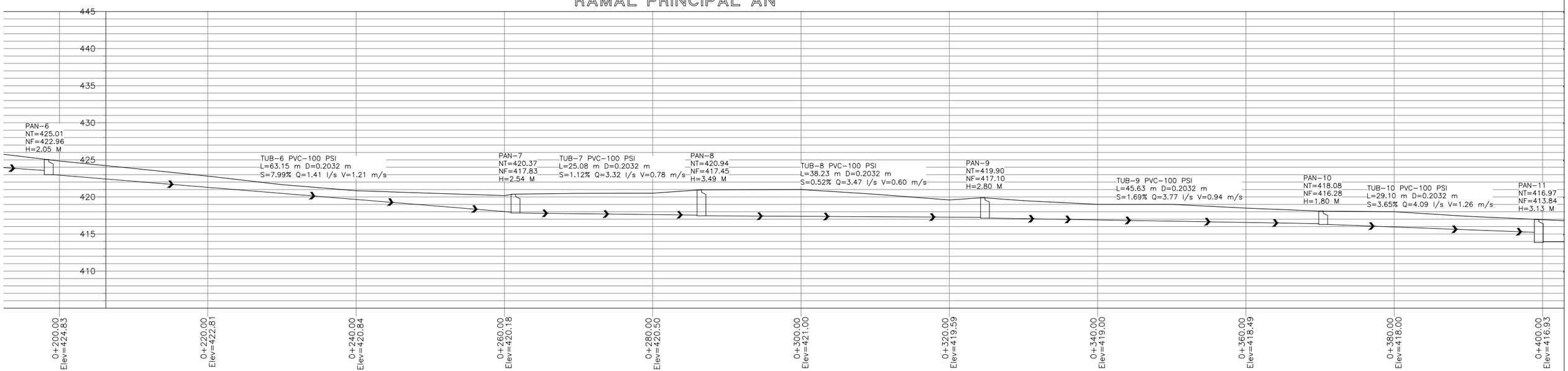
FECHA: SEPTIEMBRE 2025

HOJA: 14/35

RAMAL PRINCIPAL AN



RAMAL PRINCIPAL AN



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:

PERFILES TOPOGRÁFICOS DE RED DE AGUAS RESIDUALES

PRESENTA:

BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:

MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

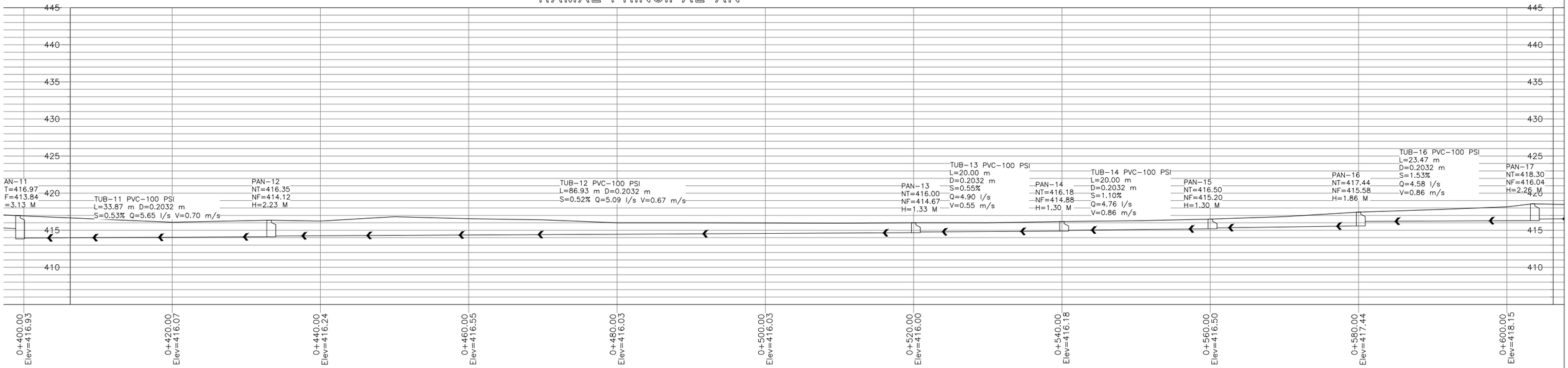
SELLOS:

ESCALA: 1:1000

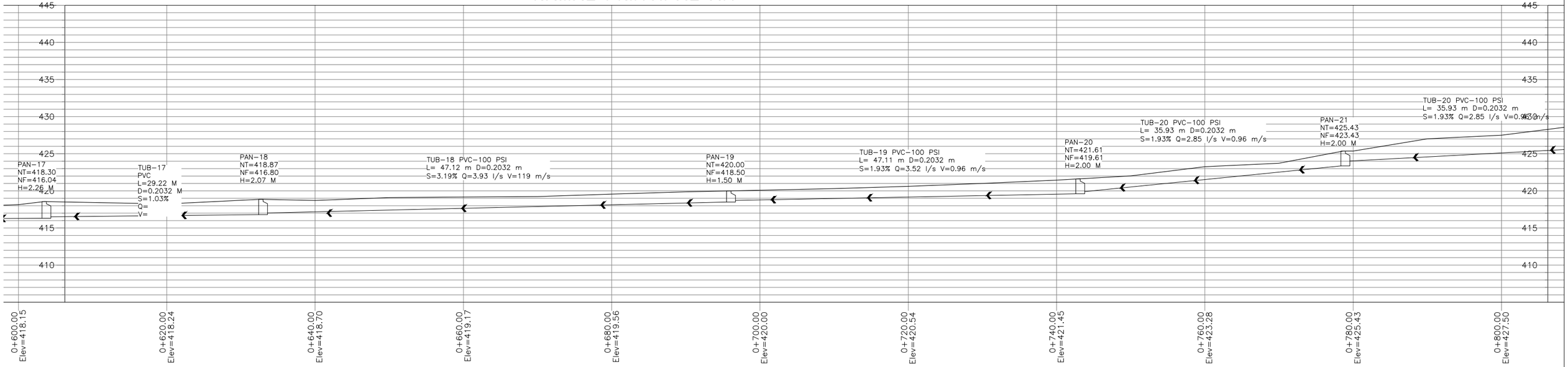
HOJA: 15/35

FECHA: SEPTIEMBRE 2025

RAMAL PRINCIPAL AN



RAMAL PRINCIPAL AN



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:

PERFILES TOPOGRÁFICOS DE RED DE AGUAS RESIDUALES

PRESENTA:

BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:

MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

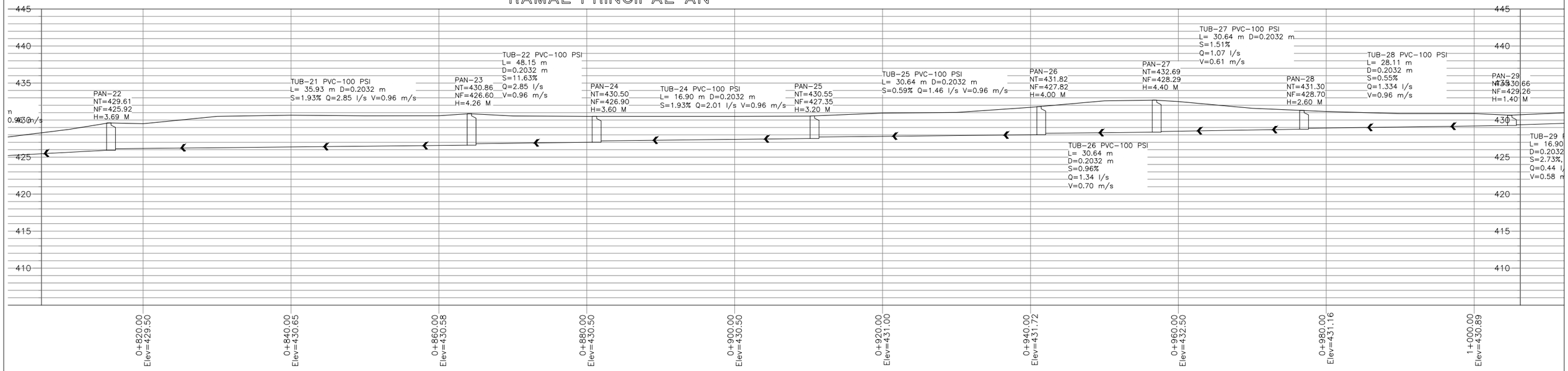
SELLOS:

ESCALA: 1:1000

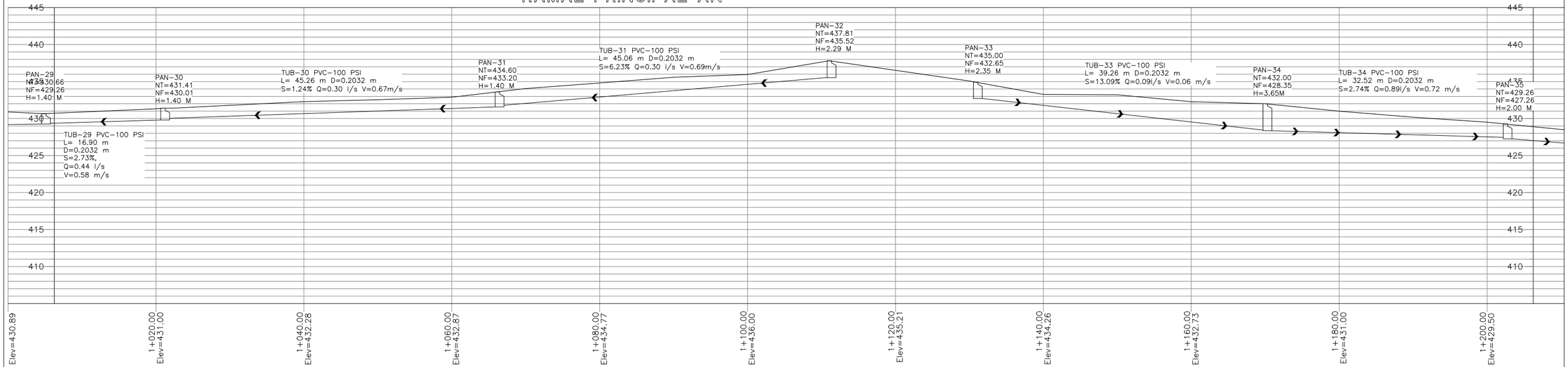
HOJA: 16/35

FECHA: SEPTIEMBRE 2025

RAMAL PRINCIPAL AN



RAMAL PRINCIPAL AN



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:

PERFILES TOPOGRÁFICOS DE RED DE AGUAS RESIDUALES

PRESENTA:

BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:

MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

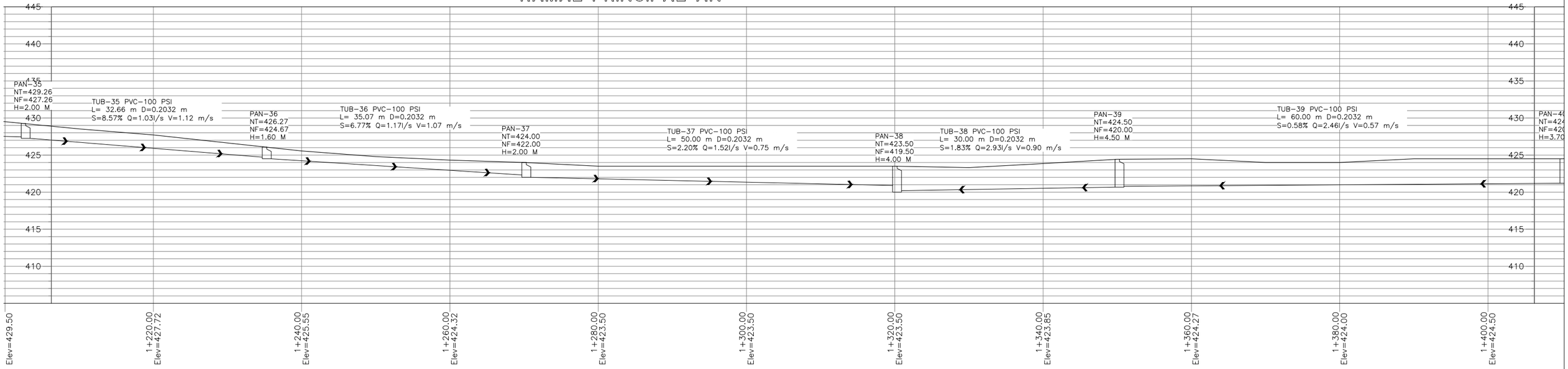
SELLOS:

ESCALA: 1:1000

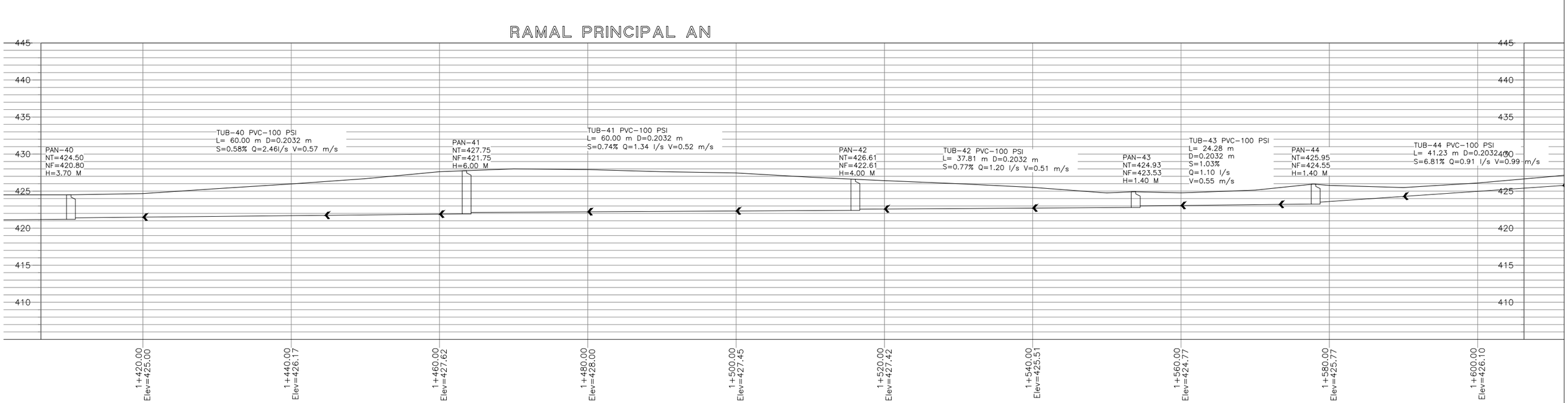
HOJA: 17/35

FECHA: SEPTIEMBRE 2025

RAMAL PRINCIPAL AN



RAMAL PRINCIPAL AN



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:

PERFILES TOPOGRÁFICOS DE RED DE AGUAS RESIDUALES

PRESENTA:

BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:

MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

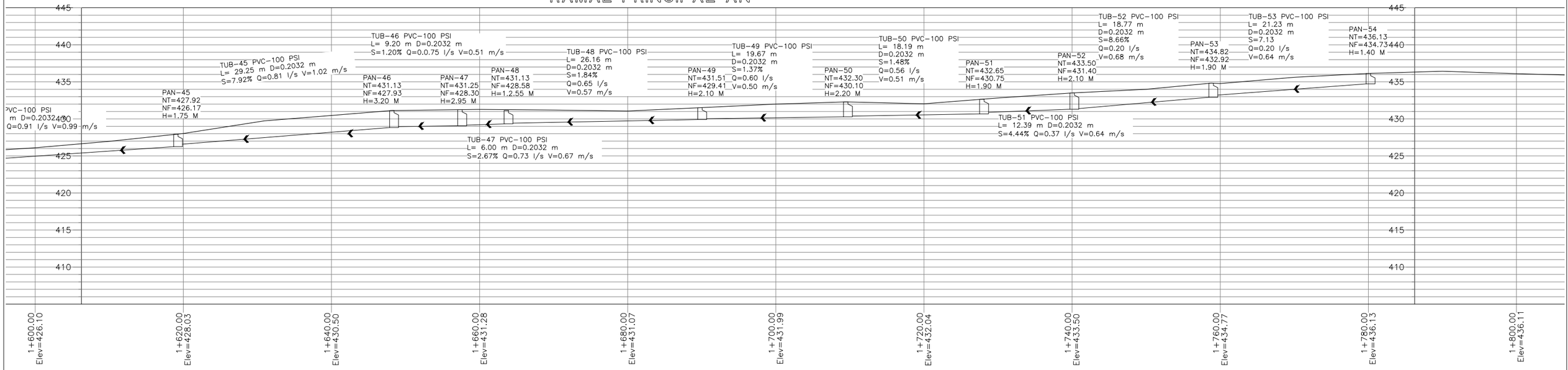
SELLOS:

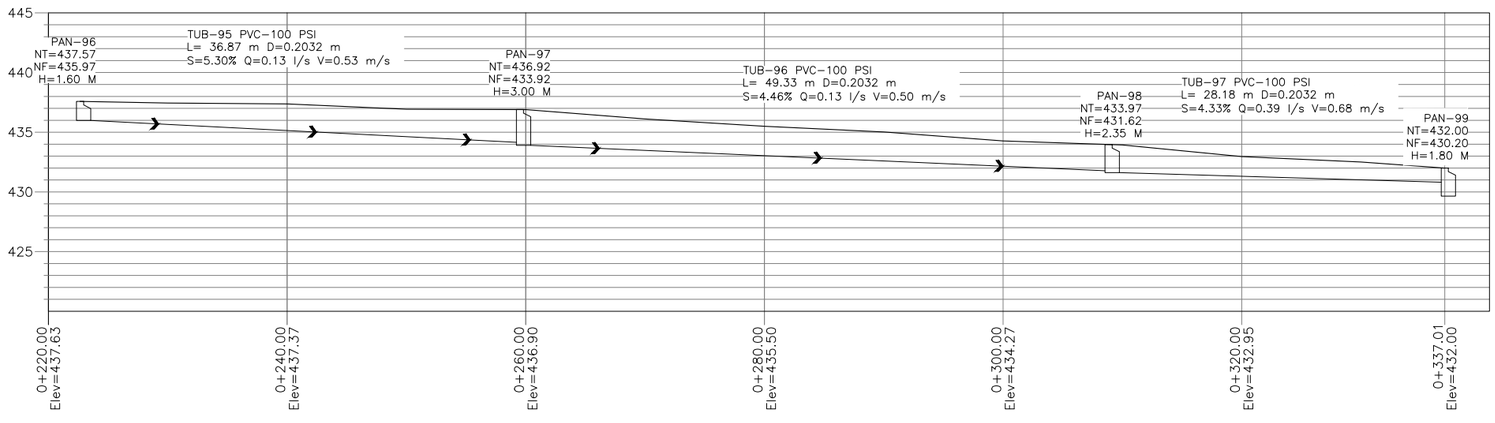
ESCALA: 1:1000

FECHA: SEPTIEMBRE 2025

HOJA: 18/35

RAMAL PRINCIPAL AN

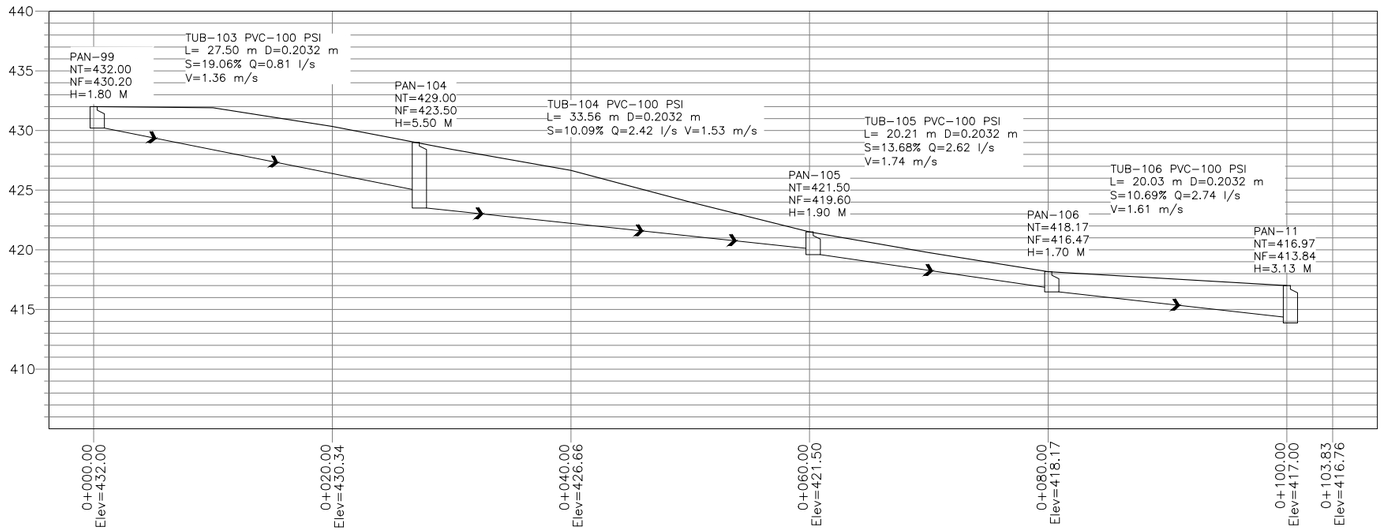




RAMAL SECUNDARIO AN

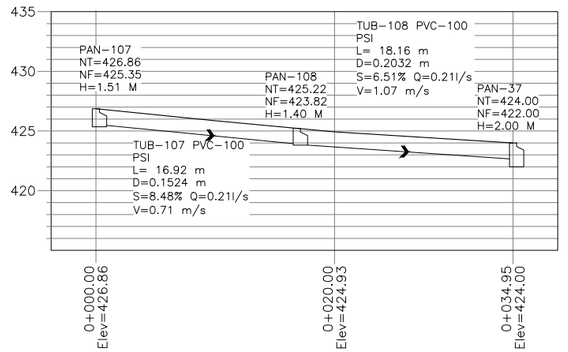
ESCALA HORIZONTAL 1 : 100
ESCALA VERTICAL 1 : 100

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR **FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA** **ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: PERFILES TOPOGRÁFICOS DE RED DE AGUAS RESIDUALES	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	***PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL***	SELLOS:	ESCALA: 1:1000 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 19/35



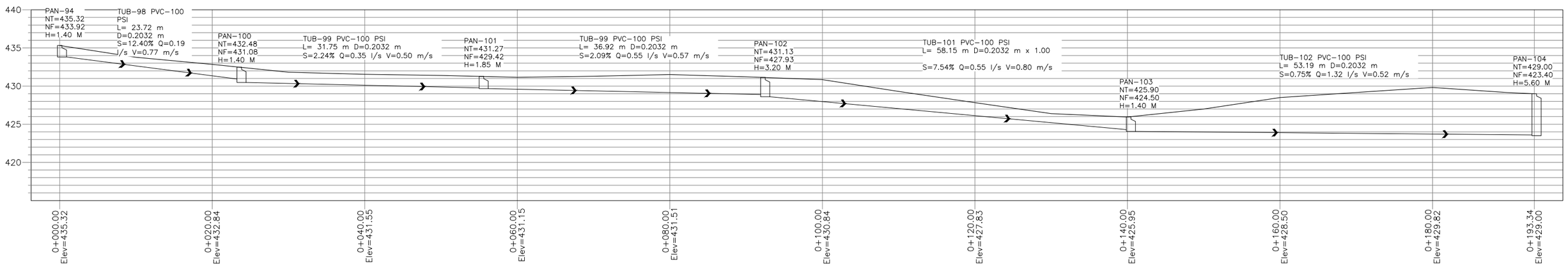
SERVIDUMBRE 1 AN

ESCALA HORIZONTAL 1 : 100
ESCALA VERTICAL 1 : 100



SERVIDUMBRE 2 AN

ESCALA HORIZONTAL 1 : 100
ESCALA VERTICAL 1 : 100



RAMAL 1 AN

ESCALA HORIZONTAL 1 : 100
ESCALA VERTICAL 1 : 100

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:

PERFILES TOPOGRÁFICOS DE RED DE AGUAS RESIDUALES

PRESENTA:

BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:

MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

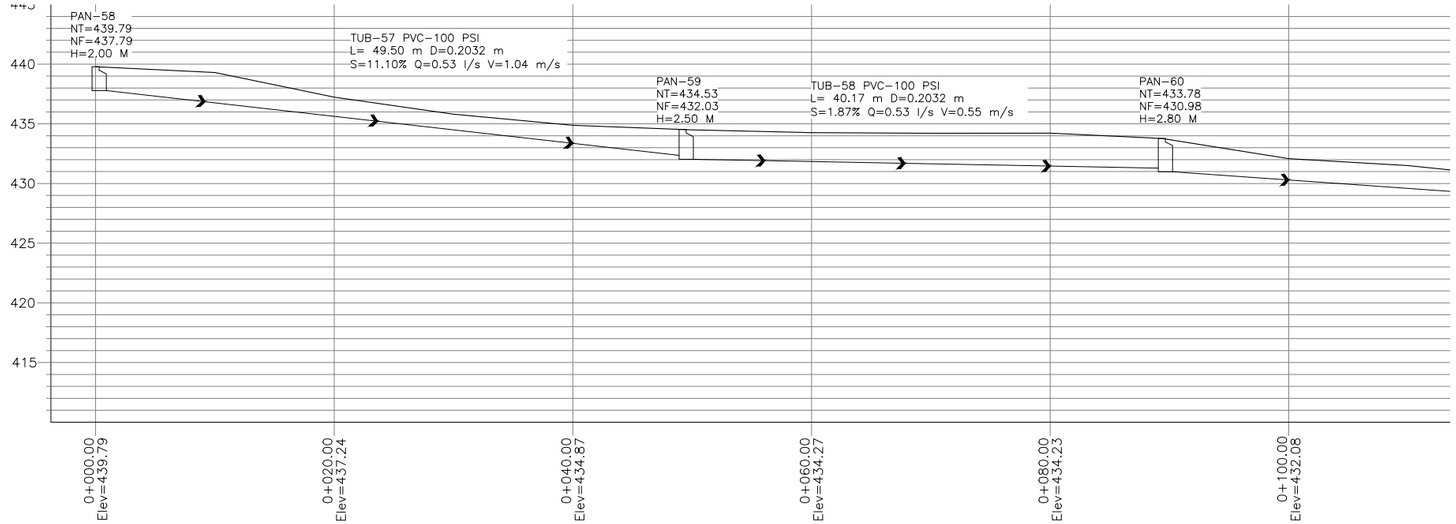
PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

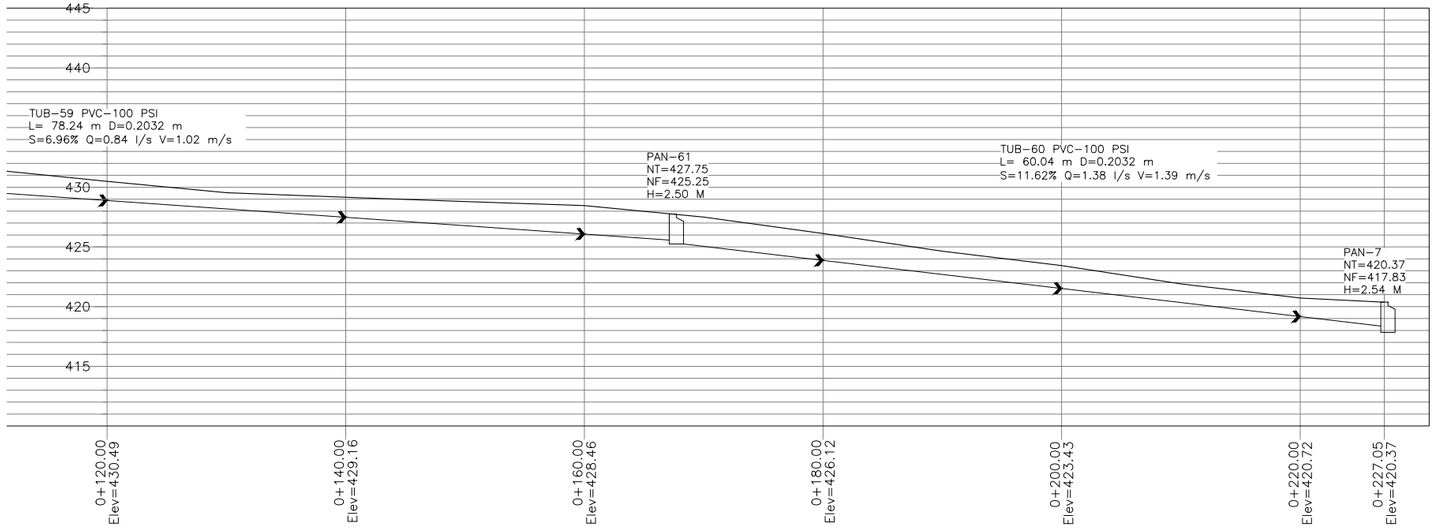
SELLOS:

ESCALA: 1:1000

HOJA: 20/35

FECHA: SEPTIEMBRE 2025





RAMAL 2 AN

ESCALA HORIZONTAL 1 : 100

ESCALA VERTICAL 1 : 100

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:

PERFILES TOPOGRÁFICOS DE RED DE AGUAS RESIDUALES

PRESENTA:

BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:

MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

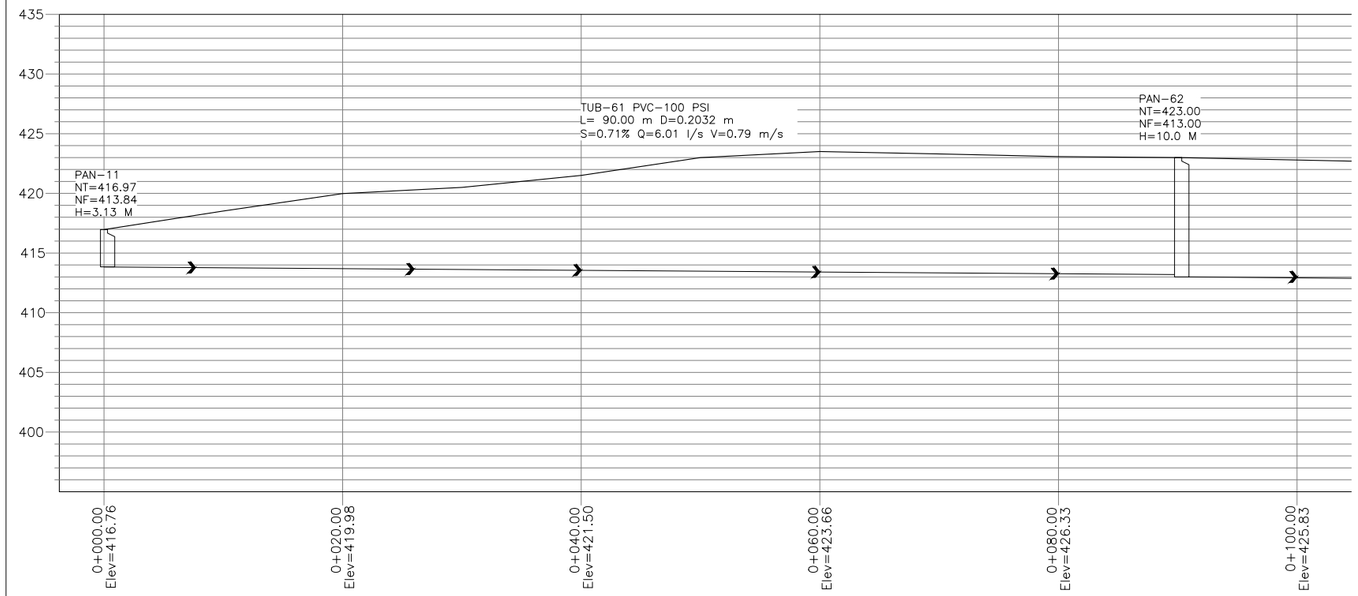
PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

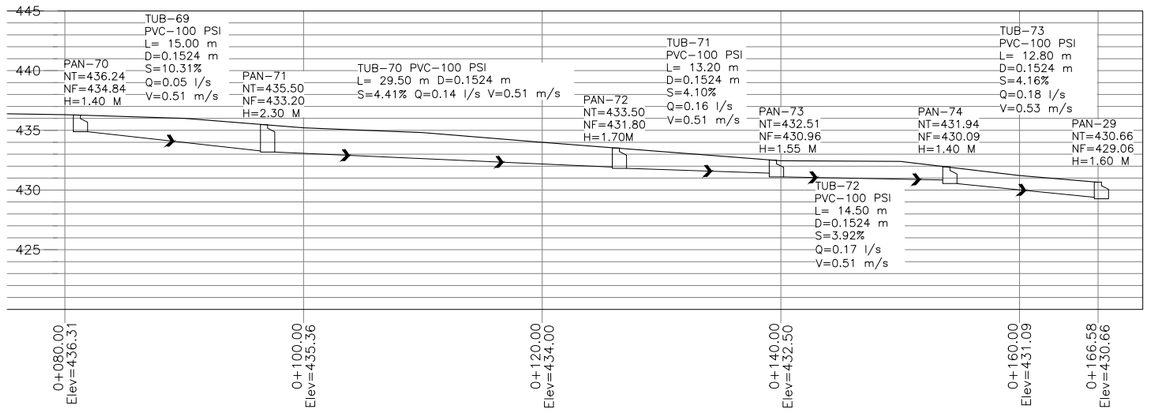
SELLOS:

ESCALA: 1:500

HOJA: 21/35

FECHA: SEPTIEMBRE 2025

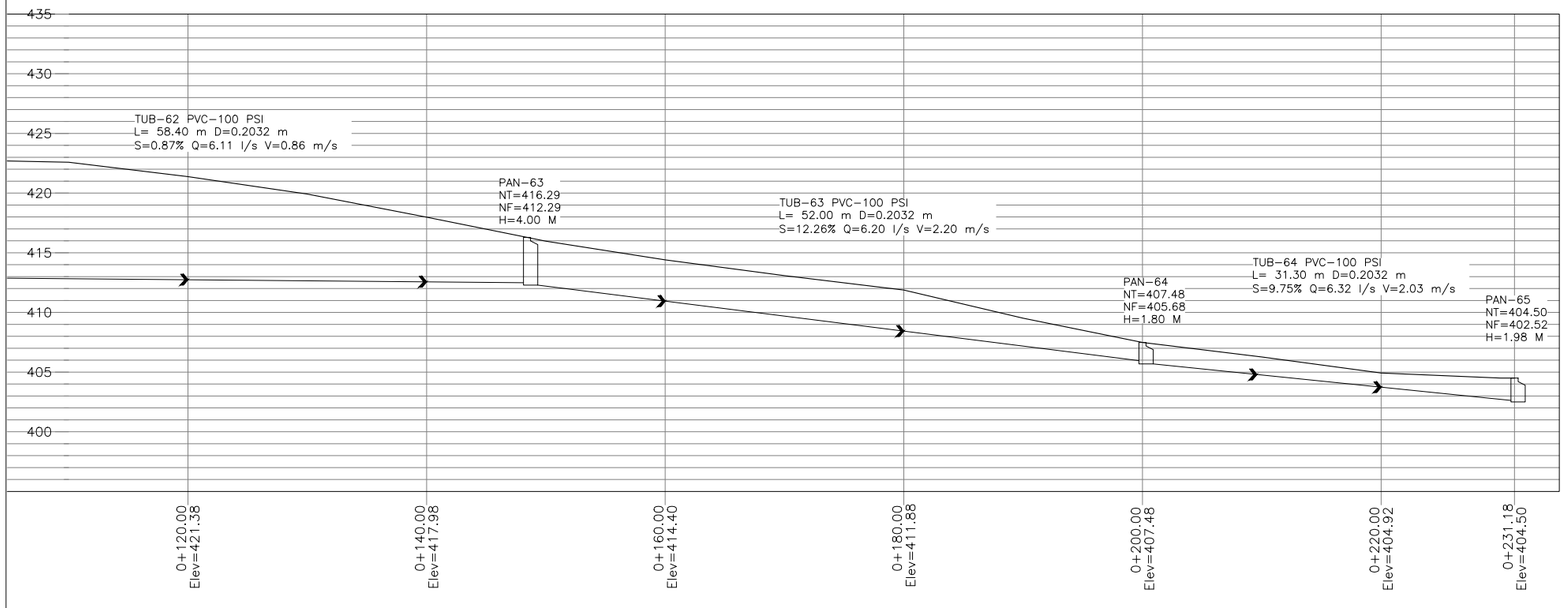




RAMAL 7 AN

ESCALA HORIZONTAL 1 : 100

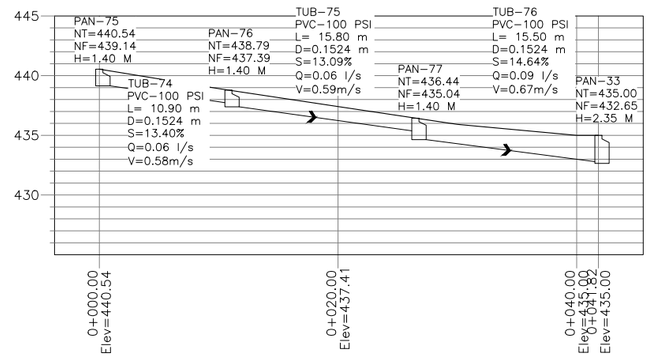
ESCALA VERTICAL 1 : 100



RAMAL 3 AN

ESCALA HORIZONTAL 1 : 100

ESCALA VERTICAL 1 : 100

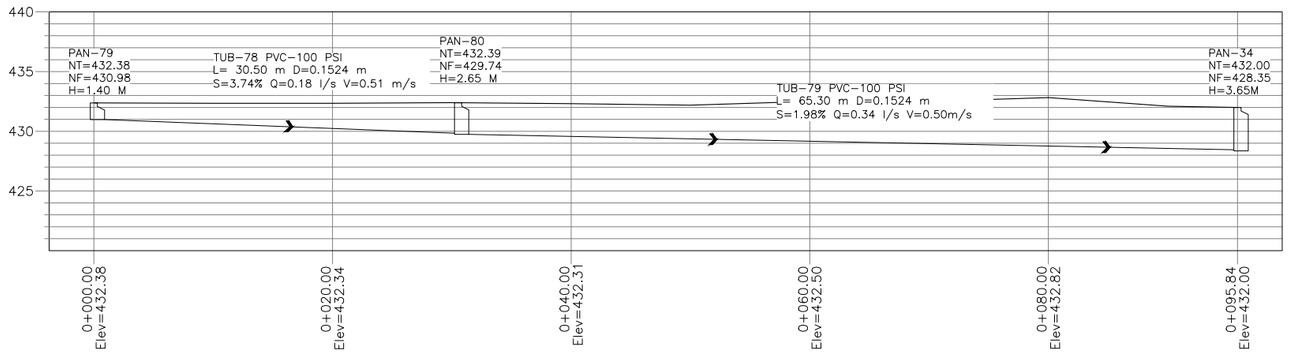


RAMAL 8 AN

ESCALA HORIZONTAL 1 : 100

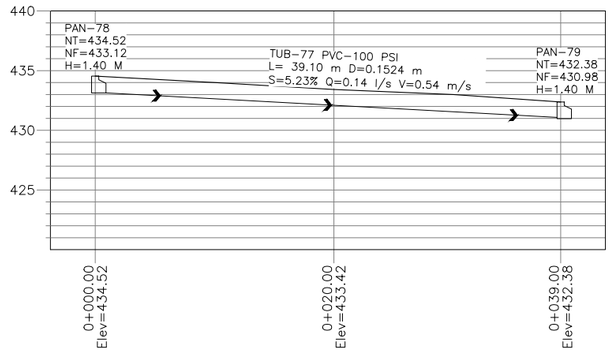
ESCALA VERTICAL 1 : 100

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: PERFILES TOPOGRÁFICOS DE RED DE AGUAS RESIDUALES	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	***PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL***	SELLOS:	ESCALA: 1:500 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 22/35



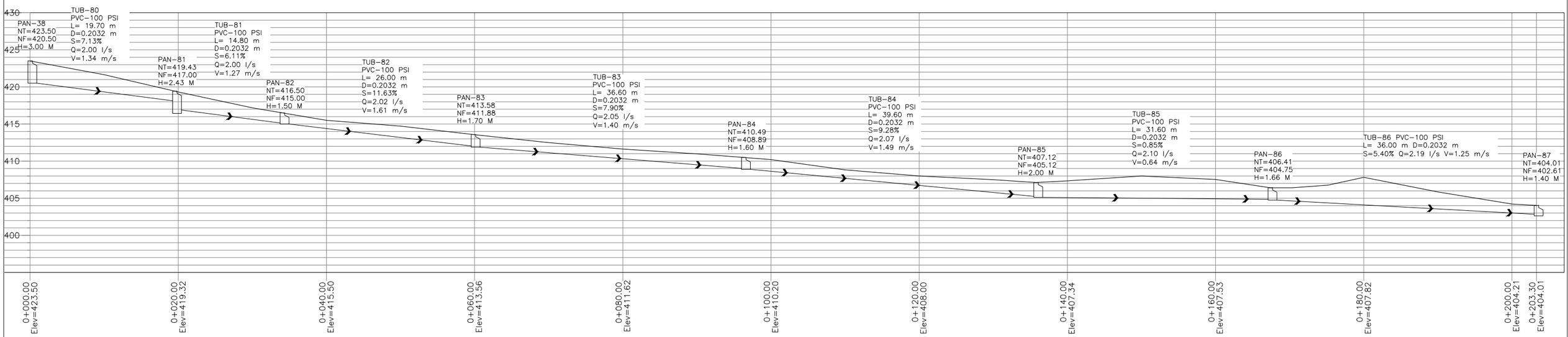
RAMAL 9 AN

ESCALA HORIZONTAL 1 : 100
ESCALA VERTICAL 1 : 100



RAMAL 11 AN

ESCALA HORIZONTAL 1 : 100
ESCALA VERTICAL 1 : 100



RAMAL 12 AN

ESCALA HORIZONTAL 1 : 100
ESCALA VERTICAL 1 : 100

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:
PERFILES TOPOGRÁFICOS DE RED DE AGUAS RESIDUALES

PRESENTA:
BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:
MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

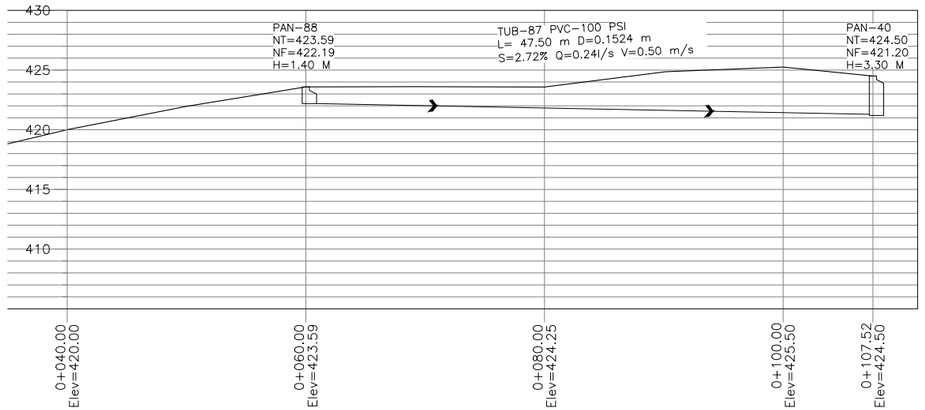
PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

SELLOS:

ESCALA: 1:500

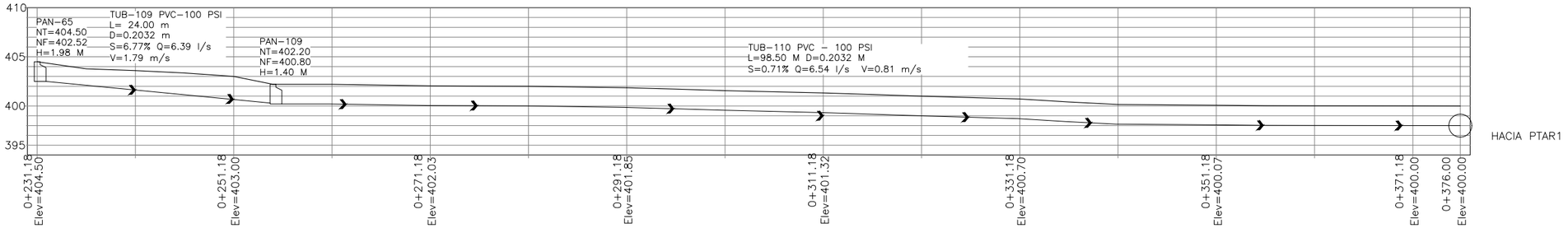
HOJA: 23/35

FECHA: SEPTIEMBRE 2025



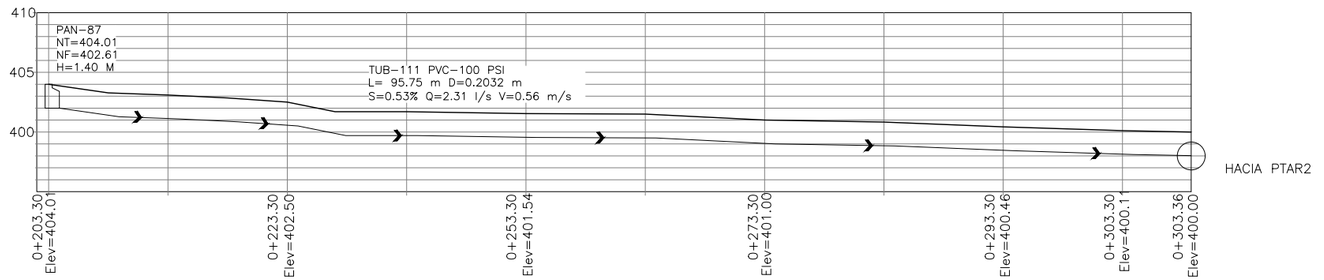
RAMAL 13 AN

ESCALA HORIZONTAL 1 : 100
ESCALA VERTICAL 1 : 100



DESCARGA 1

ESCALA HORIZONTAL 1 : 100
ESCALA VERTICAL 1 : 100



DESCARGA 2

ESCALA HORIZONTAL 1 : 100
ESCALA VERTICAL 1 : 100

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:
PERFILES TOPOGRÁFICOS DE RED DE AGUAS RESIDUALES

PRESENTA:
BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

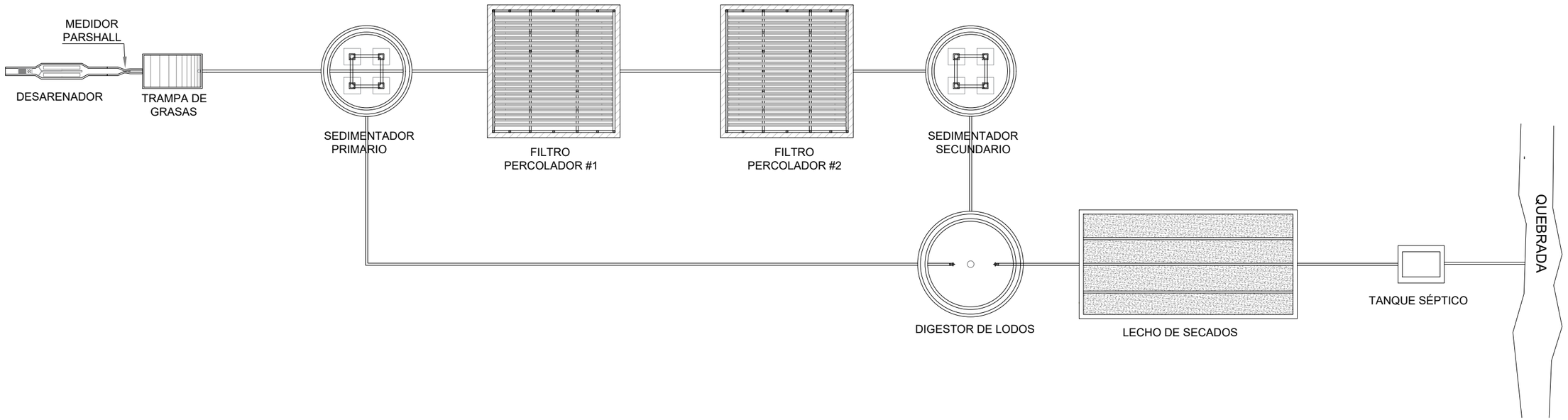
DOCENTES ASESORES:
MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

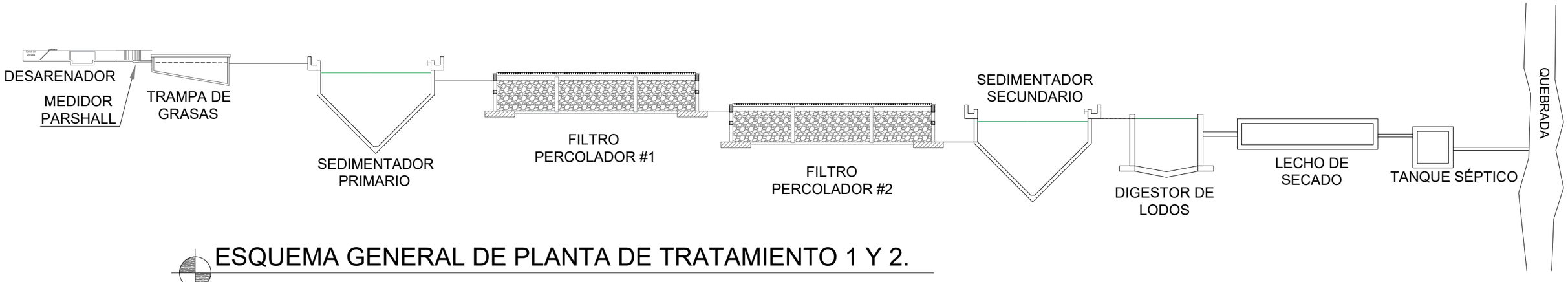
SELLOS:

ESCALA: 1:500
FECHA: SEPTIEMBRE 2025
HOJA: 24/35

PLANTA.



PERFIL.



ESQUEMA GENERAL DE PLANTA DE TRATAMIENTO 1 Y 2.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:
ESQUEMA GENERAL DE PLANTA DE TRATAMIENTO N°1 Y N°2

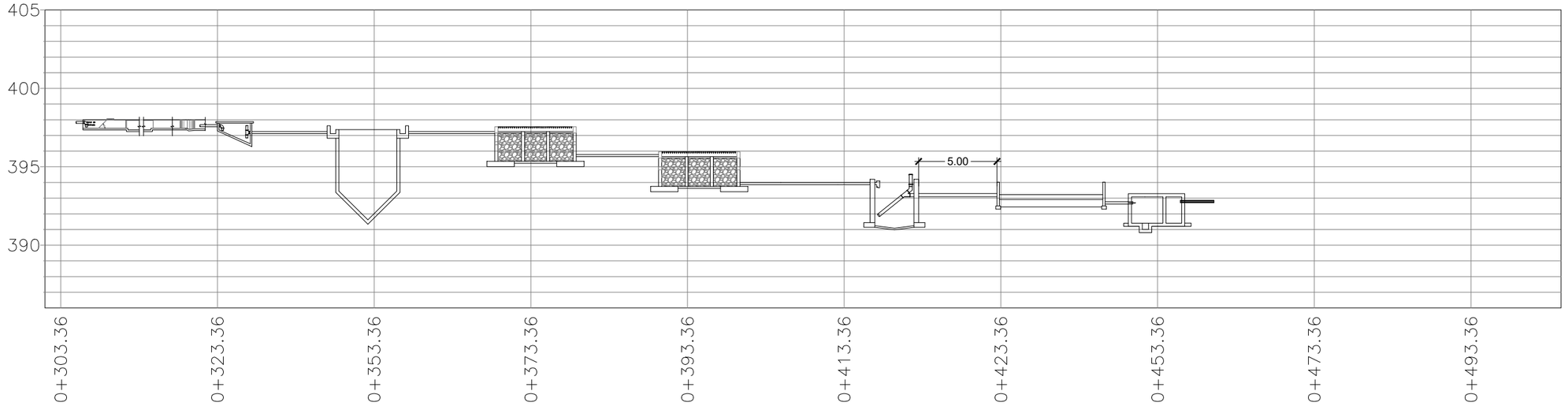
PRESENTA:
BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:
MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

SELLOS:

ESCALA: 1:1000
FECHA: SEPTIEMBRE 2025
HOJA: 25/35



PERFIL PLANTA DE TRATAMIENTO 1

ESCALA HORIZONTAL 1 : 100
ESCALA VERTICAL 1 : 100

PERFIL PLANTA DE TRATAMIENTO 2

ESCALA HORIZONTAL 1 : 100
ESCALA VERTICAL 1 : 100

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:
PERFIL TOPOGRÁFICO DE PLANTA DE TRATAMIENTO N°1 Y N°2

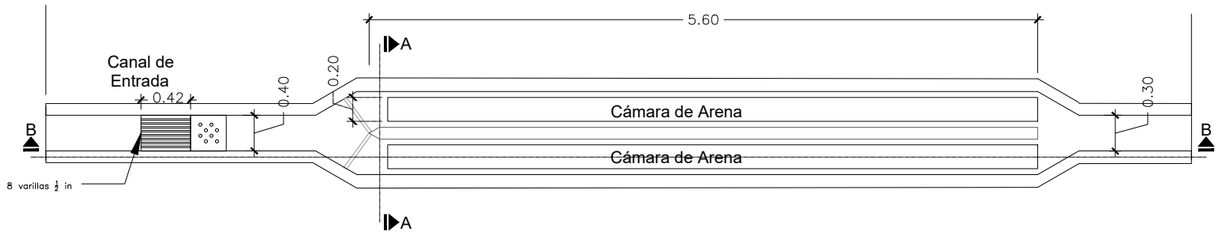
PRESENTA:
BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:
MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

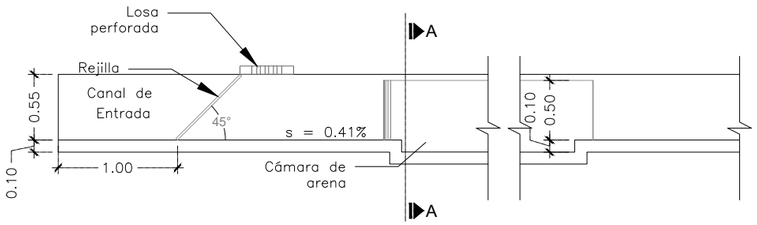
PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

SELLOS:

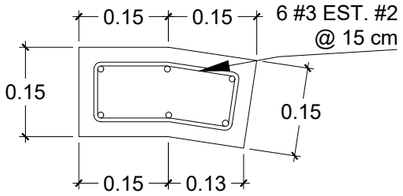
ESCALA: 1:300
FECHA: SEPTIEMBRE 2025
HOJA: 26/35



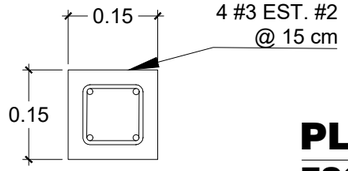
PLANTA DESARENADOR
ESCALA 1:50



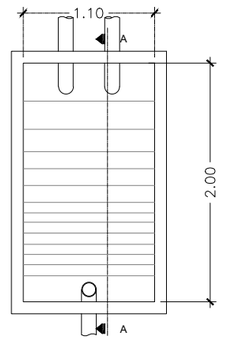
SECCIÓN B-B DESARENADOR
ESCALA 1:50

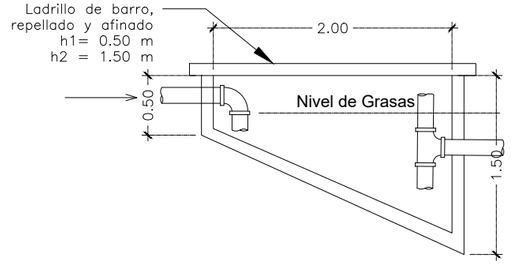


NERVIO N-1
ESCALA 1:10

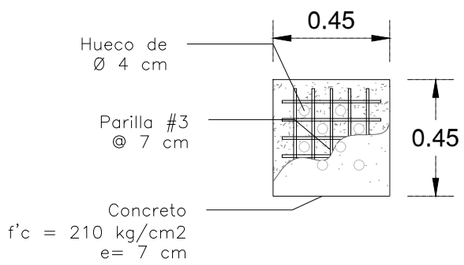


NERVIO N-3
ESCALA 1:10





PLANTA Y SECCIÓN A-A TRAMPA DE GRASAS
ESCALA 1:50

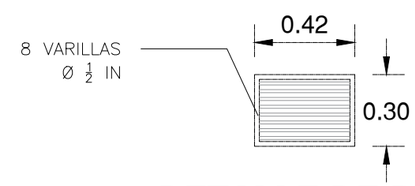


DETALLE DE LOSA PERFORADA
ESCALA 1:25

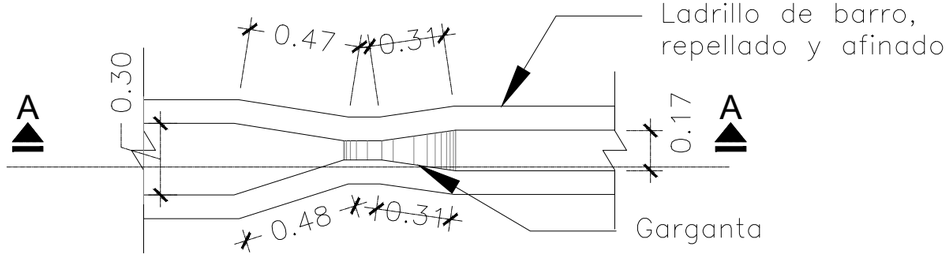
NERVIO N-2
ESCALA 1:10

NERVIO N-4
ESCALA 1:10

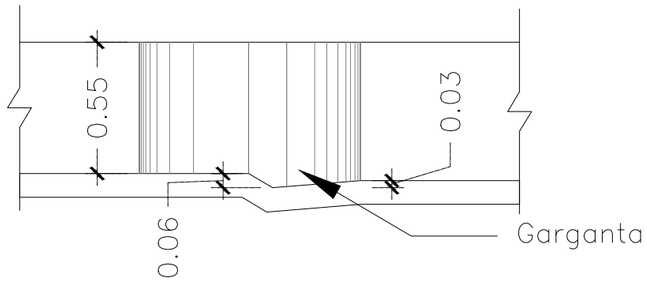
PARED DE MEDIDOR PARSHALL
ESCALA 1:10



DETALLE DE PARILLA
ESCALA 1:25

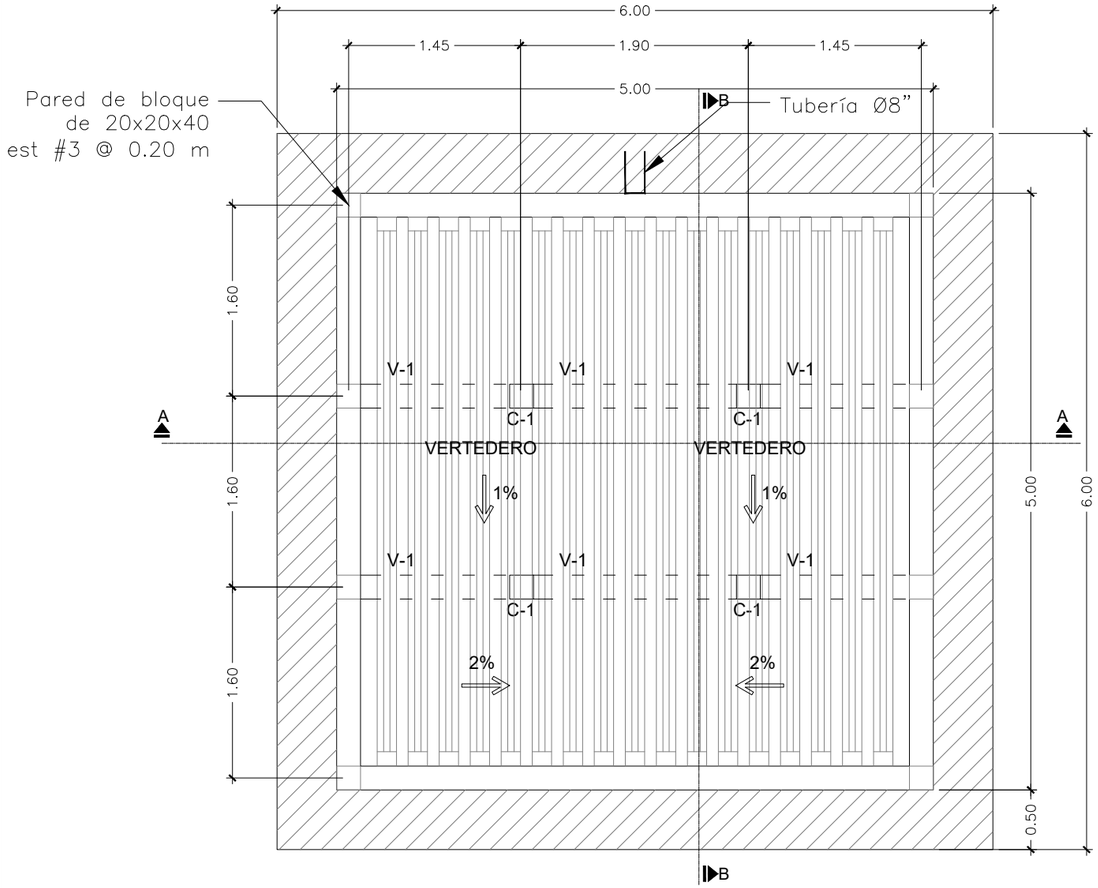


PLANTA MEDIDOR DE CAUDAL PARSHALL
ESCALA 1:25

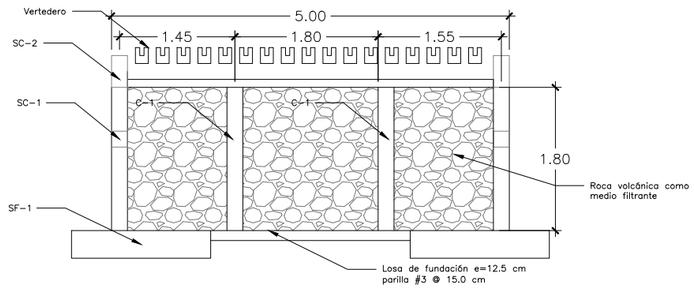


SECCIÓN A-A MEDIDOR DE CAUDAL PARSHALL
ESCALA 1:25

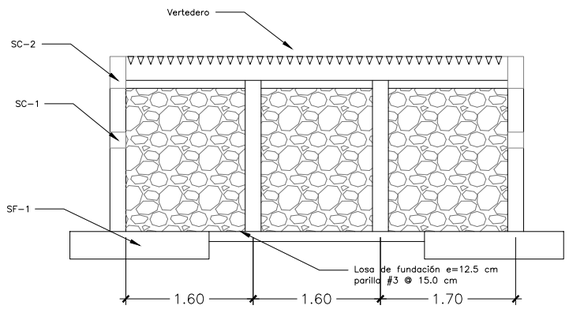
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: DETALLES CONSTRUCTIVOS PRE-TRATAMIENTO DE PLANTA DE TRATAMIENTO N° 1	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	*PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL*	SELLOS:	ESCALA: 1:1000 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 27/35



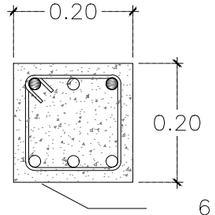
PLANTA FILTRO PERCOLADOR
ESCALA 1:50



SECCIÓN A-A: FILTRO PERCOLADOR
ESCALA 1:75

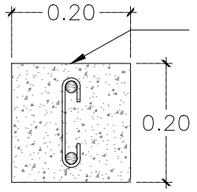


SECCIÓN B-B: FILTRO PERCOLADOR
ESCALA 1:75



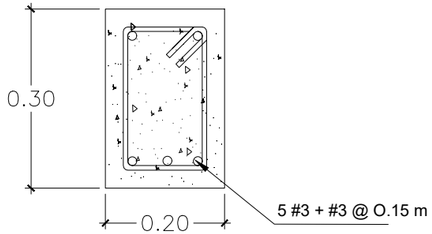
6 #5 EST #3 @ 0.20 m
Concreto f'c=210 kg/cm²

DETALLE DE COLUMNA (C-1)
ESCALA 1:10

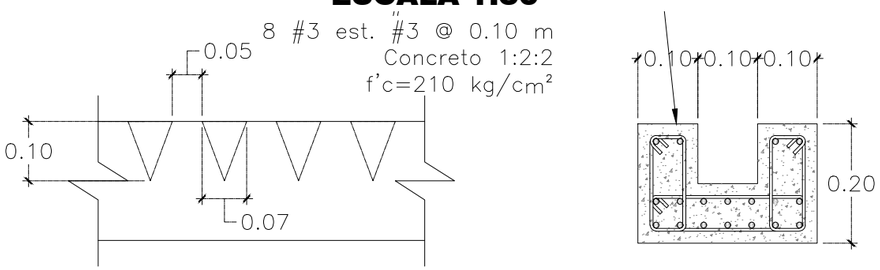


2 #3 + g #2
@ 0.15 m
Concreto f'c=210 kg/cm²

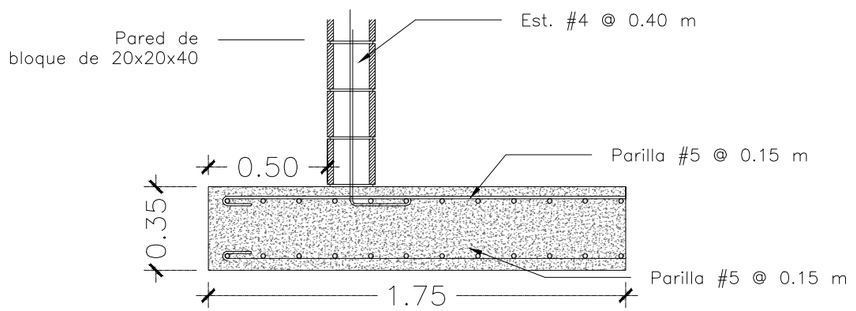
DETALLE DE SOLERA (SC-1)
ESCALA 1:10



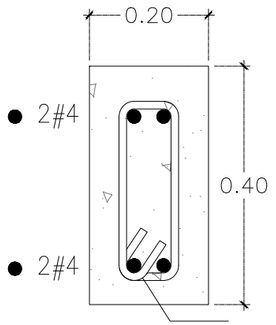
DETALLE DE VIGA (V-1)
ESCALA 1:10



DETALLE VERTEDERO
ESCALA 1:10



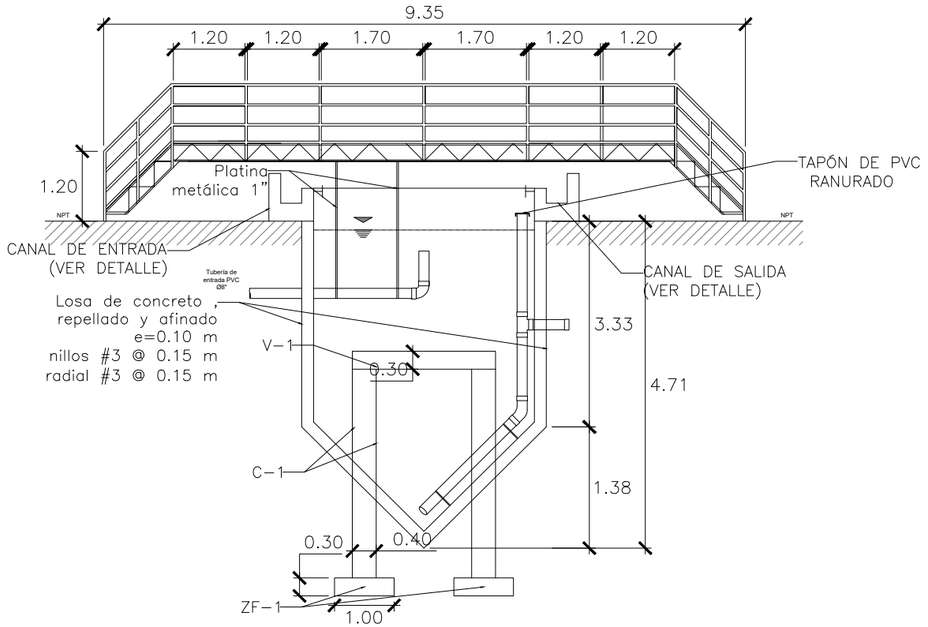
DETALLE DE SOLERA DE FUNDACIÓN (SF-1)
ESCALA 1:25



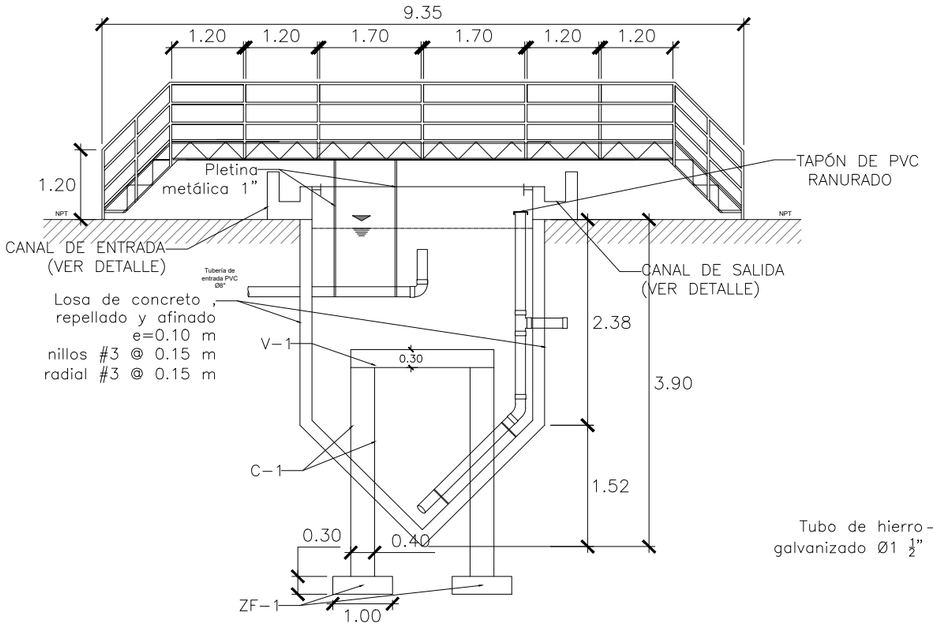
4 #4 y est #2 @ 0.15 m
Concreto f'c=210 kg/cm²

DETALLE DE SOLERA (SC-2)
ESCALA 1:10

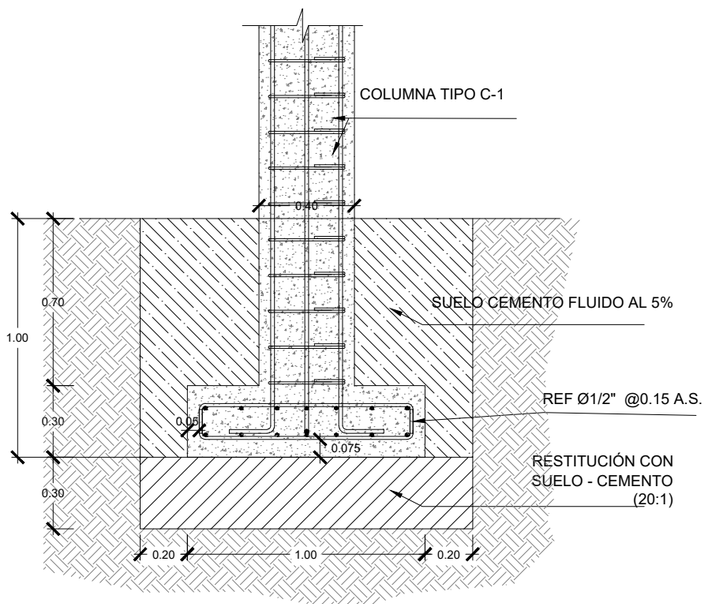
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: DETALLES CONSTRUCTIVOS PRE-TRATAMIENTO DE PLANTA DE TRATAMIENTO N° 1	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	*PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL*	SELLOS:	ESCALA: 1:1000 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 28/35



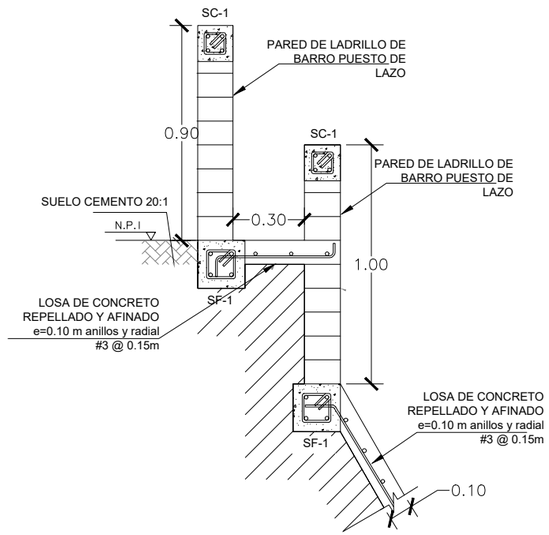
SECCIÓN DE SEDIMENTADOR PRIMARIO
ESCALA 1:100

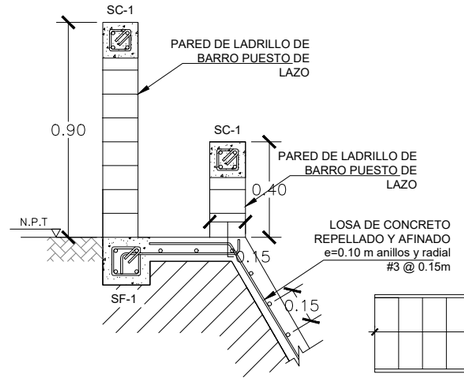


SECCIÓN DE SEDIMENTADOR SECUNDARIO
ESCALA 1:100

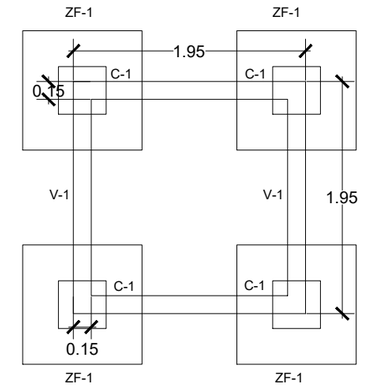


DETALLE DE ZF-1
ESCALA 1:25

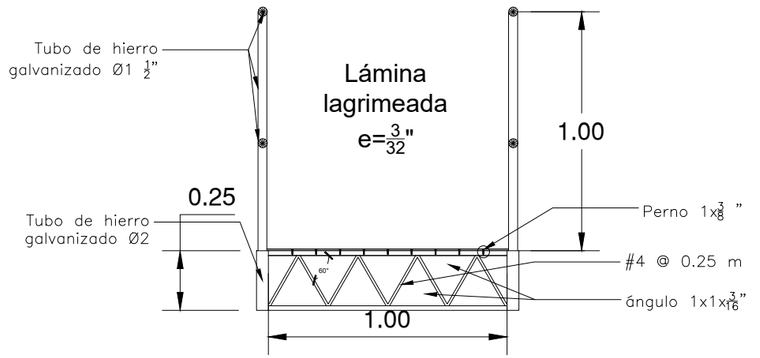




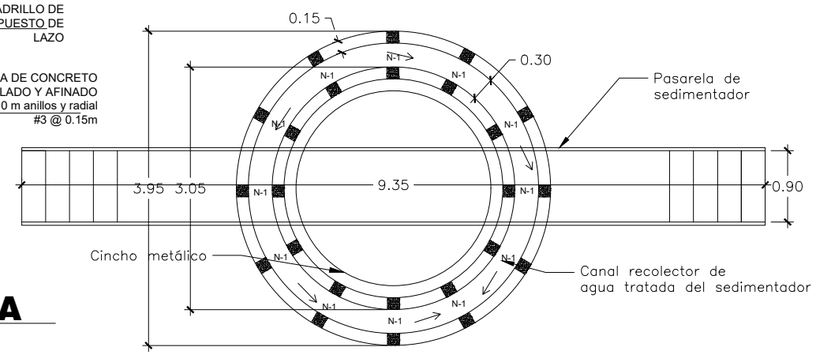
DETALLE DE CANAL DE ENTRADA Y SALIDA
ESCALA 1:25



DETALLE DE SECCIÓN DE PASARELA
ESCALA 1:50

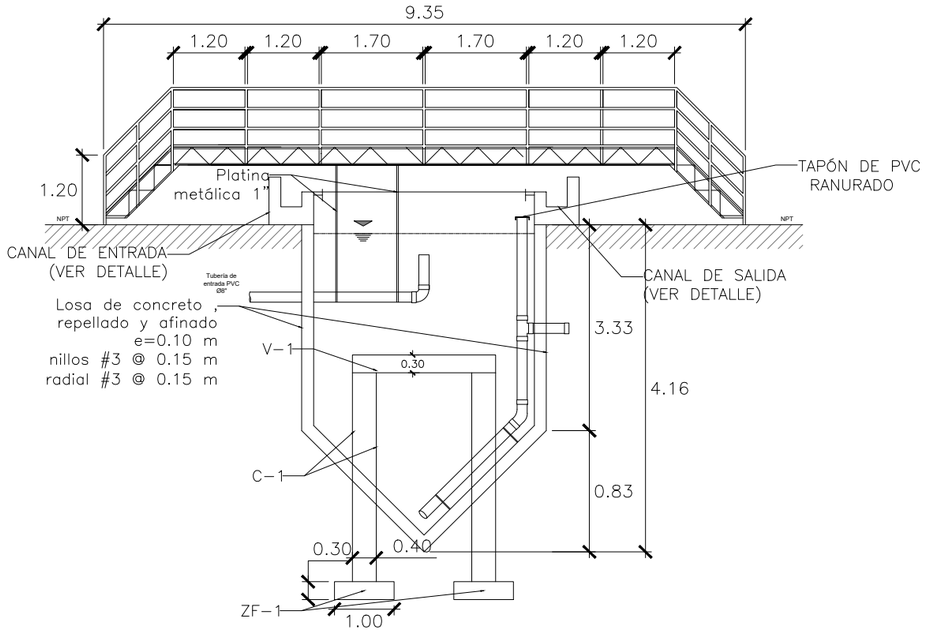


DETALLE DE SECCIÓN DE PASARELA
ESCALA 1:25

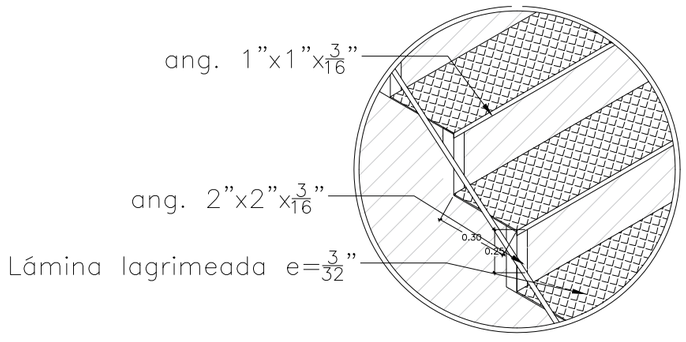


VISTA EN PLANTA SEDIMENTADOR PRIMARIO Y SECUNDARIO
ESCALA 1:75

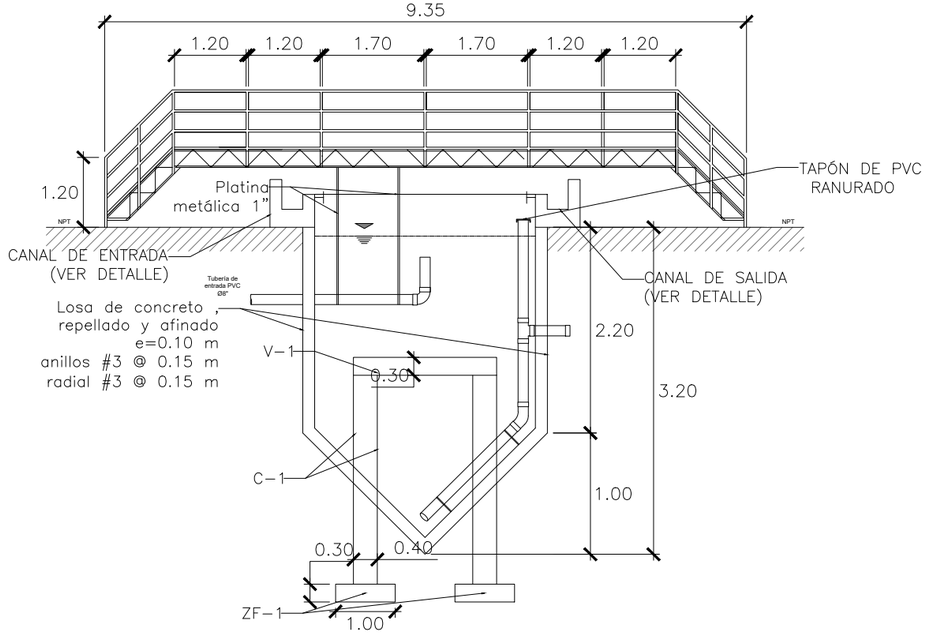
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: DETALLES CONSTRUCTIVOS DE SEDIMENTADOR PRIMARIO Y SECUNDARIO PLANTA DE TRATAMIENTO N° 1 Y N° 2	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	*PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL*	SELLOS:	ESCALA: 1:1000 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 29/35



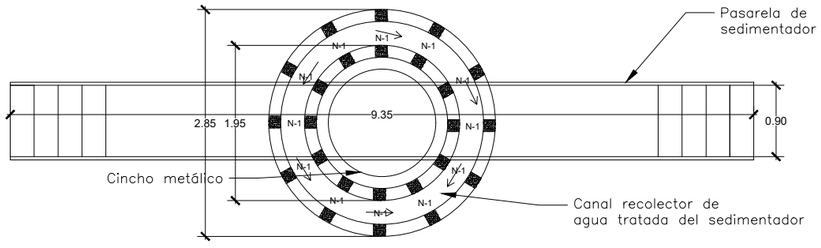
SECCIÓN DE SEDIMENTADOR PRIMARIO
ESCALA 1:100



DETALLE DE LÁMINA LAGRIMEADA
ESCALA 1:25



SECCIÓN DE SEDIMENTADOR SECUNDARIO
ESCALA 1:100

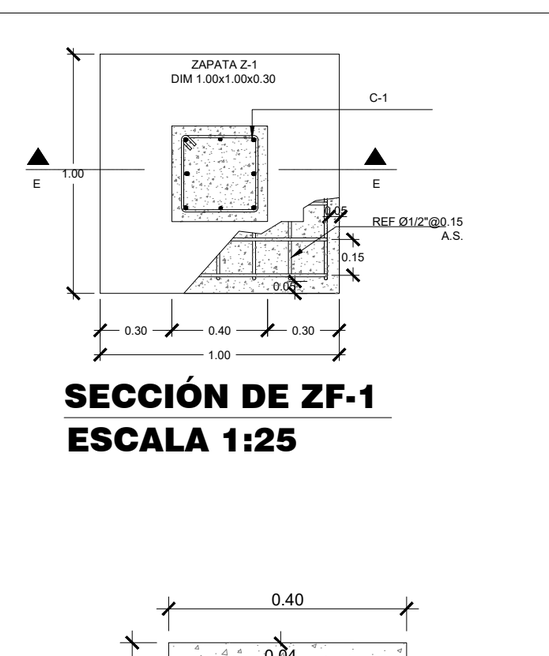


VISTA EN PLANTA SEDIMENTADOR PRIMARIO Y SECUNDARIO
ESCALA 1:75

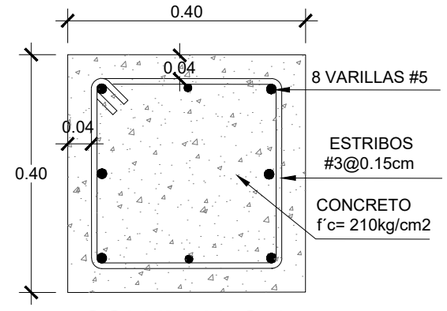
DETALLE DE SC-1
ESCALA 1:10

DETALLE DE N-1
ESCALA 1:10

DETALLE DE SF-1
ESCALA 1:10

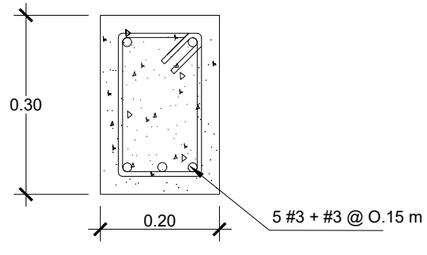


SECCIÓN DE ZF-1
ESCALA 1:25



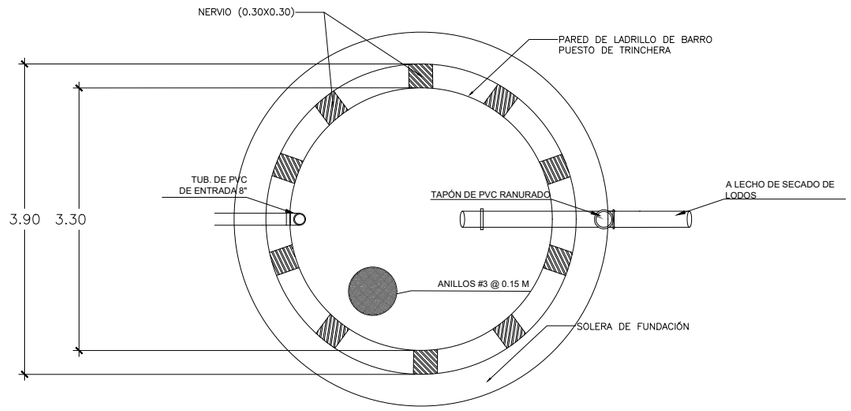
COLUMNA C-1

DETALLE DE C-1
ESCALA 1:10

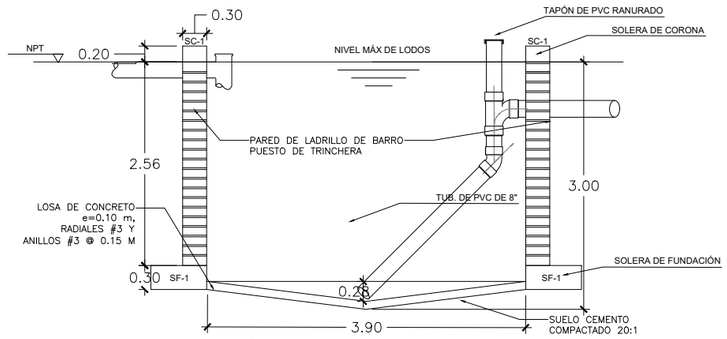


DETALLE DE V-1
ESCALA 1:10

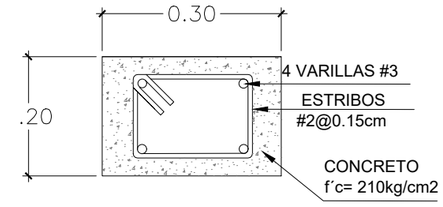
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: DETALLES CONSTRUCTIVOS DE SEDIMENTADOR PRIMARIO Y SECUNDARIO PLANTA DE TRATAMIENTO N° 1 Y N° 2	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	*PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL*	SELLOS:	ESCALA: 1:1000 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 30/35



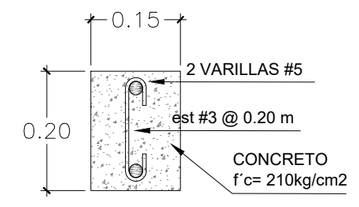
PLANTA ESTRUCTURAL DIGESTOR DE LODOS N°1
ESCALA 1:75



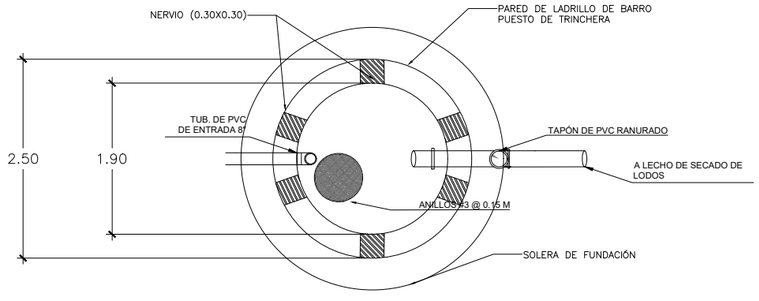
SECCIÓN - DIGESTOR DE LODOS
ESCALA 1:75



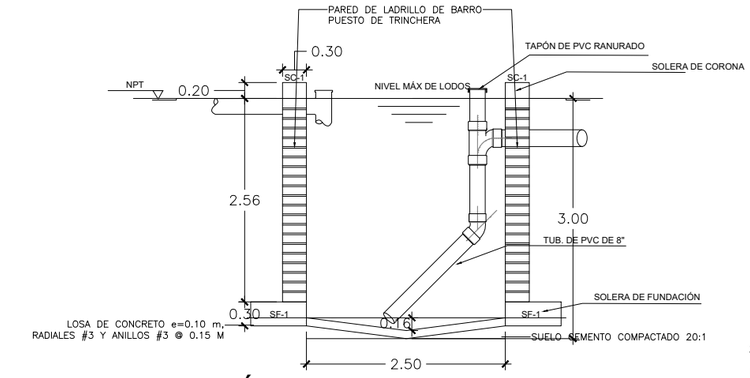
DETALLE DE SC-1
ESCALA 1:10



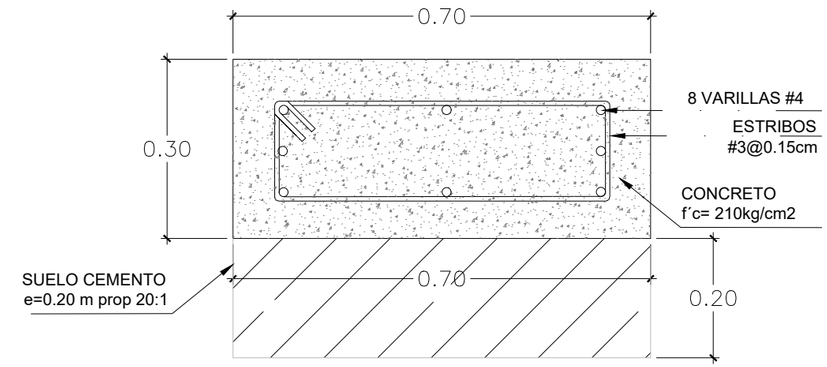
DETALLE DE SC-2
ESCALA 1:10



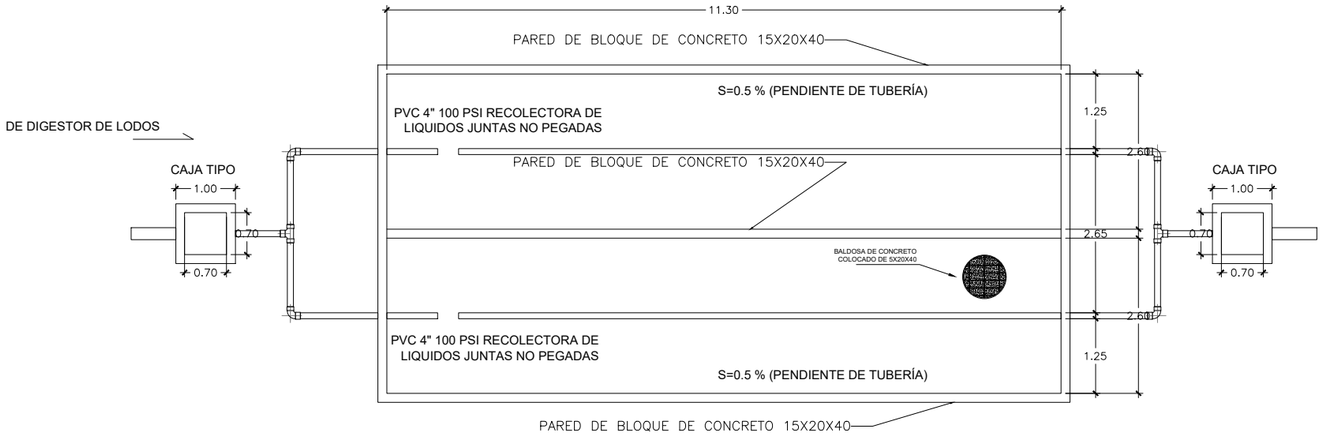
PLANTA ESTRUCTURAL DIGESTOR DE LODOS N°2
ESCALA 1:75



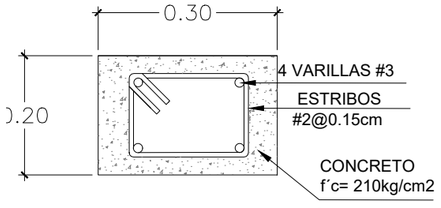
SECCIÓN - DIGESTOR DE LODOS
ESCALA 1:100



DETALLE DE SF-1
ESCALA 1:10

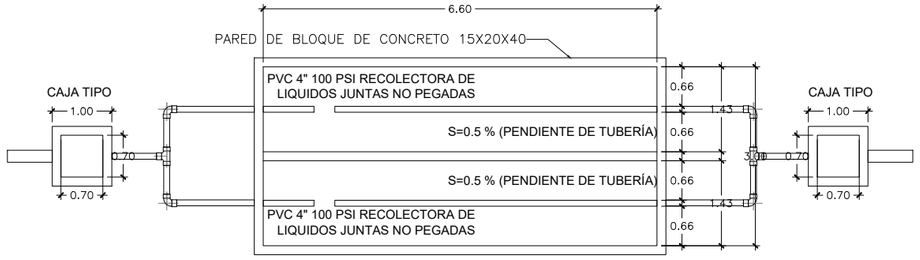


PLANTA DE LECHO DE SECADO DE LODOS
ESCALA 1:100

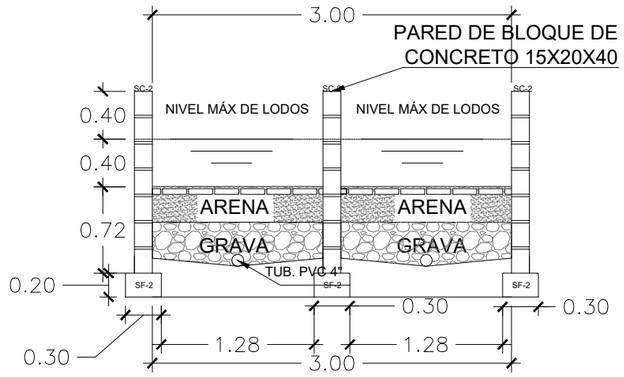


DETALLE DE SF-2
ESCALA 1:10

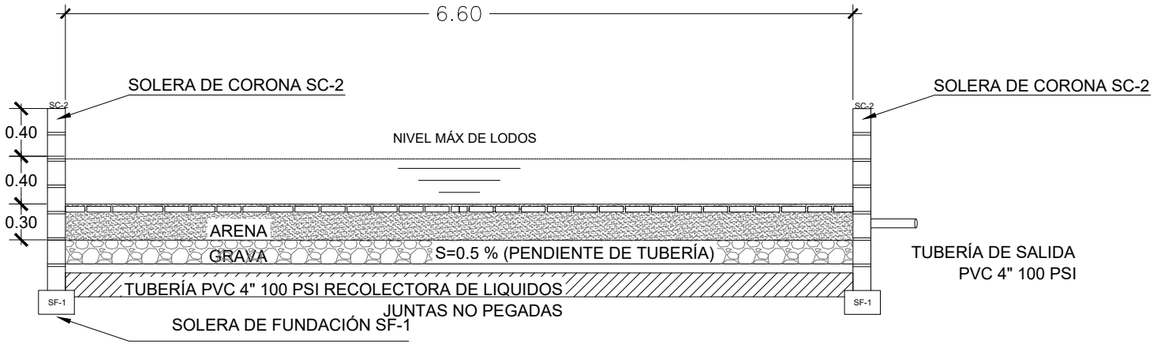
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: DETALLES CONSTRUCTIVOS DE DIGESTOR DE LODOS Y LECHO DE SECADO DE LODOS PARA PLANTA DE TRATAMIENTO N° 1 Y N° 2	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	*PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL*	SELLOS:	ESCALA: 1:1000 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 31/35



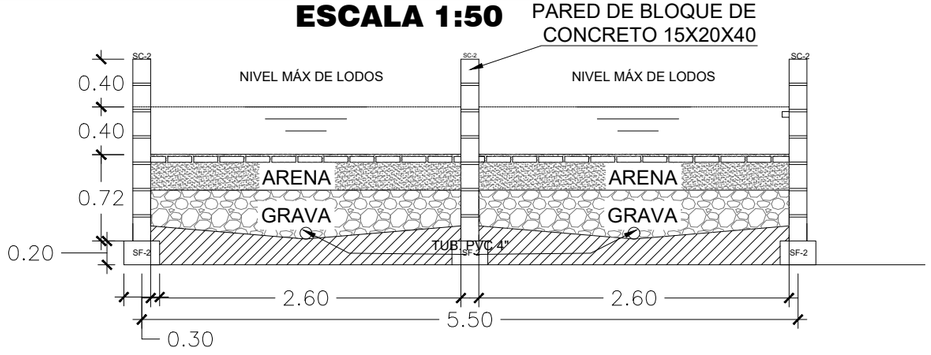
PLANTA DE LECHO DE SECADO DE LODOS N°2
ESCALA 1:100



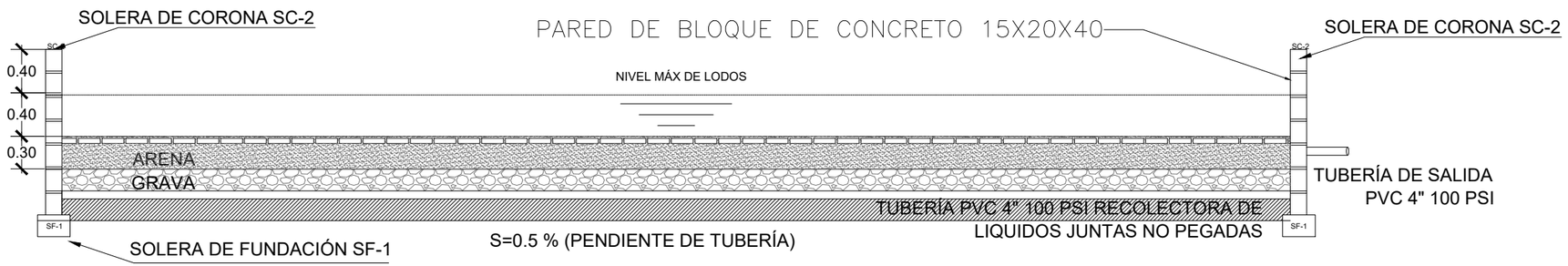
SECCIÓN DE LECHO DE SECADO DE LODOS
ESCALA 1:50



SECCIÓN DE LECHO DE SECADO DE LODOS
ESCALA 1:50



SECCIÓN DE LECHO DE SECADO DE LODOS
ESCALA 1:50



SECCIÓN DE LECHO DE SECADO DE LODOS
ESCALA 1:50

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:
DETALLES CONSTRUCTIVOS DE DIGESTOR DE LODOS Y LECHO DE SECADO DE LODOS PARA PLANTA DE TRATAMIENTO N° 1 Y N° 2

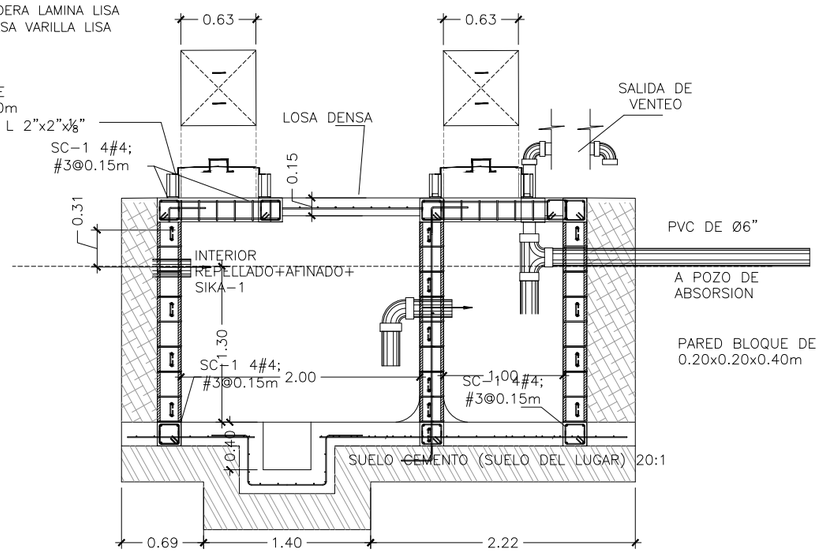
PRESENTA:
BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:
MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

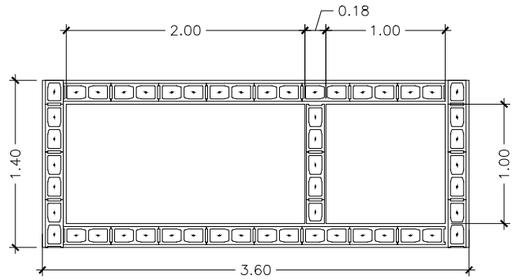
PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

SELLOS:

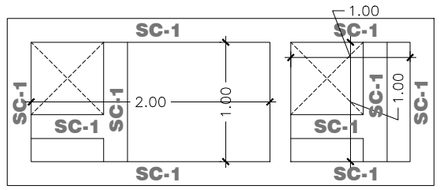
ESCALA: 1:1000
HOJA: 32/35
FECHA: SEPTIEMBRE 2025



SECCION A-A TANQUE SEPTICO
ESCALA 1:50

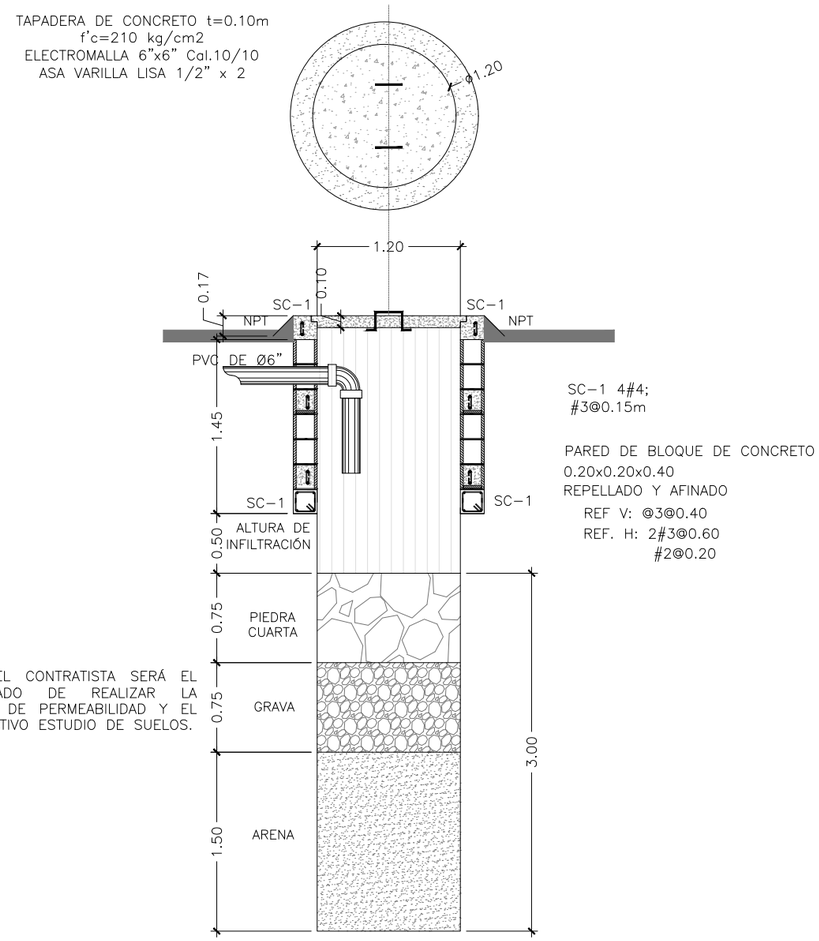


PLANTA TANQUE SEPTICO
ESCALA 1:50

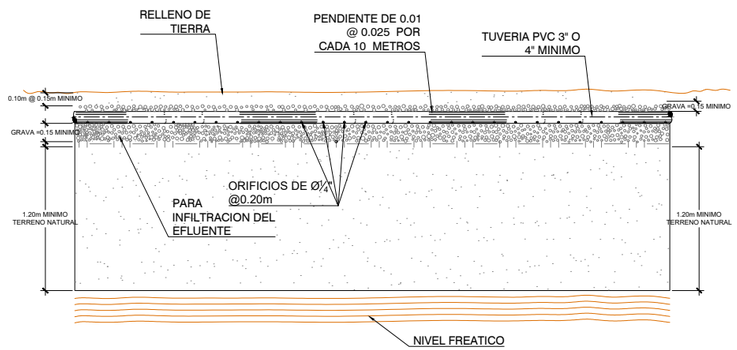


PLANTA DE TECHO TANQUE SEPTICO
ESCALA 1:50

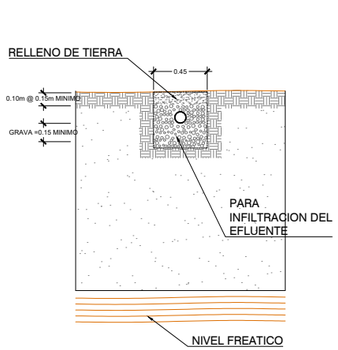
NOTA: EL CONTRATISTA SERÁ EL ENCARGADO DE REALIZAR LA PRUEBA DE PERMEABILIDAD Y EL RESPECTIVO ESTUDIO DE SUELOS.



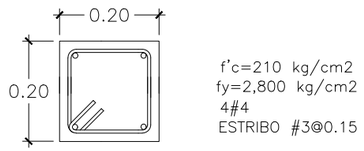
DETALLE DE POZO DE ABSORCION
ESCALA 1:50



ZANJA DE INFILTRACION O CAMPO DE RIEGO
DETALLE ESC. 1:25

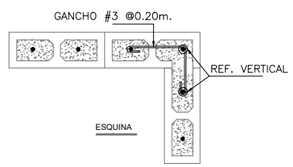


ZANJA DE INFILTRACION
DETALLE ESC. 1:25

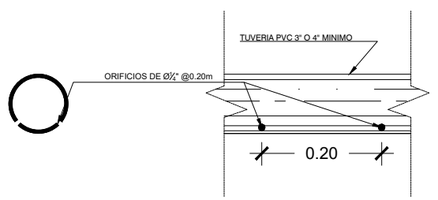


f'c=210 kg/cm2
fy=2,800 kg/cm2
4#4
ESTRIBO #3@0.15

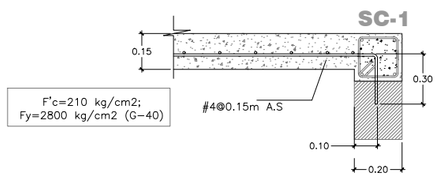
SC-1
ESCALA 1:10



DETALLE DE UNION EN ESQUINA
ESCALA 1:10

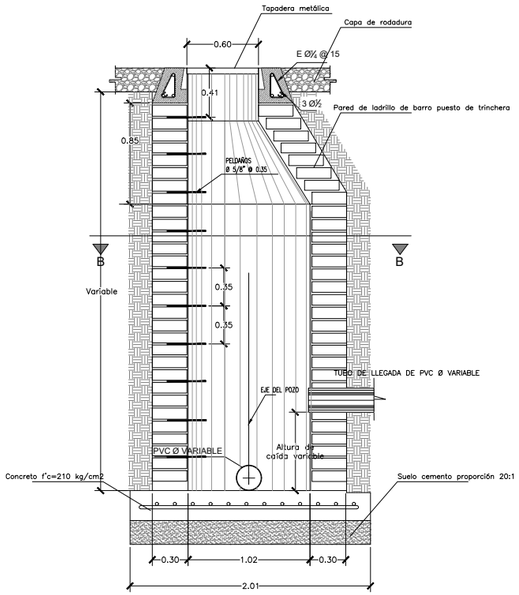


1 DETALLE DE TUBERIA
DETALLE ESC. 1:5

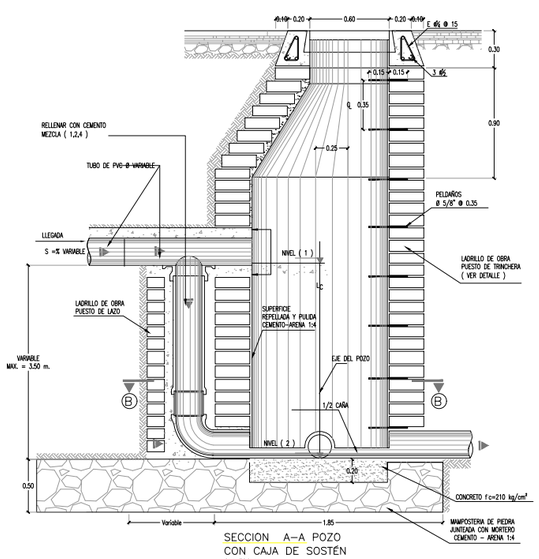


DETALLE DE LOSA DENSA LD-1
ESCALA 1:10

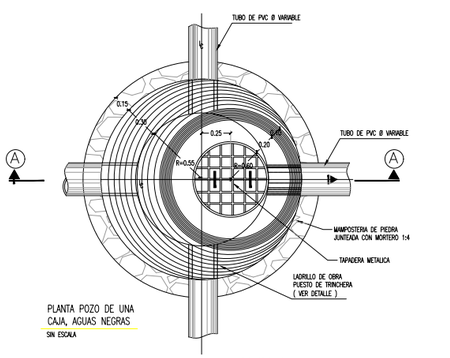
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.	CONTENIDO: DETALLES CONSTRUCTIVOS DE TANQUE SÉPTICO, POZO DE ABSORCIÓN Y ZANJAS DE INFILTRACIÓN	PRESENTA: BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES DOCENTES ASESORES: MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ	*PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL*	SELLOS:	ESCALA: 1:1000 FECHA: SEPTIEMBRE 2025 HOJA: 33/35



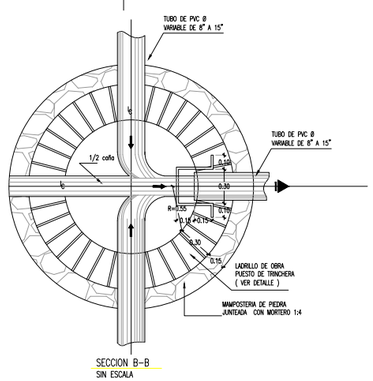
SECCION A–A DE POZO
SIN REFUERZO
SIN ESCALA



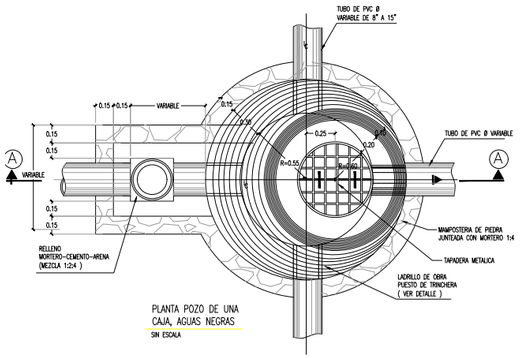
SECCION A–A POZO
CON CAJA DE SOSTÉN
SIN ESCALA



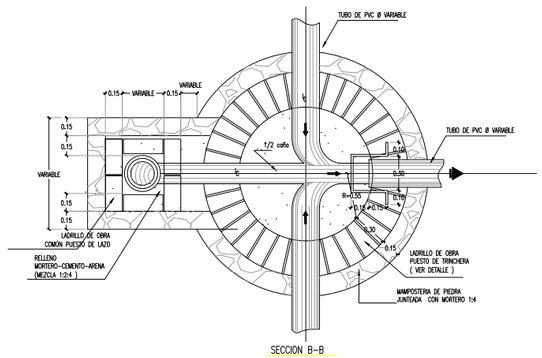
PLANTA POZO DE UNA
CAJA, AGUAS NEGRAS
SIN ESCALA



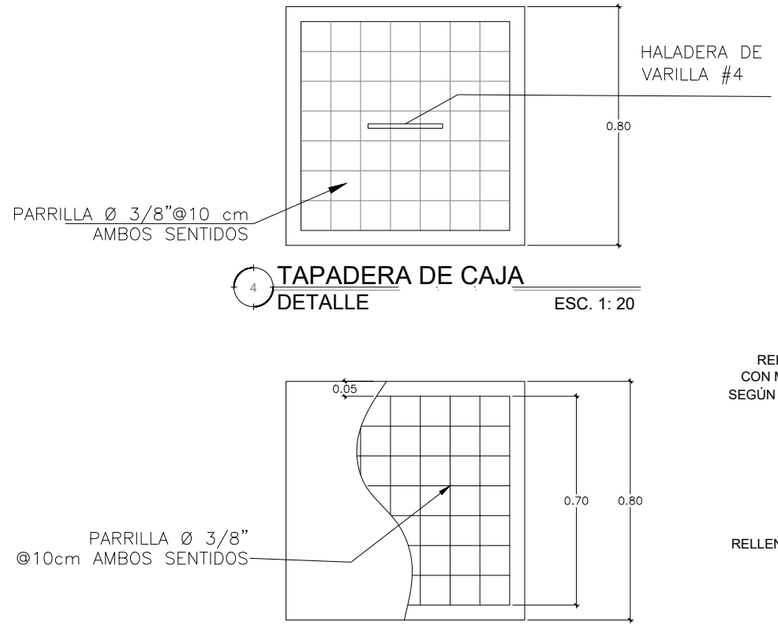
SECCION B–B
SIN ESCALA



PLANTA POZO DE UNA
CAJA, AGUAS NEGRAS
SIN ESCALA

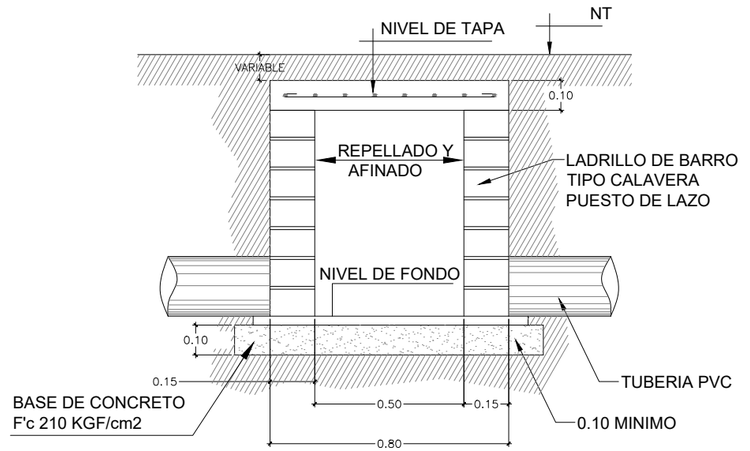


SECCION B–B
SIN ESCALA

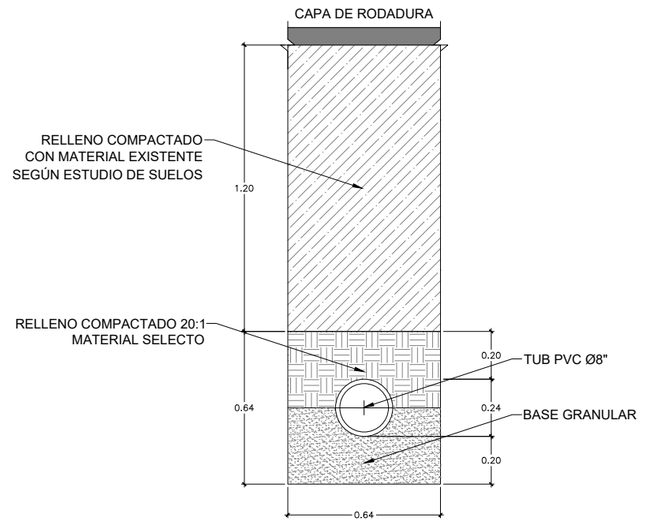


4 TAPADERA DE CAJA
DETALLE
ESC. 1: 20

5 LOSA DE FONDO DE CAJA
DETALLE
ESC. 1: 20



6 CAJA DE REGISTRO DE A.N.
DETALLE
ESC. 1: 20



DETALLE DE EXCAVACIÓN PARA TUBERÍA PRINCIPAL

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:
DETALLES CONSTRUCTIVOS DE TANQUE SÉPTICO, POZO DE ABSORCIÓN Y ZANJAS DE INFILTRACIÓN

PRESENTA:
BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:
MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

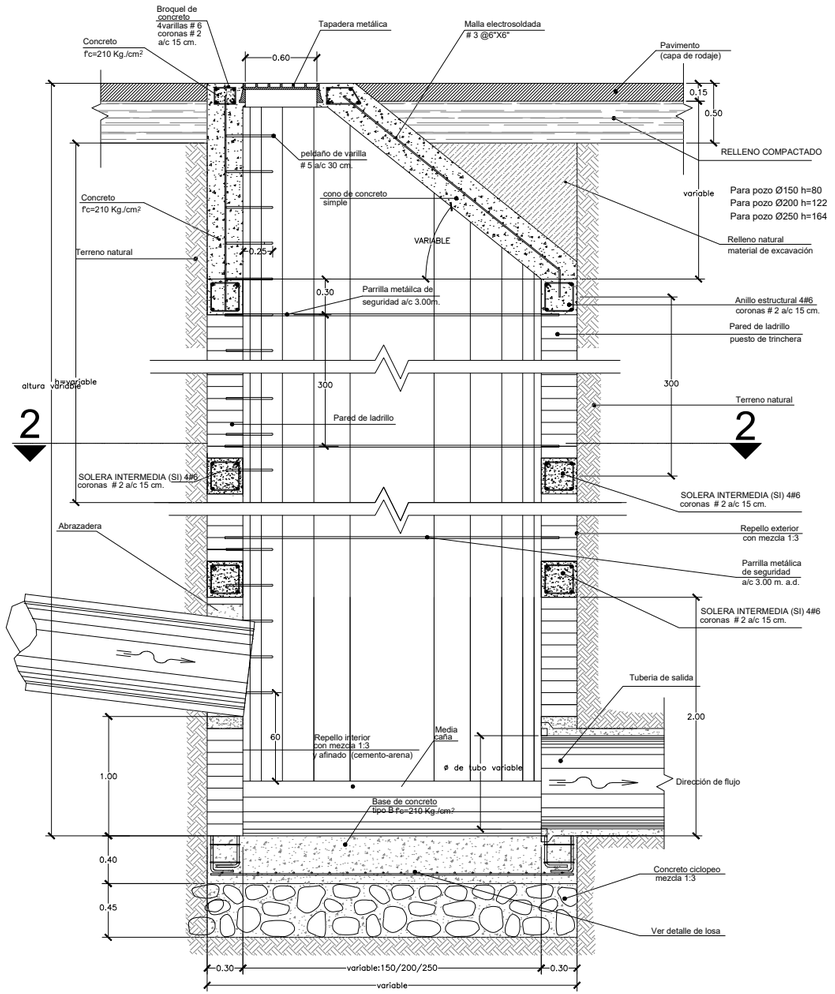
PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

SELLOS:

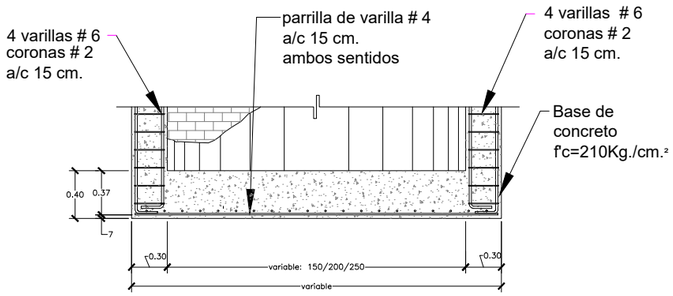
ESCALA: INDICADAS

HOJA: 34/35

FECHA: SEPTIEMBRE 2025

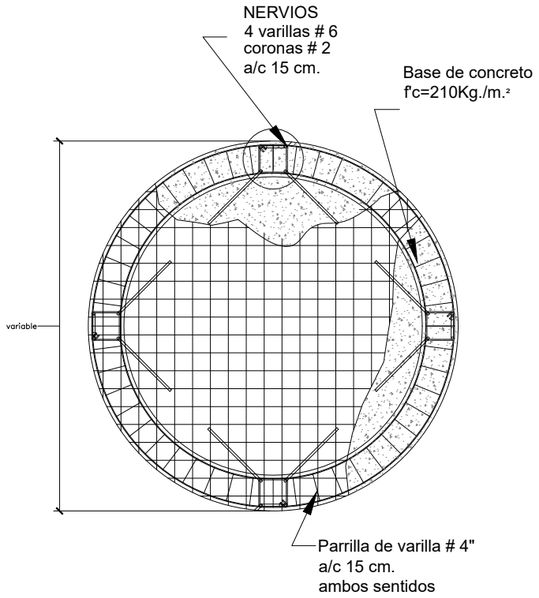


SECCION TRANSVERSAL 1-1
DE POZO CON REFUERZO
ESCALA 1:100



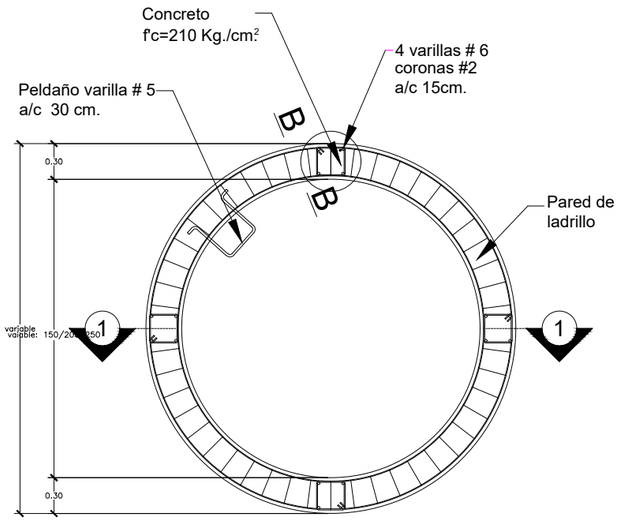
DETALLE DE LOSA

ESCALA 1:100



DETALLE DE PARRILLA

ESCALA 1:50



SECCION 2-2

ESCALA 1:50

NOTAS GENERALES

1. NO SE ACEPTARÁN TUBERÍAS DEFECTUOSAS, INCOMPLETAS, CON JUNTAS DETERIORADAS O CON CUALQUIER OTRA IRREGULARIDAD.
2. EL CONSTRUCTOR JUNTO CON EL SUPERVISOR DEBERÁN DE REVISAR LAS TUBERÍAS Y QUE SEAN SEGÚN DE LOS DIÁMETROS Y PRESIONES REQUERIDAS. LA SUPERVISIÓN DARÁ SU APROBACIÓN PARA LA UTILIZACIÓN DE LAS MISMAS.
3. CUANDO SE HAGA LA INSTALACIÓN DE ACCESORIOS O PIEZAS DE TUBERÍA DAÑADAS O CON ESPECIFICACIONES DISTINTAS A LA APROBADA, EL CONSTRUCTOR ESTARÁ OBLIGADO A PROCEDER CON EL PROCESO DE DESMONTAJE Y CAMBIO POR OTRO ELEMENTO APROBADO POR EL SUPERVISOR SIN DERECHO A RECIBIR PAGO ADICIONAL ALGUNO.
4. LAS PIEZAS QUE FORMARÁN LAS TUBERÍAS NO DEBERÁN SER ARROJADAS AL DESCARGARLAS, DE IGUAL MANERA NO DEBEN RODAR O CHOCAR CON OBJETOS QUE PUEDAN DAÑARLAS.
5. QUEDA SUMAMENTE EXPRESAMENTE PROHIBIDO EL MANEJO DE TUBERÍAS Y ACCESORIOS MEDIANTE CADENAS O CUERDAS, ESTÁS DEBEN TRANSPORTARSE MEDIANTE CORREAS ACOLCHADAS O CON CINTAS DE SOPORTE, ESTO CON EL FIN DE PROVEER EL ANCHO SUFICIENTE PARA NO CAUSAR DAÑO AL REVESTIMIENTO EXTERIOR DE LAS TUBERÍAS.
6. SE DEBERÁ CONTAR CON LAS PRECAUCIONES NECESARIAS AL TRANSPORTAR Y MANEJAR LAS TUBERÍAS PARA EVITAR CUALQUIER TIPO DE DEFORMACIÓN Y DAÑO, TANTO INTERNA COMO EXTERNAMENTE; EN ESPECIAL CON EN LOS EXTREMOS DE LAS TUBERÍAS.
7. LOS CORTES DE LAS TUBERÍAS SERÁN REALIZADOS EN ÁNGULOS RECTOS POR MEDIO DE SIERRAS MECÁNICAS, CUALQUIER DAÑO EN EL CORTE DEBERÁ SER RECTIFICADO; QUEDAN EXPRESAMENTE PROHIBIDOS LOS CORTES EN DIAGONAL, SOLAMENTE SERÁN PERMITIDOS CORTES RECTOS.
8. NO SE PREOCEDERÁN A PAGO SOBRE EXCAVACIONES SIN PREVIA AUTORIZACIÓN O POR ERROR DE DIMENSIONAMIENTO.
9. EL CONCRETO QUE SE UTILICE EN LAS OBRAS DEBERÁ ALCANZAR UNA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE 210 KG/CM² A LOS 28 DÍAS.
10. TODO EL ACERO CORRUGADO UTILIZADO COMO REFUERZO EN LOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO DEBERÁ CUMPLIR CON LOS REQUISITOS ESTABLECIDOS POR LA NORMA ASTM A615, EL LIMITE DE FLUENCIA SERA COMO MINIMO FY=2800 KG/CM2.
11. LOS DIÁMETROS DE LAS TUBERÍAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO SERÁN LOS INDICADOS EN PLANOS Y PRESUPUESTO, SATISFACIENDO NORMATIVAS VIGENTES.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CASERÍO EL LIMPIO, CANTÓN MAQUILISHUAT, DISTRITO DE ILOBASCO, MUNICIPIO DE CABAÑAS OESTE, DEPARTAMENTO DE CABAÑAS.

CONTENIDO:
DETALLES CONSTRUCTIVOS DE TANQUE SÉPTICO, POZO DE ABSORCIÓN Y ZANJAS DE INFILTRACIÓN

PRESENTA:
BR. ANDERSON ALEXIS GARCIA HERNANDEZ
BR. JOSSELYN CAROLINA MELENDEZ ROSALES

DOCENTES ASESORES:
MSC. E ING.RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
ING.LEDY MARISELA ESQUIVEL DE VALDEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

SELLOS:

ESCALA: INDICADAS
HOJA: 35/35
FECHA: SEPTIEMBRE 2025