

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



**MEJORAMIENTO Y AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA
POTABLE Y ALCANTARILLADO CON DRENAJE PLUVIAL EN LA
ZONA URBANA DEL DISTRITO DE ÍLLIMO, PROVINCIA Y
DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE, 2017**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

AUTORES

MARIO HUMBERTO BARRUETO SAMAME

ERLITA SANCHEZ OLIVOS

ASESOR

HECTOR AUGUSTO GAMARRA UCEDA

<https://orcid.org/0000-0002-3653-1394>

Chiclayo, 2021

**MEJORAMIENTO Y AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA
POTABLE Y ALCANTARILLADO CON DRENAJE PLUVIAL
EN LA ZONA URBANA DEL DISTRITO DE ÍLLIMO,
PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE, 2017**

PRESENTADA POR:

**MARIO HUMBERTO BARRUETO SAMAME
ERLITA SANCHEZ OLIVOS**

A la Facultad de Ingeniería de la
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo
Para optar el título de

INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

APROBADA POR:

Aníbal Teodoro Díaz Orrego
PRESIDENTE

Joaquín Hernán Rojas Oblitas
SECRETARIO

Hector Augusto Gamarra Uceda
VOCAL

DEDICATORIA

A mis Padres:

Herminio Sánchez Vásquez, Alejandrina Olivos Mureto y a mi Tío Manuel Irigoín Sánchez. Por brindarme sus sabios consejos y su apoyo incondicional, ya que, sin ellos, no lo hubiera logrado.

ERLITA SÁNCHEZ OLIVOS

A mis padres:

Que con su esfuerzo y trabajo lucharon día a día por convertirme en la persona que hoy soy.

A mis hermanas:

Que sin su apoyo y cariño no habría podido llegar hasta este punto.

A mis profesores:

Por su paciencia y todo lo aprendido.

MARIO HUMBERTO BARRUETO SAMAME

ÍNDICE

RESUMEN.....	22
ABSTRACT.....	23
I. INTRODUCCIÓN.....	24
II. MARCO TEÓRICO.....	27
2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA.....	27
2.2. BASES TEÓRICAS CIENTÍFICAS.....	33
2.2.1. CONCEPTOS DE LA NORMA TÉCNICA.....	33
2.2.2. CONCEPTOS BÁSICOS DE HIDRÁULICA.....	36
2.2.3. ESTUDIOS BÁSICOS PARA REALIZAR PROYECTOS.....	38
III. METODOLOGÍA.....	43
3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN.....	43
3.2. POBLACIÓN, MUESTRA, MUESTREO.....	43
3.3. CRITERIOS DE SELECCIÓN.....	44
3.4. TÉCNICAS INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	44
3.5. PROCEDIMIENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	45
IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	46
4.1. CAPTACIÓN:.....	46
4.1.1. INVESTIGACIONES Y MUESTREO INGENIERO GEOLÓGICO E HIDROLÓGICO.....	46
4.1.2. PLAN MAESTRO ÍLLIMO: EPSEL.....	48
V. DIAGNÓSTICO DEL SISTEMA OPERACIONAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA CIUDAD DE ÍLLIMO.....	50
5.1. DESCRIPCIÓN.....	50
5.1.1. UBICACIÓN DEL PROYECTO.....	50
5.1.2. EXTENSIÓN.....	50
5.1.3. VÍAS DE COMUNICACIÓN.....	50
5.1.4. SERVICIOS EXISTENTES.....	50
5.1.5. TOPOGRAFÍA Y PLANEAMIENTO URBANO:.....	50
5.1.6. OTROS SERVICIOS.....	51

5.1.7.	POBLACIÓN.....	51
5.1.8.	ESTUDIOS DE SUELOS.....	52
5.2.	DESCRIPCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS Y EVALUACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO ACTUAL DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE	54
5.2.1.	DESCRIPCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS SISTEMAS	54
5.2.2.	SISTEMA DE PRODUCCIÓN.....	54
5.2.3.	EVALUACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO.....	60
5.2.4.	OPERACIÓN DE RESERVORIO.....	60
5.2.5.	OPERACIÓN DE REDES.....	61
5.2.6.	PRODUCCIÓN ACTUAL.....	62
5.2.7.	CONTINUIDAD.....	62
5.2.8.	COEFICIENTE DE VARIACIÓN DIARIA Y HORARIA (CONCEPTOS TEÓRICOS).....	62
5.2.9.	CALIDAD DEL AGUA.....	63
5.2.10.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES: SISTEMA AGUA POTABLE.....	63
5.3.	DESCRIPCIÓN Y FUNCIONAMIENTO ACTUAL DEL SERVICIO ALCANTARILLADO.....	65
5.3.1.	DESCRIPCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LAS INSTALACIONES.....	65
5.4.	SISTEMA DE TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES.....	69
5.4.1.	FUNCIONAMIENTO.....	71
5.4.2.	COBERTURA:.....	72
5.4.3.	CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES.....	72
5.5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	72
5.5.1.	ALCANTARILLADO.....	72
5.5.2.	CÁMARA DE BOMBEO.....	72

5.5.3.	LAGUNA DE ESTABILIZACIÓN.....	73
VI.	ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.....	74
6.1.	INTRODUCCIÓN	74
6.2.	COMPONENTES DEL SISTEMA	74
6.2.1.	LÍNEA DE ADUCCIÓN	74
6.2.2.	LÍNEA DE IMPULSIÓN.....	74
6.2.3.	VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO	74
6.2.4.	RED DE DISTRIBUCIÓN.	75
6.2.5.	PARÁMETROS DE DISEÑO Y SELECCIÓN DE TUBERÍAS	76
6.2.6.	MANTENIMIENTO DE LA RED	83
6.3.	VÁLVULAS Y ACCESORIOS.....	83
6.3.1.	VÁLVULAS.	83
6.3.2.	HIDRANTES CONTRA INCENDIO	84
6.3.3.	ANCLAJES Y EMPALMES	84
6.4.	CONEXIONES DOMICILIARIAS	85
VII.	DATOS BÁSICOS DE DISEÑO.....	86
7.1.	PARÁMETROS DE DISEÑO.....	86
7.1.1.	PERIODO DE DISEÑO.....	86
7.1.2.	POBLACIÓN DE DISEÑO.	88
7.1.3.	CÁLCULO DE LA POBLACIÓN FUTURA.	88
7.1.4.	DETERMINACIÓN DE LA DOTACIÓN.....	89
7.1.5.	DOTACIÓN DE DISEÑO.	90
7.1.6.	VARIACIÓN DE CONSUMO	90
7.1.7.	CAUDALES DE DISEÑO.....	91
VIII.	SISTEMA DE ALCANTARILLADO.....	92
8.1.	INTRODUCCIÓN	92
8.2.	ESTUDIO DE CONTRIBUCIONES.....	92
8.2.1.	ESTUDIO DE CONTRIBUCIONES Y CAUDALES DE DISEÑO.	92

8.3.	SISTEMA DE ALCANTARILLADO.....	94
8.3.1.	CONEXIONES DOMICILIARIAS.....	94
8.3.2.	DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS REDES DEL ALCANTARILLADO	94
8.3.3.	COMPONENTES DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO	102
8.3.5.	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	124
IX.	ALCANTARILLADO PLUVIAL	128
9.1.	INTRODUCCIÓN	128
9.2.	PERIODO DE DISEÑO.....	128
9.3.	CRITERIO DE DISEÑO	129
9.3.1.	TOPOGRAFÍA.....	129
9.3.2.	ESTUDIO DEL SUELO	129
9.3.3.	FLUJO SUPERFICIAL.....	129
9.3.4.	MÉTODO DE CÁLCULO PARA LA DETERMINACIÓN DEL FLUJO ...	130
9.3.5.	SISTEMAS DE DRENAJE	131
9.4.	PARÁMETROS DE DISEÑO	132
9.4.1.	DRENAJE SUPERFICIAL PLUVIAL POR CANALETAS	133
9.4.2.	DRENAJE SUBTERRÁNEO PLUVIAL.....	137
9.4.3.	EXPLANACIONES.....	146
9.5.	DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE	146
9.5.1.	DISEÑO DEFINITIVO DE LA RED	146
X.	ESTUDIO HIDROLÓGICO	148
10.1.	PARÁMETROS METEOROLÓGICOS	148
10.1.1.	CLIMA	148
10.2.	ANÁLISIS DE LA TORMENTA.....	150
10.2.1.	INTENSIDAD MEDÍA DE PRECIPITACIONES.....	150
10.2.2.	MÉTODOS ESTADÍSTICOS.....	151
10.2.3.	CURVA DE PRECIPITACIÓN DE DISEÑO.....	157
10.2.4.	CÁLCULO DE TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.....	158

10.2.5.	TIEMPO O PERIODO DE RETORNO.....	159
10.2.6.	CÁLCULO DE INTENSIDAD DE DISEÑO.....	160
10.2.7.	ANÁLISIS DIFERENCIADO POR CUENCAS APORTANTES	185
XI.	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	206
11.1.	SISTEMA DE AGUA POTABLE Y CONEXIONES DOMICILIARES.....	206
11.1.1.	TRABAJOS PRELIMINARES	206
11.1.2.	SEGURIDAD Y SALUD.....	207
11.1.3.	RED DE IMPULSIÓN	211
11.1.4.	REDES DE DISTRIBUCIÓN	218
11.1.5.	TUBERÍAS.....	222
11.1.6.	ACCESORIOS	222
11.1.7.	VÁLVULAS.....	223
11.1.8.	CONEXIONES DOMICILIARIAS	224
11.1.9.	CONCRETO SIMPLE	234
11.2.	SISTEMA DE ALCANTARILLADO.....	241
11.2.1.	REDES DE ALCANTARILLADO.....	241
11.3.	RED DE DRENAJE PLUVIAL.....	256
11.3.1.	OBRAS PRELIMINARES.....	256
11.3.2.	MOVIMIENTO DE TIERRAS	256
11.3.3.	CAMA DE APOYO PARA TUBERÍAS.....	257
11.3.4.	RELLENO, APISONADO Y COMPACTACIÓN DE ZANJAS.....	258
11.3.5.	INSTALACIÓN DE TUBERÍAS	258
11.3.6.	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE.....	260
11.3.7.	OBRAS DE CONCRETO ARMADO	261
11.3.8.	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO.....	265
11.3.9.	ACERO ESTRUCTURAL $F'Y=4200$ KG/CM ²	266
XII.	ESTUDIOS DE SUELOS.....	269
12.1.	INTRODUCCIÓN.....	269

12.2.	OBJETIVOS DEL ESTUDIO.....	269
12.3.	UBICACIÓN DEL ÁREA EN ESTUDIO.....	270
12.3.1.	ACCESO AL ÁREA DE ESTUDIO.....	270
12.4.	CONDICIONES CLIMÁTICAS Y ALTITUD DE LA ZONA.	270
12.5.	EXPLORACIÓN Y MUESTREO DE SUELOS.....	271
12.5.1.	EXPLORACIÓN.....	271
12.5.2.	MUESTREO DE SUELOS	271
12.5.3.	OBTENCIÓN DE MUESTRAS INALTERADAS	271
12.5.4.	SELECCIÓN, NÚMERO Y UBICACIÓN DE SONDAJES.	272
12.5.5.	SELECCIÓN DE LOS TIPOS DE SONDAJES:.....	273
12.5.6.	NÚMERO Y UBICACIÓN DE CALICATAS	273
12.6.	ESTUDIOS DE LABORATORIO	273
12.6.1.	PROPIEDADES FÍSICAS	274
12.6.2.	PROPIEDADES MECÁNICAS.....	278
12.7.	CLASIFICACIÓN DE SUELOS	280
12.7.1.	SISTEMA UNIFICADO DE SUELOS.....	281
12.8.	CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE.....	284
12.8.1.	GENERALIDADES	284
12.8.2.	CAPACIDADES DE CARGA.....	285
12.9.	CONCLUSIONES	290
XIII.	INFORME TOPOGRÁFICO	291
13.1.	INTRODUCCIÓN	291
13.2.	OBJETIVOS.....	291
13.3.	UBICACIÓN GEOGRÁFICA	292
13.4.	CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO	293
13.4.1.	TEMPERATURA POR HORAS:	293
13.4.2.	ACTIVIDADES ECONÓMICAS:.....	294

13.4.3.	TIPOS DE EDIFICACIONES:	294
13.5.	MARCO TEÓRICO:.....	294
13.5.1.	LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS	294
13.5.2.	CARACTERÍSTICAS DE LAS CURVAS DE NIVEL	298
13.5.3.	LEVANTAMIENTO Y REPRESENTACIÓN DE SUPERFICIES	298
13.5.4.	METODOLOGÍA DE OBSERVACIÓN.....	301
13.5.5.	DATOS DE CAMPO	301
13.5.6.	CROQUIZACIÓN Y NOMENCLATURA DE LOS PUNTOS	301
13.5.7.	CONTROL POR REFERENCIAS.....	301
13.5.8.	OBTENCIÓN DE COORDENADAS EN TOPOGRAFÍA: X, Y, H	302
13.5.9.	TRABAJO TOPOGRÁFICO	303
13.6.	CONCLUSIONES.	305
XIV.	ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL.....	307
14.1.	INTRODUCCIÓN:	307
14.2.	NOMBRE DEL PROYECTO:.....	307
14.3.	UBICACIÓN POLÍTICA Y GEOGRÁFICA DEL PROYECTO:.....	307
14.4.	ÁREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO.....	308
14.4.1.	ÁREA DE INFLUENCIA AMBIENTAL DIRECTA	308
14.4.2.	ÁREA DE INFLUENCIA AMBIENTAL INDIRECTA.....	308
14.5.	OBJETIVOS DE LA E.I.A	309
14.6.	TERMINOLOGÍA DE UTILIDAD.....	310
14.7.	MARCO NORMATIVO VIGENTE	313
14.8.	SELECCIÓN DEL PROCESO	317
14.9.	CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL PROYECTO (LÍNEA BASE)	318
14.10.	AMBIENTE FÍSICO.....	318
14.10.1.	GEOLOGÍA.....	318
14.10.2.	SUELOS	319

14.10.3.	CLIMA Y METEOROLOGÍA.....	319
14.10.4.	HIDROLOGÍA	320
14.10.5.	AMBIENTE BIOLÓGICO.....	320
14.10.6.	MEDIO SOCIOECONÓMICO	321
14.11.	IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE IMPACTOS.....	321
14.11.1.	IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS	322
14.11.2.	METODOLOGÍA.....	325
14.12.	EVALUACIÓN.....	326
14.13.	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS:.....	328
14.13.1.	EVALUACIÓN DE IMPACTOS NEGATIVOS POR ACTIVIDADES REALIZADAS POR EL PROYECTO:.....	328
14.14.	PLAN DE MANEJO AMBIENTAL	330
14.14.1.	DESCRIPCIÓN DE LAS MEDIDAS DE PREVENCIÓN	330
14.14.2.	DESCRIPCIÓN DE LAS MEDIDAS DE CORRECCIÓN Y/O MITIGACIÓN PREVISTAS	331
XV.	GUÍA DE DISEÑO SOFTWARE WATERCAD.....	332
15.1.	ALCANCES DEL SOFTWARE:	332
15.2.	PROCEDIMIENTOS	332
XVI.	GUÍA DE DISEÑO SOFTWARE SEWERCAD.	347
16.1.	ALCANCES DEL SOFTWARE	347
16.2.	PROCEDIMIENTOS	347
XVII.	CONCLUSIONES.	360
17.1.	ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.....	360
17.2.	DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.....	361
17.3.	DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.	361
17.4.	DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL.	362
XVIII.	RECOMENDACIONES.	362
18.1.	ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.....	362
XIX.	LISTA DE REFERENCIAS	363

XX.	ANEXOS.....	365
20.1.	ANEXO N°01: DOCUMENTOS.....	365
20.2.	ANEXO N°02: CUADROS.	371
20.3.	ANEXO N°04: GRÁFICOS.	372
20.4.	ANEXO N°05:	375
	PANEL FOTOGRÁFICO.....	375

LISTA DE TABLAS

Tabla N° 1. Comportamiento simplificado del número de Reynolds según Rugosidad y Factor de Fricción.....	38
Tabla N° 2. Coeficientes de fricción “C” por Hazen y Williams.....	41
Tabla N°3. Separación máxima para Líneas Principales.	42
Tabla N°4. Crecimiento Poblacional del Distrito de Íllimo	51
Tabla N°5. Estimación de la Población Proyectada.	52
Tabla N° 6. Horarios de Bombeo en Pozo Tubular - Reservorio.....	54
Tabla N° 7. Horarios de Bombeo y Cloración	56
Tabla N° 8. Red de Distribución de Agua Potable Íllimo.	58
Tabla N° 9. Conexiones Por Categoría Tarifaria – Zonal Lambayeque	58
Tabla N° 10. Redes para Piletas Públicas.	59
Tabla N° 11: Suministro de Agua por Horario – Comparativo: Operador - Usuario	62
Tabla N°12: Conteo de Conexiones de Agua Potable por Categoría.	65
Tabla N° 13. Características de la Red Existente.	66
Tabla N° 14. Horarios de Bombeo a Tanque Elevado.	67
Tabla N° 15: Relación de Localidades por Código en el Departamento de Lambayeque.....	69
Tabla N° 16: Relación de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales.....	69
Tabla N° 17. Características de Tuberías por Material.	77
Tabla N° 18. Presiones Admisibles en Tuberías Según Material	78
Tabla N° 19. Cálculo de Demanda Proyectada para el Sistema de Abastecimiento de Agua Potable en el Distrito de Íllimo.	82
Tabla N° 20 Demanda Proyectada del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable a 20 Años.	82
Tabla N° 21. Periodos de Diseño para Obras de Saneamiento.	87
Tabla N° 22. Periodos de Diseño por Tipo de Proyecto:	87
Tabla N°23. Periodos de Diseño por Tipo de Elemento:	87
Tabla N° 24. Relación Diámetro de Tubería – Coeficiente de Manning	101
Tabla N°25. Relación entre Dimensiones de Tubería y Profundidad Máxima.....	105
Tabla N°26. Distancia Máxima entre Cámaras de Inspección.....	106
Tabla N° 27. Distancia Máxima entre Buzones.	107
Tabla N° 28. Alturas Equivalentes de Sobrecarga.	109
Tabla N° 29. Velocidades Máximas Permisibles	134

Tabla N° 30. Taludes Empleados según Material de Excavación de Canal.....	135
Tabla N° 31. Borde Libre para Canales sin Revestir o Revestidos en Función del Caudal..	136
Tabla N° 32. Borde Libre en Función de ancho de Plantilla del Canal	136
Tabla N° 33. Coeficientes de Manning por Material de Tubería	141
Tabla N° 34. Relaciones Diámetro Rigidez en Tuberías.....	141
Tabla N° 35. Características y Eficiencia de Captación en Sumideros.....	145
Tabla N° 36. Temperaturas Max/Min de las Estaciones de Lambayeque y Jayanca.....	148
Tabla N° 37. Humedad Relativa Mensualizada – Distrito de Íllimo.....	149
Tabla N° 38. Tablas de Velocidad del Viento en el Distrito de Íllimo	150
Tabla N° 39. Precipitaciones Máximas En 24 Horas Anuales (Ciudad De Íllimo)	161
Tabla N° 40. Cálculos mediante Distribución Normal.....	164
Tabla N° 41. Cálculos mediante Distribución Log Normal 2 Parámetro.....	166
Tabla N° 42. Cálculos mediante Distribución Gumbel Parámetro	168
Tabla N° 43. Cálculos mediante Distribución LogPearson Tipo III	170
Tabla N° 44. Precipitaciones de Diseño Obtenidos mediante Métodos de Distribución.....	171
Tabla N° 45. Precipitación de Diseño Elegida	172
Tabla N° 46. Valores de curva de Precipitación de Diseño	172
Tabla N° 47. Cálculo de Tiempo de Concentración de Flujos en el sector A.....	174
Tabla N° 48. Tiempos de Concentración en el sector A.	176
Tabla N° 49. Cálculo de tiempo de Concentración de Flujos en el Sector B.....	176
Tabla N° 50. Tiempos de Concentración en el Sector B.....	177
Tabla N° 51. Cálculo de tiempo de Concentración de Flujos en el Sector C.....	177
Tabla N° 52. Tiempos de Concentración en el Sector C.....	177
Tabla N° 53. Cálculo de Tiempo de Concentración de Flujos en el Sector D.	178
Tabla N° 54. Tiempos de Concentración en el Sector D.....	178
Tabla N° 55. Cálculo del factor “T”.....	179
Tabla N° 56. Intensidades Máximas de Precipitación y Valor Promedio Obtenido	184
Tabla N° 57: Datos Morfológicos de las Micro - Cuencas Rurales y Urbanas del Distrito de Íllimo	187
Tabla N° 58: Registro de Precipitaciones Máximas Anuales – Distrito de Íllimo.....	188
Tabla N° 59: Distribución de Probabilidad Pluviométricas.....	190
Tabla N° 60: Relación de Formulas Utilizadas para la Distribución de Gumbel.	191
Tabla N° 61: Relación Periodo de Retorno – Precipitación Máxima.	192
Tabla N° 62: Cálculos del Ajuste Smirnov Kolmogorov – Software Hidroesta.	193

Tabla N° 63: Cálculos de Reajuste Smirnov Kolmogorov	194
Tabla N° 64: Valores Máximos Recomendados de Riesgo Admisible de Obras de Drenaje	195
Tabla N° 65: Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración.	196
Tabla N° 66: Determinación de Tiempos de Concentración por Micro cuenca.	197
Tabla N° 67: Coeficientes de Duración de Lluvias entre 48 y una hora.	197
Tabla N° 68: Precipitaciones diarias máximas probables para distintos Periodos de Retorno	197
Tabla N° 69: Precipitaciones Máximas según Periodos de Tiempo	198
Tabla N° 70: Calculo de Precipitaciones Máximas por Método de Bell	198
Tabla N° 71: Intensidades Máximas por Método de Intensidad Unitaria.....	199
Tabla N° 72: Calculo de Intensidades por Micro Cuenca según Tiempos de Concentración.	200
Tabla N° 73: Calculo de Intensidades Máximas por Método SDS (Método de Servicio de Conservación de Suelos)	200
Tabla N° 74: Calculo de Alturas de Bloques Ordenados.....	201
Tabla N° 75: Hietograma de la Tormenta de Diseño.....	202
Tabla N° 76: Coeficientes de Escorrentía para ser Utilizados en el Método Racional.....	203
Tabla N° 77: Cálculo de Caudales de Diseño para Pavimentos Flexibles.....	204
Tabla N° 78: Cálculo de Caudales de Diseño para Pavimentos Rígidos.....	204
Tabla N° 79: Calculo de Diámetro de Diseño Aproximado en Pulgadas.	205
Tabla N° 80. Ancho de Zanja.....	212
Tabla N° 81. Medidas Recomendables de Dimensionamiento de Zanjas.....	213
Tabla N° 82. Valor de empuje de acuerdo a los accesorios	217
Tabla N° 83. Valores de Resistencia Admisible de Diversos Tipos de Terreno.....	218
Tabla N° 84. Dimensiones Normales de Zanjas.....	219
Tabla N° 85. Normas para Válvula Compuerta	223
Tabla N° 86. Dimensiones de la Válvula	223
Tabla N° 87. Tabla de Dimensiones Normales de Zanjas.....	225
Tabla N° 88. Valores en Litro para N=100, en una hora	230
Tabla N° 89. Clase de concreto $F'c=175 \text{ kg/cm}^2$	235
Tabla N° 90. Tabla Granulométrica de Agregados Finos	236
Tabla N° 91. Tabla de A.G ASTM C-127.....	236
Tabla N° 92. Porcentajes de Agregados Finos Permisibles por Tipo	262
Tabla N° 93. Porcentaje Granulométrico Permisible para Agregado Grueso.....	262

Tabla N° 94. Resistencias Mínimas a la Compresión de Concreto a 28 Días.....	263
Tabla N° 95. Pesos Específicos de Aceros Comerciales.....	268
Tabla N° 96. Puntos de Explotación para Extracción de Muestras.....	272
Tabla N° 97. Relación de Ensayos de Suelos Realizados	273
Tabla N° 98. Tipo de suelo según el Índice de Plasticidad	276
Tabla N° 99. Esponjamiento Según el Índice de Plasticidad	276
Tabla N° 100. Cohesividad según el Índice de Plasticidad según Terzaghi	277
Tabla N° 101. Suelos susceptibles a Cambios de Volumen Según Holtz y Gibs	277
Tabla N° 102. Factores de Capacidad de Carga de Terzaghi.....	288
Tabla N° 103. Distribución de temperatura horaria en el Distrito de Íllimo.....	293
Tabla N° 104. Actividades del Proyecto según Etapas	322
Tabla N° 105. Matriz de Identificación de Impactos Ambientales	323
Tabla N° 106: Matriz de Leopold	327
Tabla N° 107. Anexo Datos Generales del Distrito de Íllimo.....	371
Tabla N° 108. Evaluación de Daños en el Distrito de Íllimo durante el Fenómeno del Niño Costero 2017.	371
Tabla N° 109. Récord de Precipitaciones en 24 Horas Durante enero, febrero y marzo.	371

LISTA DE FIGURAS

Figura N° 1. Volumen de Control para el Flujo en una Tubería.....	37
Figura N° 2. Sistema de Abastecimiento por Bombeo sin Tratamiento.	40
Figura N° 3. Mapa de Estudio Hidrogeológico.....	46
Figura N° 4. Perfil “XXB-XXB” y “III-III”	47
Figura N°5. Perfil “XXB-XXB”	47
Figura N°6: Plan Maestro de Redes de Saneamiento y Alcantarillado.	48
Figura N° 7. Perfil Estratigráfico de Calicata en Inmediaciones del Reservorio.....	53
Figura N° 8. Descripción del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable.....	60
Figura N° 9. Válvulas Compuerta en Tanque Elevado.	61
Figura N°10. Canal de Riego Panaqué – Íllimo.....	67
Figura N° 11: Vista Aérea de las Lagunas de Oxidación - Íllimo	70
Figura N° 12: Laguna Anaeróbica Primaria en PTAR – Íllimo.....	70
Figura N° 13: Laguna Anaeróbica Secundaria en PTAR – Íllimo.....	71
Figura N° 14. Áreas de Influencia por Nudo	80
Figura N° 15. Curva de Demanda del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable Proyectado 20 años.....	83
Figura N° 16. Sección Hidráulica de la Tubería	95
Figura N° 17. Valores del Coeficiente de Manning.....	97
Figura N° 18. Descripción Gráfica para la Fuerza de Arrastre en un Colector Circular.	100
Figura N°19. Dimensiones de Buzón Típico.	108
Figura N° 20. Diagrama de Cuerpo Libre sobre Buzones	108
Figura N° 21. Estados de Carga en Buzones.....	110
Figura N°22. Análisis de Presiones en Buzón Típico	110
Figura N° 23. Estados de Presiones.	112
Figura N° 24. Vista en planta de Losa Superior (típica).	117
Figura N° 25. Delimitación de Sectores para Abastecimiento en el Distrito de Íllimo	130
Figura N° 26. Canales y Acequias que Rodean al Distrito de Íllimo.....	132
Figura N° 27. Redes de drenaje Subterráneo Pluvial Proyectados Distrito de Íllimo.....	137
Figura N° 28. Buzón a Emplear en el Drenaje Subterráneo Pluvial	138
Figura N° 29. Detalle de Sumidero Chito Tipo S3.	142
Figura N° 30. Vista Isométrica de Sumidero	142
Figura N° 31. Altura de Escurrimiento en Sumideros	143

Figura N° 32. Ancho de Inundación en Sumideros.....	143
Figura N° 33. Capacidad Máxima de Sumideros.....	143
Figura N° 34. Ubicación Georreferenciada de las Estaciones Pluviométricas del Proyecto	162
Figura N° 35. Curva de Precipitaciones.....	172
Figura N° 36. Sectorización del Distrito de Íllimo	173
Figura N° 37. Intensidades con Periodo de Retorno de 10 Años.....	184
Figura N° 38: Modificación de Opciones de Cálculo.....	185
Figura N° 39: Perfil longitudinal del sistema de drenaje pluvial – Calle 1	186
Figura N° 40: Delimitación del distrito de Íllimo para Alcantarillado Pluvial.....	186
Figura N° 41: Micro cuencas Colindantes al Distrito de Íllimo.	187
Figura N° 42. Gráfico de Precipitaciones Anuales en el Distrito de Íllimo.....	189
Figura N° 43: Ajuste de Datos a la Distribución Gumbel	192
Figura N° 44: Reajuste de Datos a Distribución Gumbel.....	194
Figura N° 45: Curvas IDF – Método de Intensidad Unitaria.....	199
Figura N° 46: Curvas IDF – Método SDS	201
Figura N° 47. Ensayo de Corte Directo	279
Figura N° 48. Gráfica del Ensayo de Corte Directo.....	280
Figura N° 49. Carta de plasticidad	284
Figura N° 50. Intervalo de Asentamientos de Placas Bajo Carga Ultima.....	285
Figura N° 51. Intervalos de Tipos de Falla según Peso Específico	287
Figura N° 52. Factores Modificados de Capacidad de Carga de Terzaghi	289
Figura N° 53. Distribución Sectorial de la Provincia de Lambayeque	292
Figura N° 54: Delimitación del Área de Trabajo Topográfica	293
Figura N° 55. Representación Gráfica de Ubicación por Coordenadas.....	295
Figura N° 56. Representación Gráfica del Funcionamiento de las Curvas de Nivel.	296
Figura N° 57. Distribución de equidistancias en Método Analítico	297
Figura N° 58. Elaboración de Curvas de Nivel de acuerdo al Método Gráfico.....	298
Figura N° 59. Representación Gráfica, Método de Cuadrícula para Determinación de Curvas de Nivel	299
Figura N° 60. Método de Radiación, Determinación de Curvas de Nivel.....	300
Figura N° 61. Vista Aérea del Distrito de Íllimo.	307
Figura N° 62. Entrada al programa	332
Figura N° 63. Menú del programa (a).....	333
Figura N° 64. Importación de la Red desde AutoCAD. (a)	333

Figura N° 65. Importación de la Red desde AutoCAD. (b)	334
Figura N° 66. Menú del programa (b).....	334
Figura N° 67. Menú del programa (c).....	335
Figura N° 68. Menú del programa (d).....	335
Figura N° 69. Menú del programa (e).....	336
Figura N° 70. Menú del programa (f).	336
Figura N° 71. Menú del programa (g).....	337
Figura N° 72. Menú del programa (h).....	337
Figura N° 73. Menú del programa (i).	338
Figura N° 74. Menú del programa (j).	338
Figura N° 75. Menú del programa (k).....	339
Figura N° 76. Menú del programa (l).	339
Figura N° 77. Menú del programa (m).	340
Figura N° 78. Menú del programa (n).....	340
Figura N° 79. Menú del programa (o).....	341
Figura N° 80. Menú del programa (p).....	341
Figura N° 81. Menú del programa (q).....	342
Figura N° 82. Menú del programa (r).	342
Figura N° 83. Menú del programa (s).	343
Figura N° 84. Menú del programa (t).	343
Figura N° 85. Menú del programa (u).....	344
Figura N° 86. Menú del programa (v).....	344
Figura N° 87. Menú del programa (w).....	345
Figura N° 88. Menú del programa (x).....	345
Figura N° 89. Menú del programa (y).....	346
Figura N° 90. Menú del programa (z).....	346
Figura N° 91. Curvas de Nivel del Distrito de Íllimo.	347
Figura N° 92. Exportación de Lotes y Curvas de Nivel.....	348
Figura N° 93. Pantalla de Inicio SewerCAD	348
Figura N° 94. Configuración del Sistema de Unidades en SewerCAD.	349
Figura N° 95. Importación de Curvas de Nivel y Estructuras a SewerCad.	349
Figura N° 96. Trazo de la red de alcantarillado (1).....	350
Figura N° 97: Trazo Inicial de Red de Alcantarillado (2)	350
Figura N° 98. Ingreso Manual de Datos para Buzones (1)	351

Figura N° 99. Ingreso Manual de Datos para Buzones (2)	351
Figura N° 100. Ingreso de Cotas para Buzones mediante Herramienta TRex (1)	352
Figura N° 101. Ingreso de Cotas para Buzones mediante Herramienta TRex (2)	352
Figura N° 102. Ingreso de Cotas para Buzones mediante Herramienta TRex (3)	353
Figura N° 103. Obtención de Cotas de Fondo (1).....	353
Figura N° 104. Obtención de Cotas de Fondo (2).....	354
Figura N° 105. Obtención de Cotas de Fondo (3).....	354
Figura N° 106. Verificación Manual de Sentido de Flujo	355
Figura N° 107. Verificación del Sentido de Flujo (1).....	355
Figura N° 108. Verificación de Pendientes con Flujo Invertido.....	356
Figura N° 109. Corrección de Flujos Invertidos	356
Figura N° 110. Determinación de Caudales de acuerdo al área de Influencia.....	357
Figura N° 111 Ingreso de Caudales Requeridos a SewerCAD. (1)	357
Figura N° 112. Ingreso de Caudales Requeridos a SewerCAD. (2)	358
Figura N° 113. Verificación de Caudales Totales en la Red.....	358
Figura N° 114. Elección de Diámetro y Materiales de Tuberías de la Red. (1).....	359
Figura N° 115. Elección de Diámetro y Materiales de Tuberías de la Red. (2).....	359
Figura N° 116. Verificación de la Tensión Tractiva.	360
Figura N° 117. Constancia de no existencia del Proyecto.	365
Figura N° 118. Certificado de Necesidad de Proyecto Expedido por el Municipio Distrital de Íllimo	366
Figura N° 119. Declaración Jurada de no Existencia del Proyecto.....	367
Figura N° 120. Certificado de Seguimiento para Requerimiento de Estado Situacional de las Tuberías	368
Figura N° 121. Calibración de la Estación Total.	369
Figura N°122. Solicitud de Información para Estudio de Calidad de Agua a EPS de Íllimo	370
Figura N° 123. Niños Menores de 5 Años con Infecciones Respiratorias Agudas por Mes en el Distrito de Íllimo - 2016.....	372
Figura N° 124. Ocurrencias de Enfermedades Diarreicas por Edades Durante el Año 2016	372
Figura N° 125. Índices de Morbilidad con más Frecuencia Durante los Meses de enero – agosto 2017.....	373
Figura N° 126. Longitud de Tubería del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado.	373
Figura N° 127. Población Servida con Conexiones para el Servicio de Agua Potable al mes de diciembre del 2013.	374

Figura N° 128. Población Servida con Conexiones para el Servicio de Alcantarillado al Mes de diciembre del 2013.	374
Figura N° 129. Visita a la Caseta de Bombeo y Reservorio	375
Figura N° 130. Visita al Pozo Tubular.....	375
Figura N° 131. Visita a las Lagunas de Oxidación	376
Figura N° 132. Canal de Derivación de las Aguas de las Lagunas de Oxidación Durante las Lluvias.....	376
Figura N° 133. Buzones Colmatados en la Parte Baja de la Zona Urbana (calle La Victoria y Libertad), Durante el Fenómeno Costero.	377
Figura N° 134. Levantamiento Topográfico con Estación Total en la Zona Urbana del Distrito de Íllimo.	377
Figura N° 135. Levantamiento Topográfico con Estación Total en la Zona Urbana del distrito de Íllimo.	378
Figura N° 136. Levantamiento Topográfico con Estación Total en la Zona Urbana del Distrito de Íllimo.	378
Figura N° 137. Calicata profundidad 1.55 m en el Parque Central Íllimo.....	379
Figura N° 138. Calicatas para Extracción de Muestras de Suelo, profundidad 1.80 m.	379
Figura N° 139. Trabajadores de la Municipalidad de Íllimo Apoyo para Excavación de Calicatas-.....	380
Figura N° 140. Elaboración de Ensayos Granulométricos, Corte Directo. entre otros, Necesarios para el Proyecto.	380

RESUMEN

El presente proyecto contempla el mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable y alcantarillado, incluyendo la incorporación de un drenaje pluvial para la zona urbana del Distrito de Íllimo, Provincia y departamento de Lambayeque, el mismo que en la actualidad superó su tiempo de vida útil y por la presencia de aguas pluviales, lo cual deriva en el estado deficiente del sistema de redes de agua potable y alcantarillado, generando un grave problema para toda la población del distrito de Íllimo al estar propensos a contraer múltiples enfermedades, por ello, a modo de respuesta a esta necesidad y como preocupación por los proyectos de saneamiento y alcantarillado, surge este proyecto teniendo en cuenta cada uno de los componentes deficientes determinados en la evaluación de estos sistemas, y con ellos, se espera reducir las enfermedades relacionadas al componente hídrico, brindar un servicio óptimo y realizar una contribución a una mejora sustancial en la calidad de vida de los habitantes del distrito. El proyecto será ejecutado en cuatro fases programadas.

FASE I: Recopilación de información.

FASE II: Estudios Básicos.

FASE III: Diseño de los elementos que componen el sistema de suministro de agua potable y alcantarillado

FASE IV: Diseño del drenaje pluvial y Presupuesto del proyecto.

PALABRAS CLAVES: Agua potable, Alcantarillado, Aguas Residuales, Drenaje pluvial, enfermedades de origen hídrico.

ABSTRACT

This Project contemplates the improvement of the drinking water system and sewerage as well as the incorporation of a storm drainage from the urban area of the Íllimo district, province of Lambayeque, department of Lambayeque, same as today has surpassed its useful period of life causing a deficiency in both systems of drinking water and sewerage, generating a big problem for the Community in terms of health care. Responding to this need and concern about this two systems we come up with this project that determines each component and deficiency present in the evaluation of this systems, and with that hopes to reduce the proliferation of diseases asociated with the hidric component, to give a good service and to contribute to the improvement of the quality of life for the Community. This project will be developed in four scheduled phases:

PHASE I: Gathering of information.

PHASE II: Basic Studies.

PHASE III: Design of components from the water and sewerage systems.

PHASE IV: storm drain design and Project Budget.

KEYWORDS: Drinking water, Sewerage, Sewage water, Storm Draing, Hidric associated diseases.

I. INTRODUCCIÓN.

El derecho a un sistema de alcantarillado y agua potable es una necesidad fundamental para la población en general, además de ser considerado un derecho de extrema importancia para realizar la mayoría de los derechos humanos, aporta al crecimiento sostenible, y su correcta gestión, al cuidado Ambiental. La reserva de agua dulce existente en la naturaleza bastaría para abastecer las necesidades de la población, sin embargo, debido a la mala situación de la economía o a una infraestructura deficiente, un gran sector de la población en general carece del servicio básico. [1]

Se ha comprobado que las intervenciones ante entidades de sanidad, saneamiento y abastecimiento de agua permiten controlar el índice de morbilidad por enfermedades de origen hídrico, debido a que anualmente fallecen 2,2 millones de personas con enfermedades relacionadas a la higiene básica, las cuales afectan en su mayoría a niños y niñas, mayormente en países en vías de desarrollo. [2]

Actualmente a nivel mundial un 35% de la población total no puede acceder a un servicio de saneamiento eficiente, y aproximadamente 80% de las aguas servidas generadas en países en vías de desarrollo, son vertidas a efluentes como disposición final sin recibir tratamiento alguno, esto conlleva al cambio climático, al aumento de la escasez del agua y las enfermedades que vienen asociadas a las mismas. [3]

Según el OEFA (Organismo de Evaluación y Fiscalización Ambiental), en nuestro país cada habitante produce 142 litros de aguas residuales al día siendo un 80% de la dotación total que recibe, generando un total aproximado de 2 217 946 metros cúbicos diariamente, vertidas a la red de desagüe de las distintas Entidades Prestadoras de Servicio (EPS); y solo el 32% de estas recibe un adecuado tratamiento en las diversas PETAR o EDAR distribuidas a lo largo del país. [4]

Dentro del departamento de Lambayeque los servicios de saneamiento pueden definirse como insuficientes y deficientes, sobre todo en la zona urbano – marginales. Actualmente en el área rural, el 15.9% de viviendas carecen del servicio de suministro de agua potable, en tanto que el 29.1% de viviendas no cuentan con alcantarillado, en los principales centros urbanos los sistemas son antiguos y obsoletos; cabe resaltar que en la mayoría de Distritos de Lambayeque existe un abandono de las obras de desagüe y alcantarillado. [5]

El Distrito de Íllimo está ubicado en el lado norte del departamento de Lambayeque, entre las coordenadas 6° 28' 24" Sur y 79° 51' 11" de longitud Oeste. Tiene como capital al Pueblo de Íllimo, situado en el margen izquierdo del río La Leche, a 37.5 Kilómetros en dirección norte de Chiclayo, con una altitud de 53 msnm, además presenta una temperatura que tiende a presentar variaciones por influencia del fenómeno del Niño, en invierno se presenta una temperatura mínima de 15 °C y alcanza un pico máximo de 18 °C mientras en verano puede alcanzar temperaturas de 36°C y una temperatura mínima de 22 °C. Actualmente cuenta con una población de 8856 habitantes (Zona Urbana y Rural), de la Zona Urbana cuenta con 5037 habitantes.

En cuanto a salud, el Distrito de Íllimo cuenta con una posta médica y un centro de salud, según el reporte semanal del año 2016 se han registrado 1151 casos con infecciones agudas respiratorias en niños menores a 5 años, en la cual el mes con mayores registros es el mes de Septiembre con 125 casos, seguido de los meses Julio y Mayo con 124 casos; así mismo la cantidad de casos con enfermedades dárreicas que se reportaron fueron 131 casos en niños mayores a 5 años , 117 casos en niños menores de 5 años , 93 casos en niños de 1 a 4 años y finalmente 32 casos en niños menores de 1 año.

En los meses de enero a marzo del 2017, algunas Zonas de la costa peruana se vieron fuertemente afectadas por el Fenómeno del Niño Costero, siendo Íllimo uno de los Distritos más afectados presentando daños tanto en vivienda y salud. El centro de salud del Distrito reportó entre los meses de enero a agosto, que las enfermedades más frecuentes fueron las de glándulas salivales con 624 casos, de infecciones respiratorias agudas superiores 143 casos, enfermedades intestinales 298 casos y 176 casos de Anemias Nutricionales.

Según el INEI (Instituto Nacional de Estadística e Informática), el 24 de abril del 2017 se comunicó que en la Zona Urbana presenta daños materiales de las cuales se registraron 125 viviendas Colapsadas, 132 viviendas inhabilitadas y 282 familias afectadas, en cuanto a daños de Vida y Salud hay 881 personas damnificadas y 704 personas afectadas.

Actualmente, la Ciudad de Íllimo es abastecida por agua subterránea, la misma que es extrae por medio de pozos tubulares con un diámetro de 15" y 55.00 m de profundidad, con un nivel estático de 9.40 m. y un nivel dinámico de 25.70 m. la estación de bombeo cuenta con un área de 75.46 m², presenta un caudal de bombeo de 34 l/s. el cual se conduce por medio de una línea de impulsión de 6" de diámetro, la cual sube hacia un tanque elevado de concreto armado, con

forma circular con una capacidad de 600 m³, y un funcionamiento de cabecera, además se cuenta con una línea de abducción de 8" diámetro para su distribución a la población.

Dichas infraestructuras se encuentran ubicadas en las coordenadas 6°28'37.94"S y 79°51'11.36" de longitud Oeste en la parte baja del distrito y cuenta con redes de tuberías de agua potable que tienen una longitud de 11.34 Km, el cual presenta deficiencias estructurales que viene desde la captación, almacenamiento y hasta las redes de distribución, que debido a esto la población no cuenta con servicio las 24 horas del día, sino en los horarios de 6:00 am – 9:00 am, 11:00 am – 1:00 pm y de 4:00 pm – 6:00 pm ; sin embargo el servicio es para una parte de la población ya que durante el fenómeno del niño costero las viviendas quedaron sin el servicio y tienen que abastecerse por medios de cisternas que envía la Municipalidad.

En cuanto al servicio de Saneamiento, las redes de alcantarillado tienen una longitud de 9.14 Km, siendo las mismas de asbesto cemento, las cuales debido a su antigüedad presentan fallas estructurales por haber cumplido su periodo de vida útil; Asimismo presenta puntos críticos encontrados en la parte baja del Distrito como por ejemplo entre las calles Tacna y Libertad, Luis Heisen y San Juan, y en las calles San Martín y La Victoria.

Como consecuencia a las lluvias acumuladas durante el fenómeno del niño costero de este año; la estación de Jayanca, registró cantidades que superan el rango de su climática e incluso superiores a las registradas durante El Niño 1982-1983. Cabe señalar que el registro de la estación de Jayanca fue de 120.8 mm en 24 horas. Debido a la no existencia de una infraestructura de drenaje pluvial, produjo el colapso de los buzones existentes y la generación de grandes charcos de aguas residuales afectando a calles y viviendas y provocando el malestar de los pobladores del Distrito de Íllimo por la proliferación de enfermedades gastrointestinales y trastornos de la vía respiratoria, así como la propagación de dengue, cólera, paludismo o leptospirosis.

Otro problema que se pudo observar durante las visitas a las cuatro lagunas de estabilización con las que cuenta el Distrito de Íllimo, todas se encuentran en total descuido ya que están cubiertas de vegetación, como también las cajas de inspección no cumplen con su función; además durante las lluvias de moderada intensidad y el desborde del río la Leche ocasionó que las lagunas colapsaran, lo que se tuvo que desviar las aguas al canal Panaqué sin medidas de prevención , las mismas que son usadas sin previos estudios para el regadío Agrícola.

Para desarrollar el presente proyecto aplicativo, se define como objetivo general el diseñar el Sistema de Agua potable y Alcantarillado con drenaje pluvial a nivel de rasante para la Zona Urbana del Distrito de Íllimo.

Y presentamos como objetivos específicos a los siguientes:

- La elaboración del diseño de las redes de alcantarillado y mejoramiento de los componentes deficientes del sistema de suministro de agua potable.
- Evaluar y diagnóstico el estado situacional del sistema actual de alcantarillado y agua potable de la zona urbana del Distrito de Íllimo.
- Implementar el diseño de un reservorio para el abastecimiento de la red de agua potable si fuera necesario en el casco urbano del distrito de Íllimo.
- Realizar los estudios de topografía, mecánica de suelos e hidráulicos para el desarrollo del presente proyecto.
- Diseñar el sistema de alcantarillado pluvial basándonos en la norma OS-0.60.
- Elaborar la evaluación del impacto ambiental.
- Calcular el presupuesto total del proyecto.

II. MARCO TEÓRICO.

2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA.

Entre los diversos estudios y bibliografía relacionada con el proyecto, tenemos los siguientes.

Aguilar Mendoza, Hilda Margot e Eliza Valentina López Diestra. 2014. “Estudio de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo Sanitario –Ambiental en los Servicios de Agua Potable y de la Disposición Sanitaria de Excretas y Aguas Residuales, en el Centro Poblado de Molino. Chocope.” Tesis para Optar el Título Profesional de Ingeniero Civil. Universidad Privada Antenor Orrego - Trujillo.

En el presente informe de tesis, se plantea un sistema de gestión de tratamiento de aguas residuales mediante biodigestores, además ofrece un detalle del plan a seguir para atender emergencias sanitarias relacionadas a las aguas servidas, así mismo se explica todo lo concerniente al proyecto, con el fin de realizar su ejecución, constante actualización y mejoramiento, basándonos en un marco teórico con sustento, para así estar en posibilidad de desarrollar un análisis exhaustivo en las materias de agua potable y alcantarillado

La descripción técnica del proyecto consiste en lo siguiente:

El proceso de las aguas residuales a través de un sistema de digester, para esto se dispondrá 106 unidades con capacidad de 600 lts.

La construcción de 32 m² de caseta de bombeo con concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ con muros de ladrillo KK de arcilla de 18h amarre de cabeza.

También se proyectan 106 casetas de letrinas para viviendas con concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, en la red de distribución de agua.

La construcción de un reservorio de 20 m³ de capacidad, con una altura de 15 ml.

La perforación de 50 ml de pozo de agua en un diámetro de 21”.

La deficiencia en los sistemas rurales de distribución de agua puede ser operativas, físicas y organizativas dependiendo de sus condiciones estructurales, los medios con lo que se dispone para el manejo del sistema, la capacidad de gestión del personal, la gestión administrativa a la que este sujeto, así como su estructura de organización y las condiciones institucionales que lo agrupan.

Alegría Mori, Jairo Iván. 2013. “Ampliación y Mejoramiento del Sistema de Agua Potable de la Ciudad de Bagua Grande”. Tesis para Optar el Título Profesional de Ingeniero Sanitario. Universidad Nacional de Ingeniería - Lima.

El proyecto anteriormente mencionado, tiene como propósito principal, buscar una disminución en las incidencias de las enfermedades de índole gastro-intestinal, parasitarias y dérmicas en Bagua Grande; además debería permitir acceder a instalaciones de alcantarillado básico, lo cual supondrá una mejora en la calidad de vida de la población de la ciudad, por tanto, debe plantearse la posibilidad de ejecutar el tratamiento de las aguas residuales, las cuales no deberían ser vertidas sin previo tratamiento sobre el cauce del río Utcubamba.

Con el mejoramiento y la ampliación del sistema de agua de Bagua Grande, se espera poder cubrir aproximadamente con el 17.9% de las familias que no cuentan con el servicio de saneamiento. El diseño contempla las siguientes características y componentes: Mejoramiento de la cámara de carga, Ampliación y Mejoramiento del sistema de tratamiento de agua, elaboración y diseño de la estación de bombeo, proyección del reservorio RP-1, ampliación de las conexiones domiciliarias y una estación depuradora de aguas residuales.

Añazco Valdivia, Jaime Barahona. 2014. “Análisis y Diseño para Solución de Aguas de lluvia mediante Sistemas Urbanos de Drenaje Pluvial sostenible ampliando la técnica de firmes en Condominio Ercilla, Comuna de Temuco, IX Región de la Araucanía”. Tesis para Optar el Título Profesional de Ingeniero Civil en Obras Civiles. Universidad Austral de Chile - Chile.

El presente proyecto está fundamentado en la necesidad de la implementación de un diseño para solucionar la problemática del tratamiento de las aguas de lluvia en el proyecto “Condominio Ercilla”, el cual está ubicado en la ciudad de Temuco en Chile, Esta habilitación urbana está compuesta por dos edificios de departamentos, un estacionamiento, áreas verdes y vías para circulación.

Además, está contemplado impermeabilizar las superficies que evacuarían el agua pluvial resultado de las intensas lluvias del sector, la proyección de la situación genera un volumen de agua elevado que transcurre de manera libre.

El objetivo del proyecto persigue la realización de un análisis, y un diseño posterior a nivel ingenieril, que ofrezca una solución a las aguas de lluvia que actuarían en el proyecto inmobiliario

Por esto, es necesaria la aplicación de un drenaje pluvial sostenible, con medio de “Pavimentos Permeables”, por esto, y con el objeto de no afectar el ciclo hídrico del entorno, esta alternativa de solución ofrece una alternativa viable y sostenible.

Bieberach Mugruza, Humberto Joseph. 2013. “Ampliación y Mejoramiento de los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de Villa y Anexos – Distrito Chorrillos”. Tesis para Optar el Título Profesional de Ingeniero Sanitario. Universidad Nacional de Ingeniería - Lima.

En este informe se procura aumentar y perfeccionar el sistema de agua potable y alcantarillado, para el progreso de reservorios existentes de tal manera que será útil para ejecutar el área de estudio; deberá bombearse al tanque elevado proyectado el cual tendrá una capacidad de 70m³, que será útil para proporcionar agua potable a las partes altas de Villa y los comités 29,30 y 31 de Vista Alegre.

Se establecerán líneas de impulsión de 200 HD K9 desde la estación de bombeo del reservorio existente RE-104A y así se proveerá al reservorio existente R-602. También, se colocará otra línea de impulsión de 100mm HD-K9 proveniente de la estación de bombeo del reservorio existe RE-602 y que va al reservorio elevado proyectado REP-01.

Está proyectado construir una caseta de bombeo, la cual estará situada en el reservorio existente RE-104A se ubicarán dos equipos responsables del bombeo ambos de 50 HP los cuales abastecerán al tanque elevado existente.

Igualmente, en la nueva caseta que se planea construir en el reservorio existente, se montarán dos equipos de bombeo, ambos con 7.5 HP de potencia, los cuales servirían para poder abastecer

al reservorio. Se proyecta colocar 1,020 metros aproximadamente de línea de abducción el cual variaría con diámetros entre los 110 y 350 mm.

Dado al aumento de usuarios nuevos involucra el incremento de las redes, las cuales tendrán que ser dirigidas a las secciones desproveídas del servicio de agua, con la desventaja de que en el área se ubican redes de distribución que ya superaron su tiempo útil que son de asbesto cemento, por eso se necesitará hacer un incremento y perfeccionamiento de estas redes y los distintos factores del sistema de agua y alcantarillado de Villa y Anexos del Distrito de Chorrillos.

Noyola, Adalberto. 2013. Selección de Tecnología para el Tratamiento de Aguas Residuales Municipales. México: Universidad Nacional de México.

En el presente informe, la primera etapa demuestra las diferentes alternativas tecnológicas que encontramos para el tratamiento de aguas residuales, como también, nos muestra los procedimientos más usados en Latinoamérica y cómo es factible su alteración para cumplir los métodos de sustentabilidad.

En la segunda etapa se determina un cuestionario que será útil como guía y señalará también si una tecnología es adaptable o no en el entorno respectivo de sus necesidades.

También muestra un diagrama de flujo que estará dirigido a la toma de decisiones en base al procedimiento ya integrado puede seleccionar en función de la topografía, las condiciones de operación y el área.

Por último, en la tercera etapa se plantea una matriz de decisión que se basa en componentes ponderados, que procura hacer más equilibrado la fase de elección de tecnología y de un tren de mantenimiento de aguas residuales. En esta matriz se consideran los elementos más trascendentales que contribuyen en una fase de selección tales como los técnicos, económicos, ambientales y algunos de ámbito social.

Quispe Ccente, Juan Carlos e Efraín Rojas Poma. 2015. “Diseño del Sistema de Drenaje Pluvial de la Comunidad 3 de mayo de Pucarumi del Distrito de Ascensión - Huancavelica”. Tesis para Optar el Título Profesional de Ingeniero Civil. Universidad Nacional de Huancavelica - Huancavelica.

El presente trabajo, se basa en el análisis del sistema de Alcantarillado pluvial en la comunidad 3 de mayo de Pucarumi, en el distrito de Ascensión el cual se encuentra en vías de desarrollo, en el caso señalado se observa el desarrollo de las urbanizaciones y por consiguiente los

drenajes naturales de la cuenta se ven perjudicados con alteraciones que desfavorece principalmente a los pobladores.

El planteamiento trabajado es la visión de un sistema de alcantarillado pluvial subterráneo, con tuberías de PVC, las cuales se deducirán en base a las propiedades topográficas, demográficas, hidrológicas e hidráulicas de la zona. Con la finalidad de desechar las aguas pluviales que fluyen desordenadamente por las vías precarias de la zona de estudio.

Este informe es justificable por anticiparse con la finalidad de no incurrir en los defectos que manifiesta el casco urbano de Huancavelica y diversas capitales provinciales, que van progresando de manera desordenada y sin tener un plan en el manejo de aguas de lluvia.

Sotelo Cabrera, Margarita del Carmen. 2010. Construcción y Optimización del Sistema Condominal de Alcantarillado. Tesis para Optar el Título Profesional de Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú - Lima.

El presente informe está compuesto también por tres fases; la primera fase abarca la descripción general del funcionamiento, los procedimientos constructivos del sistema condominal y usual de alcantarillado, así como de los requerimientos técnicos. En la segunda fase se comparan los sistemas constructivos, cronogramas y presupuestos comparativos, como también los rendimientos y cuadrillas, y a su vez los recursos y Metrados implicados en cada uno de ellos, con el fin de conocer el rendimiento (revisa si rentabilidad lo dice en el mismo contexto) de cada proyecto con distinto proceso de construcción que nos admita analizar cuál es la opción más económica, dependiendo de las condiciones topográficas, factor considerado en la presente tesis, como también el tipo de nivel socio-cultural rural.

Cuando ya se ha elegido como procedimiento constructivo el ámbito urbano de alcantarillado, a causa de las ventajas que ofrece por sobre el sistema convencional, para terrenos accidentados como se da en el caso mencionado. En la tercera fase de la tesis se trabaja la optimización del sistema seleccionado.

Arana Ysa, Vladimir. 2010. Guía para la toma de decisiones en la selección de sistemas de tratamiento de aguas residuales no convencionales. Lima.

El presente trabajo sirve de guía para futuras decisiones, dedicado principalmente a autoridades, líderes y profesionales implicados en decidir cuándo se elige una opción no habitual de saneamiento, especialmente orientado al Perú. Está conformado por una renovada recopilación de aspectos generales con relación al diseño y construcción de las soluciones más usadas en el ámbito del tratamiento de aguas servidas, algunos testimonios de las que más éxito tuvieron a

nivel Nacional e Internacional. La muestra de tecnologías en este documento ha sido dividida en función al caudal de aguas residuales que pueden llegar a procesar las PTAR: Desde tecnologías para todo volumen de caudales: desde los pequeños o domiciliarios hasta los caudales grandes para poblaciones urbanas.

2.2. BASES TEÓRICAS CIENTÍFICAS.

Las bases teórico-científicas utilizadas para este proyecto son las siguientes.

2.2.1. CONCEPTOS DE LA NORMA TÉCNICA.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES - NORMA OS. 010. “Captación y conducción de agua para consumo humano”

Tiene como objetivo la fijación de parámetros y condiciones mínimas que deben seguir los proyectos que involucren captación, suministro y conducción de agua potable. Las condiciones determinadas en esta norma permiten establecer los requerimientos mínimos que deben seguir los diseños de captación y distribución de agua potable, para poblaciones mayores a 2000 habitantes.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES - NORMA OS. 030. “Almacenamiento de agua para consumo humano”.

La Mencionada norma presenta los requerimientos mínimos a tomar en consideración, para que el sistema de almacenamiento de agua perteneciente a una red de distribución presente un funcionamiento adecuado y ofrezca un buen nivel para la conservación del agua potable. El objeto principal de este tipo de sistemas es la distribución del líquido base, con las presiones requeridas en cada punto y caudales suficientes para cubrir la demanda existente y la proyectada, asimismo se debe contar con un volumen adicional para cubrir emergencias como incendios y suspensión temporal en el servicio del reservorio, así como la paralización de actividades en la planta de tratamiento.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES - NORMA OS. 040. “Estación de Bombeo de Agua para Consumo Humano”.

Establece los requisitos mínimos a cumplir para los sistemas hidráulicos y electromecánicos empleados para el bombeo de agua potable, el objetivo de las estaciones de bombeo es el traslado de agua por medio de equipos de bombeo.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES - NORMA OS. 050. “Redes de Distribución de Agua para Consumo Humano”

En esta norma, son fijadas los requerimientos exigidos para el diseño de proyectos de índole hidráulica para redes de agua potable, para el cálculo del diseño de los caudales, el análisis hidráulico para diseñar las redes de suministro, los diámetros mínimos a tomar, y las especificaciones técnicas a seguir en los procesos constructivos.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES - NORMA OS. 060. “Drenaje Pluvial Urbano”

Bajo esta norma son establecidos las disposiciones generales de diseño, orientados al planteamiento de proyectos relacionados al Drenaje Pluvial Urbano, los cuales abarcan la recolección y evacuación de aguas pluviales a un receptor adecuado. Siendo estos proyectos regidos por las Normas Técnicas Peruanas, al Código Sanitario del Perú – D.L. 17752 del 24.07.09 así como de los estudios de Evaluación de Impacto Ambiental, EIA que deben realizarse en la etapa de pre inversión, ajustándose a la reglamentación peruana, ante la falta de esta, se deben seguir los parámetros establecidos por el Banco Interamericano de Desarrollo (BID).

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES - NORMA OS.070. “Redes de Aguas Residuales”

La finalidad de esta norma es fijar las condiciones que se exigen en la elaboración del proyecto hidráulico, en el cálculo de los dimensionamientos a través de pendientes y velocidades mínimas, los criterios especifican los requerimientos a los que deben estar sujetos los proyectos y obras de índole sanitaria para localidades con poblaciones superiores a los 2000 habitantes.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES - NORMA OS.090. “Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales”

Tiene como propósito primordial realizar la normativa correspondiente a considerar por todas las instalaciones y proyectos que requieran de una PTAR (Planta de Tratamiento de Aguas Residuales) y los procesos que deben seguirse para llevar a estas aguas a un estado adecuada para su disposición en un cuerpo receptor, o para su reutilización a fin de evitar la contaminación ambiental y prevenir enfermedades de origen hídrico.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES – NORMA OS E.030. “Diseño Sismorresistente”

En esta Norma son establecidas las condiciones y parámetros mínimos a seguir, para asegurar un comportamiento sísmico por parte de las edificaciones diseñadas bajo sus requisitos. A fin de ofrecer una protección completa acorde a las siguientes nociones de diseño: La estructura no debe colapsar, ni ocasionar daños graves a las personas con las que interactúa debido a movimientos sísmicos que pudieran acontecer en ese lugar, La estructura deberá ser capaz de soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, y que los posibles daños se encuentren dentro de límites aceptables.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES – NORMA OS E.050. “Suelos y Cimentaciones”

Los objetivos de la norma están orientados a definir los lineamientos concernientes a la realización del estudio de mecánica de suelos, a fin de asegurar la estabilidad y permanencia de las obras, así como también incentivar un uso racional y sostenible de los recursos; que nos permita la correcta elección de la ubicación de los Reservorios de almacenamiento, las redes de Alcantarillado y distribución de Agua potable, además del diseño de la PTAR.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES - NORMA E.060. “Concreto Armado”.

Esta Norma define los requisitos y exigencia mínimos para diseño estructural y análisis de los elementos de Concreto Armado, que nos asegure que puedan resistir las cargas permanentes que están expuestas, así como a eventuales cargas sísmicas, permitiendo que el proyecto se mantenga en el tiempo.

Guía de Orientación para la Elaboración de Expedientes Técnicos de Proyectos de Saneamiento (Perú: Programa nacional de saneamiento Urbano 2016).

Esta guía, tiene como función, señalar los criterios determinados a los entes ejecutores que estarían encargados de elaborar los expedientes técnicos de proyectos de saneamiento en localidades urbanas o rurales, la mencionada guía facilitará que las unidades ejecutoras de los proyectos puedan identificar la documentación mínima necesaria para un expediente técnico esté completo, así como la presentación de los expedientes técnicos, De manera que la documentación entregada dentro del expediente obtenga el carácter de Declaración jurada.

Ley General del Ambiente Artículo (LEY N°28611) (Perú: Ministerio del Ambiente).

Esta ley fue un reemplazo al antiguo código del medio Ambiente y Los Recursos Naturales, la cual fue aprobada mediante Decreto Legislativo N°613. Dicho código fue la primera prueba para la agrupación y sistematización de las competencias relacionadas a la regulación ambiental.

Esta ley toma los estatutos internacionales de conservación y protección ambiental, el uso de los recursos naturales, el daño medioambiental, entre otros. Hoy en día la gestión ambiental del país, esta supervisado por el Ministerio del ambiente.

2.2.2. CONCEPTOS BÁSICOS DE HIDRÁULICA.

2.2.2.1. DEFINICIÓN DE FLUJO

Como definición general un flujo, se describe como un fluido en movimiento en relación a un sistema fijo, ubicado generalmente sobre una superficie sólida, también determina que un fluido es una sustancia que no puede resistir esfuerzo cortante.

El flujo en una tubería, o cualquier tipo de ducto se puede determinar mediante lo siguiente:

- Movimiento de una partícula de fluido.
- Velocidad en un punto del campo de flujo de una partícula de fluido.
- Aceleración en un punto del campo de flujo de una partícula de fluido.

Los fluidos pueden clasificarse con respecto al tiempo en uniformes (si estos son permanentes en el espacio) y no uniformes. Mientras que, con el tiempo, pueden clasificarse entre permanentes o estacionarios (si el fluido permanece constante en el tiempo) y no permanentes. Por lo tanto, estos cuatro flujos se combinan de la siguiente manera.

2.2.2.1.1. FLUJO UNIFORME NO PERMANENTE.

Las características no presentan una variación en el espacio, sino en el tiempo, cabe mencionar que este tipo de flujo es muy difícil de encontrar en el medio natural, por los cambios que podrían llegar a ocurrir simultáneamente a lo largo de tubería.

2.2.2.1.2. FLUJO UNIFORME PERMANENTE.

Las características de los fluidos varían con el espacio, pero no en el tiempo, existen dos tipos de fluidos, los gradualmente variados que son características de los cambios tanto en velocidad como en presión. Y los rápidamente variados que son características de los flujos cuyos cambios bruscos a lo largo de la dirección principal de este.

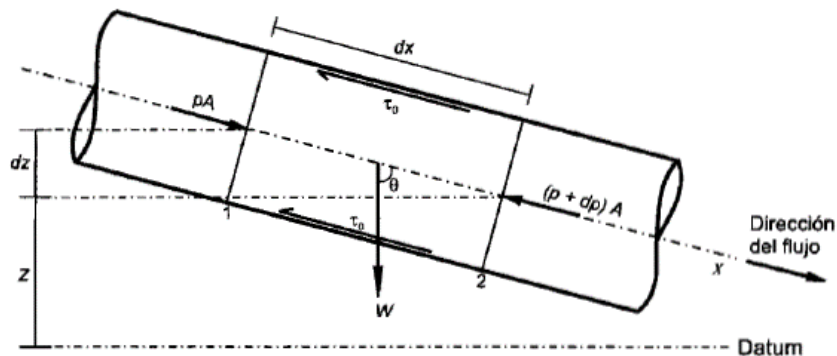
2.2.2.1.3. FLUJO UNIFORME EN TUBERÍAS.

Para este caso interactúan tres fuerzas: fricción, presión y gravitacionales, las fuerzas de presión siempre tenderán a la aceleración del flujo. Las fuerzas gravitatorias tratarán de acelerar el flujo solo si este se mueve desde una cota alta hacia baja o tratan de frenarlo si el movimiento es en sentido contrario. Las fuerzas de fricción siempre tenderán a detener el movimiento del flujo, en caso se trate de un flujo uniforme discurriendo por una tubería con una pendiente negativa en sentido del flujo, debería existir cierto equilibrio entre las fuerzas gravitatorias y de presión, por un lado y las fuerzas de fricción por el otro.

Por la importancia de las fuerzas de fricción en el problema del flujo uniforme, el cual es básico

para el diseño de sistema de tuberías.

Figura N° 1. Volumen de Control para el Flujo en una Tubería.



Fuente: Hidráulica de Tuberías, Saldarriaga, 2006

Este hecho se obtiene por la siguiente ecuación:

$$\rho A - (\rho + d\rho) + W \cos\theta - \tau_0 P dx = 0$$

2.2.2.2. NÚMERO DE REYNOLDS Y PÉRDIDA DE ENERGÍA DEBIDO A FRICCIÓN.

Mot, Robert 1(2006, 247), nos menciona la pérdida de energía que ocurre conforme los fluidos circulan en sistemas reales de tuberías. Para analizar dichas pérdidas de energía debe usar el número de Reynolds el cual rige la naturaleza del fluido, y determina si es turbulento o laminar. Hace mención que Reynolds fue pionero en manifestar la posibilidad de pronosticar el tipo de flujo conociendo la magnitud del número adimensional, que hoy es conocido como número de Reynolds (NR).

La ecuación siguiente muestra la definición básica de número de Reynolds:

$$N_R = \frac{\vartheta D \rho}{n} = \frac{\vartheta D}{\nu}$$

Para aplicaciones prácticas en tuberías, encontramos que, si el número de Reynolds para el flujo es menor que 2000, este será laminar. Si el número de Reynolds es mayor que 4000, el flujo será turbulento. En el rango de números de Reynolds entre 2000 y 4000 es imposible predecir que flujo existe.

Para calcular la pérdida de energía hacemos uso de la Ecuación de Darcy.

$$h_L = f \times \frac{L}{D} \times \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

h_L = pérdida de energía debido a la fricción (N-m/N, m, lb-pie/lb o pies).

L = longitud de la corriente del flujo (m o pies).

v = velocidad promedio del flujo (m/s o pies/s).

f = factor de fricción (adimensional).

Tabla N° 1. Comportamiento simplificado del número de Reynolds según Rugosidad y Factor de Fricción.

NR	D/ε	f
$6.7 \cdot 10^3$	150	0.043
$1.6 \cdot 10^4$	2000	0.0284
$1.6 \cdot 10^6$	200	0.0171
$2.5 \cdot 10^5$	733	0.0223

Fuente: Libro de Mot. Robert (2016, 247).

2.2.3. ESTUDIOS BÁSICOS PARA REALIZAR PROYECTOS.

Jiménez Terán, José Manuel (209, 26), nos da alcances para desarrollar proyectos de agua, alcantarillado y drenaje pluvial con el propósito de llevar a su realización de una manera sustentable y económica.

2.2.3.1. SISTEMA DE AGUA POTABLE.

Para proyectos de agua se considera lo siguiente:

- **El consumo.** Es la Parte de la cantidad de agua suministrada que no considera perdidas, es conocida como consumo, puede ser expresada en l/h/día o m³/día.

La valoración va de acuerdo a la categoría del usuario, doméstico o no doméstico.

- **Consumo doméstico.** Es la dotación de agua utilizada en viviendas, está en función del clima de la zona y el nivel socioeconómico de los beneficiarios del proyecto, también puede variar en ciertos casos bajo los siguientes criterios: presión de la red, existencia del servicio de alcantarillado en la zona o el costo del agua.
- **Consumo no doméstico.** Es el consumo de agua utilizado en zonas comerciales y servicios, se puede dividir en: consumo industrial, y usos públicos.

2.2.3.1.1. COEFICIENTE DE VARIACIÓN DÍARIA (K1).

Es la relación existente entre el consumo máximo diario sobre el promedio anual de agua demandado. Éste es el porcentaje que afecta al consumo en día de Máxima Variación Dária.

Se calcula con la siguiente fórmula:

$$K1 = \frac{\text{Gasto diario de máximo consumo}}{\text{Gasto promedio anual}}$$

Cabe mencionar que se asumirá $K1$: 1.3 (OS.100, capítulo 1, artículo 1.5).

2.2.3.1.2. COEFICIENTE DE VARIACIÓN DÍARIA (K2).

Este parámetro de variaciones depende de las diferentes actividades de una población que pueda tener en las horas del día.

Se calcula con la siguiente fórmula:

$$K2 = \frac{\text{Gasto diario de máximo consumo}}{\text{Gasto promedio anual}}$$

Se considera $K2$ entre los valores: 1.8 a 2.5 (OS-100, Capítulo 1, Artículo 1.5).

2.2.3.1.3. GASTO MÁXIMO DÍARIO Y GASTO MÁXIMO HORARIO.

Estos gastos son obligatorios para el cálculo de la cantidad de agua necesaria por una población con el fin de satisfacer los requerimientos de agua en un día con los consumos máximos, en la hora con consumos máximos respectivamente.

Los gastos máximos horarios y diarios se calculan con la siguiente fórmula:

$$\begin{aligned} Q_{Md} &= CVd \times Q_{med} \\ Q_{Mh} &= CVh \times Q_{Md} \end{aligned}$$

Donde:

Q_{Md} = Gasto máximo diario en l/s.

Q_{Mh} = Gasto máximo horario en l/s.

Q_{Md} = Gasto medio horario en l/s.

CVd = Coeficiente de variación diaria=1.4

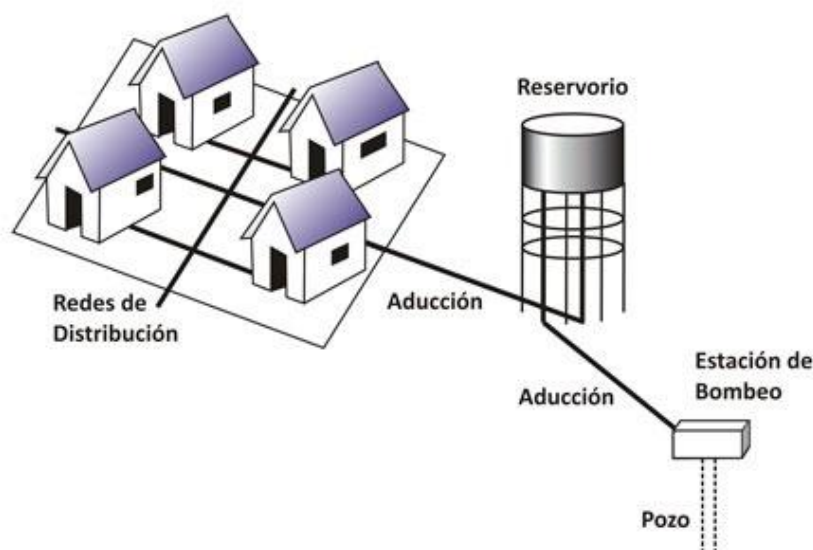
CVh = Coeficiente de variación horaria=1.55

2.2.3.1.4. INFRAESTRUCTURA PARA UN SISTEMA DE ABASTESIMIENTO DE AGUA POTABLE CONSIDERANDO SU VIDA ÚTIL.

Consideramos como “Vida Útil” al tiempo en que el proyecto prestara el servicio al 100% sin tener gastos de mantenimiento elevados, este tiempo se determina por la naturaleza de los materiales que componen el proyecto, en función de su resistencia y duración.

Un sistema de captación de agua subterránea para la distribución de agua potable está compuesto por: captación, aducción, almacenamiento, aducción y distribución.

Figura N° 2. Sistema de Abastecimiento por Bombeo sin Tratamiento.



Fuente: <https://www.slideshare.net/mamfia/abastecimiento-66982364>

2.2.3.1.5. OBRAS DE CAPTACIÓN.

Jiménez Terán, José Manuel (209, 18), Las obras encargadas para la captación tienen la función de extraer las aguas que serán distribuidas a la población, dichas obras presentan variaciones conforme a las peculiaridades de la fuente: su topografía, la cantidad de agua que se necesita y su localización. Uno de los requerimientos importantes para el diseño de una captación, es la previsión, con el fin de impedir la contaminación del agua.

La captación se da mediante una fuente de agua subterránea o superficial.

2.2.3.1.5.1. AGUAS SUBTERRÁNEAS.

Según OS.10, Artículo 4, inciso 4.2, explica que la explotación de las aguas subterráneas se determina a través de un estudio el cual evalúa la posibilidad de uso del recurso en cantidad, oportunidad y calidad para los fines que se crea conveniente.

2.2.3.1.5.2. CONDUCCIÓN POR BOMBEO.

Según OS.10, Artículo 5, inciso 5.2, Para este caso recomienda hacer uso de la fórmula de Hazen y Williams, y que el dimensionamiento sea conforme al estudio de diámetro económico.

2.2.3.1.6. RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO.

Permiten el almacenamiento de agua cuando el servicio es por horas y la demanda requerida es menor que el suministro de agua ofrecido por le EPS, para ser utilizada en las horas que la demanda es mayor al suministro, de esta manera cubre la carencia de agua existente.

2.2.3.1.7. RED DE DISTRIBUCIÓN.

Las redes para el suministro del servicio serán proyectadas, en principio, y cuando sea posible mediante una malla conformada por circuitos cerrados, la dimensión de las mismas debe realizarse basándose en cálculos hidráulicos que puedan asegurar la presión y el caudal adecuada para todos los puntos de la red, garantizando una mesa de presiones paralelas al terreno.

Para realizar el análisis hidráulico para el sistema de suministro, podemos utilizar el método de Hardy Cross, u otro que ofrezca resultados similares.

Tabla N° 2. Coeficientes de fricción “C” por Hazen y Williams.

Tipo de Tubería	C
Acero sin costura	120
Acero soldado en espiral	100
Cobre sin costura	150
Concreto	110
Fibra de vidrio	150
Hierro fundido	100
Hierro fundido con revestimiento	140
Hierro galvanizado	100
Polietileno, Asbesto Cemento	140
Poli cloruro de vinilo y PVC	150

Fuente: Reglamento nacional de edificaciones.

2.2.3.2. REDES DE AGUAS RESIDUALES.

Según la OS-0.70, artículo 2, menciona los requerimientos a los cuales deberían ajustarse los proyectos y obras con infraestructura sanitaria para centros poblados con más de 2000 habitantes.

2.2.3.2.1. CAMARAS DE INSPECCIÓN.

Según la OS.070, Artículo 4, inciso 4.8, menciona que los buzones deben estar proyectados en cada lugar, donde se requiera para su inspección y limpieza en estos casos:

- Al iniciar un colector.
- Donde se encuentre el empalme entre colectores.
- Donde haya un cambio de dirección.
- Donde haya cambios de pendientes.
- Donde exista cambios de diámetro, de manera que, en los cambios de diámetro, las tuberías coincidan en el fondo cuando el cambio sea de mayor a menor diámetro. y en la clave cuando el cambio de diámetro sea de menor a mayor.
- Donde exista cambio de material en las tuberías.

Los buzones de inspección se usarán cuando la profundidad sea mayor que 1.0 m sobre la clave de la tubería.

Tendremos 1.20 m como diámetro interior en los buzones para redes de 800mm máximo de diámetro, y 1.50m. Correspondientes a redes con un diámetro mayor, las cámaras de inspección deberán tener un diseño especial. El techo de los buzones debe contar con una tapa con un diámetro de 0.60 m.

La separación entre las cámaras de inspección y limpieza:

Tabla N°3. Separación máxima para Líneas Principales.

Diámetro nominal de la tubería (mm)	Distancia máxima (m)
100-500	60
2000	80
250 a 300	100
Diámetros mayores	150

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

2.2.3.3. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

Según el OS.090, Artículo5, para el caso de lagunas facultativas menciona que la carga de diseño se determina con la siguiente fórmula:

$$Cd = 250 \times 1.05^{T-20}$$

Donde:

Cd es la carga superficial de diseño en kg DBO/ (ha. d)T que se describe donde la temperatura crítica durante el mes más frío del año.

2.2.3.4. NOCIONES DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.

El sistema de drenaje pluvial, cumple la función principal de recolectar y evacuar el agua de las lluvias captada en las calles y parques de una determinada localidad para impedir posibles inundaciones que puedan suscitarse durante la época de lluvias.

Para que el ingeniero proyectista tenga conocimiento del volumen de agua a evacuar, es primordial usar en el diseño los datos recolectados por fluviógrafos y pluviómetros, los cuales deben verse reflejados en el estudio hidrológico adjunto al proyecto.

2.2.3.5. INTENSIDAD DE LLUVIA.

Conocemos como intensidad de la lluvia, al volumen de agua promedio precipitado durante una avenida y es medido mediante la división del volumen de lluvia sobre el tiempo que dura la precipitación, sin embargo, esta información no basta para tener una proyección de un sistema de drenaje pluvial, para ello es obligatorio tener conocimiento de la rapidez con la que varía la altitud de la lluvia respecto a la duración, esto se conoce como intensidad de lluvia.

Se calcula con la siguiente fórmula:

$$I = \frac{H}{T}$$

Donde:

I= Intensidad de lluvia en mm/hora.

H= Altura de lluvia (cm)

T= Tiempo de duración de la lluvia (min)

2.2.3.6. COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA.

Debido a que no todo el volumen de agua pluvial caído sobre una localidad escurre por sobre la superficie, debemos tener en cuenta solamente la parte de este volumen que escurre realmente, usando este dato y la cantidad precipitada, podemos calcular el coeficiente de escorrentía, el cual está representado por la letra “C”.

$$C = \frac{\text{Agua que escurre}}{\text{Agua llovida}}$$

Los factores determinantes de los coeficientes de correntía son: La evaporación, la vegetación, la permeabilidad y la distribución de la lluvia.

III. METODOLOGÍA.

Para poder desarrollar el presente proyecto, fueron considerados estos criterios.

3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN.

De acuerdo al diseño de investigación es Descriptiva.

De acuerdo al fin que se persigue es Aplicativa.

3.2. POBLACIÓN, MUESTRA, MUESTREO.

Los proyectos de saneamiento tanto como los de suministro de agua para consumo humano, y drenaje pluvial tienen el objetivo cubrir las necesidades de la población, por ello es necesario diseñar para una población proyectada de entre 10 a 20 años en el futuro, siendo primordial

saber cuál será la población futura, lo cual ayudará a al correcto funcionamiento y diseño de las mencionadas redes tanto de agua, alcantarillado y drenaje pluvial de la Zona Urbana del Distrito de Íllimo.

3.3. CRITERIOS DE SELECCIÓN.

Se tomaron en cuenta los siguientes criterios:

Observación directa, a través de un reconocimiento de campo dentro de la parte urbana del Distrito de Íllimo, con el fin de obtener los datos necesarios que faciliten la elaboración del proyecto.

Evaluación in situ para determinar las condiciones actuales y el estado situacional del sistema de alcantarillado y de agua potable.

Recolección de datos estadísticos sobre la población presente en el área de estudio.

Experimentación en un laboratorio certificado, con el fin de obtener las peculiaridades del suelo y estudio de los materiales a utilizar en el proyecto.

3.4. TÉCNICAS INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.

Se utilizaron los siguientes instrumentos:

ESTUDIO TOPOGRÁFICO.

Equipos de topografía. Estación total, prisma, trípode, GPS y brújula.

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.

En el laboratorio de mecánica de suelos:

- Ensayo de granulometría según norma NTP 399.128(ASTM D422). Utilizando los equipos de tamices, balanza, horno eléctrico.
- Ensayo de Límites de Atterberg: Se realizó bajo los requerimientos de la norma técnica peruana NTP 399.129(ASTM D4318). Equipos: Recipiente metálico, Brocha, Balanza, Cuchillo, Ranurador, Espátula, Copa de Casagrande, Máquina de Casagrande.
- Ensayo de Corte Directo: Ensayo se realizará según norma técnica peruana NTP 399.171(ASTM D3080). Equipos: Máquina de Corte Directo, Caja de corte, Piedras porosas, Papel Filtro.

Programas de cómputo: Microsoft Word, Excel, PowerPoint.

Programas de ingeniería: SAP 2000, AUTOCAD, CIVIL 3D, S10, MSPROYECT, WATER CAD, SEWER CAD, SEWER GEMS.

3.5. PROCEDIMIENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.

Para el procedimiento de recolección de datos se consideró las siguientes fases:

FASE I

Efectuar coordinaciones y permisos con las autoridades locales correspondientes.

Recolección de información bibliográfica y antecedentes del proyecto.

Realizar un reconocimiento de campo.

Revisión de la normativa nacional vigente.

Estudios de calidad del agua.

Estudios de Hidráulica e Hidrología.

FASE II:

Evaluación del estado situacional actual los sistemas de Agua potable y saneamiento.

Determinación de los puntos críticos a considerar en el sistema de drenaje pluvial.

Levantamiento topográfico sobre el área del proyecto.

Toma de muestras y ensayos para mecánica de suelos.

Inicio de la Evaluación de Impacto Ambiental.

FASE III:

Cálculo de población de diseño.

Verificar la capacidad del reservorio.

Diseño de las redes de suministro de agua para consumo humano.

Diseño de las redes de alcantarillado.

Diseño de las redes de alcantarillado pluvial a nivel de rasante.

Diseño de los buzones.

Diseño de la cámara de bombeo.

Elaboración de las memorias descriptivas.

Elaboración de las memorias de cálculo.

Continuación de la Evaluación de Impacto Ambiental.

FASE IV:

Elaboración de planos.

Elaboración de Metrados.

Elaboración del presupuesto de obra.

Elaboración e interpretación de la Evaluación de Impacto Ambiental.

Conclusiones y Recomendaciones.

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.

En el desarrollo del proyecto se encontraron los siguientes resultados:

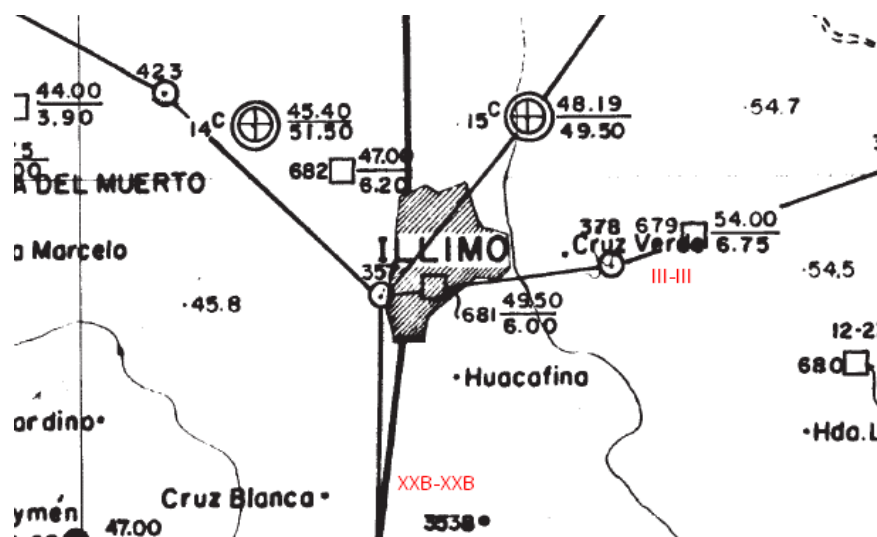
4.1. CAPTACIÓN:

4.1.1. INVESTIGACIONES Y MUESTREO INGENIERO GEOLÓGICO E HIDROLÓGICO.

Como parte de los resultados, es preciso mencionar la existencia de un mapa de estudio hidrogeológico, el cual fue realizado como uno de los estudios exploratorios para la ejecución del proyecto Olmos-Tinajones.

Al examinar dicho mapa, ubicamos al Distrito de Íllimo, en el punto 357 del plano como se detalla a continuación:

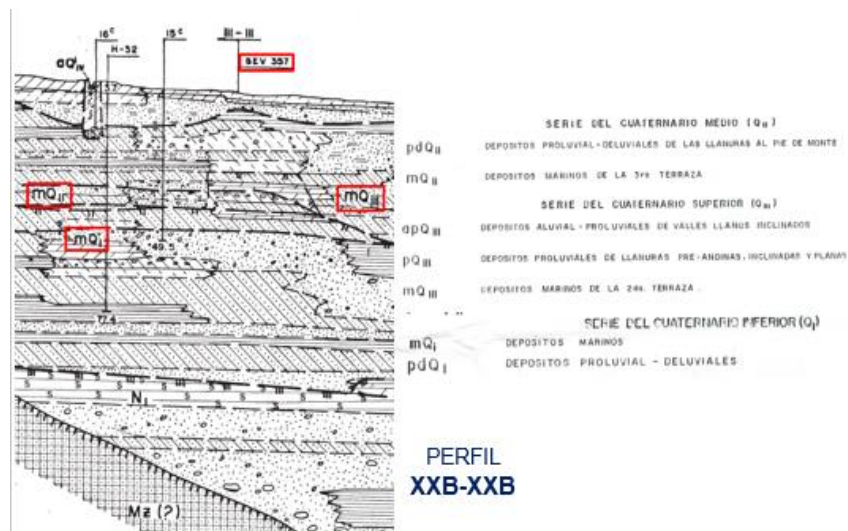
Figura N° 3. Mapa de Estudio Hidrogeológico.



Fuente: Ministerio de Agricultura y Alimentación.

Observamos que hay 2 perfiles que cortan al Distrito de Íllimo en el punto 357, el perfil “XXB-XXB” y “III-III”, dichos perfiles ofrecen un panorama general hidrogeológico con una profundidad de hasta 150 metros. Al analizar los perfiles hidrogeológicos, podemos contrastar la presencia de acuíferos dentro de las inmediaciones del Distrito de Íllimo.

Figura N° 4. Perfil “XXB-XXB” y “III-III”



Fuente: Ministerio de Agricultura y Alimentación.

En el Perfil “XXB-XXB”, encontramos depósitos Marinos de 1era, 2da y 3era terraza, los cuales por definición están constituidos por roca, arena y partículas finas con un alto contenido de agua, lo cual aseguraría la dotación de agua requerida para el distrito, a continuación, examinaremos el siguiente perfil.

Figura N°5. Perfil “XXB-XXB”



Fuente: Ministerio de Agricultura y Alimentación.


Como esta mostrado en el perfil “III-III” señala la aparición del perfil “XXB-XXB” confirmando lo expuesto en el anterior análisis.

4.1.2. PLAN MAESTRO ÍLLIMO: EPSEL.

Adicionalmente se obtuvo una página del plan maestro de la provincia de Lambayeque, donde figuran los detalles de la captación de cada uno de los pozos, su caudal de bombeo y caudal de arranque, dicho documento se encuentra en la sección de anexos del presente proyecto.

A continuación, se presentan los datos del plan maestro.

Figura N°6: Plan Maestro de Redes de Saneamiento y Alcantarillado.



ENTIDAD PRESTADORA DE SERVICIO DE SANEAMIENTO DE LAMBAYEQUE S.A.
Gerencia de Proyectos y Obras-Sub Gerencia de Estudios y Proyectos

ILLIMO

La ciudad de Illimo actualmente es abastecida por agua subterránea y es captada a través de un pozo tubular profundo de 15" de diámetro con una profundidad de 55.00 m, con nivel estático de 9.40 m. y nivel dinámico de 25.70 m. el pozo fue perforado en el año 1,996. la estación de bombeo cuenta con una área de 75.46 m², el caudal de bombeo inicial fue de 34 l/s, actualmente este caudal a disminuido, este es conducido mediante una línea de impulsión de 6" de asbesto cemento hacia un reservorio elevado de concreto armado construido en el año de 1,994 que tiene forma circular de 400 m³ de capacidad y funcionamiento de cabecera, este reservorio cuenta con una línea de aducción 8" para su distribución a la población de Illimo. La población servida se estima en 4,341 habitantes siendo el servicio agua discontinuo con una duración de 8 horas diarias.

a.1 Fuente Subterránea-Captación

❖ **Pozo N° 01 (Inoperativo)**


- Tipo : Pozo tubular profundo.
- Año de perforación : 1,968.
- Profundidad : 26,00 m.
- Caudal de bombeo : 13,00 l/s.

El pozo fue desactivado debido a su poca profundidad y al alto contenido de arena

❖ **Pozo N° 02**

Características Hidráulicas

- Tipo : Pozo tubular profundo.
- Año de perforación : 1,994.
- Diámetro Funda : 15"
- Profundidad del pozo : 55.00 m.
- Nivel estático : 9.40 m.
- Nivel dinámico : 25.70 m.
- Profundidad de bomba : 31.50 m.
- Estado de conservación : Regular estado, debido a su antigüedad.
- Caudal de bombeo inicial : 34.00 l/s.
- **Caudal de bombeo Actual: 24.00.0 l/s.**



TÚCUME

La ciudad de Túcume actualmente es abastecida por agua subterránea, la captación se realiza a través de un pozo tubular profundo de 15" de diámetro con una profundidad de 47.50 m, el cual fue perforado en el año de 1994. El caudal de bombeo inicial fue de 35 l/s, actualmente ha disminuido, este es conducido mediante una línea de impulsión de 8" de asbesto cemento hacia un reservorio apoyado de concreto armado de forma cuadrada de 250 m³ de capacidad, este reservorio cuenta con una línea de aducción 8" para su distribución a la población de Túcume. La población servida se estima en 7,430 habitantes siendo el servicio agua discontinuo con una duración de 7 horas diarias.

Fuente Subterránea-Captación

❖ **Pozo N° 01 (Inoperativo)**

Características Hidráulicas

- Tipo : Pozo tubular profundo.

PROYECTO: REHABILITACION Y LIMPIEZA DE POZOS TUBULARES DISTRITOS DE CHICLAYO Y LAMBAYEQUE-
DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE.

Fuente: EPSEL S.A.

Como se constata en el plan maestro, existía un primer pozo, ubicado cerca al primer reservorio, el cual fue clausurado por su poca profundidad y alto contenido de arena (Propio de un depósito Marino de 3era Terraza).

El segundo pozo se encuentra en funcionamiento, abastece un reservorio de 400 m³, con una profundidad de 55.00 metros, y un deficiente estado de conservación debido a su antigüedad, actualmente presenta un caudal de bombeo de 24.00 l/s.

Es preciso mencionar que se adjunta un documento solicitado a la entidad prestadora de servicio EPSEL S.A. para saber la calidad de agua en el Distrito de Íllimo. Fig. 4.4.

V. DIAGNÓSTICO DEL SISTEMA OPERACIONAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA CIUDAD DE ÍLLIMO.

5.1. DESCRIPCIÓN.

5.1.1. UBICACIÓN DEL PROYECTO.

El distrito de Íllimo se encuentra ubicado en la Provincia y Departamento de Lambayeque a una distancia de 35.70 km, al norte de la ciudad de Chiclayo siguiendo la Panamericana Norte que conduce a Piura y Jaén.

5.1.2. EXTENSIÓN.

La extensión de esta ciudad es aproximadamente 50 hectáreas.

5.1.3. VÍAS DE COMUNICACIÓN.

Íllimo es atravesado por una carretera nacional asfaltada de alto tránsito (Ruta: PE 1NJ, Emp PE -1N (Dv. Mochumí) - Dv. Olmos (PE-4B)), por la que circulan vehículos de carga y pasajeros.

5.1.4. SERVICIOS EXISTENTES.

Actualmente, Íllimo cuenta con los siguientes servicios:

- a) Electricidad: Cuenta con una planta térmica que da servicio durante las 24 horas integrado al Sistema Interconectado del Mantaro.
- b) Agua potable: Cuenta con abastecimiento por horas, actualmente se encuentra a cargo de EPSEL S.A.
- c) Salud: Cuenta con una posta médica con atención permanente a cargo del Ministerio de Salud.
- d) Vías de Comunicación. - La principal vía de Comunicación la constituye la Carretera Chiclayo – Olmos (Ruta PE-1NJ), la cual empalma con la carretera Panamericana Norte (Ruta PE-1N) en la progresiva Km. 00+000.
- e) Actividad económica. - La principal actividad económica a que se dedica la población es la agricultura, predominando los cultivos de arroz.

5.1.5. TOPOGRAFÍA Y PLANEAMIENTO URBANO:

La Municipalidad Distrital de Íllimo, dentro de su plan director a establecido las futuras áreas de expansión urbana, en las que se han delimitado el manzaneo respectivo, el mismo que aparece en los planos generales de redes de Agua Potable y Alcantarillado.

5.1.6. OTROS SERVICIOS.

En cuanto a educación refiere, existen escuelas primarias y un colegio de educación secundaria, centro comunitario de teléfono, local comunal, comisaria, municipalidad distrital, instituto de educación superior, clubes culturales y uno deportivo, líneas de transporte de pasajeros, etc.

5.1.7. POBLACIÓN.

La población urbana de la ciudad de Íllimo en el año 2017 es de 5037 habitantes, y las poblaciones por censos según el INEI son las siguientes:

Tabla N°4. Crecimiento Poblacional del Distrito de Íllimo

AÑO	POBLACION URBANA
1993	4416
2007	4699
2015	4929
2017	5037

Fuente: INEI. Censos de Población y Vivienda.

Los servicios de agua potable y alcantarillado se desarrollan en el área urbana de la ciudad de Íllimo, por lo que para efectos de calcular la proyección de la población se tomará en cuenta los datos censales de la población urbana.

Para la proyección de la población se desarrollará los cálculos de aproximación con los métodos siguientes: aritmético, geométrico, parabólico e incrementos variables (se anexan cálculos de los diferentes métodos).

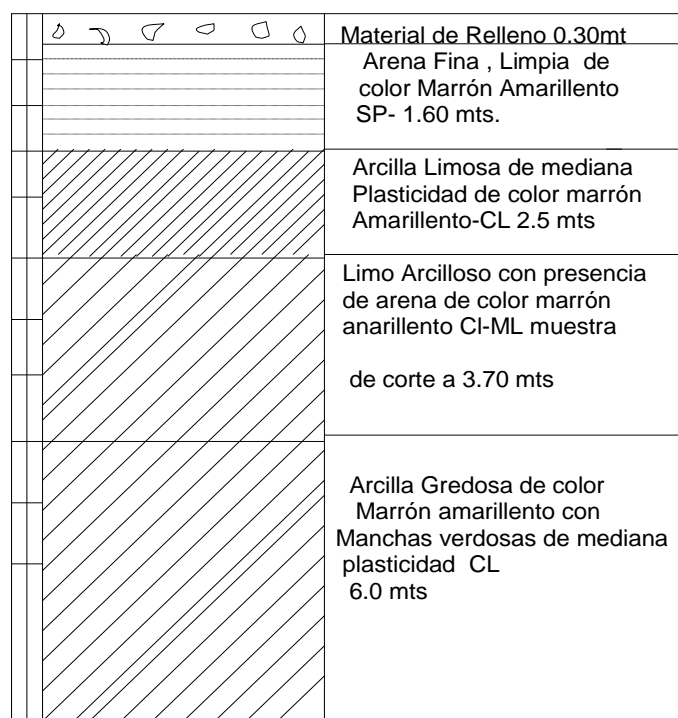
La curva poblacional elegida para el presente estudio fue la determinada por el método geométrico; $P_f = 4416(1 + 0.0122)^t$, donde la proyección de la población al año 2036 es la siguiente:

- b) La muestra M-4 proveniente de la excavación de una zanja, cerca de la cámara de Bombeo, dicha muestra presentó arcilla arenosa de baja Plasticidad ($IP = 8.5\%$), se encuentra mezclada con el 32.8 % de arena fina. No contiene sales ni materia orgánica.
- c) Adicionalmente obtuvimos una muestra de dónde estaría proyectada la construcción de un Reservorio, se aperturó un sondaje a cielo abierto a una profundidad de 3.70 mts, posteriormente se profundizó con un barreno hasta la profundidad de 6.0 mts, observándose un cambio en los perfiles estratigráficos del terreno, el estrato arrojó limo arcilloso con presencia de arena hasta una profundidad de 4.5 mts, según la clasificación SUCS: “CL-ML”.

De los resultados obtenidos para el estudio de suelos podemos concluir:

- El tipo de suelo motivo de cimentación es un Limo Arcilloso con presencia de Arena de baja Plasticidad.
- La profundidad de cimentación será una Profundidad de 3.70 mts.
- La presión del suelo a esté nivel es de 4.485 kg/cm^2
- No se encontró nivel freático en todos los procesos de excavación.
- La Presión admisible a está profundidad (3.70 mts) es de 1.825 kg/cm^2 , pero se recomienda cimentar con una presión admisible de 1.350 kg/cm^2 .
- No se ha detectado presencia de sales ni otras sustancias que pueden atacar a las estructuras del concreto por lo que se podrá utilizar cemento tipo I.

Figura N° 7. Perfil Estratigráfico de Calicata en Inmediaciones del Reservorio



Fuente: Propia.

5.2. DESCRIPCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS Y EVALUACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO ACTUAL DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE

5.2.1. DESCRIPCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS SISTEMAS

El sistema de agua potable existente de Íllimo está constituido por dos pozos: el N° 01 que se encuentra inactivo y el N°02 el cual describiremos por estar operativo, asimismo también realizaremos un análisis de las características de la estación de bombeo, línea de impulsión, línea de aducción, reservorio elevado y redes de distribución.

Respecto al pozo N°02 y a la estación de bombeo, ambos se encuentran en operatividad desde 1994.

El sistema opera bajo un régimen discontinuo, de un total de 9 h/día, inició con un caudal de 34 l/s, luego mantuvo un caudal constante de 32 l/s (datos de febrero 2001), se sabe que la producción diaria en el 2001 fue de 976 m³/día, posteriormente decreció del 2001 al 2015 a 520 m³/día trabajando en régimen discontinuo de 6 h/día y 590 m³/día para 8 h/día.

5.2.2. SISTEMA DE PRODUCCIÓN.

a) CAPTACIÓN

La fuente de captación es el agua subterránea. La captación se efectúa a través de un pozo tubular profundo ubicado en el área urbana del distrito, a una distancia de 14.36 m del reservorio y a 27.80 m de la acequia “Grande”. El pozo presenta las siguientes características:

- Caudal Inicial : 34 lt/seg.
- Profundidad : 55,00 m
- Diámetro : 15”
- N.E. : 9,40 m
- N.D. : 25,70 m
- Caudal de Operación : 32 lt/s (constante al 20 de febrero 2001).

Tabla N° 6. Horarios de Bombeo en Pozo Tubular - Reservorio

HORARIO DE BOMBEO	Número de Horas
4:00am -8:00am	4 horas
9:00am-12:00pm	3 horas
03:00pm-05:00pm	2 horas
TOTAL	9 horas

Fuente: Parte diario del Pozo N°02. – EPSEL S.A

b) ESTACIÓN DE BOMBEO N°02.

Ubicada en la calle Santa Teresita con un área total de 600 m² (Fuente: Oficina de patrimonio EPSEL S.A.).

La planta de bombeo del pozo N°02 en operación fue construida en 1994 por la Constructora CEAMAN y financiada con recursos de FONAVI.

Cuenta con un área construida de 75,56 m² y consta de los siguientes ambientes: patio de maniobras, sala de cloración, guardíanía, depósito, servicios higiénicos e instalaciones eléctricas. Respecto a los servicios higiénicos: cuentan con una disposición final de aguas residuales a un sistema de drenaje por percolación.

El sistema electromecánico – hidráulico, cuenta con un equipo con un equipo estacionario que se describe de la siguiente manera:

- El árbol hidráulico del pozo cuenta con una válvula Check en buen estado, sin embargo, no estaría cumpliendo su función, por lo que el cierre para el apagado de la bomba, se realiza accionando las válvulas compuerta.
- Bomba tipo turbina de eje vertical de 6" (operativo).
- Motor estacionario Diesel marca Perkins, 39 HP de potencia, 3 cilindros (entró en funcionamiento el 05/10/99). (operativo).
- Bomba tipo turbina de eje vertical, marca Nacional, modelo M10 HC-4, año 1994 y caudal de 40 l/s (Inoperativo).
- Motor estacionario Diesel marca Jhon Deere, modelo 40390, año 1994 y 59 HP de potencia (INOPERATIVO por fallas en el sistema de enfriamiento, se le retiró el radiador y posteriormente se extrajo el dinamo por personal de mantenimiento y equipos).
- Bomba Booster (16) inoperativa, por lo que la cloración se hace directo al pozo.
- Medidor de presión (20) (manómetro de 0 – 200 lb/pulg²) inoperativo.
- Tubería de purga de Ø 4" F°F°, la cual no cuenta con drenaje apropiado.
- En cuanto a la parte estructural de la estación de bombeo observamos que se encuentra en regular estado de conservación.
- Los acabados presentan un regular estado de conservación.

c) DESINFECCIÓN

La desinfección del agua se realiza en el pozo N°02, a través de la aplicación de cloro gaseoso. El clorador es del tipo inyección al vacío, marca Advance. El rango de lectura es de 0-25 lb/día, se está aplicando el cloro en la graduación del rotámetro 6 lb/día para tener a la salida del pozo: 1.10 ppm de cloro residual libre.

La aplicación de cloro gaseoso es por inyección directa al pozo de agua, debido a afectaciones en la bomba Booster.

Este procedimiento es el mismo que se empleaba anteriormente, es decir directo al pozo, procedimiento que no es el adecuado para la inyección de cloro.

La inyección del cloro gaseoso se realiza por cada turno de bombeo y en cantidades según el turno de bombeo, por ejemplo:

Tabla N° 7. Horarios de Bombeo y Cloración

FECHA (día)	BOMBEO (9h/día)		CLORO (9 h/día)	
	INICIO	FINAL	Peso Botella (kg)	Lectura Rotámetro (unidades)
17/02/2001	4:00 am.	8.00 am.	70.90	500
	9:00 am	12:00 m	70.50	400
	3:00 pm	5:00 pm	70.30	200

Fuente: Partes diario de pozos – EPSEL S.A.

*El Caudal de Bombeo Actual es de 24 l/s. (Fuente EPSEL S.A). El Bombeo y Cloro 6h/día

El análisis de agua se hace una vez por mes, a mediados de cada mes, se encuentra a cargo del Departamento de Control de Calidad de EPSEL S.A. por lo que en el segundo semestre de Julio a Diciembre 2000 la Sub Gerencia de operaciones, a través del Departamento de Control de Calidad determinaron que el cloro residual libre en el Pozo N°02 se encuentra entre los valores de 0.90 ppm a 1.33 ppm y en las redes de distribución están entre 0.64 ppm a 1.14 ppm.

d) LÍNEA DE IMPULSIÓN (BOMBEO HACÍA EL RESERVORIO ELEVADO DE

400 M3) Constituida por tuberías de F°F° y A.C. La tubería de F°F° es de Ø 6” se encuentra ubicada en el interior del reservorio, elevándose una altura de 24.76 m, y la tubería de A.C. de Ø 6” que se encuentra enterrada horizontalmente con una longitud de 28.20 m, asimismo resaltamos la presencia de 7.00 m de tubería de F°F° ubicadas en el árbol hidráulico del pozo, las cuales forman parte de la línea de impulsión.

e) LÍNEA DE ADUCCIÓN

Constituía por tuberías de F°F° de Ø 8” ubicadas en el interior del reservorio elevándose una altura de 18.80 m, y 7.10 ml instaladas horizontalmente hasta las redes de distribución.

f) RESERVORIOS DE ALMACENAMIENTO

RESERVORIO N°01 (FUERA DE SERVICIO)

Existe un reservorio elevado construido en 1968, inoperativo actualmente, ubicado en la Calle 7 de enero con un área total de 360 m² y área construida de 119.16 m² (Fuente: Oficina de Patrimonio EPSEL S.A.), de forma de tronco de cono invertido, con las siguientes características:

1. Volumen : 55 m³
2. Dimensiones de la cuba:
 - Diámetro de la base : 2,50 m
 - Altura : 4.25 m
 - Tubería de impulsión y aducción : Ø 6" F°F°
 - Tubería de rebose y limpia : Ø 6" F°F°

El reservorio presenta un estado de conservación regular, a pesar de encontrarse fuera de servicio en la actualidad.

RESERVORIO N°02 (ACTUALMENTE OPERATIVO)

RESERVORIO DE REGULACIÓN DE 400 M³

Ubicado en la calle Santa Teresita, contempla un área de 600 m² donde se encuentra el pozo tubular N°02 (Fuente: Oficina Patrimonio EPSEL S.A.).

El reservorio elevado fue construido en 1997 a través de la contratista CEAMAN con financiamiento de FONAVI y actualmente funciona como cabecera.

El reservorio tiene las siguientes características:

1. Volumen : 400 m³.
2. Dimensiones de la cuba:
 - Diámetro de la base : 12,30 m.
 - Altura : 6.35 m
3. Dimensiones del fuste:
 - Diámetro interior : 8.56 m.
 - Diámetro exterior : 9.06 m.
 - Altura del fuste : 9.00 m.
 - Tubería de impulsión : Ø 6" F°F°.
 - Tubería de aducción : Ø 8" F°F°.
 - Tubería de rebose y limpia : Ø 6" F°F°

g) RED DE DISTRIBUCIÓN.

Las redes de distribución fueron ampliadas como parte de la ejecución de Obra del Proyecto Integral de Agua Potable y Alcantarillado en el año de 1997, a través de la contratista CEAMAN y con financiamiento de FONAVI, así mismo se han realizado ampliaciones de las redes de agua potable por la Municipalidad Distrital de Íllimo, en las calles siguientes: Víctor Raúl Haya de la Torre (L = 49.20 m, Ø 4" PVC), Panamericana Norte salida a Pacora (Ø 3" PVC), Santa Teresita (Ø 4" PVC). La longitud total de redes de distribución es de **10,435.20 ml.**

Tabla N° 8. Red de Distribución de Agua Potable Íllimo.

Diámetro (Pulgadas)	Longitud (m)	Material
8	222.6	A.C.
6	534.5	A.C.
4	8316.3	A.C.
3	1,085.6	PVC
2	276.2	PVC
TOTAL	10,435.2	

Fuente: EPSEL S.A.

*La Ampliación se realizó en algunas calles del Distrito, quedando aún en la actualidad redes de distribución antiguas de A.C.

La red posee 44 válvulas compuerta de FºFº tipo Mazza, están en buen estado, excepto la tapa de protección de una de ellas que se encuentra dañada, cuya ubicación es en la Panamericana hacia Pacora (última válvula).

Existen también 7 grifos contra incendio, uno de ellos clausurado, ubicada en la intersección de la Panamericana con la Calle La Capilla.

No existen válvulas de purga.

h) CONEXIONES DOMICILIARIAS.

Total de usuarios registrados : 910

Usuarios activos registrados : 875

Fuente: Padrón de usuarios Administración Íllimo. Junio 2015.

Tabla N° 9. Conexiones Por Categoría Tarifaria – Zonal Lambayeque

DICIEMBRE	DOMESTICA	COMERCIAL	ESTATAL	SOCIAL	INDUSTRIAL	TOTAL
Con Medidor	527	27	10	5	0	563
Sin Medidor	247	100	0	0	0	347

Fuente: Sub Gerencia De Comercialización Y Facturación-Gerencia Comercial

i) PILETAS PÚBLICAS.

Existe en operación sólo 04 piletas públicas las cuales atienden a 44 familias.

- 03 piletas ubicadas en la parte sur de la ciudad, en la zona denominada “San Ginero”.
 - ✓ Pileta 01 que abastece a 12 familias (condición: de regular estado)
 - ✓ Pileta 02 que abastece a 12 familias (condición: de regular estado, válvula de regulación dañada).
 - ✓ Pileta 03 que abastece a 8 familias (condición: de regular estado, válvula de regulación dañada)
- 01 pileta ubicada en la parte este de la ciudad (calle Progreso cuadra 12) en la zona denominada “Cruz Verde”, que abastece a 12 familias. (condición regular, no presenta válvula de regulación).

Tabla N° 10. Redes para Piletas Públicas.

Diámetro (Pulg)	Longitud (m)	Material
1”	128.3	PVC
½”	324	PVC
TOTAL	452.30	

Fuente: EPSEL S.A.

j) VÁLVULAS.

Tabla 5.8. Conteo de Válvulas Existentes

Diámetro	Cantidad
8”	3
6”	6
4”	35

Fuente: EPSEL S.A.

k) MICRO MEDICIÓN.

La micro medición se efectúa a través de los medidores domiciliarios, de 15 existentes, solo 10 se encuentran operativos.

El porcentaje de Micro medición efectiva es de 0.76% (medidores leídos: 10 de 910 usuarios), el 100% de las conexiones está categorizado como doméstico.

1) MACRO MEDICIÓN.

La macro medición del sistema de producción es efectuada en la salida del pozo, a través de un medidor Mc Crometer de \varnothing 6", que permite conocer el caudal instantáneo $Q = 24$ lt/seg y la totalidad de los volúmenes producidos. A junio del 2015 está operativo.

5.2.3. EVALUACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO

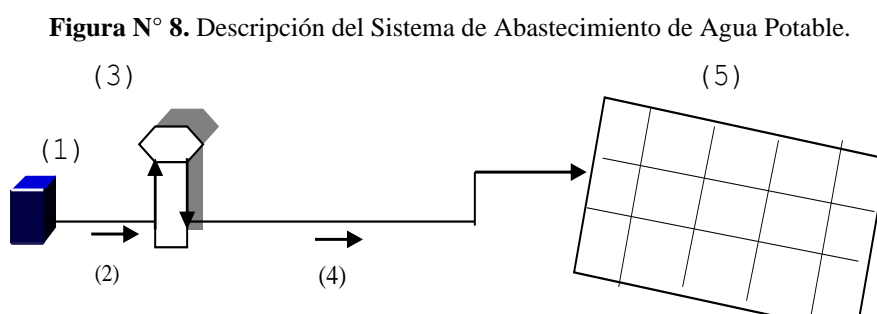
El sistema de agua potable es discontinuo, operando el pozo N°02 sólo 9 h/día (como se indica en el la Tabla N°04).

El motor estacionario actual tiene una potencia de 39HP, que es mucho mayor a la que se necesita 17.75HP la cual permitiría impulsar el agua al tanque elevado; este valor ha sido calculado en función al caudal de bombeo, ADT y eficiencia instalada del motor según:

- El caudal de bombeo es de 24.00l/s.
- La altura dinámica total es de 40.33m, se encuentra en función a la pérdida de carga producida en los accesorios del reservorio y caseta de bombeo, y la altura geométrica obtenida por diferencia de la cota de llegada de reservorio respecto a la cota del nivel dinámico del pozo tubular.
- La eficiencia de la potencia instalada se está considerando en 50%.

El bombeo del pozo se efectúa directamente al tanque elevado y seguidamente a la red de distribución.

El bombeo se realiza según descripción en la Fig. 3: del pozo tubular (1) a través de la línea de impulsión (2) al reservorio (3), y a través de la línea de aducción (4) el suministro a la red de distribución (5).



5.2.4. OPERACIÓN DE RESERVORIO.

El reservorio llega a su capacidad máxima con 4.65 horas de bombeo:

$$\text{Volumen máximo de la cuba} = 86 \text{ m}^3/\text{hr} * 4.65 \text{ hr} \equiv 400 \text{ m}^3$$

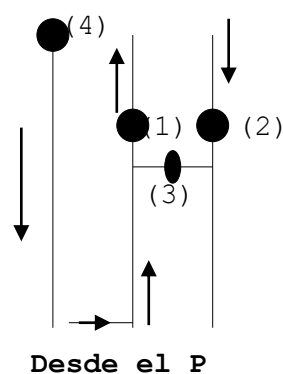
La evacuación se realiza en 3 h 20 min, por tanto, $Q_{\text{evacuación}} = 400\text{m}^3 / 3.33 \text{ h} = 120.12.\text{m}^3/\text{h} = 33.36 \text{ lt/seg}$.

Para lo cual se comprobó tomando como referencia el segundo turno de bombeo: 9:00 am a 12:00 m, es decir 3 h de llenado de la cuba (la mitad de la capacidad máxima), la evacuación comenzó a las 12:00 m hasta 1:40 pm lo que nos da un promedio de evacuación de 1h 40 min; concluyendo que la capacidad máxima de la cuba evacuará en 3h 20 min.

Procedimiento de operación de las válvulas compuerta en el tanque elevado:

- (1) Válvula de Impulsión.
- (2) Válvula de Aducción.
- (3) Válvula de conexión directa a red (pozo tubular – red de distribución)
- (4) Válvula de Rebose y Limpia.

Figura N° 9. Válvulas Compuerta en Tanque Elevado.



Número de Válvula	Llenado	Evacuación
(1)	Abierta	Cerrada
(2)	Cerrada	Abierta
(3)	Cerrado	Cerrada
(4)	Cerrado	Cerrada

(4) Solo se abrirá cuando se hace limpieza. Actualmente cerrada.

(3) Se abre solamente cuando se requiere distribuir directo a las redes de distribución (pozo tubular Redes de distribución), para ello tendrá que cerrar válvula (1).

5.2.5. OPERACIÓN DE REDES.

Respecto a las redes de distribución se observó que existen 07 Grifos existentes uno se encuentra deteriorado, siendo su ubicación en la intersección de la Panamericana con la Calle La Capilla, así mismo se planteará la inserción de otros grifos contra incendio en la periferia de las redes.

Las válvulas de regulación existentes no permiten aislar un circuito de 500 m de longitud de Red, según Norma por lo que es necesario plantear inserción de válvulas en las redes existentes. La red posee 44 válvulas compuerta de F°F° tipo Mazza, están en buen estado, excepto la tapa de protección de una de ellas que se encuentra dañada, cuya ubicación es en la Panamericana hacia Pacora (última válvula).

5.2.6. PRODUCCIÓN ACTUAL

- Producción diaria en el año 2000: $8 \text{ h/día} * 122 \text{ m}^3/\text{hr} = 976 \text{ m}^3/\text{día}$
- Producción total en el 2000: $209,664 \text{ m}^3/\text{anual}$
- Actualmente del pozo se está bombeando: $24 \text{ lt/seg.} = 86.4 \text{ m}^3/\text{hr.}$
- Caudal de operación: $6 \text{ h/día} * 86.4 \text{ m}^3/\text{hr} = 690 \text{ m}^3/\text{día}$ (desde el 23 de febrero del 2015).

NOTA: La variación en la producción se debe al incremento en las horas de bombeo de 8 hr. en el año 2000 a 9 horas y 6 h de bombeo a régimen discontinuo en lo que va del año 2001 y 2015 en adelante.

5.2.7. CONTINUIDAD.

El suministro de agua potable a la ciudad se realiza en forma discontinua, y se ha establecido un horario:

Tabla N° 11: Suministro de Agua por Horario – Comparativo: Operador - Usuario

Según operador (5h 40 min)		Según usuario (4h)	
6:30 am	9:00 am	7:00 am	8:30 am
12:00m	02:00 pm	12:00 m	1:30 pm
4:30 pm	05:40 pm	4:30 pm	5:30 pm

Fuente: Propia

5.2.8. COEFICIENTE DE VARIACIÓN DIARIA Y HORARIA (CONCEPTOS TEÓRICOS)

Con base en la reglamentación vigente y los resultados obtenidos en el Estudio de Factibilidad de los Planes de Expansión de Mínimo Costo de los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de SEDAPIURA (año 1996), se han establecido los coeficientes de las variaciones del consumo, referidos al promedio diarios anual de la demanda, o demanda promedio total; que para el presente análisis alcanzan los siguientes valores:

Coeficiente de variación diaria $k_1 = 1.3$

Coeficiente de variación horaria k_2 en el rango de:

- $k_2 = 1.8$ para población mayores ($> 5,000$ habitantes)

- $k_2 = 2.5$ para población menores (< 5.000 habitantes)

Con base en la demanda promedio total y los anteriores coeficientes de variación del consumo; se determinarán la demanda máxima diaria y la demanda máxima horaria para cada localidad durante el promedio de vigencia del Plan Maestro.

En el presente año :2001, la ciudad de Íllimo cuenta con una población estimada de 4867 hab., lo cual nos permite asumir valores de $k_1=1.3$ y $K_2= 1$.

5.2.9. CALIDAD DEL AGUA

La concentración promedio de cloro residual libre en el agua potable de Íllimo es de 1,10 ppm en la salida del pozo 02 (muestra tomada el 13/12/00) y de 0,90 ppm en la red de distribución (Calle Progreso 401, muestra tomada el 13/12/00).

En cuanto a la calidad bacteriológica, los resultados de los análisis de muestras, de pozos ejecutados por el Departamento de Control de Calidad en el período de julio a diciembre del 2000 no presentaron contaminación (0.0 de Coliformes Fecales).

5.2.10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES: SISTEMA AGUA POTABLE.

- ✓ Es necesario la electrificación del Pozo N°02, que deberá tener como objetivo la disminución de gastos de operación y mantenimiento.
- ✓ El pozo y reservorio de almacenamiento requieren de cerco perimétrico para protección sanitaria y seguridad de las instalaciones existentes.
- ✓ La tubería de rebose y limpia del reservorio actualmente se encuentra obstruida. Así mismo la presencia de arenas se hace notorio en la cuba, producto del arenamiento del pozo, por lo que necesita inmediata limpieza.
- ✓ La salida de la tubería de rebose y limpia del reservorio, que está en contacto con la acequia "Grande" (es a donde drena teniendo una longitud de 15 m), no tiene rejilla de protección que impida el ingreso de roedores o material orgánico proveniente del agua de riego. Por lo que se recomienda la construcción de una caja trampa tipo Sifón invertido.
- ✓ La tubería de purga del pozo N°02 debe tener un adecuado drenaje, para que la humedad no afecte la cimentación de la caseta en la estación de bombeo. Por lo que se recomienda la construcción de un pequeño vertedero de canal abierto de mampostería, que servirá para la recepción y conducción del agua de purga hacia la Acequia Grande distante 30 m.
- ✓ La linterna del Reservorio necesita de una malla anticorrosiva de protección de 3.77 x 0.60

m, para impedir el ingreso de aves que contaminen el agua potable.

- ✓ Se observó que la escalera de fierro corrugado de Ø 1" que conduce al interior de la cuba tiene cierto grado de corrosión, sobre todo los tres últimos peldaños que son los que están en permanente contacto con el agua.
- ✓ Se debe de garantizar la calidad del cloro residual en agua que consume la población no atendida directamente (caso piletas públicas).
- ✓ Se recomienda disponer en las piletas el control, a través de válvulas de regulación, para evitar la pérdida de agua que se viene dando actualmente.
- ✓ Las redes de distribución están en mal estado, se ha observado algunas filtraciones.
- ✓ Existen ampliaciones de las redes de distribución, ejecutadas por la Municipalidad en las calles: Víctor Raúl Haya de la Torre (Ø 4" PVC), Panamericana Norte salida a Pacora (Ø 3" PVC), Santa Teresita (Ø 4" PVC), Sr. De los Milagros (Ø 4" PVC).
- ✓ La topografía del área urbana es plana, con algunas variaciones en las partes más altas (altura de la plaza de armas) de la red se presentan problemas de desabastecimiento por falta de presión suficiente.
- ✓ La rehabilitación de las redes debe considerar una serie de medidas previas o paralelas:
 - ✓ La revisión de las conexiones domiciliarias.
 - ✓ La limpieza y desinfección de la red cuando ocurran contaminación.
 - ✓ El programa de detección y reparación de fugas coordinado con campañas de medición.
 - ✓ El estudio del funcionamiento hidráulico, para la cual se recomienda la instalación de macromedidor de caudal y presión a la salida del Reservorio Elevado.
- ✓ Es necesaria la coordinación con la Municipalidad Distrital y Provincial, a efectos de conocer y tomar las previsiones del caso, en la posibilidad que se proyecte algún crecimiento industrial o urbano habitacional en la localidad.
- ✓ La aplicación de un programa de micro medición reducirá las pérdidas elevadas que, en la mayoría de los casos, se producen en las conexiones domiciliarias.
- ✓ Considerando una distancia de separación de 300m de G.C.I. se recomienda insertar dos G.C.I. los cuales permitirán realizar purgas de agua en las Redes y prever de agua en caso de incendios de viviendas, estos se indican en el plano de planta.
- ✓ Se recomienda la implementación de herramientas para realizar el mantenimiento de redes y equipos: llaves de diversos diámetros, alicates, palanas, picos, barretas, guantes y otros.
- ✓ El sistema de dosificación directa de gas cloro al pozo tubular, podría originar una pérdida de Caudal y de la Altura Manométrica, asimismo también los desgastes prematuros de los impulsores tazones, se recomienda cambiar la metodología de dosificación directa al pozo

Tubular por otra técnicamente concebida, de manera que se evite seguir dosificando al pozo directamente.

5.3. DESCRIPCIÓN Y FUNCIONAMIENTO ACTUAL DEL SERVICIO ALCANTARILLADO.

5.3.1. DESCRIPCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LAS INSTALACIONES.

El sistema de alcantarillado sanitario de Íllimo es del tipo separativo, constituido por redes de alcantarillado, cámara de bombeo, línea de impulsión y laguna de estabilización.

5.3.1.1. SISTEMA DE RECOLECCIÓN.

A) AREA DE DRENAJE

Existe una sola área de drenaje igual a 72 hectáreas recolectándose todas las aguas residuales a la cámara de desagüe.

B) CONEXIONES DE DESAGÜES

Tabla N°12: Conteo de Conexiones de Agua Potable por Categoría.

CATEGORIA	CANTIDAD
Doméstica	1232
Comercial	11
Industrial	1
Social	1
Estatad	6
TOTAL	1251

FUENTE: Oficina de Procesamiento Comercial – EPSEL S.A.

C) RED DE ALCANTARILLADO.

Se ha realizado en el año 1998 una Ampliación de las redes de Agua Potable y Alcantarillado del sistema existente de la ciudad de Íllimo, dicha Ampliación fue financiada con recursos del estado a través de FONAVI y ejecutada por la contratista CEAMAN, por lo tanto, su metrado de las redes de alcantarillado totales es de **9,318.29 ml** entre diámetros entre 8, 10 y 12 según cuadro.

Tabla N° 13. Características de la Red Existente.

Diámetro (Pulg)	Longitud (m)	Material
8	6,773.79	CSN
10	2,062.50	CSN
12	482.0	CSN
TOTAL	9,318.29	

Fuente: EPSEL S.A.

La red de alcantarillado posee 147 buzones, con profundidades variando entre 2 m a 5 m.

D) CÁMARA DE BOMBEO DE DESAGÜES. -

Ubicada al Oeste de la ciudad de Íllimo, en el fundo denominado “El Rosario”, y un área construida de 50 m².

La construcción de la cámara de bombeo fue culminada en el año 1998, es un casino cilíndrico de concreto armado, con una pantalla vertical divisoria la cual da origen a una cámara tipo mixta, húmeda y seca, reúne los desagües del sistema de recolección, para luego evacuarlos hasta la laguna de estabilización.

La cámara seca y húmeda tienen dos compartimientos, bajo y sobre el nivel del terreno, que vendría a ser la caseta de la cámara de bombeo.

Los compartimientos de las cámaras húmeda y seca, se encuentran enterradas, poseen una forma circular de 6.50 m de diámetro interior, 7.10 m de diámetro exterior y 8.25 m de profundidad, es preciso añadir que el controlador de niveles de la cámara húmeda se encuentra actualmente inoperativo

La cámara de bombeo es electrificada, el consumo de energía eléctrica para 3h 30 min es de 1.26 KW, es decir 0.38 KW/h.

*Actualmente las lagunas de estabilización no se encuentran en funcionamiento debido a varios factores, uno de ellos la cámara de bombeo, ya que, se encuentra inoperativa. Por esta Razón las aguas residuales sin tratamiento son conducidas directamente al canal Panaqué, diversos agricultores de la zona utilizan las aguas del canal para el riego de sus terrenos agrícolas, lo cual representa un atentado contra la salud pública de la región.

Figura N°10. Canal de Riego Panaqué – Íllimo.

Fuente: Propia

- EQUIPOS ELECTROMECAÑICOS – HIDRÁULICO

Está equipada con:

- ✓ 02 bombas centrífugas helicoidales marca Hidrostral, Potencia 75 HP caudal de 10 l/s; con seriales:

1) **0697-AL34670**

2) **0697-AL34671**

- ✓ 02 motores eléctricos marca WTEG, tensión 220/440 V con seriales:

1) **99000019**

2) **99000020**

Los equipos presentan condiciones satisfactorias de operación.

La estación de bombeo presenta un estado de conservación bueno, tanto estructural, como de acabados.

Tabla N° 14. Horarios de Bombeo a Tanque Elevado.

HORARIO	NÚMERO DE HORAS
07:30am – 09:00am	1.30 h
15:00pm - 17:00pm	2.00 h
TOTAL	3.30 h

Fuente: EPSEL S.A. Íllimo.

E) LÍNEA DE IMPULSIÓN

Esta es una tubería que va desde la cámara de bombeo construida y llega hasta la laguna de estabilización, atravesando terrenos particulares de cultivo. Tiene una longitud de 750ml, el material de la tubería es de Asbesto - Cemento, tipo Mazza, clase 105, - A - 7.5 Ø 8".

- ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA LÍNEA DE IMPULSIÓN

Considerando que la longitud de la línea de impulsión es de 750.00m con un diámetro de 8", que la cota de ingreso a la laguna es: 39.05 y el nivel de cota de parada dentro de la cámara húmeda es de 30.955 m.

Además, el caudal de operación de bombeo de agua residual es de 36.00lt/s se obtiene lo siguiente:

- ✓ Que la altura dinámica total es de 10.31 m
- ✓ Que la potencia instalada de los equipos es de 18.07 HP.

5.4. SISTEMA DE TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES.

a) LAGUNA DE ESTABILIZACIÓN.

Existe una laguna de estabilización anaeróbica ubicada en el sector denominado Culpón Bajo, la cual se encuentra dentro de la relación de estructuras inventariadas por EPSEL S.A. como consta en los siguientes cuadros.

Tabla N° 15: Relación de Localidades por Código en el Departamento de Lambayeque.

CODIGO EPS	CODIGO LOCALIDAD	NOMBRE DE LOCALIDAD
029	001	CHICLAYO
029	002	LAMBAYEQUE
029	003	FERREÑAFE
029	004	PIMENTEL
029	006	ETEN
029	007	MONSEFU
029	008	ETEN PUERTO
029	009	NUEVA ARICA
029	010	OYOTUN
029	011	PICSI
029	012	REQUE
029	013	ZAÑA
029	014	SANTA ROSA
029	015	ÍLLIMO
029	017	MOCHUMI
029	018	MOTUPE
029	019	OLMOS
029	020	PACORA
029	021	SALAS
029	022	SAN JOSE
029	023	TUCUME
029	026	POSOPE ALTO
029	027	BATAN GRANDE
029	028	JAYANCA
029	029	MOCUPE
029	030	PAMPA GRANDE

Fuente: EPSEL S.A.

Como se puede apreciar en la tabla anterior, Íllimo está clasificado con el código 015, acto seguido, se buscó dentro de la relación de plantas de tratamiento de aguas residuales, donde obtenemos la siguiente tabla.

Tabla N° 16: Relación de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales.

CODIGO EPS	CODIGO LOCALIDAD	CODIGO PLANTA	NOMBRE DE PLANTA	TIPO INFRAESTRUCTURA	SUBTIPO INFRAESTRUCTURA 1/
029	015	0002	PTAR N.º 1	012	1

Clasificación SUNASS para las PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA:	
CODIGO	DESCRIPCION
001	Lagunas facultativas
002	Lagunas aereadas
003	Lagunas Anaerobicas
004	Tanque Inhoff
005	Emisor submarino
006	Macrofitas
007	Filtro Biológico
008	Sin tipo

Fuente: EPSEL S.A.

Adicionalmente, se realizó visitas a campo para constatar el estado situacional de las mismas, pudiéndose constatar la existencia de la misma en la figura siguiente:

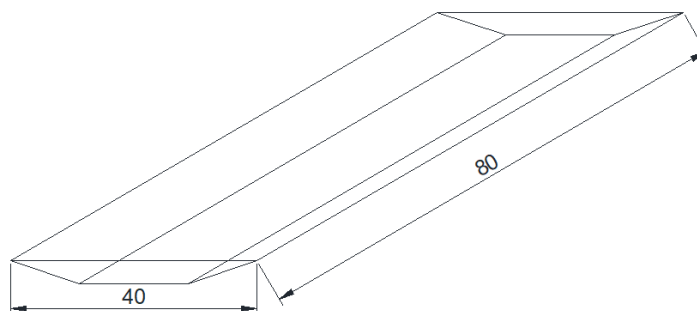
Figura N° 11: Vista Aérea de las Lagunas de Oxidación - Íllimo



Fuente: Google Earth.

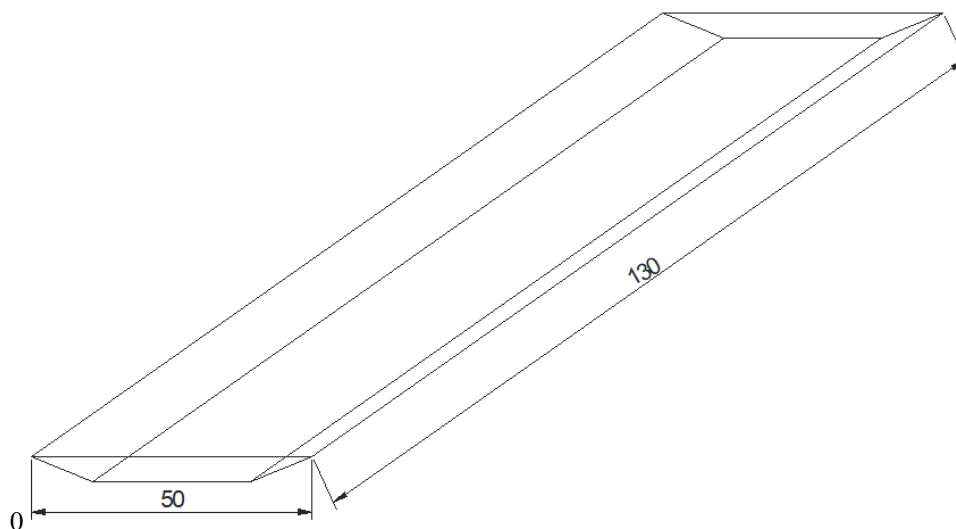
Se realizó una visita a campo donde se hicieron las mediciones respectivas de las dos lagunas primarias, y a la laguna secundaria obteniéndose los siguientes resultados.

Figura N° 12: Laguna Anaeróbica Primaria en PTAR – Íllimo.



Fuente: Propia

Figura N° 13: Laguna Anaeróbica Secundaria en PTAR – Íllimo.



Fuente: Propia

No obstante, consideramos necesaria la verificación del volumen de almacenamiento para el tratamiento de las aguas residuales, por ende, realizamos un nuevo diseño para establecer las dimensiones mínimas a considerar para cubrir las necesidades de tratamiento de aguas que presenta el distrito.

La línea de impulsión llega al dispositivo de ingreso de la laguna, penetrando a una tubería de descarga libre de longitud 15 m y diámetro de 8" A.C., así mismo la caja de salida está ubicada en el lado adyacente a la caja de ingreso en el lado menor.

La evacuación del efluente se realiza a través de un colector de diámetro de 12" CSN cuya longitud es 61.50 m con descarga a la acequia o canal revestido de regadío Panaqué que pasa al lado adyacente de la laguna.

5.4.1. FUNCIONAMIENTO.

Por tratarse de una infraestructura sanitaria nueva, las redes colectoras funcionan libremente, sin obstrucción alguna hacia la cámara de bombeo de desagüe, pero es necesario mantener una limpieza general programada a las redes, toda vez que estas son utilizadas como desagüe pluvial, trayendo consigo el aumento de caudales cargados con gran cantidad de sólidos y sedimentos de mayor tamaño que terminarán colmatando las redes de alcantarillado. Asimismo, la cota de fondo de la Laguna de Estabilización es de 37.05 y el nivel máximo de operación es de 39.05 hasta la actualidad.

5.4.2. COBERTURA:

La población estimada de acuerdo a la Curva Poblacional de Íllimo para el año 2001, es de 4,867 hab., el número de habitantes por vivienda es 3.50 y a la cobertura del servicio de alcantarillado es de 90%.

5.4.3. CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES.

Las aguas residuales de Íllimo son de origen doméstico, sin presencia de residuos industriales de consideración. No se dispone de análisis completo y continuo de laboratorio que permitan la Caracterización específica de las mismas, pero para fines de la evaluación de este diagnóstico se ha tomado la siguiente información: La Carga de desagües en DBO al 5to día es de 111.12 mg/lts y cantidad de Coliformes totales de desagüe crudo de 10^8 NMP en 100 ml.

5.5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.5.1. ALCANTARILLADO.

- ✓ Se recomienda programar la limpieza de colectores y buzones dos veces al año, utilizando para ello máquina de baldes, hidrojet y equipo de varillas.
- ✓ Se recomienda difundir a la población información respecto educación sanitaria, indicando la manera como se debe utilizar la infraestructura sanitaria de agua potable y alcantarillado de manera de minimizar los problemas de operación y mantenimiento en el sistema.

5.5.2. CÁMARA DE BOMBEO.

- ✓ Es necesario la construcción de la cámara de rejillas, para evitar el ingreso de sólidos de mayor tamaño a la cámara húmeda, y de esta manera preservar el buen funcionamiento de los equipos de bombeo.
- ✓ Se recomienda la construcción en la cámara de bombeo de desagüe el sistema de rebose a través de colector de diámetro de 12", recomendando su descarga final a la Acequia Grande ubicada a 500m aproximadamente.
- ✓ Se recomienda repotenciar el tablero de control, llaves, relees y contactos de mejor calidad, para de esta manera evitar su pronto deterioro, como ocurre actualmente.
- ✓ Repotenciar o cambiar el controlador de niveles de la cámara húmeda que actualmente está inoperativo.
- ✓ Es necesario la implementación de un botiquín y materiales de primeros auxilios que preserven la salud y seguridad del operador de cámara, quien estaría en continua inhalación de gases, producto de la descomposición natural de la materia orgánica, es por ello que se recomienda la implementación de mascarillas, guantes, botas musleras, etc.

- ✓ Se requiere la construcción de cerco perimétrico, así como el ambiente para el operador y sus servicios higiénicos.
- ✓ Se recomienda incrementar a 8 horas el tiempo de bombeo, debido a que actualmente el periodo de retención de las aguas residuales en la cámara húmeda es muy largo, originando la descomposición de la materia orgánica y por ende la generación de olores fétidos en el ambiente.
- ✓ Se recomienda hacer la limpieza de la cámara húmeda dos veces al año, previendo la utilización de los implementos de seguridad al personal.

5.5.3. LAGUNA DE ESTABILIZACIÓN.

- ✓ Se requiere incrementar en el sistema de tratamiento, a un proceso secundario y terciario de ser necesario, debido a que actualmente el agua tratada en la laguna de estabilización es evacuada al canal de regadío revestido de concreto, “Panaqué”, siendo utilizado aguas abajo para bebida animal, lavados de ropa y cultivos de alimentos.
- ✓ En épocas de estiaje el canal incrementa su contaminación y no podrían ser usados debido a que no existe las condiciones necesarias para disminuir la concentración de coliformes fecales y carga orgánica en el canal, por lo que el riesgo de contraer enfermedades de salud pública es latente.
- ✓ Actualmente existen problemas con el comité de regantes que no permiten evacuar las aguas de la laguna de estabilización, por lo que las horas de evacuación de la laguna están en función de las horas de regadío.
- ✓ Se recomienda la rehabilitación del talud seco, en la parte lateral derecha, opuesto al canal Panaqué que presenta un deterioro de 2.40 m x 3.00 (zona este de la laguna).
- ✓ Se recomienda el desbroce en el talud húmedo del perímetro de la laguna.
- ✓ Se observa que la tubería de descarga se encuentra sumergida, es decir por debajo del tirante de agua en la laguna, por lo que se recomienda evacuar hacia el canal de regadío en un horario nocturno donde se minimiza el uso del agua en el canal.
- ✓ El talud seco presenta humedad como producto del riego de los cultivos de arroz aledaños, por lo que se recomienda realizar un drenaje perimetral.

VI. ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.

6.1. INTRODUCCIÓN

Definimos como Sistema de Abastecimiento de Agua potable, al grupo de estructuras y elementos, encargados de proporcionar el líquido vital a un sector determinado, de acuerdo a los parámetros y especificaciones requeridos, es de suma importancia conocer los factores que pudieran representar afectaciones al diseño, como la manera en la que irán a comportarse los materiales teniendo en cuenta la resistencia y condiciones a los cuales estará sometido. Incluyendo la funcionalidad del sistema.

6.2. COMPONENTES DEL SISTEMA

6.2.1. LÍNEA DE ADUCCIÓN

- Esta Línea de Ø6" por la que discurrirá el agua desde el tanque elevado hasta las redes de distribución de donde saldrán las conexiones domiciliarias, esta línea estará diseñada por gravedad.

6.2.2. LÍNEA DE IMPULSIÓN

- Esta Línea de Ø6" es la comprendida desde la fuente de captación, para el presente estudio pozos tubulares, hasta el tanque elevado
- Es diseño de esta red será por presión, debe considerarse el diámetro óptimo y el golpe de ariete dentro del diseño.

6.2.3. VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO

Actualmente la ciudad de Íllimo cuenta con un volumen de reservorio de almacenamiento de 600 m³, el volumen proyectado necesario para abastecer de manera adecuada a la población con una dotación promedio de 14.81 lt/s, el volumen de almacenamiento del reservorio se obtuvo de la siguiente manera:

$$VR = V_{reg} + V_{vac} + V_{res}$$

Donde:

VR = Volumen del reservorio.

Vreg = Volumen de regulación.

Vaci = Volumen de agua contra incendios.

Vres = Volumen de reserva.

Volumen de regulación: Entendemos por volumen de regulación, como el 25% del volumen diario, o también llamado caudal promedio (Q.prom), el cual será multiplicado por 86.4 obteniéndose un valor en m³.

Volumen de Reserva: Se entiende por volumen de reserva al 25% o un cuarto del volumen total, además de ser equivalente a 4/3 del volumen de regulación.

Volumen de Agua contra Incendios: En capítulos anteriores se determinó según reglamento no considerar volumen de agua contra incendios, al ser la población futura menor a 10,000 habitantes.

Observación: Cabe destacar que el volumen calculado de reservorio es mayor al requerido con la proyección y demandas futuras a 20 años, justificándose que no es necesario construir un nuevo reservorio.

6.2.4. RED DE DISTRIBUCIÓN.

Para la distribución de agua desde el reservorio de almacenamiento hasta las conexiones domiciliarias donde se generará el consumo directo beneficiado por la red, será efectuado mediante una red de distribución, que tiene por propósito, que todos los puntos puedan ofrecer el caudal requerido y preciso, con una presión adecuada y una calidad de agua aceptable, respetando por Límites Máximos Permisibles (LMP) establecidos por la Autoridad Nacional del Agua (ANA), protegiéndola de cualquier tipo de contaminación, desde su captación por pozos tubulares hasta su destino final en los hogares del distrito de Íllimo. El suministro debe asegurar dos aspectos fundamentales:

- La continuidad en el servicio, suministrando los caudales solicitados en todos los puntos de la red.
- Salvaguardar la integridad de las aguas conducidas, evitando que estas se mezclen con materiales extraños que pudieran contaminar o perjudicar el servicio.

Podemos clasificar a las redes de distribución en:

CIRCUITO ABIERTO: Decimos que un circuito es abierto cuando destaca un conducto principal, recorriendo una calle importante que cruza la ciudad, dicho conducto va disminuyendo conforme avanza y alimenta a conductos más pequeños denominados “ramales”. Se considera ideal para poblaciones menores con orientación longitudinal, a menudo se usan en centros poblados ubicados a los costados de una carretera importante, el inconveniente de esta

red es que no ofrece una buena distribución de presiones, y exige mayores diámetros ya que todo el flujo de agua se mueve a lo largo de un conducto principal.

CIRCUITO CERRADO: Podemos definirlo como un sistema compuesto por conductos principales, los cuales rodean manzanas completas de donde salen ramales de un diámetro menor, éstas están conectadas por un extremo al eje principal. Empleamos este sistema en poblaciones más grandes debido a las ventajas que ofrece, las cuales se detallan a continuación:

- Más seguridad, si es que se llegaran a presentar desperfectos o problemas en la red, al cortar el servicio en un tramo, no representaría mayores afectaciones para la red.
- Reduce la pérdida de carga, debido al diseño de la misma al ser abastecida por 2 tuberías.
- Ofrece una mayor y mejor distribución en las presiones de la red.
- Ofrece la opción de instalar un sistema de agua contra incendios, gracias a la presencia de válvulas compuerta, que, al ser cerradas en ciertos tramos, puede conducir el agua hacia donde se necesite.
- Es posible acondicionarlas de manera más efectiva en caso se necesite ampliar el sistema

Para el presente proyecto se ha adoptado el sistema de circuito mixto (abierto y cerrado); ya que se adapta mejor a las condiciones urbanísticas y topográficas.

6.2.5. PARÁMETROS DE DISEÑO Y SELECCIÓN DE TUBERÍAS

6.2.5.1. SELECCIÓN DEL DIÁMETRO.

Con el fin de poder elegir los diámetros ideales, debemos tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Conseguir un proyecto eficaz y económico, evitando diámetros sobredimensionados, lo cual representaría un encarecimiento del sistema.
- Según conocimiento empíricos, al usar diámetros muy reducidos se produce un aumento en las presiones, en resumen, el agua saldría a una presión muy elevada, pero con un caudal muy pequeño.

Según el Reglamento Nacional de edificaciones en su capítulo 050 “REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO” en su artículo 4.6 “Diámetro mínimo”:

Considera como un diámetro mínimo, a una tubería de 75mm para redes de distribución domiciliarias y 150 mm para redes industriales, para la elección de la tuberías deben fundamentarse los criterios a considerarse, solo en casos especiales podrá aceptarse tramos con

tuberías de diámetro 50 mm, pero solo para una longitud máxima de 100m, en caso estos sean alimentados por un solo extremo, o 200 m si son alimentados por ambos extremos, si y solo si la tubería de alimentación presente un diámetro mayor, y los tramos mencionados estén localizados en las zonas inferiores de los puntos de presión.

6.2.5.2. VELOCIDADES DE FLUJO

Según el Reglamento Nacional de edificaciones en su capítulo 050 “REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO” en su artículo 4.7 “Velocidad”: Debe tomarse como velocidad máxima dentro de las redes 3 m/s. Solo en casos justificados se podrá aceptar como velocidad máxima 5 m/s.

Según la experiencia y recomendación de ingenieros entendidos en el tema, sugieren considerar una velocidad mínima de 0,15 m/s, los mismos consideran que esta velocidad podría evitar que las partículas en suspensión sedimenten en la red, en casos de tramos donde se encuentren velocidades menores deberá considerarse la instalación de válvulas de purga.

6.2.5.3. PRESIONES EN LA RED

Según el Reglamento Nacional de edificaciones en su capítulo 050 “REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO” en su artículo 4.8 “Presiones”: En cualquier punto de la red la presión estática no debería ser mayor a 50mca, Bajo condiciones de demanda máxima horaria, el valor mínimo para la presión dinámica no deberá ser menor de 10 mca. En caso el suministro de agua sea por piletas debe considerarse una presión mínima de 3.50 mca a la salida de la piletta.

Tabla N° 17. Características de Tuberías por Material.

Características	F°F°	PVC	Concreto
Valor de C en pie/s	100	150	110
Variación de C con el tiempo	Si	No	Si
Disponibilidad en el mercado	Si	Si	Difícil
Facilidad de instalación a la conexión domiciliaria	No	Si	No

Fuente: Propia

Como podemos apreciar, se diferencian distintas características dependiendo del tipo de material con el que fueron elaborados las tuberías de la red, no obstante, podemos considerar adicionalmente, los costos de accesorios e instalación de cada componente de la red los cuales pueden incidir en la elección de uno u otro material.

Por lo tanto, para el presente proyecto de tesis, se decidió optar por tuberías de PVC Las cuales a su vez pueden clasificarse conforme a la presión con la cuales estas trabajan, a continuación, se detallan dichas presiones:

Tabla N° 18. Presiones Admisibles en Tuberías Según Material

CLASE	Presión de Trabajo	Presión en Metro de Agua
A-5	5.00 kg/cm ²	52.50 m.c.a
A-7.5	7.50 kg/cm ³	73.50 m.c.a
A-10	10.00 kg/cm ⁴	105.00 m.c.a
A-15	15.00 kg/cm ⁵	150.00 m.c.a

Fuente: Propia

6.2.5.4. UBICACIÓN Y RECUBRIMIENTOS DE TUBERÍAS

Según el Reglamento Nacional de edificaciones en su capítulo 050 “REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO” en su artículo 4.9 “Ubicación y recubrimiento de tuberías”:

- Deben obligatoriamente fijarse las secciones transversales correspondientes de las calles involucradas en el proyecto, analizando el trazo de las nuevas redes de agua potable respecto a servicios ya existentes.
- Para todo efecto, las tuberías de la red deben ubicarse, teniendo en cuenta la ubicación de redes de energía eléctrica, telefonía, tuberías de gas natural u otras, de tal manera que no comprometa ninguno de los sistemas antes mencionados.
- Para calles o avenidas de un ancho de 20 metros o menos, las redes principales deberán proyectarse a un lado de la vía a una distancia mínima de 1.20m del límite de propiedad más próximo y debe ser en lo posible en lado de mayor altura, excepto que se justifique la instalación de 2 líneas paralelas.
- En calles o avenidas con anchos mayores a 20m, deberá proyectarse una línea para cada lado de la vía cuando estas no estén dentro de ningún ramal de distribución.
- El ramal encargado de la distribución de agua estará ubicado sobre la acera, paralela al lote, a 1.20m como distancia máxima medido desde el límite de propiedad hasta el eje de dicho ramal.

- La distancia entre los planos tangentes verticales más cercanos a una tubería principal de la red de agua potable o una tubería de la red de alcantarillado instaladas de forma paralela, deber ser de 2m, medido de manera horizontal.
- Para vías peatonales, es posible reducir las distancias entre las tuberías principales, dichas vías peatonales y los límites de propiedad, además de los recubrimientos solo cuando:
 - Se tomen medidas especiales para proteger las tuberías con el fin de evitar fisuras o rupturas dentro de esta.
 - Si encontramos la presencia de elementos (bancas, jardines, entre otros) las cuales puedan impedir el paso vehicular.
- La mínima distancia libre horizontal medida entre ramales distribuidores y ramales colectores, entre ramal distribuidor y tubería principal de agua o alcantarillado, ubicados paralelamente, será de 0.20m. Dicha distancia debe medirse entre los planos tangentes más próximos de las tuberías.
- Para vías vehiculares, los tramos principales de la red de suministro deberían proyectarse contando con un recubrimiento no menor de 1m por sobre la clave de la tubería, en caso se considere recubrimientos menores, deben estar justificados.
- Para zonas que no presenten ningún acceso de vehículos debe tenerse un recubrimiento mínimo medido desde la clave de la tubería, para todo ramal de distribución será de 30cm.

6.2.5.5. CAUDALES DE DISEÑO.

Según el Reglamento Nacional de edificaciones en su capítulo 050 “REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO” en su artículo 4.4 “Caudal de Diseño”:

La red de suministro y distribución de agua potable debe calcularse con la cifra mayor en comparación entre el máximo gasto horario, la sumatoria del gasto máximo diario y el gasto de agua contra incendio, en casos en los cuales esté considerada la dotación de agua contra incendio.

Para el presente proyecto, la red se diseñará solo para atender el gasto igual al máximo gasto horario, sin considerar el agua contra incendio.

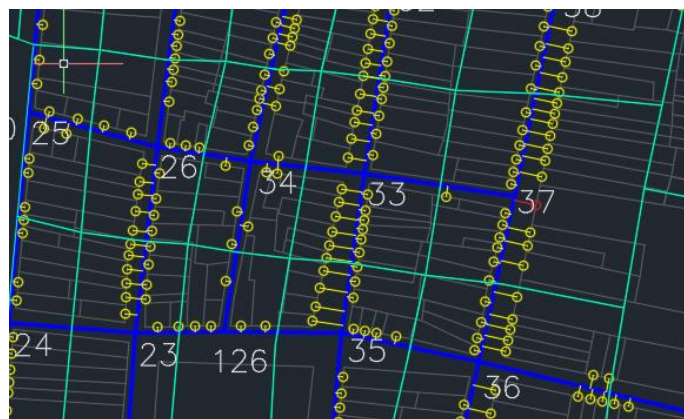
6.2.5.6. CÁLCULOS HIDRÁULICOS

Para el presente análisis se hizo uso del software WATERCAD V8i, el cual, y mediante sus herramientas pudimos diseñar y optimizar los sistemas de distribución para las redes de agua potable, el procedimiento se detalla en la guía del programa anexa al presente proyecto.

6.2.5.7. DETERMINACIÓN DE ÁREAS DE INFLUENCIA O TRIBUTARIA

Podemos determinar el área de influencia mediante la demarcación de nudos adyacentes, es decir tomar el punto medio de cada tramo conectado entre dos nudos, así sucesivamente encerrando las áreas dentro de un polígono, se contarán los lotes encerrados dentro de cada polígono y a cada uno se le asignara una dotación, a continuación, se muestra la sección del plano de áreas de influencia.

Figura N° 14. Áreas de Influencia por Nudo



Fuente: Propia

En el detalle anterior podemos apreciar el área de influencia o el área tributaria de los nudos N-34, N-33, N-45 entre otros, la cual servirá para poder determinar la dotación requerida para cada uno de los nudos.

Como ya se mencionó el área tributaria de un nudo debe calcularse uniendo el punto medio de los tramos que la conectan con los nudos adyacentes, después de haber ejecutado este proceso gráfico debe hacerse un conteo de los lotes encerrados dentro del polígono formado por el área tributaria dibujada en caso la mitad de un lote cayera dentro de un polígono continuo, se sugiere sobreponer el plano de áreas tributarias sobre el plano de conexiones domiciliarias para salir de dudas, en el caso de la figura antes presentada podemos observar que en nudo N-33 encontramos 22 conexiones.

Este procedimiento debe realizarse para cada nudo de la red, posteriormente estos datos serán utilizados para el cálculo del caudal hallado en cada nudo, que es el siguiente paso a seguir en el diseño.

6.2.5.8. CÁLCULO DE CONSUMOS EN LOS NUDOS DE LA RED.

Como mencionamos anteriormente, para el diseño de la red de distribución de agua potable se usó el software WATERCAD V8i.

Para el uso y manejo de este software fue necesario la obtención de datos que servirían como materia prima para el ingreso de datos al software, que jugará el papel de herramienta.

Es necesario destacar que previo a la introducción de datos al software WATERCAD V8i, es fundamental conocer los caudales requeridos por cada uno de los nudos que componen la red, por ello se utilizará el siguiente procedimiento:

Basándonos en el plano de Lotización, el conteo de lotes (actuales y proyectados) que posee el distrito de Íllimo debemos considerar:

- a. El caudal que se distribuirá en cada uno de los nudos de la red, este es el Caudal Máximo Horario.
- b. Con los presentes datos se procederá a obtener el Factor de Salida (K) el cual es la relación entre el caudal máximo horario sobre el número (N°) de casas, presentes en el proyecto.

$$k = \frac{Q_{mh}}{N^{\circ} \text{ de casas}}$$

- c. Después haber obtenido el Factor de Salida (K), procederemos al cálculo del Caudal sobre cada uno de los nudos, basándonos en el siguiente criterio:

$$Q_{\text{de nudo}} = k * N^{\circ} \text{ de casas}$$

El cálculo de los nudos mostrado en los anexos, una vez realizada la totalidad de los procesos descritos anteriormente, procederemos a utilizar el software WATERCAD V8i, y con ayuda de la herramienta “Darwin Designer” podremos hallar la relación de diámetros óptimos para hacer nuestra red más eficiente y económicamente viable.

6.2.5.9. CÁLCULOS DE DEMANDA PROYECTADA.

Adicionalmente y con el fin de efectuar un análisis comparativo se realizó el cálculo de demanda de agua potable mediante tablas ingresadas al software MICROSOFT Excel, con datos estadísticos de la zona tales como el consumo domiciliario, industrial, social y por piletas, los resultados obtenidos se muestran a continuación.

Tabla N° 19. Cálculo de Demanda Proyectada para el Sistema de Abastecimiento de Agua Potable en el Distrito de Íllimo.

AÑO	POBLACION	CONSUMO DE AGUA (l/día)								
		POR CONEXIONES DOMICILIARIAS						SUB TOTAL CONSUMO CONEXIONE	SUB TOTAL CONSUMO PILETAS	TOTAL
		DOMESTICO	COMERCIAL	INDUSTRIAL	ESTATAL	SOCIAL				
0	5,037	594,720	179,880	0	27,800	4,800	807,200	1,560	808,760	
1	5,052	586,133	141,653	0	27,800	4,800	760,387	2,010	762,397	
2	5,067	587,533	142,760	0	27,800	4,800	762,893	2,010	764,903	
3	5,082	589,167	143,867	0	27,800	4,800	765,633	2,010	767,643	
4	5,097	590,800	144,973	0	27,800	4,800	768,373	2,010	770,383	
5	5,112	591,500	146,080	0	27,800	4,800	770,180	2,010	772,190	
6	5,127	608,767	147,187	0	27,800	4,800	788,553	2,010	790,563	
7	5,142	609,467	148,293	0	27,800	4,800	790,360	2,010	792,370	
8	5,157	610,400	149,400	0	27,800	5,760	793,360	2,010	795,370	
9	5,172	611,800	150,507	0	27,800	5,760	795,867	2,010	797,877	
10	5,188	620,900	151,613	0	27,800	5,760	806,073	2,010	808,083	
11	5,204	622,533	152,720	0	27,800	5,760	808,813	2,010	810,823	
12	5,220	623,933	153,827	0	27,800	5,760	811,320	2,010	813,330	
13	5,236	625,567	154,933	0	27,800	5,760	814,060	2,010	816,070	
14	5,252	626,967	156,040	0	27,800	5,760	816,567	2,010	818,577	
15	5,268	627,900	157,147	0	27,800	6,720	819,567	2,010	821,577	
16	5,284	629,533	158,253	0	27,800	6,720	822,307	2,010	824,317	
17	5,300	630,933	159,360	0	27,800	6,720	824,813	2,010	826,823	
18	5,316	632,567	160,467	0	27,800	6,720	827,553	2,010	829,563	
19	5,332	642,367	161,573	0	27,800	6,720	838,460	2,010	840,470	
20	5,348	643,767	162,680	0	27,800	6,720	840,967	2,010	842,977	

Fuente: Propia.

Con los datos obtenidos se obtiene la demanda proyectada por una ventana de 20 años, tiempo de diseño recomendada dentro del reglamento.

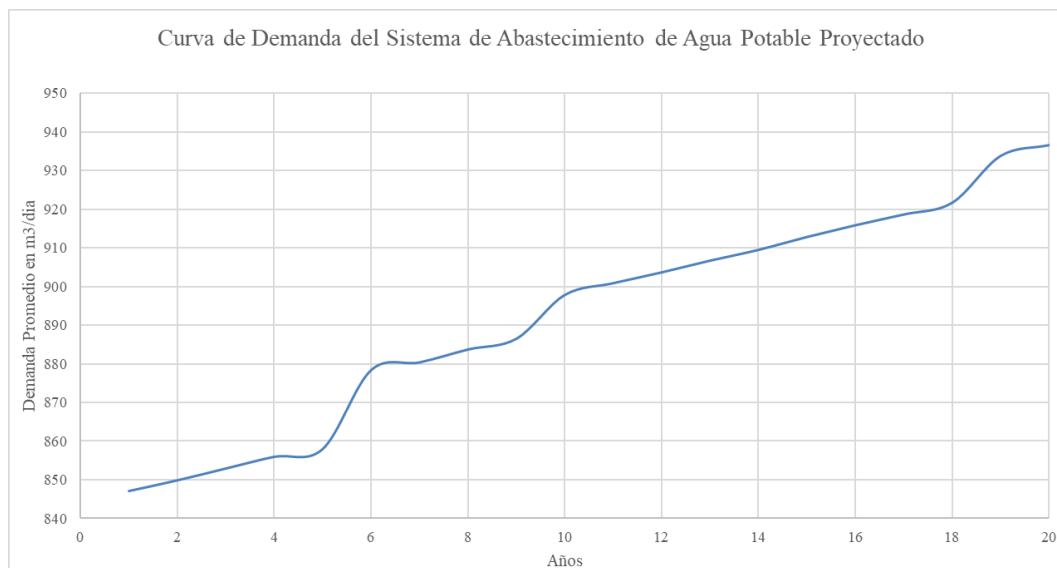
Tabla N° 20 Demanda Proyectada del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable a 20 Años.

AÑO	POBLACION	DEMANDA AGUA				DEMANDA VOLUMEN ALMACENAMIENTO (m3)
		En litros/segundo			Promedio en m3/día	
		Promedio	Max diario	Max horario		
0	5,037	21.38	27.80	42.76	1,847	462
1	5,052	9.80	12.75	19.61	847	212
2	5,067	9.84	12.79	19.67	850	212
3	5,082	9.87	12.83	19.74	853	213
4	5,097	9.91	12.88	19.81	856	214
5	5,112	9.93	12.91	19.86	858	214
6	5,127	10.17	13.22	20.33	878	220
7	5,142	10.19	13.25	20.38	880	220
8	5,157	10.23	13.30	20.46	884	221
9	5,172	10.26	13.34	20.52	887	222
10	5,188	10.39	13.51	20.78	898	224
11	5,204	10.43	13.56	20.85	901	225
12	5,220	10.46	13.60	20.92	904	226
13	5,236	10.49	13.64	20.99	907	227
14	5,252	10.53	13.69	21.05	910	227
15	5,268	10.57	13.74	21.13	913	228
16	5,284	10.60	13.78	21.20	916	229
17	5,300	10.63	13.82	21.27	919	230
18	5,316	10.67	13.87	21.34	922	230
19	5,332	10.81	14.05	21.62	934	233
20	5,348	10.84	14.09	21.68	937	234

Fuente: Propia.

A continuación, en función a los resultados obtenidos, creamos la curva de demanda proyectada.

Figura N° 15. Curva de Demanda del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable Proyectado 20 años



Fuente: Propia

6.2.6. MANTENIMIENTO DE LA RED

El mantenimiento de la red estará a cargo de la entidad prestadora del servicio (EPS) del sector Lambayeque, para el presente estudio EPSEL S.A.

La fuente de financiamiento para el mantenimiento y conservación de la red será recolectada por los recibos mensuales del servicio a cargo de los beneficiarios de la red.

6.3. VÁLVULAS Y ACCESORIOS

6.3.1. VÁLVULAS.

Según el Reglamento Nacional de edificaciones en su capítulo 050 “REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO” en su artículo 4.10 “Válvulas”:

La red de distribución, por reglamento deberá estar provista de válvulas compuerta las cuales permitirían aislar sectores de redes con longitudes no mayores a 500m, con el fin de no interrumpir el servicio en caso se necesite realizar mantenimiento en algún tramo de la red.

Deberán proyectarse válvulas de interrupción en cada una de las derivaciones en caso se proyecten nuevas ampliaciones al servicio, estas válvulas deben ubicarse, a 4m de la esquina o en su defecto, su proyección, entre los límites de la calzada y la vereda.

Las válvulas utilizadas para la reducción de presión, purga, aire u otras, obligatoriamente deberían ser instaladas y suministradas en cámaras apropiadas, seguras y con elementos que faciliten su operación y mantenimiento.

Deben evadirse la aparición de los denominados “puntos muertos” dentro de la red, en caso sea imposible eliminarlos, en los puntos más bajos de la red debe considerarse la implementación de válvulas de purga, estas válvulas están diseñadas para drenar la sedimentación presente en el sistema por la existencia de estos puntos, donde la velocidad tiende a 0.

Dentro de la propuesta que plantea el presente proyecto de investigación, consideramos la inclusión de 93 válvulas de cierre, 09 válvulas de purga y 02 válvulas de aire, las cuales se encuentran detalladas en los planos (RAP 01, RAP 02, RAP 03).

6.3.2. HIDRANTES CONTRA INCENDIO

Según el Reglamento Nacional de edificaciones en su capítulo 050 “REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO” en su artículo 4.11 “Hidrantes contra incendio”:

El sistema de agua contra incendio deberá estar ubicado de tal manera que la distancia entre cada uno de estos hidrantes no exceda los 300 m. Estos hidrantes deben estar proyectados en las derivaciones de tramos de tubería con un diámetro no menor de 100 mm, obligatoriamente deben llevar una válvula de interrupción.

En la norma OS 0100 del ministerio de vivienda establece que para poblaciones menores a los 10,000 habitantes la implementación de un sistema de agua contra incendio no se considera obligatorio, para efectos del presente proyecto de investigación no se consideró dicho parámetro.

6.3.3. ANCLAJES Y EMPALMES

Según el Reglamento Nacional de edificaciones en su capítulo 050 “REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO” en su artículo 4.12 “Anclajes y empalmes”:

Deben de diseñarse los anclajes, estos deberán estar hechos a base concreto simple, armado u de otro tipo, en cada accesorio presente dentro de la red, válvulas o hidrantes del sistema de agua contra incendios, tomando en cuenta el diámetro, pruebas de presiones o el tipo de terreno donde estarán instalados. Los empalmes en ramales de la tubería principal de la red de distribución deben realizarse con una tubería con un diámetro mínimo de 63 mm.

6.4. CONEXIONES DOMICILIARIAS

Las instalaciones domiciliarias, deben contar con los siguientes accesorios:

- Abrazaderas: las cuales se inician en la salida de cada tubería.
- Válvula Macho: Es la que va a continuación de la abrazadera.
- Válvula Globo: Es la que debe ir antes del medidor.
- Medidor.
- Niple c/ tapón.

La tubería de conducción deberá ser de PVC con un diámetro de ½” la cual va desde la abrazadera hasta aproximadamente el nivel de la vereda, este debe llegar a la caja del medidor en las inmediaciones de cada vivienda o lote, para este proyecto de investigación se realizará las conexiones domiciliarias correspondientes, cuyo detalle se adjunta dentro de los planos.

Dentro del proyecto se consideró la inclusión de 1190 conexiones domiciliarias para el correcto abastecimiento del distrito de Íllimo.

VII. DATOS BÁSICOS DE DISEÑO.

7.1. PARÁMETROS DE DISEÑO.

7.1.1. PERIODO DE DISEÑO.

Definimos como periodo de diseño, al tiempo en el cual el sistema funcionará de manera óptima; en lo que respecta a obras de agua potable y saneamiento, está referido a la capacidad de conducción para el caudal requerido, así como a la resistencia que tendrán las instalaciones y los accesorios.

Para poder determinar el periodo de diseño, debemos realizar la estimación del tiempo, el cual está sujeto a la influencia de distintos factores, los cuales se detallarán más adelante.

A todo efecto deberá prevalecer la eficacia del sistema, por su capacidad de conducción de gasto, así como por la tolerancia al desgaste de los componentes del mismo, reflejándose en una eficiencia para poblaciones futuras; generalmente el tiempo de diseño adoptado para este tipo de proyectos es 20 años, tiempo que ha sido considerado para el cálculo del presente proyecto. A continuación, se exponen diversos factores que tomaremos en cuenta para la estimación del periodo de diseño:

- **Vida Útil de las Instalaciones:**

Para el periodo de diseño, este criterio supone el tiempo de vida posible para los componentes del proyecto.

- **Costos de Construcción, Ampliación o Sustitución:**

La estimación del periodo de diseño se encuentra directamente relacionada a factores económicos y el nivel de solvencia con el que contara el proyecto para la ejecución de sus partidas, lo cual debería suponer la cobertura de la demanda exigida por el constante crecimiento poblacional.

- **Tendencia de crecimiento de la población:**

La tasa de crecimiento e incremento poblacional, estará en función de los factores socioeconómicos presentes en la zona, por ende, conviene optar por un periodo de diseño extenso en caso la tasa de crecimiento sea baja, o uno a corto plazo para un crecimiento elevado. El Reglamento Nacional de Edificaciones, en el capítulo OS.100 indica que, para proyectos de ampliación o mejoramiento de una localidad existente, el periodo de diseño debe fijarse de tal modo que se garanticen periodos realistas para los componentes del sistema, de manera que podamos garantizar la cobertura del servicio con el fin de abastecer adecuadamente las necesidades de la población.

a) PERÍODOS RECOMENDABLES DE LAS ETAPAS CONSTRUCTIVAS

Los valores de Periodo de Diseño sugeridos por el Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento son los siguientes:

Tabla N° 21. Periodos de Diseño para Obras de Saneamiento.

Periodo de Diseño (Años)	Número de Habitantes
Según realidad económica de Localidad	< 2,000
15 - 20	2,000 - 20,000
10	20,000 a más

Fuente: “Parámetros de Diseño de Infraestructura de Agua y Saneamiento Para Centros Poblados Rurales”

Según el Ministerio de salud mediante su norma técnica “Abastecimiento de Agua y Saneamiento para Poblaciones Rurales y Urbano – Marginales”, nos sugiere adoptar los siguientes valores:

Tabla N° 22. Periodos de Diseño por Tipo de Proyecto:

Tipo de Proyecto	Periodo de Diseño (Años)
Obras de Captación	20 - 30
Pozos	20 - 30
Plantas de Tratamiento, Reservorios	20 - 30
Tuberías de Conducción y Distribución	20 - 30
Equipos de Bombeo	05 - 10

Fuente: “Abastecimiento de Agua y Saneamiento para poblaciones Rurales y Urbano – Marginales”

Para la instalación de la red de alcantarillado los periodos de diseño recomendables son:

Tabla N°23. Periodos de Diseño por Tipo de Elemento:

Tipo de Elemento	Periodo de Diseño (Años)
Colectores Secundarios	10 - 15
Colectores Principales, Emisores	25 a más
Planta de Tratamiento	40 - 50

Fuente: “Abastecimiento de Agua y Saneamiento para poblaciones Rurales y Urbano – Marginales”

Para las obras de arte en general, y equipos que puedan formar parte de nuestro sistema, asignaremos un periodo de diseño conforme a su ubicación y función de acuerdo a los

componentes presentes en el sistema, es preciso señalar que el presente proyecto no cuenta con obras de arte.

b) JUSTIFICACION DEL PERIODO DE DISEÑO DEL PROYECTO

Según las consideraciones tomadas respecto al distrito de Íllimo, y basados en el REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES y disposiciones del Ministerio de salud, en su Norma Técnica, optamos por considerar un periodo de diseño de 20 años.

7.1.2. POBLACIÓN DE DISEÑO.

Para calcular la población futura utilizamos un “Método Aritmético”, ya que son empleados en su mayoría en estos tipos de proyectos, y por el constante crecimiento y expansión presente en la zona, para lo cual tuvimos presentes los datos brindados por el Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI), Municipalidades y los pobladores del distrito.

Para el cálculo de la población futura se utilizó el “Método Aritmético” y el “Método Geométrico”.

Tasa de Crecimiento:

Para el Departamento de Lambayeque consideramos una tasa de incremento poblacional de 1.05%, Dato: INEI. EL distrito de Íllimo actualmente cuenta con una población de 9336 habitantes.

7.1.3. CÁLCULO DE LA POBLACIÓN FUTURA.

Con el objetivo de obtener la población futura, podemos hacerlo por distintos procedimientos, como el Método Racional, Método de Extrapolación Gráfica, Método Comparativo, Método de interés Simple, Método Aritmético y Método Geométrico.

Método Comparativo:

Se basa en el cálculo de la población de una determinada zona respecto a otra con características y particularidades similares con una tasa de crecimiento superior, se califica como procedimiento gráfico debido a la comparación de las gráficas de incremento poblacional.

Método Racional:

Este método, es completa responsabilidad del proyectista, debido a que se basa en un estudio socio económico del lugar donde se realizará la proyección, pues toma en cuenta el incremento vegetativo, dato que se encuentra sujeto a la cantidad de defunciones, nacimientos, emigraciones, inmigraciones y a la población que se queda en la localidad por periodos cortos de tiempo.

Extrapolación Gráfica:

Con este método, debemos realizar una representación gráfica de la totalidad de los valores reflejados en los últimos censos locales, con el objetivo de elaborar una extrapolación en la curva que relaciona la población futura y el tiempo.

Método Aritmético:

Empleamos este método, solo cuando la población esté en franco crecimiento, esto quiere decir, dentro de un periodo de expansión.

Método Geométrico:

Hacemos uso de este método, cuando una población se encuentra dentro de un periodo de saturación, no cuando esté en una fase de franco crecimiento.

Método Parabólico:

Para este método, usado mayormente en localidades situadas en un periodo de inicio, deben tomarse en cuenta los 3 últimos datos censales.

Para el presente proyecto, se usó el método aritmético para el cálculo de la población futura.

7.1.4. DETERMINACIÓN DE LA DOTACIÓN.

Definimos la dotación como el volumen de agua para satisfacer la necesidad de una sola persona diariamente, esta expresada en litros habitante por día (Lt/hab/día), también estará en función del tipo de clima presente en la localidad.

La importancia de este criterio de diseño radica en asegurar un servicio eficaz para satisfacer a la población, considerando distintos factores que repercutirían en el consumo y el uso del recurso hídrico, bajo los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones.

CONSIDERACIONES REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, NORMA - OS.100, artículo 1.4 “Dotación de Agua”:

- La dotación por habitante será fijada basándose en un estudio técnico justificado de consumos, con sustento en información estadística comprobada.
- En caso se compruebe la inexistencia de los estudios de consumo, y no fuera justificada su ejecución, consideraremos para sistemas con conexiones domiciliarias, dotaciones de 180 l/hab/d, para climas fríos y 220 l/hab/d para climas cálidos y templados.
- Para proyectos de urbanización con lotes menores o iguales a 90 m², las dotaciones consideradas serán de 120 l/hab/d para climas fríos y 150 l/hab/d para climas cálidos y templados.

7.1.5. DOTACIÓN DE DISEÑO.

La aplicación de lo antes mencionado está basada en lo suscrito en el REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES aplicable en zonas que cuentan con un servicio ininterrumpido de agua, en otras palabras, las 24 horas; no obstante, el Distrito de Íllimo cuenta con un servicio de agua potable por horas, las cuales son establecidas por EPSEL S.A de acuerdo a la disponibilidad del servicio.

Para situaciones así se sugiere estimar una demanda por poblador en el distrito, esto es factible gracias a un estudio previo del distrito, tomando en cuenta, la cantidad de conexiones domiciliarias proyectadas al final del periodo de diseño, para este caso al 2038.

El procedimiento para el cálculo de la demanda o dotación de diseño se muestra en los anexos.

7.1.6. VARIACIÓN DE CONSUMO

7.1.6.1. COEFICIENTE DE VARIACIÓN DÍARIA (K1)

Conocemos a este coeficiente como la relación entre el máximo consumo diario y el gasto promedio anual demandado. Este porcentaje tiene incidencia directa sobre el consumo en el día de máxima variación diaria.

$$K_1 = \frac{\text{Gasto del día de máx. consumo}}{\text{Gasto promedio anual}}$$

De acuerdo al REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, en su título II, artículo 1.5 “Variaciones de Consumo” señala que podremos suponer al coeficiente máximo anual de demanda diaria como 1.3. ($K_1=1.3$).

7.1.6.2. COEFICIENTE DE VARIACION HORARIA (K2)

Las variaciones de consumo están en función de las diversas actividades realizadas por la población del distrito según las horas del día.

$$K_2 = \frac{\text{Gasto de la hora de máx. consumo}}{\text{Gasto promedio anual}}$$

7.1.7. CAUDALES DE DISEÑO**7.1.7.1. GASTO PROMEDIO DÍARIO**

Supone el promedio de los consumos diarios a lo largo del año, generalmente lo expresamos en

Lps:

$$Q_{\text{prom}} = 14.91$$

7.1.7.2. CAUDAD MAXIMO DÍARIO (Qmd)

$$Q_{\text{md}} = 19.39$$

7.1.7.3. CAUDAD MAXIMO HORARIO (Qmh)

$$Q_{\text{mh}} = 26.84$$

VIII. SISTEMA DE ALCANTARILLADO.

8.1. INTRODUCCIÓN

El objetivo de las redes de alcantarillado es recibir las aguas servidas de una comunidad y conducirlas a un lugar donde se le hará un tratamiento, es preciso mencionar que los conductos que efectúan esta fusión se llaman alcantarillas y el conjunto de ellos forman la red de alcantarillado.

Desde que el agua residual se recoge, se transforma en un peligro para la ciudad, por lo que esta fase del problema de saneamiento de la población, exige una gestión efectiva del saneamiento y un cuidadoso estudio del curso del agua. La determinación de las dimensiones necesarias de las tuberías, la inclinación o gradiente de las alcantarillas.

8.2. ESTUDIO DE CONTRIBUCIONES

8.2.1. ESTUDIO DE CONTRIBUCIONES Y CAUDALES DE DISEÑO.

Previamente al diseño un sistema de alcantarillado, se debe de estudiar la población objetivo, que vendría a ser la meta del proyecto, con el fin garantizar que la infraestructura brinde el servicio adecuado y que sea sostenible en el tiempo, manteniendo el costo de operación y mantenimiento, así no rentable económicamente, representa servicio básico y un derecho de la población.

Para el diseño, se debe estimar el caudal y las variaciones que pueda tener en el área del proyecto. una vez obtenido dicho caudal se puede determinar el tipo de infraestructura y dimensiones de las mismas, para ello es necesario considerar los siguientes factores:

8.2.1.1. FACTOR DE RETORNO (C)

El agua residual que genera una población, es en menor cantidad al agua potable que recibe, esto se debe a que durante el trayecto se registren pérdidas ya sea por fricción, riego de áreas verdes, limpieza de los hogares y entre otros usos.

La cantidad de agua perdida, depende de algunos factores, entre ellos están: las costumbres y ciertas malas prácticas de la población, lo que ocasiona que el agua no se valore y se generen pérdidas. Es preciso mencionar que las variaciones de consumo de la población están en función a las estaciones climáticas de la zona ya que en la estación de invierno se consume menos agua que en verano.

Según R.N.E. Título II, Obras de Saneamiento, OS 100. 1.8, establece que la cantidad de contribución de agua potable consumida que ingresa al sistema de alcantarillado equivale al 80% del caudal.

8.2.1.2. CAUDAL DE INFILTRACIÓN (Q_i)

Es el caudal producto del agua que ingresa del subsuelo a las redes del alcantarillado, por las fisuradas en las paredes de las tuberías, por las uniones, por las cajas de paso, por conexiones y estructuras de pozos de inspección, entre otras. Considerando los siguientes factores se establece el caudal de infiltración:

- ✓ Se tiene en cuenta el material de la tubería y el tipo de conexión.
- ✓ De acuerdo al tipo de suelo, su permeabilidad, absorción y precipitación anual.
- ✓ La altura de la napa freática sobre la base del colector
- ✓ Las dimensiones de las tuberías, como también el estado de conservación de las mismas y de la protección en la construcción de las cámaras de inspección.

Para este proyecto no se considerará el caudal de infiltración debido a que el material a utilizar será de PVC.

8.2.1.3. CAUDAL POR CONEXIONES ERRADAS (Q_e).

Debe considerar el caudal proveniente de conexiones clandestinas de los patios de viviendas, anexos al sistema aguas provenientes de lluvias, para el diseño se considera un caudal por dichas conexiones un porcentaje de 5% a 10% del caudal máximo horario de las aguas servidas.

Para este proyecto que contempla drenaje pluvial, se considerará el caudal por las conexiones erradas como el 5% del caudal máximo horario de las aguas servidas.

8.2.1.4. CAUDALES CONCENTRADOS (Q_c)

Son los caudales que son provenientes de descargas de las pequeñas industrias y/o establecimientos comerciales, estas instalaciones no habitacionales muestran un consumo mucho mayor al doméstico al que se tiene que tener en cuenta para el diseño.

Para este proyecto no se considerará los caudales concentrados ya que no presenta un consumo superior al doméstico.

8.2.1.5. CAUDAL DE DISEÑO.

Para este proyecto, el caudal que discurrirá por las redes del alcantarillado se calculará partiendo del diseño del sistema de agua potable, previamente calculado.

$$Q_d = Q_{mh} * c + Q_i + Q_e + Q_c$$

Dónde:

Q_d = caudal de diseño (l/s).

Q_{mh} = caudal máximo horario.

C = factor de retorno.

Q_i = caudal por infiltración.

Q_e = caudal por conexiones erradas.

Q_d = caudales concentrados.

8.2.1.6. CAUDAL POR TRAMOS EN LA RED.

Existen varios métodos para el determinar el caudal en los tramos de la Red, tales como el método de áreas, de línea, de población, etc.

Para este proyecto se ha considerado contar el caudal en marcha por tramos, es decir contar cuantas viviendas alimentarían cada tramo de red, por las características físicas del lugar y la poca población.

8.3. SISTEMA DE ALCANTARILLADO

8.3.1. CONEXIONES DOMICILIARIAS

El proyecto cuenta con un total de 1188 conexiones domiciliarias.

8.3.2. DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS REDES DEL ALCANTARILLADO

Para el diseño de la infraestructura de alcantarillado por gravedad se debe tener en cuenta que las pendientes de las tuberías sean las adecuadas para que cumplan la función de autolimpieza aplicando los criterios de tensión tractiva, con estos parámetros se garantiza un buen funcionamiento y evita la sedimentación de residuos de arena y otras sustancias que puedan depositarse en los colectores.

Los criterios establecidos para el diseño del sistema de alcantarillado que han sido estudiados se mostrarán a continuación para ofrecer al proyecto niveles óptimos durante la etapa de construcción y su funcionamiento.

8.3.2.1. FÓRMULA PARA EL DISEÑO

Para el cálculo y diseño del proyecto se ha considerado las siguientes fórmulas:

- ✓ El radio hidráulico para tuberías de sección llena es:

$$R = \frac{D}{4}$$

Dónde:

D = diámetro (m).

R = radio hidráulico.

Ahora remplazando el valor de (R), la fórmula de Manning para tuberías a sección llena se obtiene:

$$v = \frac{0.397}{n} * D^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

La cual puede expresarse:

$$Q = V * A$$

Dónde:

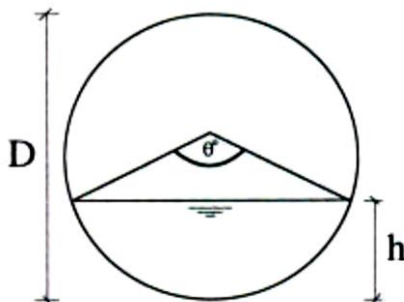
Q = caudal (m^3/s).

A = área de la sección circular (m^2)

$$A = \frac{0.312}{n} * D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Para tuberías parcialmente llenas:

Figura N° 16. Sección Hidráulica de la Tubería



El ángulo central θ° es igual a:

$$\theta^\circ = 2 \arccos \left[1 - \frac{2h}{D} \right]$$

El radio hidráulico quedaría expresado de la siguiente forma:

$$R = \frac{D}{4} \left[1 - \frac{360}{2\pi\theta^\circ} \right]$$

Ahora remplazando el valor de (R) , la fórmula de Manning para tuberías de sección parcialmente llena obtenemos:

$$V = \frac{0.397D^{\frac{2}{3}}}{n} \times \left[1 - \frac{360 \text{sen} \theta^\circ}{2\pi\theta^\circ} \right]^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}$$

En función del caudal:

$$Q = \frac{D^{\frac{8}{3}}}{7257.15 n (2\pi\theta^\circ)^{\frac{2}{3}}} [2\pi\theta^\circ - 360 \text{sen} \theta^\circ]^{\frac{5}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

8.3.2.2. PROPIEDADES HIDRÁULICAS DE CONDUCTORES CIRCULARES.

Tenemos las siguientes propiedades:

FLUJO EN TUBERÍAS CON LA SECCIÓN LLENA.

El caudal de paso a tubo lleno, se calcula con la fórmula de Manning que para ello se utiliza ábacos, monogramas y/o programas diseñados en computadora que relacionan el diámetro, las pendientes y velocidades. Dichos programas permiten verificar cada tramo de tubería si es que cumple utilizando el criterio de fuerza de arrastre.

FLUJO EN TUBERÍAS CON SECCIÓN PARCIALMENTE LLENA

El flujo en tuberías llenas está en condiciones especiales, mientras que las condiciones normales del flujo se encuentran en aquellas tuberías que están parcialmente llenas ya que cuentan con una superficie de agua que está en contacto con el aire.

Para el diseño del proyecto se deberá calcular el radio hidráulico, el tirante y los caudales en condiciones reales. Para ello es importante valerse de las propiedades hidráulicas de la sección circular en que se pueda relacionar las cualidades tanto de flujo de sección llena y parcialmente llena.

8.3.2.3. FLUJO MÍNIMO EN LAS REDES

Para el diseño los cálculos de las redes de alcantarillado se asumen situaciones de estados constantes, pero en la práctica estos varían, ya que depende de la cantidad de ramales que tenga y de la cantidad de descarga que tenga según ciertas horas del día.

Se debe utilizar un flujo mínimo para el diseño de las alcantarillas, en especial a los que se encuentran en los tramos iniciales de la red, para ello se recomienda utilizar la ecuación general de Manning, esto es para calcular los caudales máximos horarios en la hora pico.

En el diseño de las alcantarillas el flujo pico mínimo empleado en las alcantarillas, si el flujo pico que representa a la descarga de un sanitario es menor que el caudal mínimo, entonces este

último se tiene en cuenta para el diseño.

Según R.N.E. Título II, Obras de Saneamiento, OS070 Redes de aguas residuales, 4.6 Dimensionamiento Hidráulico, menciona que:

Para todos los tramos de la red se debe calcular los caudales iniciales y finales de la red (Q_i y Q_f), y el valor mínimo recomendable a utilizar es de 1.5 l/s

Para este proyecto se considerará el caudal mínimo de 1.5 l/s.

8.3.2.4. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

Para diseñar de alcantarillas es recomendable utilizar coeficientes de rugosidades dependiendo al tipo de material a emplear, dichos coeficientes nos dan los ábacos de Manning y Kutter-Ganguillet. (n) de 0.01.

Para alcantarillas ya construidas se deberá emplear los valores de n superiores, en los cuales se debe utilizar valores superiores de n en alcantarillas ya construidas, en las que se realice alguna de las siguientes observaciones: desviaciones en cuanto a las alineaciones, desgaste considerable de las mismas, como también cambios de las dimensiones interiores, la existencia de residuos de arena y la construcción con materiales de mala calidad.

Según R.N.E. Título II, Obras de Saneamiento, OS 070 Redes de aguas residuales, esta norma establece los valores para n .

Figura N° 17. Valores del Coeficiente de Manning.

TIPO DE TUBERÍA	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD
ASBESTO-CEMENTO	0.010
HIERRO FUNDIDO	0.010
CLORURO DE POLIVINILO (PVC)	0.010
CONCRETO ARMADO (LISO)	0.013
ARCILLA VITRIFICADA	0.010
CONCRETO ARMADO (RUGOSO)	0.015

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones.

8.3.2.5. CRITERIOS DE DISEÑO

En la etapa de funcionamiento de un sistema de alcantarillado, debe cumplir con el criterio principal de autolimpieza para evitar los residuos de arena y otros productos de desecho que pueden ocasionar la obstrucción y taponamiento del flujo en los colectores.

Si fuera el caso de canales abiertos los flujos están determinados por las pendientes de los

conductos. Pero para este caso siendo las tuberías de alcantarillado, las pendientes mínimas pueden ser calculadas utilizando los parámetros de las velocidades mínimas o el criterio de tensión tractiva.

Para más detalle seguidamente se mencionan estos criterios haciendo una comparación entre ellos.

8.3.2.5.1. CRITERIO DE VELOCIDAD MÍNIMA

El cálculo de las pendientes mínimas se logra usando el criterio de velocidades mínimas, obteniendo de esta manera pendientes favorables capaces de asegurar la autolimpieza de las alcantarillas en las horas cuando el caudal sea mínimo y el potencial de deposición de sólidos es máximo. Este criterio es de gran importancia ya que facilita en la fase de construcción haciendo posible economizar la excavación y de esta manera reducir los costos en la construcción.

Este criterio se utiliza desde hace más de un siglo. En el año 1880, George Waring Jr. Fue el primero en hacer un diseño de un sistema separativo en los Estados Unidos, quien consideró para los caudales máximos velocidades mínimas de 0.60 m/s , además consideró que, si se alcanza esa velocidad en al menos una vez al día, se garantizaba el correcto funcionamiento del sistema.

Según Vierendel: La velocidad mínima es 0.60 m/s y la Velocidad máxima de 3 m/s para tuberías de PVC.

Para el correcto funcionamiento de este sistema se asegura el diseño con velocidades mínimas de 0.60 m/s , cuando el tirante de la sección llena de tubería (75% del diámetro de la tubería) o semi llena (50% del diámetro de la tubería).

Siendo el primer caso, si el tirante es el 75% del diámetro de tubería, entonces las velocidades serán menores a 0.60 m/s , mientras si fuera el segundo caso cuando si el tirante es 50% D, entonces las velocidades serán menores que 0.60 m/s , pero si el tirante es $> 1/2\text{ D}$ entonces las velocidades fluctúan superiores de 0.60 m/s .

Se recomienda utilizar velocidades mínimas no menores de 0.45 ó 0.50 m/s , ya que es mejor utilizar un valor menor para flujo real, que establecer un valor mayor para flujo incierto es decir a sección llena o semi llena.

De la expresión de Manning, la pendiente tiene la siguiente fórmula:

$$S = \left[\frac{V_n}{0.397^{2/3}} \right]^2 \text{ mm}$$

Para este proyecto se considerará una velocidad mínima de 0.60 m/s , con el fin de evitar la sedimentación y una velocidad máxima de 3 m/s para evitar la erosión de las alcantarillas.

8.3.2.5.2. CRITERIO DE LA TENSIÓN TRACTIVA

Este criterio de fuerza de arrastre (τ), viene hacer la fuerza tangencial por unidad de superficie mojada realizada por el flujo de aguas servidas que actúan sobre el colector y como efecto sobre los sedimentos depositados en el material.

La fuerza de arrastre viene hacer dada por el (W) pero en dirección del flujo, que este a su vez e dividido por el área o superficie mojada:

$$\tau = \frac{W \text{seno}\phi}{PL}$$

Dónde:

τ = Tensión tractiva (N/m^2 Pa)

P = Perímetro mojado (m).

L = Longitud (m)

W = Peso (*Newton*)

El peso (W) viene hacer dada por la siguiente expresión:

$$W = \rho * g * A * L$$

Dónde:

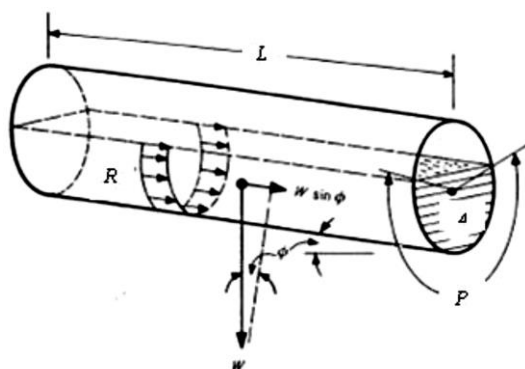
ρ = Densidad de aguas residuales (kg/m^3)

g = Aceleración de la gravedad (m/S^2)

A = Área de la sección transversal (m^2)

L = Longitud (m)

Figura N° 18. Descripción Gráfica para la Fuerza de Arrastre en un Colector Circular.



Al considerar que A/P es el radio hidráulico, (R):

Cuando ϕ es pequeño, $\text{sen}(\phi) = \text{tan}(\phi)$, y como la $\text{tan}(\phi)$ es la gradiente del colector, $S(m/m)$, la ecuación de fuerza de arrastre puede ser expresada de la siguiente manera:

$$\tau = \sigma \times g \times R \times S$$

Para calcular la pendiente se recomienda utilizar el criterio de fuerza de arrastre o tensión tractiva, considerando que la circulación de los sedimentos o residuos sea proporcional a la fuerza de arrastre. Despejando la ecuación anterior, se obtiene la pendiente de tubería a sección llena:

$$S = \frac{\tau}{\rho * g * R}$$

Para tuberías con la sección parcialmente llena, el valor de S tenemos:

$$S = \frac{\tau}{\rho * g * \frac{D}{4} \left[1 - \frac{360 \text{sen} \theta^\circ}{2\pi \theta^\circ} \right]}$$

TENSIÓN TRACTIVA MÍNIMA

Para el diseño, la fuerza de arrastre debe tener como valor mínimo: $\tau_{min} = 1\text{Pa}$.

Según R.N.E. Título II, Obras de Saneamiento, OS 070. Redes de aguas residuales, 3.1 Dimensionamiento Hidráulico, establece que:

Por el criterio de fuerza de arrastre media (σ_t) cada tramo de la red debe ser verificado, usando valores mínimos de $\sigma_t = 1\text{Pa}$, para un caudal inicial (Q_i), con un factor de Manning $n = 0.013$.

Para este proyecto se considerará una fuerza de arrastre mínima de 1 Pa.

8.3.2.5.3. PENDIENTE MÍNIMA

Según el R.N.E. cada tramo de la red colectora debe ser verificado por el criterio de fuerza de arrastre con un valor mínimo de $0.10 \text{ kg/m}^2 = 0.98 \text{ Pa}$, para el caudal inicial y con un coeficiente de Manning de $n = 0.013$. La pendiente (S), viene hacer determinada con la siguiente expresión:

$$S_{o\min} = 0.055Q_i^{-0.47}$$

Dónde:

$$S_{o\min} = \text{pendiente mínima (m/m)}$$

$$Q_i = \text{Caudal inicial (L/s)}$$

Los valores de fuerza de arrastre media y pendiente mínima a adaptar para coeficientes de Manning diferentes de 0.013 deben ser debidamente justificados. Los diámetros y velocidades mínimas se calcularán con las fórmulas de Ganguillet-Kutter.

Reemplazando en la ecuación anterior un caudal de arranque de 1,5 l/s, se tiene una pendiente de 4.55 o/oo mayor que la pendiente conseguida según el criterio de fuerza de arrastre antes mencionada, debido principalmente al coeficiente de rugosidad.

Según Vierendel “Los 300 m iniciales (aproximadamente) de las líneas de alcantarillas, según el R.N.E, se diseñarán con una pendiente de 10 ‰. Las pendientes recomendadas para tuberías de alcantarillado se muestran en siguiente cuadro:

Tabla N° 24. Relación Diámetro de Tubería – Coeficiente de Manning

DIÁMETRO - (Ø)		MANNING - S (‰)	
in	m	Mínimo	Máximo
8"	0.203	3.30	82.50
10"	0.254	2.50	61.30
12"	0.304	1.90	48.00
14"	0.356	1.60	39.10

Fuente: Guía para diseño de tecnologías de alcantarillado - (Organización Panamericana de la Salud)

Para este proyecto se respetará las pendientes mínimas según el caudal mínimo y lo establecido por Vierendel (los 300 m iniciales tendrán una pendiente mínima de 1%)

8.3.2.6. DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD MÁXIMA

Según R.N.E. Título II, Obras de Saneamiento, OS 070 Redes de aguas residuales, 3.1 Dimensionamiento Hidráulico, establece que:

Es recomendable obtener la máxima pendiente admisible, para una velocidad final de:

$$V_f = 5 \text{ m/s}$$

Por otro lado, cuando la velocidad final (V_f) sea superior a la velocidad crítica (V_c), la altura máxima de lámina líquida admisible debe ser 0,5 del diámetro del colector, de esta manera se garantiza la ventilación del tramo.

La velocidad crítica es definida por:

$$V_c = 6 * \sqrt{g * R}$$

Dónde:

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)

R = Radio hidráulico (m)

Para calcular la lámina de agua se tiene que considerar un flujo uniforme y permanente, toando los valores máximos para el caudal final (Q_f), inferior o igual al 75% del diámetro del colector.

8.3.3. COMPONENTES DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

8.3.3.1. CONEXIONES DOMICILIARIAS

Son aquellas tuberías que transportan las aguas servidas de los hogares o edificios hasta el colector que pasa por la calle. Este tramo de tubería tiene un diámetro de acuerdo al gasto correspondiente de las viviendas.

La conexión de las viviendas deberá tener los siguientes componentes y características, según el R.N.E. y la Guía para el Diseño de Tecnologías de Alcantarillado:

- ✓ La unidad de conducción conformado por una tubería con una pendiente mínima de 15 por mil que viene hacer la acometida.
- ✓ Los elementos de empalme o empotramiento que están constituidos por un accesorio de empalme que permita libre descarga sobre la clave del tubo colector.
- ✓ Se recomienda ubicar a una distancia de 1,20 a 2,00 m de la línea de propiedad, izquierda o derecha.
- ✓ El diámetro mínimo de la conexión a considerar es de 100mm.

8.3.3.2. TUBERÍAS

8.3.3.2.1. UBICACIÓN Y RECUBRIMIENTOS

Para realizar un diseño del trazo definitivo de las tuberías, anticipadamente se trazarán las secciones transversales de avenidas y calles del proyecto, ubicando las cotas y esto se realizará a escala considerando todos los servicios públicos como los de electricidad, teléfonos, agua, desagüe, canales de regadío, etc., tanto existentes como proyectados.

Seguidamente se describe los criterios primordiales para la ubicación de tuberías.

- Se proyectarán una línea de alcantarillado en el eje de las calles de 20 metros de ancho o menos.
- Para calles que superan los 20 metros de ancho se proyectaran dos líneas de alcantarillado, una línea en cada lado de la vía.
- La distancia debe ser de 1.5 metros como mínimo entre la línea de propiedad y el plano vertical tangente más cercano.
- Las distancias entre tuberías de agua y de alcantarillado deben ser de 2 metros como máximo entre planos verticales tangenciales, medido horizontalmente.
- Entre el ramal distribuidor y tubería principal de agua o alcantarillado, ramal colector y tubería principal de agua o alcantarillado, ubicados paralelamente, la mínima distancia libre horizontal será de 0,20 metros, de modo que debe medirse entre los planos tangenciales más cercanos a la tubería.
- El ramal colector de aguas servidas debe ubicarse en las veredas y paralelo frente al lote. Dichos ramales se ubicarán de preferencia sobre el eje de vereda, o en su defecto, a una distancia de 0,50 m a partir del límite de propiedad.
- Los recubrimientos sobre las tuberías no deben ser mayores a 1.0 metro en las vías vehiculares y no menor de 0.30 metros en las vías peatonales o en zonas rocosas, si se tomara otro recubrimiento deberá ser debidamente justificada.
- El recubrimiento mínimo medido a partir de la clave del tubo será de 0.20 m. cuando se utilicen ramales colectores y el tipo de suelo sea rocoso.
- Si fuera el caso de la existencia de desnivel en el trazo de un ramal colector, se solucionará considerando una caja de inspección ya que no se emplearán las curvas para este fin, en todo caso el proyectista propondrá y sustentará técnicamente la solución viable correspondiente.
- En todos los casos el proyectista tiene la libertad de ubicar las redes de alcantarillado de forma conveniente, respetando los rangos establecidos y adecuándose a las

condiciones del terreno; el mismo criterio se aplica a las protecciones que considere implementar.

- Pueden reducirse las distancias entre la red de tubería, entre la vía peatonal y entre el límite de propiedad, así como los recubrimientos cuando:
 - ✓ Se diseñe protección especial a las tuberías para evitar su fisuramiento o rotura.
 - ✓ Las vías peatonales cuentan con elementos que impiden la circulación de vehículos.
- Si fuera el caso que exista una interferencia con los servicios públicos, se deberá solicitar el permiso con las entidades afectadas, con el objetivo de diseñar de acuerdo con dicha institución y la solución tomada deberá ser aprobada por dicha institución.
- En el caso de cruce de las líneas de aguas servidas con las de agua potable, se debe colocar a la línea de agua por encima de la de alcantarillado a una distancia mínima de 0.25 metros medida entre los planos horizontales tangenciales.
- En el diseño se debe verificar que el punto de cruce evite la cercanía a las uniones de las tuberías de agua para minimizar el riesgo de contaminación del sistema de agua de consumo humano.
- Si por motivo de niveles no se pudiera aplicar el ítem anterior, se recomienda diseñar una protección de una longitud de 3.0 metros a cada lado del colector.
- Para atender predios con altura de solera por debajo del nivel de vía, las redes no deben ser profundizadas. En los casos en que se considere necesario brindar el servicio para estas condiciones, se deberá realizar un análisis y tomar las más adecuada.

8.3.3.2.2. PROFUNDIDAD MÍNIMA

Para el diseño de colectores se deben proyectar profundidades que satisfagan las condiciones más desfavorables, entre ellas se tenemos:

- Profundidad requerida para prever el drenaje de todas las áreas vecinas.
- Profundidad adecuada para no interferir con otros servicios públicos existentes y/o proyectados, ubicados en las calles donde pasan los colectores.
- El recubrimiento mínimo debe ser de 1 m. sobre la clave del colector en relación con el nivel de la calzada; salvo vías peatonales en que el recubrimiento podrá ser menor.
- Asegurar el drenaje en todas las calles que este ubicado el colector, considerando que por lo menos las dos terceras (2/3) partes de cada lote, en profundidad, pueda descargar por gravedad, partiendo la instalación anterior con 0,30 m. por debajo del nivel del terreno y con una pendiente mínima de quince por mil (15‰).

8.3.3.2.3. PROFUNDIDAD MÁXIMA

Las profundidades máximas, son las que no presentarán dificultades constructivas, de acuerdo al tipo de suelo es la que no obliga el tendido de alcantarillas auxiliares. La profundidad máxima admisible recomendada, será de 5,0 m.

Tabla N°25. Relación entre Dimensiones de Tubería y Profundidad Máxima

DIMENSIONES INTERIORES (m)	DIÁMETRO MÁXIMO (m m)	PROFUNDIDAD MÁXIMA (m)
0.25*0.50	100	0.60
0.30*0.60	150	0.80
0.45*0.60	200	1.00
0.60*0.60	250	1.20

Fuente: Guía para el Diseño de Tecnologías de Alcantarillado (Organización Panamericana de la Salud)

8.3.3.3. CÁMARAS DE INSPECCIÓN – BUZONES

Las cámaras de inspección, son las que facilitan la limpieza y mantenimiento de las redes, de esta manera que sirve para evitar la acumulación de materiales y sedimentos que puedan dañar al sistema.

Para el sistema de alcantarillado diseñado, se plantea la implementación de 147 buzones repartidos entre los tipos “A” y “B”.

8.3.3.3.1. UBICACIÓN

Para los siguientes casos, se considerarán cámaras de inspección:

- ✓ Al iniciar un colector.
- ✓ En los empalmes de los colectores.
- ✓ Cuando se presentan cambios de nivel.
- ✓ En los cambios de pendiente.
- ✓ En los cambios de diámetro, con un diseño tal que las tuberías coincidan en la clave cuando el cambio sea de menor a mayor diámetro, y en el fondo cuando el cambio sea de mayor a menor diámetro.
- ✓ En los cambios de material.
- ✓ En los puntos donde se diseñan caídas en los colectores.
- ✓ En todo lugar que sea necesario por razones de inspección y limpieza.
- ✓ En cada cámara de inspección se admite solamente una salida de colector.

8.3.3.3.2. SEPARACIÓN MÁXIMA

La separación máxima entre las cámaras de inspección será:

Tabla N°26. Distancia Máxima entre Cámaras de Inspección

DIÁMETRO NOMINAL DE LA TUBERÍA (m m)	DISTANCIA MÁXIMA (m)
100	60
150	60
200	80
250 a 300	100
Mayores a 300	150

Fuente: R.N.E OS.070 – Redes de Aguas Residuales

8.3.3.3.3. CARACTERÍSTICAS DE LOS BUZONES

El diámetro interior de los buzones será de 1.20 metros, esto es para tuberías de hasta 800 milímetros de diámetro, los buzones pueden ser prefabricados o también construidos en obra y su techo superior viene hacer una losa removible de concreto que tendrá un diámetro de 0.60 metros de diámetro.

✓ CANALETAS MEDÍA CAÑA

En la parte inferior de la cámara de inspección se deberá diseñar una canaleta medía caña, esto es en dirección del flujo con una pendiente de 25% entre el borde de la misma y las paredes laterales de la cámara.

✓ CÁMARAS CON CAÍDA

Se proyectarán caídas especiales a aquellas cámaras de inspección en las que las tuberías no alcancen a un mismo nivel.

✓ CONTROL DE REMANSO

Con la finalidad de evitar remansos, en el fondo de la cámara de inspección deberá tener una pendiente similar a la pendiente mayor de los conductos que llegan a ella.

8.3.3.3.4. DISEÑO DE BUZONES

Para el diseño de las cámaras de inspección, se tendrá en cuenta su profundidad, así tenemos que:

Tabla N° 27. Distancia Máxima entre Buzones.

BUZÓN	DISTANCIA (m)
Tipo A	1.00 - 2.40
Tipo B	2.50 - 3.40
Tipo C	> 3.50

Fuente: R.N.E OS.070 – Redes de Aguas Residuales

Buzones Tipo A: Para el presente proyecto se emplearán buzones standard con las siguientes características:

- Diámetro interior de 1.20 m y espesor de menos de 0.15 m
- Concreto en muros y fondo $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
- Losa de Techo de Concreto Armado $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ de 0.20 m de espesor, contará con una tapa de concreto armado o fierro fundido de 0.60 m de diámetro.
- Losa de fondo, será de 0.20 m de espesor.
- El fondo y las paredes serán impermeabilizados.
- Los buzones serán de concreto simple, llevará uno o más conductos, según los colectores que lleguen al buzón, presentará en el fondo canaletas o medias cañas a partir de sus costados, elevaciones con pendiente del 25 % que permita evacuar con facilidad, los sólidos o líquidos traídos por los colectores.

Buzones Tipo B y C: Tendrán las mismas consideraciones que los buzones Tipo A, tanto en las losas como en las paredes, salvo que estas van armadas en dos sentidos.

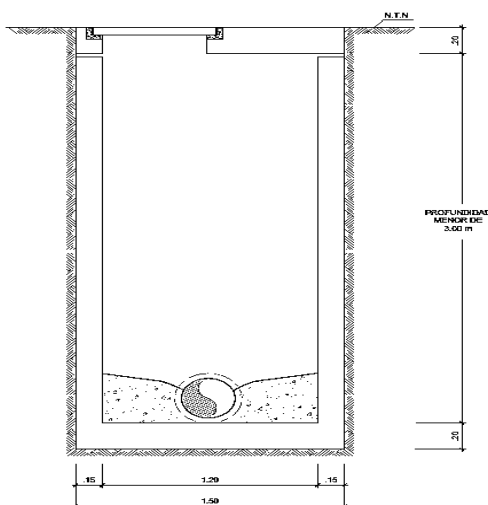
El análisis de un buzón es similar al análisis de un tanque circular enterrado, trabajando principalmente a compresión. En el caso de los buzones las dimensiones están definidas, quedando por determinar el espesor, refuerzo y verificar que la carga que transmiten al terreno no sobrepase su capacidad portante.

La condición de carga crítica para el diseño se presenta cuando el buzón está vacío. También se analizará cuando el buzón está lleno, sin relleno alrededor, como en muchos casos sucede durante los procesos construcción. Es decir, se ha considerado en el diseño los efectos de ocurrencia más probable, además de los efectos más críticos esperados.

Se tomarán las recomendaciones del ACI-350, para estructuras hidráulicas, buscando garantizar su hermetismo. Para el recubrimiento del refuerzo, en estructuras retenedoras de líquidos, el ACI, sugiere:

- Para losas, expuestas a la intemperie, aguas servidas.....4.00 cm.
- Para muros con superficies expuestas al terreno, aguas servidas.....5.00 cm.

Figura N°19. Dimensiones de Buzón Típico.



A. Análisis de Cargas:

Se tendrá en cuentas tres tipos de cargas principales:

1. Las cargas permanentes, o denominada Carga Muerta, que están formada por todos los componentes de la estructura y accesorios estructurales.
2. La posibilidad considerada es la permanencia de una rueda sobre el buzón, para lo cual se tendrá en cuenta el tipo de vehículo a transitar por la zona.

Para cuantificar este peso, se tiene en cuenta que, sobre la losa superior o techo, se encuentra actuando medio eje de un tren de cargas tipo T2-S2.

Siendo la longitud de la tapa del buzón más pequeña que las distancias entre ejes de carga del Vehículo de Diseño, la carga que generará el momento máximo será la mitad de uno de los ejes posteriores del camión de diseño, actuando en el centro de la losa de techo.

Figura N° 20. Díagrama de Cuerpo Libre sobre Buzones



Fuente: Propia

Para el caso de los muros, la sobrecarga se asumirá como una altura de carga de presión (altura equivalente), esto es anticipando el hecho de existir cargas vehiculares actuando sobre la superficie de relleno. Según el siguiente cuadro del libro de puentes del ing. Arturo Rodríguez Serquén, la altura equivalente dependerá de la profundidad, de la siguiente manera:

Tabla N° 28. Alturas Equivalentes de Sobrecarga.

H DE BUZÓN (m)	H EQUIV (m)
1.50	1.20
3.00	0.90
> 6.0	0.60

Fuente: Propia

3. Además, se considerará la carga del fluido (aguas servidas), cuando el buzón está lleno. El peso específico tomado para las aguas servidas es:

$$\gamma = 1.10 \text{ Tn /m}^3$$

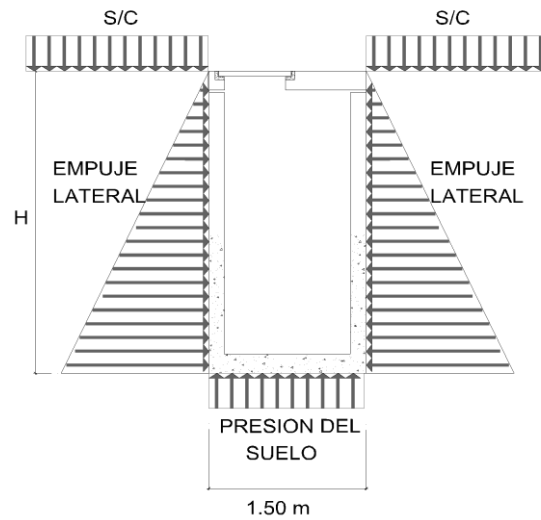
B. Análisis de Presiones

Se determinará el momento más desfavorable del buzón, considerando dos estados de carga:

- ✓ El primer estado de carga considera el buzón vacío, siendo la presión exterior del suelo la que genere el primer estado de cargas.
- ✓ El segundo estado de cargas, será cuando el buzón este en servicio, con lo cual adicionalmente a la presión de cargas exteriores del suelo, se tendrán las presiones hidrostáticas ocasionadas por el líquido de las excretas en el interior.

De lo anterior deducimos que, en el segundo caso, al ser las dos fuerzas actuantes opuestas, la resultante sería mucho menor que si solo tuviésemos una carga actuando. La carga de presión exterior del suelo será mayor actuando sola, que la del líquido actuando por dentro, debido a que su Peso Específico es mucho mayor. Con lo cual analizaremos el primer estado de cargas para el análisis de los buzones.

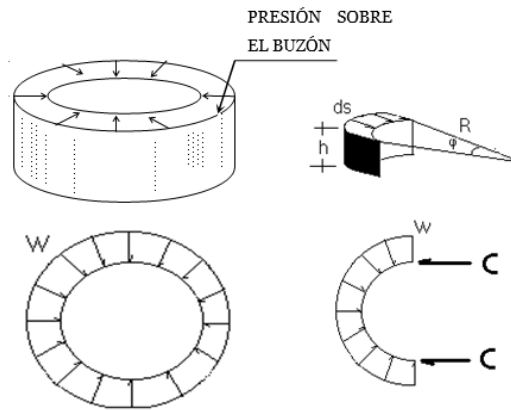
Figura N° 21. Estados de Carga en Buzones



Cálculo de la fuerza de compresión:

El concreto es un buen material absorbiendo esfuerzos de compresión, al ser circular los buzones, el anillo absorberá estos esfuerzos. A continuación, se muestra la expresión que determina la fuerza de compresión en anillos circulares:

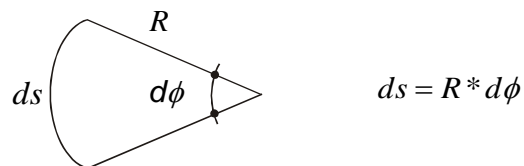
Figura N°22. Análisis de Presiones en Buzón Típico



Siendo:

$$C = \int h * W * \text{Sen } \phi * ds$$

De la figura anterior tenemos:



Reemplazando lo anterior en la primera ecuación:

$$C = h * W * \int \text{Sen } \varnothing * R * d\varnothing$$

$$C = h * W * R \int_0^{\pi/2} \text{Sen } \varnothing * ds$$

$$C = h * W * R * (-\cos \varnothing)_0^{\pi/2}$$

De donde obtenemos:

$$C = h * W * R$$

Siendo:

C = Fuerza actuante horizontal.

W = Presión total sobre el buzón.

R = Radio del buzón.

h = Altura de análisis.

C. Análisis del Fuste

La condición más desfavorable, es que el buzón se encuentre vacío, donde la carga principal será el Empuje del Suelo: Empuje horizontal del suelo, Sobrecarga del suelo, Sobrecarga viva, Fricción negativa.

El empuje del suelo se deberá considerar en función de los siguientes factores: tipo y densidad del suelo, contenido de agua, características de fluencia lenta del suelo, grado de compactación, ubicación del nivel freático, etc.

Empuje lateral del suelo

El empuje lateral del suelo se determina a partir de la siguiente expresión:

$$E = K * \gamma_s * Z$$

Dónde:

E = Empuje lateral del suelo.

K = Coeficiente de empuje lateral.

γ_s = Densidad del suelo (kg/m³).

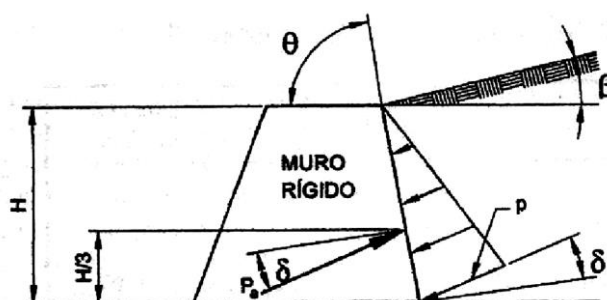
Z = Profundidad del suelo debajo de la superficie (m).

El valor del coeficiente de empuje lateral (K) puede ser tomado como “Ko” para muros que no se deforman ni se mueven, “Ka” para muros que se deforman o mueven lo suficiente

para alcanzar la condición mínima activa, o “Kp” para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.

- **Coefficiente de Empuje Lateral Activo (Ka)**

Figura N° 23. Estados de Presiones.



Siendo:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \phi'_f)}{r(\text{sen}^2\theta \cdot \text{sen}(\theta - \delta))}$$

Dónde:

$$r = \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi'_f + \delta) \cdot \text{sen}(\phi'_f - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta) \cdot \text{sen}(\theta + \beta)}}\right)^2$$

Siendo:

δ = ángulo de fricción entre relleno y pared del fuste.

β = ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal.

Θ = ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal.

ϕ'_f = ángulo efectivo de fricción del suelo.

Notar que para $\delta = \beta = 0$, $\Theta = 90^\circ$, el valor “Ka” de las expresiones anteriores (teoría de Coulumb) es:

$$K_a = \text{tg}^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Que es el coeficiente de empuje activo tomada de la teoría de Rankine. Se asumirá que la carga del suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a H/3 desde la base del muro, siendo H la altura total del muro.

Empuje Lateral en el Fuste:

El Coeficiente de empuje activo (K_a) tomada de la teoría de Rankine, para rellenos horizontales, para las tres calicatas analizadas será:

CALICATA	ϕ'	K_a
C-01	15.4	0.471
C-02	15.9	0.383
C-03	16.1	0.469

Con lo cual se obtiene un Empuje Lateral (E) para una profundidad de buzón de 3.00 m igual a:

CALICATA	K_a	γ (ton/m ³)	E (ton/m ²)
C-01	0.471	1.809	2.556
C-02	0.383	1.827	2.099
C-03	0.469	1.810	2.547

Presión por sobrecarga:

La altura equivalente por sobrecarga, para 3.00 m (ver Cuadro N°8.6) será igual a:

$$h = 0.90 \text{ m}$$

Con lo cual se obtienen las siguientes presiones por sobrecarga (P_s/c):

CALICATA	K_a	γ (ton/m ³)	P_s/c (ton/m ²)
C-01	0.471	1.809	0.767
C-02	0.383	1.827	0.630
C-03	0.469	1.810	0.764

Presión en la pared del Buzón

Ahora analizando el espesor de la pared, la presión en el fondo será:

CALICATA	$P_s/c + E$ (ton/m ²)
C-01	3.323
C-02	2.729
C-03	3.311

Fuerza Actuante

Para el cálculo de la máxima fuerza horizontal en la cara del buzón, se utilizará la siguiente expresión:

$$P = W * R * H$$

Siendo:

$$R = 0.75 \text{ m}$$

$$H = 1.00 \text{ m}$$

$$W = P_s/c + E$$

Con lo cual se obtiene:

CALICATA	P (ton)
C-01	2.492
C-02	2.047
C-03	2.483

Fuerza absorbida por el concreto

Para determinar la fuerza que será absorbida por el concreto se usará la siguiente expresión:

$$V_u = 0.53 * b * d * \sqrt{f'c}$$

Dónde:

V_u = Fuerza que absorbe el concreto (ton).

$f'c$ = Resistencia del concreto (kg/cm²).

b = Ancho de diseño (cm).

d = Peralte efectivo (cm).

Teniendo como datos:

$$F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$E = 15.00 \text{ cm}$ (espesor de concreto)

$\varnothing = 1/2''$ (varilla de refuerzo)

$r = 5.00 \text{ cm}$ (recubrimiento)

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 9.37 \text{ cm}$$

Con lo cual se obtiene:

$$V_u = 7.19 \text{ ton} > P \text{ (C-01)}$$

$$V_u = 7.19 \text{ ton} > P \text{ (C-02)}$$

$$V_u = 7.19 \text{ ton} > P \text{ (C-03)}$$

$$V_u = 7.19 \text{ ton} > P \text{ (C-04)}$$

$$V_u = 7.19 \text{ ton} > P \text{ (C-05)}$$

∴ Podemos afirmar que las fuerzas horizontales aplicadas sobre los buzones serán absorbidas por el concreto.

Cálculo del Acero de Refuerzo para el Fuste:

Como se pudo comprobar, en el procedimiento anterior, el espesor de la pared de concreto del buzón es suficientemente resistente a las solicitaciones externas originadas por el empuje del terreno, no siendo necesaria la colocación de acero de refuerzo, sin embargo, de acuerdo con el ACI 350 para estructuras hidráulicas es necesario la colocación de acero mínimo tanto vertical como horizontal.

Para el Acero Vertical:

$$A_s \text{ min} = \rho_{\text{mín}} * b * d$$

$$A_s \text{ mín.} = 0.0028 * 100 \text{ cm} * 9.37 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ mín.} = 2.62 \text{ cm}^2$$

La separación será:

$$S = 100 \text{ cm} * 0.71 \text{ cm}^2 / 2.62 \text{ cm}^2$$

$$S = 25 \text{ cm}$$

Luego el acero vertical a usar es:

$$\emptyset 3/8'' @ 25 \text{ cm}$$

Para el Acero Horizontal:

$$As_{\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} * b * d$$

$$As_{\text{mín}} = 0.0030 * 100 \text{ cm} * 9.37 \text{ cm}$$

$$As_{\text{mín}} = 2.81 \text{ cm}^2$$

La separación será:

$$S = 100 \text{ cm} * 0.71 / 2.81 \text{ cm}^2$$

$$S = 25 \text{ cm}$$

El acero horizontal a usar es:

$$\emptyset 3/8'' @ 25 \text{ cm}$$

D. Diseño de la Losa de Fondo

El diseño de la losa de fondo se calculará para la situación más desfavorable, la cual se presentará cuando sobre éste exista una carga puntual del camión de diseño antes mencionado.

A continuación, calcularemos las cargas que actuarán sobre la losa de fondo:

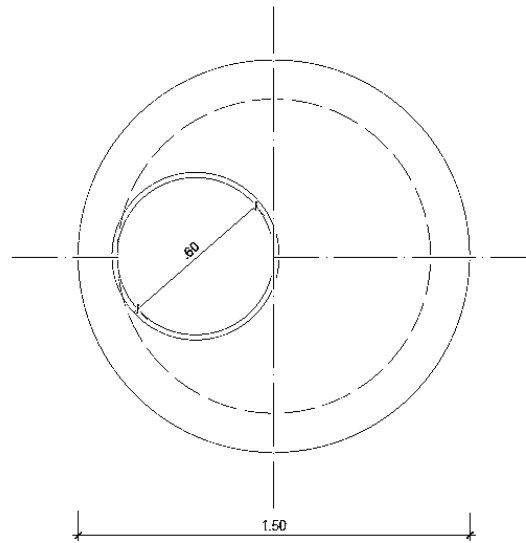
Metrado de Cargas

✓ Carga muerta

Peso de la losa superior (P1):

Para el cálculo del peso de la losa superior, hecha de concreto armado, se tomará como base el siguiente tipo de tapa, con diámetro mayor (D), diámetro menor (d) y altura (h).

Figura N° 24. Vista en planta de Losa Superior (típica).



Para nuestro caso, tenemos:

$$D = 1.50 \text{ m}$$

$$d = 0.60 \text{ m}$$

$$h = 0.20 \text{ m}$$

$$\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3 \text{ (Concreto } 210 \text{ kg/cm}^2\text{)}$$

El peso de la losa superior se calculará con la siguiente expresión:

$$P1 = (\pi/4).h.\gamma.(D^2 - d^2)$$

Reemplazando valores, obtenemos:

$$P1 = 0.71 \text{ ton.}$$

Peso de marco y tapa de F°G° (P2):

El peso del marco y tapa de fierro galvanizado se puede obtener de cualquier catálogo de materiales para la construcción de buzones, este por lo general tiene un peso promedio igual a 125 kg (0.125 ton.).

$$P2 = 0.125 \text{ ton.}$$

Peso del buzón (P3):

El peso del buzón abarca, principalmente, el cálculo del peso de las paredes de concreto armado, siendo determinados con la siguiente expresión:

$$P3 = (\pi/4). h.\gamma.[D^2 - (D-2e)^2]$$

Dónde:

$$D = 1.50 \text{ m}$$

$$e = 0.15 \text{ m (espesor de las paredes)}$$

$$h = 3.00 \text{ m (altura del buzón)}$$

$$\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$$

Reemplazando valores, obtenemos:

$$P3 = 4.58 \text{ ton.}$$

Peso de la losa de fondo (P4):

De igual manera como se calculó el peso de la losa superior, considerando que ya no existe un diámetro menor, se procede a calcular el peso de la losa inferior o de fondo con la siguiente expresión:

$$P4 = (\pi/4). h.\gamma.D^2$$

Dónde:

$$D = 1.50 \text{ m (diámetro)}$$

$$h = 0.20 \text{ m (altura de fondo)}$$

$$\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3 \text{ (concreto } 210 \text{ kg/cm}^2)$$

Reemplazando valores, obtenemos:

$$P4 = 0.85 \text{ ton.}$$

Peso de Aguas Negras (P5):

El cálculo del peso aportado por las aguas negras (AN) se puede estimar con la siguiente expresión:

$$P5 = (\pi/4). di^2.h.\gamma$$

Dónde:

$$di = 1.20 \text{ m (diámetro interior)}$$

$$h = 1.00 \text{ m (altura de AN)}$$

$$\gamma = 1100 \text{ kg/m}^3 \text{ (Peso esp. de aguas negras)}$$

Resolviendo, se tiene:

$$P5 = 1.24 \text{ ton.}$$

✓ Carga viva

Peso por sobrecarga (P6):

Para cuantificar este peso, se tiene en cuenta que, sobre la losa superior o techo, se encuentra actuando medio eje de un Vehículo de Diseño, es decir, 8 ton.

$$P6 = 8 \text{ ton.}$$

Cálculo del Acero

Luego entonces se tiene el resumen de carga: muerta y viva, con las que se harán las combinaciones de carga que estipula el R.N.E. y las normas A.C.I. En resumen, se tiene:

$$CM \text{ (total)} = 7.51 \text{ ton.}$$

$$CV \text{ (total)} = 8 \text{ ton.}$$

E. Esfuerzo Actuantes sobre el terreno:

El esfuerzo actuante sobre el terreno se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\sigma = P/A$$

Dónde:

$$\sigma = \text{Esfuerzo actuante sobre el terreno (kg/cm}^2\text{)}$$

$$A = \text{Área del fondo (cm}^2\text{)}.$$

$$P = \text{Fuerza actuante (kg)}.$$

Siendo:

$$A = 17671.50 \text{ cm}^2$$

$$P = 15510.27 \text{ kg.}$$

Reemplazando valores en la expresión anterior, se obtiene:

$$\sigma = 0.88 \text{ kg/cm}^2$$

Del estudio de Mecánica de Suelos se obtuvo un esfuerzo el terreno igual a:

$$\sigma_t = 1.39 \text{ kg/cm}^2$$

Podemos observar que la capacidad portante del terreno (σ_t) es mayor que el esfuerzo actuante (σ), con lo cual podemos afirmar que el suelo de cimentación podrá soportar las cargas actuantes por cargas muertas (peso propio del buzón) y por cargas vivas (vehículo de diseño).

Carga última:

$$P_u = 1.4CM + 1.7CV$$

$$P_u = 24.11 \text{ ton.}$$

Esfuerzo último:

$$\sigma_u = P_u / A$$

Dónde:

$$A = 17671.50 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_u = 1.36 \text{ kg/cm}^2$$

Reacción del suelo:

$$q_u = 13.65 \text{ ton/m}^2 * 1.0\text{m}$$

$$q_u = 13.65 \text{ ton/m}$$

Luego el momento actuante se considera en una franja de 1 metro lineal:

$$M_u = q_u * L^2 / 8$$

$$M_u = 13.65 \text{ ton/m} * (1.50 \text{ m}^2) / 8$$

$$M_u = 3.84 \text{ ton/m}$$

Por simetría del elemento se tiene el 50% del momento último en cada lado, así se tiene un M_u' (en cada lado) que será igual a 1.92 ton-m, sin embargo, por facilidades de cálculo, este valor se redondeará a su máximo próximo, es decir:

$$M_u' = 2 \text{ ton-m}$$

Ahora calculamos el acero requerido para estas solicitaciones.

$$A_s = M_u / [\phi f_y (d - a/2)] \quad ; \quad a = A_s f_y / (0.85 f'_c b)$$

Dónde:

$$\phi = 0.9$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 12.5 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

Resolviendo las dos ecuaciones anteriores, obtenemos:

$$A_s = 4.418 \text{ cm}^2$$

Luego, de acuerdo con el ACI 350, el acero mínimo será:

$$A_{s\text{mín}} = 0.0028 * 100 \text{ cm} * 12.5 \text{ cm}$$

$$A_{s\text{mín}} = 4.30 \text{ cm}^2$$

Se observa que el $A_s > A_{s\text{mín}}$, por lo tanto, se adoptará $A_s = 4.418 \text{ cm}^2$.

La separación será:

$$S = 100 \text{ cm} * 1.21 \text{ cm}^2 / 4.418 \text{ cm}^2$$

$$S = 25 \text{ cm}$$

USAR: 1 ϕ 1/2" @ 0.25 m. en cada sentido.

F. Diseño de la Losa de techo

La losa tendrá una abertura circular y será cubierta por una tapa de fierro removible que servirá para ingresar al interior de la cámara de inspección para realizar operaciones de limpieza y mantenimiento.

a) Metrado de Cargas

- CARGA MUERTA (C.M.)

$$\text{Peso Propio} = (\pi/4) * e * \gamma_{ca} * (Dc^2 - Dt^2)$$

$$Pp = (\pi/4) * 0.2 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 * (1.50^2 - 0.60^2)$$

$$Pp = 712.5 \text{ kg.}$$

$$\text{Marco/tapa } f^{\circ}f^{\circ} = (\pi/4) * Dt^2 * Pff$$

$$\text{Marco/tapa } f^{\circ}f^{\circ} = 125 \text{ Kg/m}^2 * p/4 * 0.6^2$$

$$\text{Marco/tapa } f^{\circ}f^{\circ} = 35.3 \text{ kg.}$$

$$\text{C.M.} = 747.86 \text{ kg.}$$

- CARGA VIVA (C.V.)

Considerando solo un eje del Vehículo de Diseño de:

$$\text{CV} = 8000 \text{ kg.}$$

Por combinación de cargas se tiene:

$$Pu = 1.4 \text{ C.M.} + 1.7 \text{ C.V.}$$

$$Pu = 14\,647 \text{ kg.}$$

b) Cálculo de Acero

• Cálculo del Acero Positivo

El momento máximo será:

$$Mu = P * L/4$$

$$Mu = 14.647 \text{ ton} * 1.5 \text{ m}/4$$

$$Mu = 5.493 \text{ ton-m.}$$

Para el cálculo del refuerzo, cada dirección asumirá media carga, es decir:

$$Mu = 2.746 \text{ ton-m.}$$

De igual manera que el caso anterior calculamos el acero requerido para estas sollicitaciones.

Para un peralte efectivo "d" igual a 12.5 cm y un recubrimiento de 7.5 cm.

$$As = Mu / [\phi fy (d-a/2)] \quad ; \quad a = As * fy / (0.85 * f'c * b)$$

Dónde:

$$\phi = 0.9$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 12.5 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

$$As = 6.169 \text{ cm}^2$$

El Acero Mínimo (Según el ACI 350):

$$Asmín = 0.0028 * 100 \text{ cm} * 12.5 \text{ cm}$$

$$Asmín = 4.30 \text{ cm}^2$$

Se observa que el $As > Asmín$, por lo tanto, se adoptará $As = 6.169 \text{ cm}^2$.

La separación será:

$$S = 100 \text{ cm} * 1.27 \text{ cm}^2 / 6.169 \text{ cm}^2$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

USAR: 1 ϕ 1/2" @ 0.20 m. en cada sentido.

Cálculo del Acero por Temperatura:

Según el R.N.E. la cuantía por temperatura está dada por:

$$\rho_t = 0.0018$$

Con lo cual se tiene:

$$A_{st} = \rho_t * b * d$$

$$A_{st} = 0.0018 * 100 \text{ cm} * 12.5 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 3.06 \text{ cm}^2$$

La separación será:

$$S = 100 \text{ cm} * 0.71 \text{ cm}^2 / 3.06 \text{ cm}^2$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

USAR: Ø 3/8" @ 0.20 m

8.3.4. MANTENIMIENTO DE LA RED

El mantenimiento de la red para el sistema de alcantarillado será cofinanciado, se realizó una reunión con el alcalde del distrito de Íllimo, el Sr. Miguel Baldera Sandoval, donde se realizaron las consultas pertinentes al respecto, concluyendo que el mantenimiento de la red de tuberías que contempla el sistema de alcantarillo, estaría a cargo de la entidad prestadora de servicios (EPS) EPSEL S.A.

Mientras que el sistema de tratamiento de aguas residuales compartiría un mantenimiento conjunto entre la municipalidad y EPSEL S.A. para su limpieza y gestión de residuos de manera periódica.

8.3.5. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

El presente subtítulo pretende determinar si el dimensionamiento de la PTAR actual abastecería a la población urbana del distrito de Íllimo de manera adecuada, por ende, consideramos necesaria la implementación de un diseño en base a los datos conocidos del distrito con el fin de conocer las dimensiones mínimas para cumplir con el tratamiento de las aguas residuales del distrito.

A PARAMETROS DE DISEÑO**1.- POBLACION ACTUAL**

5037

2.- TASA DE CRECIMIENTO (%)	0.30	
3.- PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)	20.00	
4.- POBLACION FUTURA	5339	Habitantes
5.- DOTACION	220	lt/hab/día
6.- CONTRIBUCIONES:		
AGUA RESIDUAL	80	%
7.- CONTRIBUCION PER CAPITA DE DBO5	50	grDBO/hab/día
8.- TEMPERATURA DEL AGUA PROMEDIO DEL MES MAS FRIO	15	°C
9.- Caudal de Aguas residuales (Q):		
10.- Población x Dotación x %Contribución	939.70	m ³ /día
Q(l/s)	10.88	l/s
11.- Carga de DBO5 (C):		
Población x Contribución per cápita	266.96	KgDBO5/día
12.- Carga superficial de diseño (CSdis) Cs = 250 x 1.05 ^{^(T-20)}	195.88	KgDBO5/Ha. Día
13.- Área Superficial requerida para lagunas primarias (At) At = C/CSdis	1.36	Ha
14.- Tasa de acumulación de lodos	0.10	m ³ /(habitante. Año)
15.- Periodo de limpieza	2.00	Años
16.- Volumen de lodos	1067.84	m ³
17.- Número de lagunas en paralelo (N) Número de lagunas en paralelo seleccionado	2	Unidad(es)
18.- AREA UNITARIA (Au)	0.68	Ha
19.- CAUDAL UNITARIO AFLUENTE (Qu)	469.85	m ³ /día
20.- RELACION Largo/Ancho (L/W) ANCHO APROXIMADO (W): LONGITUD APROXIMADA (L):	2.00 58.00 116.00	<entre 2 y 3>
21.- Perdida: infiltración - evaporación	0.50	cm/día
22.- Coliformes fecales en el crudo	1.00E+07	NMP/100 ml
B LAGUNAS PRIMARIAS FACULTATIVAS		
Tasas netas de mortalidad Kb PRIMARIAS Kb(P) = 0.6x 1.05 ^{^(T-20)}	0.470	(1/días)
Diseño:		
Longitud Primarias (Lp)	32.00	M
Ancho Primarias (Wp)	16.00	M
Profundidad Primarias (Zp)	1.50	M

P.R. (Primarias)	1.6	Días
Factor de corrección hidráulica (HCF)	0.60	
P.R. (Primarias) corregido	1.0	Días
Numero de dispersión	d = 0.051	
Factor adimensional	a = 1.047	
Caudal efluente unitario	467.29	m ³ /día
Caudal efluente total	934.58	m ³ /día
C.F en el efluente	6.35E+06	NMP/100ml
Eficiencia parcial de remoción de C.F.	36.4640	%
Área Unitaria	0.05	Ha
Área Acumulada	0.10	Ha
Volumen de lodos	533.92	m ³

C LAGUNAS SECUNDARIAS

Tasas netas de mortalidad Kb secundarias

$$K_b(S) = 0.8 \times 1.05^{(T-20)}$$

0.627	1/(día)
-------	---------

Número de lagunas secundarias

1	unidad(es)
---	------------

Caudal afluente unitario

934.58	m ³ /día
--------	---------------------

Relación Longitud/Ancho (L/W)

3.00	
------	--

Longitudes secundarias (Ls)

48.60	M
-------	---

Ancho Secundarias (Ws)

16.20	M
-------	---

Profundidad Secundarias (Zs)

1.50	M
------	---

P.R. (Secundarias)

1.27	Días
------	------

Factor de corrección hidráulica (HCF)

0.70	
------	--

P.R. (Secundarias) corregido

0.89	Días
------	------

Numero de dispersión

d = 0.033	
-----------	--

Factor adimensional

a = 1.037	
-----------	--

Caudal efluente

930.65	m ³ /día
--------	---------------------

CF en el efluente

3.68E+06	NMP/100ml
----------	-----------

Área Unitaria

0.08	Ha
------	----

Período de retención total

1.87	Días
------	------

Eficiencia global de remoción en:

63.2369	%
---------	---

Coliformes Fecales

Área Total Acumulada
(Sección medía)

0.18	Ha
------	----

C. RESUMEN DE DIMENSIONES**LAGUNAS PRIMARIAS**

Número de primarias	2.00	
Inclinación de taludes (z)	3.00	
Profundidad útil	1.50	M
Altura de lodos	1.70	m
Borde Libre	0.50	m
Profundidad total	3.70	m
Dimensiones de espejo de agua		
Longitud	36.50	m
Ancho	20.50	m
Dimensiones de Coronación		
Longitud	39.50	m
Ancho	23.50	m
Dimensiones de fondo		
Longitud	17.30	m
Ancho	1.30	m
Caudal efluente unitario		
Q	467.29	m ³ /día
Q	5.41	l/s
Caudal efluente total primario		
Q	934.58	m ³ /día
Q	10.82	l/s
Área unitaria en la coronación		
	0.09	ha
Área total primarias (coronación)		
	0.19	ha

LAGUNAS SECUNDARIAS

Número de secundarias	1.00	
Inclinación de taludes (z)	3.00	
Profundidad	1.50	m
Borde Libre	0.50	m
Profundidad total	2.00	m
Dimensiones de espejo de agua		
Longitud	53.10	m
Ancho	20.70	m
Dimensiones de Coronación		
Longitud	56.10	m
Ancho	23.70	m
Dimensiones de fondo		
Longitud	44.10	m
Ancho	11.70	m
Caudal efluente unitario		
q	930.65	m ³ /día
q	10.77	l/s
Caudal efluente total secundario		
Q	930.65	m ³ /día
Q	10.77	l/s
Área unitaria en la coronación		
	0.13	Ha
Área total secundarias (coronación)		
	0.13	Ha

Área total de tratamiento (Primarias y secundarias-coronación) 0.32 Ha

Área Total (+ 15%) 0.37 Ha

Requerimiento de terreno: 0.69 m²/habitante

Según los resultados de diseño, se determinó que las lagunas de oxidación existentes sobrepasan el dimensionamiento mínimo necesario, por tanto, el volumen requerido para el tratamiento de las aguas residuales del distrito de Íllimo, haciendo redundante la implementación o la ampliación de las mismas, sin embargo, se sugieren medidas para el mantenimiento de las mismas.

IX. ALCANTARILLADO PLUVIAL

9.1. INTRODUCCIÓN

El alcantarillado pluvial para el presente proyecto, tiene como fines principales: captar, conducir y eliminar las aguas resultado de las lluvias en el distrito de Íllimo, representando una mejora sustancial en la calidad de vida de sus habitantes, debido a que evitaría la aparición de focos infecciosos y la contaminación causada por el estancamiento de dichas aguas, además de mitigar daños a las viviendas de la zona, la estructura el pavimento y el colapso de la red de alcantarillado.

En el distrito de Íllimo, se propone dos sistemas funcionando en paralelo, el primero, conformado por la ejecución de canales pequeños al borde de ciertas calles, y canaletas con revestimiento de concreto, mientras que el segundo propone la instalación de un drenaje subterráneo conformado por rejillas, sumideros y buzones. En ambos casos las aguas desembocarán en las acequias que rodean al distrito de Íllimo.

Para la presente investigación, proponemos el desarrollo del sistema de drenaje pluvial urbano, según Norma O.S. 060 (Drenaje Pluvial Urbano).

9.2. PERIODO DE DISEÑO

Lo definimos como el periodo de tiempo que un sistema funcionaria de manera adecuado, para establecer este periodo podemos aplicarlo para cada componente del proyecto y estará en función de:

- El periodo de vida útil de los componentes del sistema, considerando el desgaste que podrían sufrir.
- El grado de dificultad que represente la ampliación de los servicios.
- El comportamiento de las obras durante los primeros años lo cual hace referencia al periodo de tiempo en que los caudales iniciales son inferiores a los caudales de diseño propuestos.

Por lo expuesto anteriormente nuestro periodo de retorno para el diseño del sistema de drenaje pluvial será de 10 años.

9.3. CRITERIO DE DISEÑO

9.3.1. TOPOGRAFÍA

El relieve del terreno presenta un factor de suma importancia al momento de diseñar una red de alcantarillado, debido a que determinará el nivel de dificultad para el transporte de las aguas pluviales hacia los puntos de evacuación correspondientes.

Según el estudio realizado, es necesario considerar la construcción de dos sistemas paralelos para la eliminación de las aguas pluviales, un sistema de drenaje pluvial subterráneo y un sistema de canaletas revestidas de concreto.

9.3.2. ESTUDIO DEL SUELO

Para el diseño de las estructuras que se construirán se hará necesario determinar la clasificación y propiedades de suelos sobre los cuales descansarán dichas estructuras. Del estudio realizado se concluyó lo siguiente:

- El suelo subyacente se encuentra conformado por arenas, arcillas, y limos el material arcilloso normalmente tiene un límite Líquido que varía desde 20.54% - 34.44% y los Índices Plástico varían entre 7.96% - 15.87%.
- No se encontró el nivel freático en las calicatas a una profundidad de 2.00m.
- El contenido de sales presente en las muestras es significativo, por lo que se recomienda usar en las estructuras cementos del tipo ms, tipo II o tipo V y aditivos para los lugares de mayor afección en el distrito de Íllimo.
- La capacidad portante admisible varía entre 0.75 Kg/cm²– 1.29 Kg/cm².

Por lo tanto, se determina que el suelo subyacente al Distrito de Íllimo, a pesar de presentar condiciones adversas por su agresividad al concreto, no representa impedimentos mayores para la construcción de las estructuras necesarias para el proyecto siempre y cuando se cumplan con las recomendaciones establecidas al final de este proyecto.

9.3.3. FLUJO SUPERFICIAL

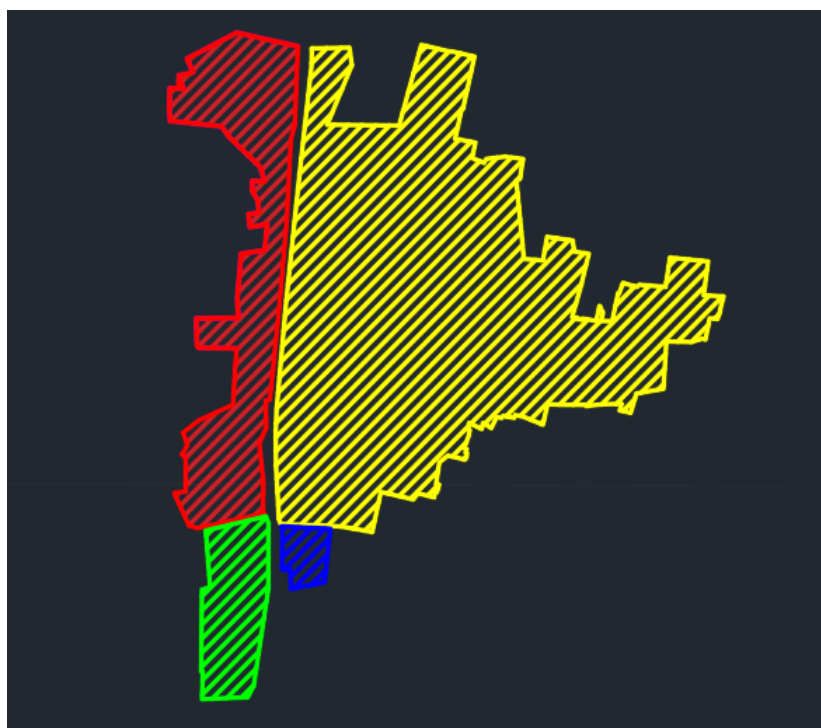
El flujo o escurrimiento superficial, se define como el porcentaje de agua pluvial que no llega a absorberse por las capas inferiores del suelo, que no se evapora y no es aprovechada por la vegetación, sino que llega a un cauce superficialmente.

El Distrito de Íllimo frente a un fenómeno pluvial, cae dentro de dos categorías: Superficies permeables e impermeables. Las impermeables están constituidas por todas las estructuras que estén hechas en su mayoría con concreto (veredas, edificaciones, azoteas, etc) y las permeables son las que están compuestas por terreno natural, Un porcentaje elevado de Superficies impermeables es propio de zonas urbanas.

Esencialmente no hay diferencia hidráulica entre los comportamientos de la esorrentía superficial formada en zona permeable o impermeable. Naturalmente las rugosidades serán mayores. La diferencia entre zonas la marca la infiltración.

Y con lo expuesto anteriormente podemos dividir en 4 sectores de flujo superficial al distrito de Íllimo: *Sector A*, *Sector B*, *Sector C* en el que cada sector funciona con un flujo superficial de esorrentía independiente debido a su topografía y superficie de esorrentía.

Figura N° 25. Delimitación de Sectores para Abastecimiento en el Distrito de Íllimo



Fuente: Propia

9.3.4. MÉTODO DE CÁLCULO PARA LA DETERMINACIÓN DEL FLUJO

La determinación de flujos en el Distrito de Íllimo se sustenta en el estudio topográfico ya que con el cálculo de las pendientes longitudinales de las calles obtenemos un porcentaje de bifurcaciones para el cálculo de caudales que fluyen en cada una de las calles para diseñar la red de alcantarillado pluvial.

9.3.4.1. MÉTODO RACIONAL.

Con el objetivo de determinar el gasto de diseño para un sistema de captación de aguas pluviales generalmente se aplica el Método Racional.

El mencionado método considera un caudal máximo, el cual es acumulado concentrándose en un punto determinado. Se consideran dos hipótesis principales:

- Se considera una precipitación de intensidad uniforme, la cual tiene una duración igual o mayor que el tiempo de concentración.
- Se considera una intensidad uniforme en toda la cuenca.

Sin embargo, las hipótesis presentadas no se consideran totalmente válidas, por tratarse de un caso idealizado, por ende, debe restringirse el uso del método racional a áreas pequeñas.

Según lo señalado por la norma OS 060, Los caudales usados para drenajes urbanos diseñados bajo el Método Racional, solo serán aplicable para áreas iguales o menores a 13 km², como el área comprendida para el proyecto es de 0.053 km², se considera válido.

Aceptando este planteamiento, el caudal máximo se calcula por medio de la siguiente expresión, que se representa la fórmula racional:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

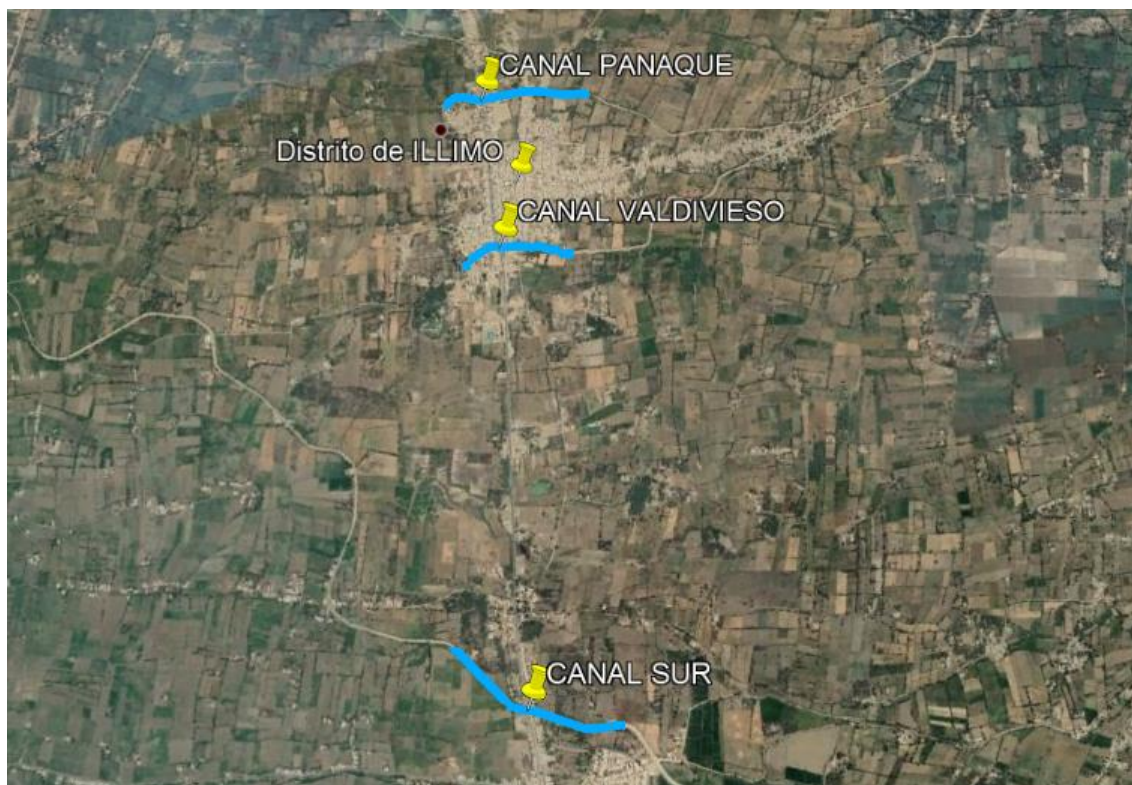
Donde:

- Q : Caudal máximo, en m³/s.
- C : Coeficiente de escorrentía que depende de la cobertura vegetal, la pendiente y el tipo de suelo, sin dimensiones.
- I : Intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración y para un periodo de retorno dado, en mm/h.
- A : Área de la cuenca en hectáreas (ha).

9.3.5. SISTEMAS DE DRENAJE

Con el objetivo de sustentar la viabilidad económica de nuestro proyecto, se buscó aprovechar la topografía del terreno para asegurar el flujo de las aguas pluviales hacia los canales Panaqué, Valdivieso y Sur que rodean al distrito de Íllimo

Figura N° 26. Canales y Acequias que Rodean al Distrito de Íllimo



Fuente: Google Earth

El diseño estará conformado por dos sistemas paralelos de evacuación, el primero conformado por varios canales de concreto y el segundo por un sistema de rejillas, sumideros, buzones, tuberías, en ambos casos se conducirán las aguas de las precipitaciones fuera del distrito hacia las acequias descritas anteriormente.

9.3.6. MANTENIMIENTO DE LA RED

El mantenimiento de la red de drenaje pluvial, contempla las actividades de limpieza de canaletas, mantenimiento de canales y conservación del sistema integral de tuberías que contiene la red de drenaje.

Dicho mantenimiento estaría se realizaría a través de un trabajo conjunto entre la municipalidad Distrital de Íllimo y el gobierno regional de Lambayeque, con fuente de financiamiento de RECURSOS ORDINARIOS, asignado a través del presupuesto multianual de inversiones.

9.4. PARÁMETROS DE DISEÑO

Identificados los sistemas de drenaje a emplear, teniendo en cuenta los criterios de diseño a continuación se darán los parámetros de diseño.

9.4.1. DRENAJE SUPERFICIAL PLUVIAL POR CANALETAS

De acuerdo al estudio topográfico ejecutado en el distrito de Íllimo, el relieve de la zona nos ofrece características excelentes para el transporte de las aguas pluviales, con repercusiones directas sobre nuestro diseño.

En las zonas correctamente identificadas de máxima depresión se acumulan los flujos hidráulicos. Si estos “puntos de concentración” se encuentran ubicados en zonas colindantes con el límite del distrito, se procederá a coleccionar y eliminar estas aguas mediante canales revestidos que conduzcan el flujo hacia la acequia más cercana. Caso contrario los flujos serán conducidos fuera del distrito mediante el empleo de canaletas hacia los canales revestidos antes mencionados, si la topografía lo permite.

En casos muy particulares donde la topografía misma haga imposible el empleo de drenaje superficial se optará por el uso de una red subterránea de drenaje.

9.4.1.1. PARÁMETROS DE DISEÑO PARA DRENAJE SUPERFICIAL (CANALETAS)

A continuación, se darán las pautas en las cuales se basaron los diseños de las canaletas revestidas de concreto dentro del distrito.

CRITERIOS DE DISEÑO:

Los criterios de diseño a ser considerados en nuestro diseño son los siguientes:

- La clase de material que forma el cuerpo del canal para determinar el Coeficiente de rugosidad “n”. Valido para ambos casos.
- La velocidad mínima se determinará según tablas y recomendaciones presentadas en el libro “Manual de diseño hidráulico de canales y obras de arte”, mientras que la velocidad máxima será asumida de fórmulas presentadas por Ven te Chow.

A. Elección del tipo de revestimiento:

El caudal de diseño considerado para el presente estudio, se considera bajo (Menor a 0.3 m³/s), por lo tanto, para determinar el tipo de revestimiento que tendrá el canal estará en función de la ubicación de cada uno de los canales, después de un análisis determinamos que el revestimiento que tendrán será de concreto.

Finalmente tomaremos como dato el coeficiente de rugosidad del concreto $n = 0.011$ para estructuras construidas dentro del distrito de Íllimo.

B. Velocidad en los canales:

Las velocidades de un canal fluctuar entre un valor máximo que no produzca erosión y un mínimo que no produzca sedimentación.

Caso I: Velocidades Máximas

La velocidad máxima de canales se puede determinar según:

Para canales revestidos la velocidad máxima permisible será:

Tabla N° 29. Velocidades Máximas Permisibles

Tipo de revestimiento	Velocidades máximas permisibles (m/s)
Materiales revestidos con materiales arcillosos.	0.80 – 1.25
Canales revestidos con concreto o con losas asfálticas o con membranas.	1.50

El método de diseño por velocidad máxima permisible V_p tal como lo plantea Ven Te Chow, para esta fórmula específica, conociendo la pendiente de canal de drenaje.

$$V_{MAX} = \left[\frac{QS_0^{\frac{3}{2}}}{4n^3k} \right]^{\frac{1}{4}} \text{ de acuerdo a la fórmula de Manning.}$$

Caso II: Velocidades Mínimas

Para adoptar un rango de velocidades mínimas, deberá considerarse como criterio principal que no exista sedimentación dentro de la red, sin embargo, no se puede establecer un valor exacto, en caso no haya presencia de partículas finas (menores a 0.006 mm), el valor se vuelve despreciable, no obstante, una baja velocidad de flujo podría favorecer el crecimiento de vegetación.

C. Pendiente longitudinal del fondo.

Depende de la “velocidad permisible” de la fórmula de Manning y de la “rugosidad”.

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

Dónde:

- V= Velocidad en m/s
- n= Coeficiente de rugosidad Manning
- R= Radio hidráulico es D/4 m.
- S= Pendiente de la línea de carga m/m.

Se observa que “V” depende de R y S, no hay un valor recomendable para R, por lo cual se seleccionará previamente las condiciones de diseño hidráulicas que se adecuen a las condiciones presentadas.

D. Taludes apropiados para distintos tipos de material.

En la siguiente tabla obtenido del libro de Aguirre (1), se presenta la siguiente tabla.

Tabla N° 30. Taludes Empleados según Material de Excavación de Canal

Material	Talud (vertical : horizontal)
Roca	Prácticamente Vertical
Suelos de Turba y Detritos	1 : 0.25
Arcilla compacta o tierra con recubrimiento de concreto o mampostería.	1 : 0.5 hasta 1 : 1
Tierra con recubrimiento de piedra o tierra en grandes canales (Rocas alteradas)	1 : 1
Arcilla firme o tierra en canales pequeños, o revestidos con piedras.	1 : 1.5
Tierra arenosa suelta, material poco estable.	1: 2
Greda arenosa o arcilla porosa	1: 3

Fuente: Aguirre – Taludes empleados según material de excavación de canal

E. Borde libre

Como resguardo contra posibles ingresos de flujos adicionales de agua se tomará en cuenta un borde libre.

Según GÓMEZ NAVARRO: El canal sin revestir el borde libre varia de 0.30 hasta 1.20 m.

Según *BUREAU OF RECLAMATION*: recomienda estimar el borde libre con la siguiente formula:

$$f = 0.55 \sqrt{cd}$$

Donde:

- f = borde libre (m)
- d = tirante de agua (m)
- $c = 1.5$ ($Q \leq 600$ lts/s) / $c = 2.5$ ($Q > 600$ m³/s)

Según *LA SECRETARIA DE RECURSOS HIDRÁULICOS DE MÉXICO*: recomienda los siguientes valores en función del caudal.

Tabla N° 31. Borde Libre para Canales sin Revestir o Revestidos en Función del Caudal

Caudal (m ³ /s)	Borde libre Revestido (cm)	Borde libre sin revestir (cm)
≤ 0.05	7.50	10.00
0.05 – 0.25	10.00	20.00
0.25 – 0.50	20.00	40.00
0.50 – 1.00	25.00	50.00
> 1.00	30.00	60.00

Fuente: Aguirre – Taludes empleados según material de excavación de canal

Según *MÁXIMO VILLÓN*: Borde libre en función de la plantilla del canal.

Tabla N° 32. Borde Libre en Función de ancho de Plantilla del Canal

Ancho de la plantilla (m)	Borde libre (m)
HASTA 0.8	0.4
0.8 – 1.5	0.5
1.5 – 3.0	0.6
3.0 – 20.0	1.0

Fuente: Aguirre – Taludes empleados según material de excavación de canal

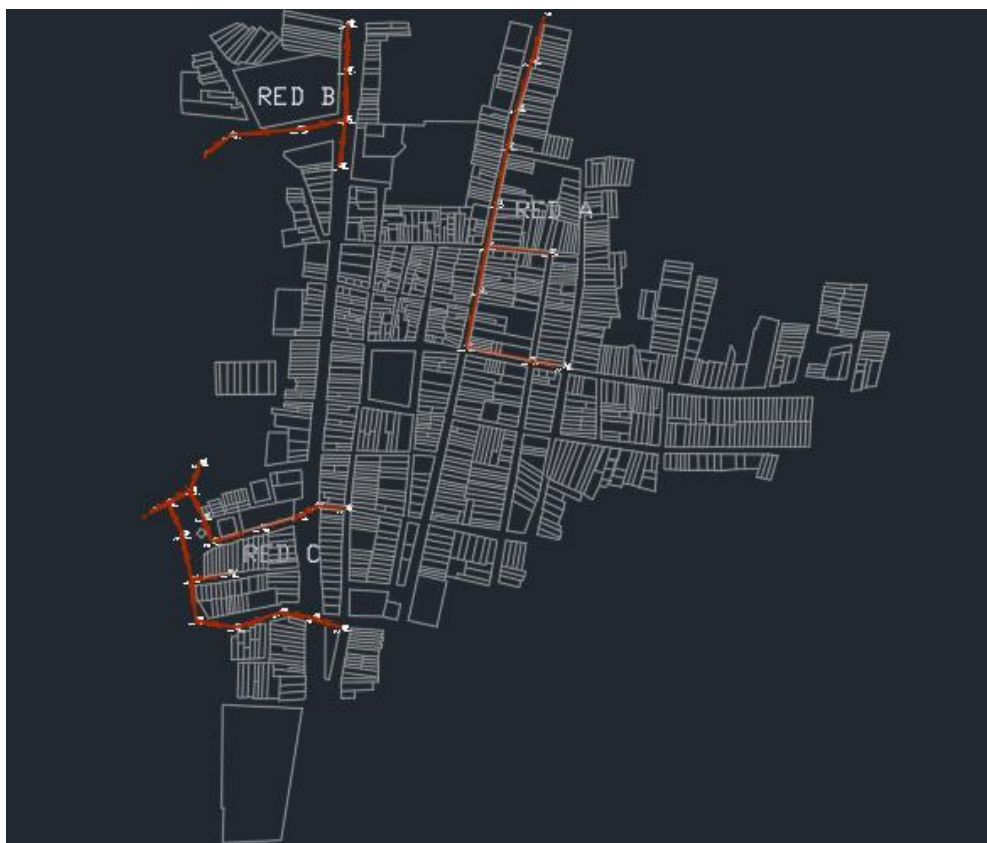
9.4.1.2. RESULTADO DE DISEÑO HIDRÁULICO DE CANALETAS

Cálculo detallado de diseño hidráulico de canaletas: VER ANEXO – DISEÑO HIDRAULICO DE CANALETAS.

9.4.2. DRENAJE SUBTERRÁNEO PLUVIAL

Debido al estudio topográfico del distrito de Íllimo se propone una medida de drenaje subterráneo en la zona oeste del distrito para poder evacuar las aguas pluviales de forma adecuada sin alterar drásticamente la topografía ya que al optar por un sistema de drenaje superficial tendríamos que realizar movimientos de tierra impertinentes que resultarían declarando inviable el proyecto. En este sentido proponemos 3 redes de tuberías para el drenaje superficial: Red A, Red B y Red C, estas redes de tubería de drenaje subterráneo trabajan en serie y se disponen de buzones para inspección y sumideros de captación conformes para que cumplan con las características de diseño hidráulico conformes a la norma OS 060 (Drenaje Pluvial Urbano).

Figura N° 27. Redes de drenaje Subterráneo Pluvial Proyectados Distrito de Íllimo



Fuente: Propia

9.4.2.1. BUZONES DE INSPECCIÓN DE LOS SISTEMAS DE DRENAJE.

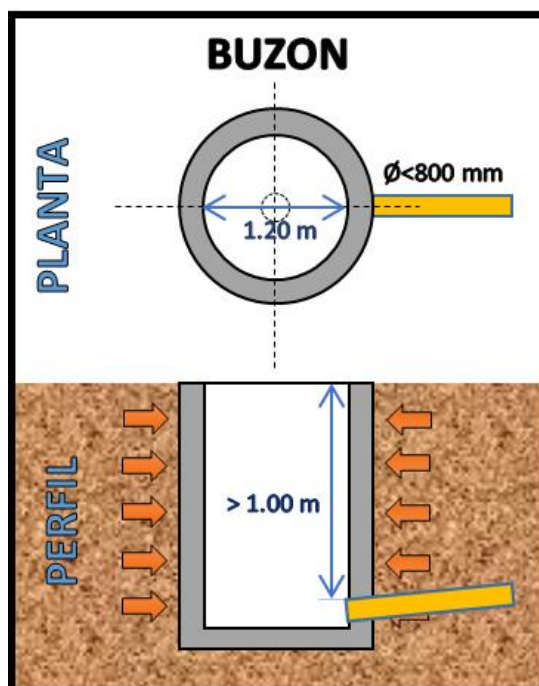
El diseño de la red de alcantarillado pluvial por gravedad, fue realizado tomando en cuenta el tiempo de vida útil del proyecto, debe cumplirse el factor de autolimpieza del sistema, el cual evitará la sedimentación de partículas finas entre otros materiales nocivos para la red. Este problema a futuro podría acarrear obstrucciones en la red.

El sistema de drenaje pluvial subterráneo se compone por tuberías que estén acordes al volumen de agua que podrían captar, y pendientes que asegurarían la evacuación de las aguas de lluvia correspondientes a cada caso; para los buzones de inspección, estarán ubicados en un rango de 100 a 200 metros o en puntos de convergencia de afluentes en el sistema.

A. CONSTRUCCIÓN DE BUZONES

Los buzones se definen como estructuras de forma cilíndrica con 120 cm de diámetro interior, y un espesor mínimo de 20 cm de loza de fondo y pared, para esta profundidad está compuesto únicamente de concreto, sin acero, están sometidos exclusivamente a esfuerzos de compresión.

Figura N° 28. Buzón a Emplear en el Drenaje Subterráneo Pluvial



Fuente: Propia

En condiciones normales, los buzones presentan profundidades mayores a un metro, sobre la clave de la tubería, gracias al tránsito vehicular presente sobre la capa de rodadura que va por encima de las tuberías y el empuje del suelo, los buzones son sometidos únicamente a esfuerzos

de compresión, en casos donde estas estructuras se construyan dentro de suelos muy estables solo se procedería a encofrar el interior de ellos.

En buzones se proyectarán solo para tuberías colectores principales de hasta 800 mm de diámetro.

B. BASE NORMATIVA

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) con respecto al concreto simple indica que los elementos de concreto simple deben estar limitados únicamente a estructuras que estén apoyadas sobre el terreno o que son soportadas por otro elemento estructural el cual sea capaz de comportarse como un apoyo vertical, o para casos donde la distribución de arco del elemento así lo permita.

En lo referido a buzones, debe estar indicado que de acuerdo a su profundidad y los esfuerzos a los que este elemento se encuentre sometido, se considerara una distribución de acero adecuada en caso se requiera.

9.4.2.2. TUBERIAS COLECTORAS

Para el presente informe, la conducción de la red secundaria del sistema de alcantarillado pluvial, se conforma por buzones y tuberías, los cuales captan el agua desde sumideros y la evacuan hasta un punto de acopio, Las tuberías colectoras son generalmente de sección circular y prefabricadas de concreto o PVC.

A. CONDICIONES HIDRÁULICAS

Los Colectores secundarios, funcionan mediante un escurrimiento libre de las aguas pluviales, generalmente estos colectores son circulares, por ello la selección del diámetro a emplear está en función del volumen de agua que deberá pasar por los colectores, y este debe estar un por rango menor a 0.8 veces el diámetro. En caso la altura del fluido sea equivalente a 0.8 veces el diámetro, el gasto y la velocidad del fluido estarán directamente relacionadas a la pendiente longitudinal, el coeficiente “C” (Rugosidad) y el diámetro de la tubería mediante las siguientes relaciones.

$$V = 0.45 \frac{D^{2/3} I^{1/2}}{n}$$

$$Q = 0.30 \frac{D^{8/3} I^{1/2}}{n}$$

Dónde:

- V = Velocidad medía del flujo, en metros por segundo.
- Q = Gasto, en metros cúbicos por segundo.
- I = Pendiente de fondo del tubo, en metro por metro, (adimensional).
- D = Diámetro interior del tubo, en metros.
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning, según la Tabla:

Tabla N° 33. Coeficientes de Manning por Material de Tubería

Tipo de Superficie	Coeficiente n
Tubo de PVC	0.009
Tubo de Fibrocemento	0.012
Tubos de mortero comprimido	0.013

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

B. BASE NORMATIVA

Deberán adoptarse condiciones adicionales para las tuberías colectoras de la red secundaria:

- Deberá considerarse un diámetro mínimo de 40 cm
- El escurrimiento del flujo no deberá estar por encima de los 6m/s.
- Se considerará una velocidad mínima de 0.9 m/s y por ende debe considerarse pendientes de fondo que aseguren esta velocidad.

Tabla N° 34. Relaciones Diámetro Rigidez en Tuberías.

Diámetro Nominal mm	Longitud			RIGIDEZ kN/m ²					
				SDR 51		SDR 41		SDR 34	
	Total (m)	Útil (m)	C max	SN 2		SN 4		SN 8	
			e (mm)	Peso (kg/tubo)	e (mm)	Peso (kg/tubo)	e (mm)	Peso (kg/tubo)	
110	6	5.85	75	-	-	3.2	10.5	3.2	10.5
160	6	5.83	90	3.2	15.37	4	19.1	4.7	22.33
200	6	5.82	100	3.9	23.44	4.9	29.28	5.9	35.05
250	6	5.79	115	4.9	36.8	6.2	46.27	7.3	54.21
315	6	5.75	135	6.2	58.7	7.7	72.48	9.2	86.13
355	6	5.74	150	7	74.7	8.7	92.31	10.4	109.74
400	6	5.71	155	7.9	94.98	9.8	117.17	11.7	138.14
450	6	5.7	170	8.8	118.61	11	147.53	13.2	176.15
500	6	5.69	190	9.8	146.88	12.3	183.42	14.6	216.69
630	6	5.62	220	12.3	232.3	15.4	289.39	18.4	344.08

9.4.2.3. DISEÑO HIDRAULICO DE DRENAJE SUBTERRANEO

Cálculo detallado de diseño hidráulico de canaletas: VER ANEXO – DISEÑO HIDRAULICO DE TUBERIAS

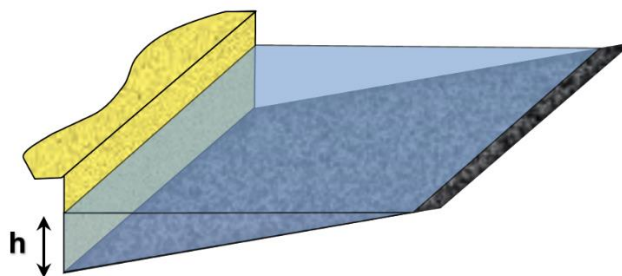
9.4.2.4. SUMIDEROS DE CAPTACION

Para fines de captación y conducción de agua pluvial, debe considerarse la implementación de sumideros, su capacidad hidráulica estará en función su ubicación y de su tipo, adicionalmente de las características del fluido y la pendiente que presente la calle. Por ello es necesario el uso de reducciones para estos efectos, Factores de 0.5 de orden resultan razonables en caso no se disponga de antecedentes mayores.

- $Q_m = 1.66 (L + 2b)h^{1.5}$ si funciona como vertedero: $h < 1.6 \frac{A}{L+2b}$
- $Q_m = 2.66 A h^{0.5}$ si funciona como orificio: $h \geq 1.6 \frac{A}{L+2b}$

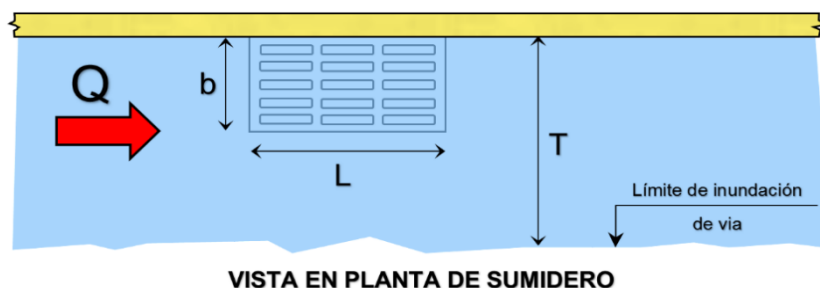
Dónde h es la altura de agua del escurrimiento en la calle frente al sumidero, en metros.

Figura N° 31. Altura de Escurrimiento en Sumideros



Y el ancho máximo de inundación (T) dependerá del ancho de la vía, considerando como ancho máximo la mitad del ancho de total de vía.

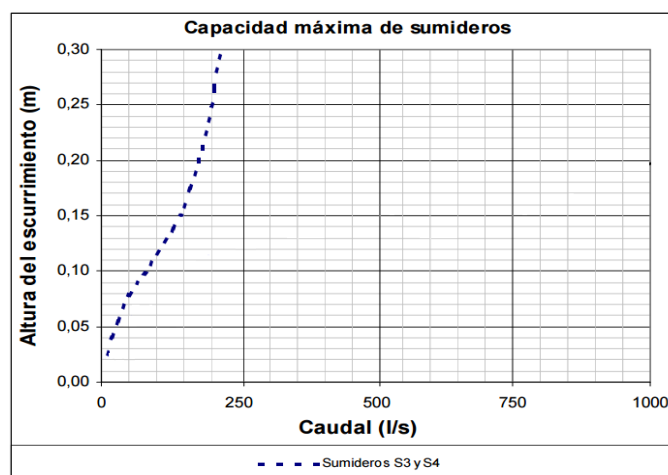
Figura N° 32. Ancho de Inundación en Sumideros



VISTA EN PLANTA DE SUMIDERO

Para sumideros tipo S3 y S4 correspondientes se muestran tabuladas en un gráfico las capacidades máximas en función del Caudal y altura de agua.

Figura N° 33. Capacidad Máxima de Sumideros



C. CAPACIDAD DE DISEÑO DE SUMIDEROS

La captación de un volumen de agua correspondiente al valor de capacidad máxima de un sumidero necesariamente se debería lograr, los sumideros solo llegan a captar una fracción del fluido que discurre por las cunetas, la parte que no llega a ser captada fluye cuesta abajo y se debe agregar al caudal recibido por la calle, por tanto cabe definir el término de “eficiencia de un sumidero E”, como el porcentaje que podría llegar a captar un sumidero que escurre por una cuneta, donde E no podrá exceder el valor de 1.

La capacidad de diseño del sumidero debe considerarse como el valor siguiente:

$$Q_s = E * Q_m$$

Donde Q_s es el caudal captado por el sumidero y Q_m el caudal que escurre por la cuneta aguas arriba del sumidero.

De la guía de diseño y especificaciones de elementos urbanos de infraestructura de agua de lluvia del SERVIU METROPOLITANO de Chile propone los siguientes postulados de fórmulas empíricas desarrolladas mediante de modelos hidráulicos prácticos.

$$E = E_0 + R_s(1 - E_0) ; \quad 0 \leq E \leq 1$$

$$E_0 = 1 - \left(1 - \frac{b}{T}\right)^{2.67} ; \quad 0 \leq E_0 \leq 1$$

$$R_s = \frac{1}{\left(1 + \frac{0.0828 V^{1.8}}{S * L^{2.3}}\right)} ; \quad 0 \leq R_s \leq 1$$

Donde:

- E: Eficiencia de sumidero
- L: Largo longitudinal de sumidero (en metros)
- b: Ancho transversal de sumidero (en metros)
- T: Ancho de inundación (en metros)
- V: Velocidad medía (en metros por segundo)
- S: Bombeo (en metro por metro)

Para los sumideros tipo S3, S4 las características y eficiencias de captación son las siguientes:

Tabla N° 35. Características y Eficiencia de Captación en Sumideros

Características	Sumidero s3 o s4
Sumidero horizontal	
Largo l, en metros	0.66
Ancho b, en metros	0.41
Área libre, rejilla fe laminado, m ²	0.15
Eficiencia de sumideros	
Condición de diseño (1 metro en la cuneta) para cualquier pendiente longitudinal	0.8
Flujo a cuneta llena	
Pendiente longitudinal de la calzada <0.01	0.4
$0.01 \leq$ pendiente longitudinal de la calzada ≤ 0.05	0.2
Pendiente longitudinal de la calzada >0.05	0.05

D. UBICACIÓN DE LOS SUMIDEROS

Los sumideros deberán estar ubicados formando baterías en serie, o bien solos, pero siempre ubicados en lugares adecuados asegurando su efectividad y considerando las siguientes recomendaciones.

- Para intersecciones debe captarse la totalidad del flujo que escurre por las calles, estos deben estar ubicados aguas arriba del cruce peatonal.
- Para las zonas bajas de las intersecciones, las cuales están formadas por las cunetas que vienen aguas arriba, debe evitarse zonas bajas que sean propensas a la acumulación de agua, representando un flujo eficiente aguas abajo.
- Inmediatamente aguas abajo de secciones donde podrían concentrarse grandes volúmenes de agua pluvial, como por ejemplo en descargas de techos o estacionamientos.
- Quedan prohibido colocar sumideros que atraviesen las calzadas de forma transversal.
- Con el fin de conectar sumideros a la red, preferentemente será en las cámaras, para casos donde el tubo de conexión deba llegar hacia la cámara con su fondo por sobre la clave del colector que sale de la cámara.
- En caso sea necesaria la conexión de un sumidero de manera directa hacia el colector, esta conexión debe realizarse en la parte superior del colector, esta tubería debe ser recta, sin cambios al diámetro, orientación ni pendiente.

- Los sumideros también se podrán conectar directamente a otros elementos de la red secundaria, como pozos, zanjas, estanques o lagunas.

E. INTERSECCIONES DE CALLES

Para diseñar intersecciones, se sugiere seguir acatar los siguientes criterios:

- Para intersecciones de calles, se deberá evitar el cruce transversal de cualquiera de las cunetas hacia otras calles
- Bajo ninguna circunstancia deberá cruzar un flujo de una calle poco importante hacia la calle principal.
- En caso se considere necesario que el flujo hacia la calle principal atraviese una calle secundaria debe plantearse la construcción de un badén.
- Impedir la formación de zonas bajas, debe procurarse facilitar el drenaje aguas abajo.

9.4.3. EXPLANACIONES

Según el estudio topográfico realizado en el distrito de Íllimo, existen áreas dentro del casco urbano, que han sido identificados como posibles lugares donde se puede acumular el agua sin salida o posibilidad de descarga. Es por lo siguiente que se realizará el movimiento de tierras que consistirán en cortes y rellenos sobre dichas áreas para poder conducir las aguas fuera dichas áreas, las pendientes mínimas empleadas para conducir las aguas varían entre 0.5 % a 0.1%.

9.5. DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE

Identificados los sistemas de drenaje que serán empleado, y tomando en cuenta los criterios de diseño descritos, se procedió a efectuar el diseño de drenaje pluvial con ayuda del software Sewergems.

9.5.1. DISEÑO DEFINITIVO DE LA RED

9.5.1.1. CONEXIONES DOMICILIARIAS

Se instalarán 2258 conexiones domiciliarias y estarán sujetas a las especificaciones indicadas en los planos.

9.5.1.2. DISEÑO DE CONEXIONES DOMICILIARIAS

Obtenido del diseño, como diámetros, pendientes, cajas, etc.

9.5.1.3. RED DE COLECTORES.

Obtenido del diseño, especificando diámetros y pendientes.

9.5.1.4. DISEÑO DEFINITIVO DE LA RED

El dimensionamiento del sistema de alcantarillado, se hará para los caudales máximos, que tengan una altura de flujo del 75% de diámetro de la tubería además de lo que se estipule en el R.N.E.

X. ESTUDIO HIDROLÓGICO

10.1. PARÁMETROS METEOROLÓGICOS

10.1.1. CLIMA

En la costa norte del Perú, el clima es templado, es decir se marcan las estaciones con climas suaves, sin embargo, lluvias abundantes entre los meses de diciembre a abril, meses de ocurrencia de las mayorías de desastres.

Los factores que determinan el clima son los siguientes:

10.1.1.1. TEMPERATURA

La ciudad de Íllimo en condiciones normales presenta las siguientes temperaturas que fluctúan en valores máximos de 32 °C y valores mínimos de 14 °C en todo el año. A continuación, se muestran los valores de las temperaturas promedios máximas y mínimas de los últimos años en la siguiente tabla.

Tabla N° 36. Temperaturas Max/Min de las Estaciones de Lambayeque y Jayanca

		TEMPERATURAS PROMEDIOS MAXIMAS Y MINIMAS MENSUALES – CIUDAD ÍLLIMO (2010-2015)												
2013	MAX												26.2	28.5
	MIN												14.3	16.3
2014	MAX	30.1	31.4	30.3	29.8	27.7	26.5	24.8	24.1	26.1	26.7	28.2	29.4	
	MIN	17.9	19.4	18.4	18.4	17.6	17	15.3	14.6	14.3	14.4	16.2	17.7	
2015	MAX	31	31.7	32	31.4	29.7	28.3	26.7	26.1	26.8	27	28.1	29.2	
	MIN	19.1	20.2	20.6	20.1	18.5	18	16.4	14.8	15.2	15.7	16.5	17.4	
2016	MAX	31.1	32.6	30.7	28.1	27	25.7	25.2	25.2	26.6	26.3	26.5	29.4	
	MIN	19.4	19.8	20.8	17.5	17	14.9	15	14.2	14.6	15.3	15.2	17.7	
2017	MAX	31	31.2	31.4	29.8	28.2	27.7	26.2	25.8	26.7	27.2	27.7	29.2	
	MIN	20.2	20.2	20.4	18.4	19.8	18.9	15.7	15.5	15.5	16.5	16.8	18.2	
2018	MAX	30.3	31.2	31.5	30.5	29.8	28	27.4						
	MIN	19.6	21.3	21.5	19.3	19	18.7	17.1						

Fuente: Elaboración propia/ utilizando registros de Senamhi

10.1.1.2. HUMEDAD RELATIVA

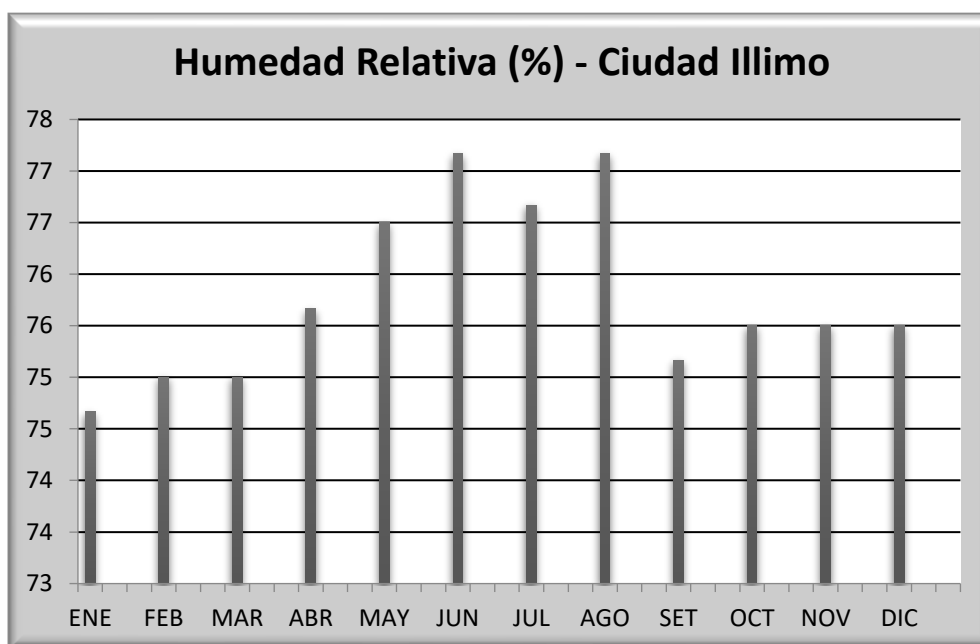
La Humedad Relativa (obtenida por la interacción de la temperatura de bulbo húmedo y la temperatura de bulbo seco y el diagrama de Molliere) en el área del estudio fluctúa entre el 70 – 80 % aproximadamente.

Tabla N° 37. Humedad Relativa Mensualizada – Distrito de Íllimo

CIUDAD DE ÍLLIMO

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
Humedad Relativa (%)	75	75	75	76	77	77	77	77	75	76	76	76

Fuente: Senamhi, Ministerio del Ambiente, Ministerio de Agricultura y riego de las estaciones de Jayanca y Lambayeque



Fuente: Senamhi, Ministerio del Ambiente, Ministerio de Agricultura y riego de las estaciones de Jayanca y Lambayeque.

10.1.1.3. PLUVIOMETRIA

En la ciudad de Íllimo al igual que en toda la región las precipitaciones son bastantes escasas, pues la gran parte del año no llueve considerablemente; sin embargo, el régimen pluviométrico se ve notablemente alterado en años extraordinarios estando asociado directamente a la presencia del fenómeno del Niño, en estos años las lluvias son muy intensas.

10.1.1.4. VIENTOS

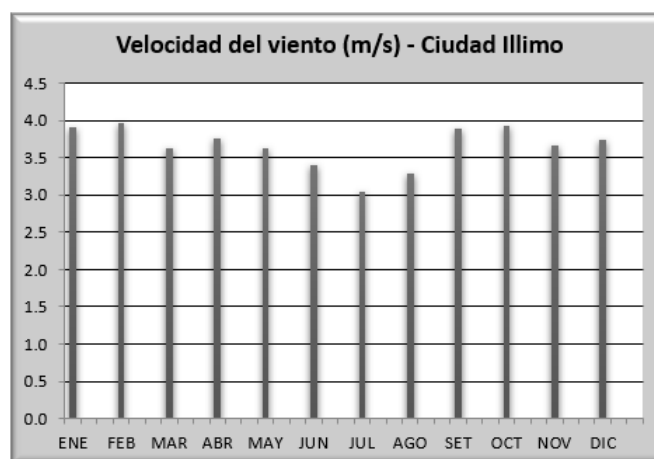
El anticiclón del Pacífico del Sur, determina la presencia de los vientos alisios del sureste. La dirección e intensidad de los vientos depende principalmente de la posición en que se encuentren el anticiclón de la hora y la estación del año. Aproximadamente el 90% de los vientos de Suroeste.

Tabla N° 38. Tablas de Velocidad del Viento en el Distrito de Íllimo

CIUDAD DE ÍLLIMO

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
V. el. del viento (m/seg)	3.9	4.0	3.6	3.8	3.6	3.4	3.1	3.3	3.9	3.9	3.7	3.7

Fuente: Senamhi, Ministerio del Ambiente, Ministerio de Agricultura y riego de las estaciones de Jayanca y Lambayeque.



Fuente: Senamhi, Ministerio del Ambiente, Ministerio de Agricultura y riego de las estaciones de Jayanca y Lambayeque

10.2. ANÁLISIS DE LA TORMENTA

El pluviómetro registra medidas, las 24 horas del día durante el evento, lo cual nos proporciona precipitaciones máximas en 24 horas, consideramos la precipitación más alta para los casos de precipitación más desfavorable, es así como se seleccionó las precipitaciones de las planillas de SENAMHI para el desarrollo del diseño.

10.2.1. INTENSIDAD MEDÍA DE PRECIPITACIONES

En los problemas relativos al flujo de las aguas pluviales, las precipitaciones pluviométricas son caracterizadas por su intensidad, duración y frecuencia. Se presenta a continuación los

diversos métodos usados para el cálculo de las precipitaciones y así obtener la intensidad de Diseño.

10.2.2. MÉTODOS ESTADÍSTICOS

Los métodos estadísticos, se basan en considerar que la Precipitación Máxima en 24 horas, es una variable aleatoria que tiene una cierta distribución. Para utilizarlos se requiere tener como datos, el registro de Precipitaciones Máximas en 24 horas, cuanto mayor sea el tamaño del registro, mayor será también la aproximación del cálculo de la Precipitación de Diseño, la cual se calcula para un determinado Periodo de Retorno.

Según el “Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje” del MTC, Capítulo de Hidrología, se pueden aplicar los siguientes métodos:

- Distribución Normal
- Distribución Log Normal 2 parámetros
- Distribución Log Normal 3 parámetros
- Distribución Gamma 2 parámetros
- Distribución Gamma 3 parámetros
- Distribución Log Pearson tipo III
- Distribución Gumbel
- Distribución Log Gumbel.

Los métodos de distribución que utilizaremos para el presente proyecto serán:

- DISTRIBUCION NORMAL
- DISTRIBUCION LOGNORMAL 2 PARAMETROS
- DISTRIBUCION GUMBEL
- DISTRIBUCION LOGPEARSON TIPO III

Las cuales detallaremos a continuación:

A. DISTRIBUCION NORMAL

La distribución normal es una distribución simétrica en forma de campana, también conocida como Campana de Gauss. Aunque muchas veces no se ajusta a los datos hidrológicos tiene amplia aplicación por ejemplo a los datos transformados que siguen la distribución normal.

➤ **Función de densidad:** la función de densidad está dada por

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp \frac{-1(x-\mu)^2}{2\sigma^2} \quad -\infty < x < \infty$$

Los dos parámetros de la distribución son la media μ y desviación estándar σ para los cuales \bar{x} (media) y s (desviación estándar) son derivados de los datos.

➤ **Estimación de parámetros:**

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

$$s = \left\{ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right\}^{\frac{1}{2}}$$

➤ **Factor de frecuencia:**

Si se trabaja con los X sin transformar el K se calcula como

$$K_T = \frac{x_T - \mu}{\sigma}$$

Este factor es el mismo de la variable normal estándar:

$$K_T = F^{-1}\left(1 - \frac{1}{Tr}\right)$$

➤ **Límites de confianza**

$$X_{Tr} \pm t_{(1-\alpha)} S_e$$

Donde α es el nivel de probabilidad $t_{(1-\alpha)}$ es el cuantil de la distribución normal estandarizada para una probabilidad acumulada de $1 - \alpha$ y S_e es el error estándar.

B. DISTRIBUCION LOGNORMAL DE DOS PARAMETROS

Si los logaritmos Y de una variable aleatoria X se distribuyen normalmente se dice que X se distribuye normalmente.

Esta distribución es muy usada para el cálculo de valores extremos por ejemplo Q_{\max} , Q_{\min} , P_{\max} , P_{\min} (excelentes resultados en Antioquia). Tiene la ventaja que $X > 0$ y que la transformación Log tiende a reducir la asimetría positiva ya que al sacar logaritmos se reducen en mayor proporción los datos mayores que los menores.

Limitaciones: tiene solamente dos parámetros, y requiere que los logaritmos de las variables estén centrados en la media

➤ Función de densidad:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp \frac{-1(x-\mu)^2}{2\sigma^2} \quad x > 0$$

$$y = \ln x$$

Dónde:

u_y : Media de los logaritmos de la población (parámetro escalar), estimado \bar{y}

σ_y : Desviación estándar de los logaritmos de la población, estimado S_y

➤ Estimación de parámetros

$$\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i)$$

$$S_y = \left\{ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln(x_i) - \bar{y})^2 \right\}^{\frac{1}{2}}$$

➤ Factor de frecuencia:

Puede trabajarse en el campo original y en el campo transformado.

Campo transformado: Si se trabaja en el campo transformado se trabaja con la media y la desviación estándar de los logaritmos, así:

$$\ln(x_{Tr}) = x_{Tr} + K S_y$$

Dónde:

$$x_{Tr} = e^{\ln(x_{Tr})}$$

Con K con variable normal estandarizada para el T_r dado, x_{Tr} media de los logaritmos y S_y es la desviación estándar de los logaritmos.

Campo original: Si se trabaja con los X sin transformar el K se calcula como

$$K_t = \frac{\text{Exp} \left\{ K_t * (\ln(1 + C_V^2))^{\frac{1}{2}} - \left(\frac{\ln(1 + C_V^2)}{2} \right) \right\} - 1}{C_V}$$

K es la variable normal estandarizada para el T_r dado, $C_V = \frac{S}{\bar{X}}$ es el coeficiente de variación, \bar{X} media de los datos originales y S desviación estándar de los datos originales.

➤ Límites de confianza

En el campo transformado

$$\ln(X_{Tr}) \pm t_{(1-\alpha)} S_T$$

$$S_e = \frac{(\delta S_y)}{\sqrt{n}} \quad \delta = \left(1 + \frac{K_T^2}{2} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Donde "n" número de datos, su error estándar, "K_T" variable normal estandarizada.

C. DISTRIBUCION GUMBEL O EXTREMA TIPO I

Una familia importante de distribuciones usadas en el análisis de frecuencia hidrológico es la distribución general de valores extremos, la cual ha sido ampliamente utilizada para representar el comportamiento de crecientes y sequías (máximos y mínimos).

➤ **Función de densidad:**

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp \left[\frac{-(x - \beta)}{\alpha} - \exp \left(\frac{-(x - \beta)}{\alpha} \right) \right]$$

En donde α y β son los parámetros de la distribución.

$$F(x) = \int f(x) dx = \exp \left[-\exp \left(-\frac{(x - \beta)}{\alpha} \right) \right]$$

➤ **Estimación de parámetros**

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} s$$

$$\beta = \bar{x} - 0.5772\alpha$$

Donde \bar{x} y s son la media y la desviación estándar estimadas con la muestra.

➤ **Factor de frecuencia:**

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0.5772 + \ln \left[\ln \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right] \right\}$$

Donde T_r es el periodo de retorno. Para la distribución Gumbel se tiene que el caudal para un período de retorno de 2.33 años es igual a la media de los caudales máximos.

➤ **Límites de confianza**

$$X_t \pm t_{(1-\alpha)} S_e$$

$$S_e = \frac{\delta \cdot s}{\sqrt{n}}$$

$$\delta = [1 + 1.1396K_T + 1.1K_T^2]^{\frac{1}{2}}$$

K_T es el factor de frecuencia y $t(1 - \alpha)$ la variable normal estandarizada para una probabilidad de no excedencia de $1 - \alpha$.

D. DISTRIBUCION LOGPEARSON TIPO III

Si los logaritmos Y de una variable aleatoria X se ajustan a una distribución Pearson tipo III, se dice que la variable aleatoria X se ajusta a una distribución Log Pearson Tipo III. Esta distribución es ampliamente usada en el mundo para el análisis de frecuencia de Caudales máximos. Esta se trabaja igual que para la Pearson Tipo III pero con X_y y S_y como la media y desviación estándar de los logaritmos de la variable original X .

➤ Función de densidad

$$f(x) = \frac{1}{x|\alpha|\Gamma(\beta)} \left(\frac{\ln(x) - y_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} \exp\left(-\frac{\ln(x) - y_0}{\alpha} \right)$$

Donde

$$y_0 \leq y < \infty \text{ para } \alpha > 0$$

$$\infty < y \leq y_0 \text{ para } \alpha < 0$$

$-\alpha$ y β son los parámetros de escala y forma, respectivamente y y_0 es el parámetro de localización.

➤ Estimación de parámetros

$$\hat{\beta} = \left(\frac{2}{C_s} \right)^2; \quad \hat{\alpha} = s_y \frac{C_s}{2}; \quad \hat{x}_0 = \bar{x}_y - \alpha \hat{\beta}$$

C_s es el coeficiente de asimetría, \bar{x}_y y S_y son la media y la desviación estándar de los logaritmos de la muestra respectivamente.

➤ Factor de frecuencia:

$$\ln(Y_{Tr}) = \bar{x}_y + K * s_y$$

$$K \approx z + (z^2 - 1) \frac{C_s}{6} + \frac{1}{3} (z^3 - 6z) \left(\frac{C_s}{6} \right)^2 - (z^2 - 1) \left(\frac{C_s}{6} \right)^3 + z \left(\frac{C_s}{6} \right)^4 + \frac{1}{3} \left(\frac{C_s}{6} \right)^5$$

Dónde: z es la variable normal estandarizada

Este valor de K se encuentra tabulado de acuerdo al valor de C_s calculado con la muestra.

➤ **Intervalos de confianza:**

$$X_t \pm t_{(1-\alpha)} S_e$$

$$S_e = \frac{\delta \cdot S_Y}{\sqrt{n}}$$

Donde S_y es la desviación estándar de los algoritmos de la muestra, n es el número de datos y δ se encuentra tabulado en función de C_s y T_r .

❖ **PRUEBA SMIRNOV KOLMOGOROV**

El estadístico Smirnov Kolmogorov D considera la desviación de la función de distribución de probabilidades de la muestra $P(x)$ de la función de probabilidades teórica, escogida $P_0(x)$ tal que $D_n = \max (P(x) - P_0(x))$.

La prueba requiere que el valor D_n calculado con la expresión anterior sea menor que el valor tabulado D_n para un nivel de probabilidad requerido.

Esta prueba es fácil de realizar y comprende las siguientes etapas:

-El estadístico D_n es la máxima diferencia entre la función de distribución acumulada de la muestra y la función de distribución acumulada teórica escogida.

-Se fija el nivel de probabilidad α , valores de 0.05 y 0.01 son los más usuales.

-El valor crítico D_α de la prueba debe ser obtenido de tablas en función de α y n.

-Si el valor calculado D_n es mayor que el D_α , la distribución escogida se debe rechazar.

10.2.3. CURVA DE PRECIPITACIÓN DE DISEÑO

Mediante los métodos estadísticos, obtenemos gráficamente los métodos a utilizar para el cálculo de precipitaciones de diseño, ello nos conllevó a concluir que los métodos cuya curva de tendencia se asemejan son el Método de Distribución Normal y Distribución de Gumbel, al tener valores más próximos en el periodo de retorno de retorno de diseño (10 años).

10.2.4. CÁLCULO DE TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración de una cuenca corresponde al tiempo que debe transcurrir desde el inicio de una tormenta de intensidad uniforme, para que toda la superficie de la cuenca aporte al escurrimiento a la salida. Puede estimarse como el tiempo que tarda en llegar a la salida de la cuenca, una onda del flujo que parte desde el lugar hidráulicamente más alejado de la sección de salida.

En resumen, el tiempo de concentración del área que se drena hasta un punto de interés en el sistema de drenaje, es el mayor tiempo de concentración entre todas las diferentes rutas que pueden tomar los diversos flujos que llegan a un determinado punto.

En el siguiente proyecto se realizó el cálculo del tiempo de concentración de todas las posibilidades de flujos encontrados en el área de estudio, con sus características de longitud y desnivel total (revisar plano de dirección de flujos).

Formulas empleadas para el cálculo del tiempo de concentración:

A. METODO DE KIRPICH

$$T_C = 0.0078 * \left(\frac{3.2808 * L}{S^{0.5}} \right)^{0.77}$$

Dónde:

- T_C : Tiempo de Concentración en minutos
- L: Longitud del recorrido en metros
- S: Pendiente en m/m

B. METODO DE ROWE

$$T_C = \left(\frac{0.87 * L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Dónde:

- T_C : Tiempo de Concentración en horas
- L: Longitud del recorrido en kilómetros
- H: Desnivel del recorrido en metros.

C. METODO DEL SCS

$$T_c = \left(\frac{L^{1.15}}{3085 * H^{0.38}} \right)$$

Dónde:

- T_c : Tiempo de Concentración en horas
- L: Longitud del recorrido en metros
- H: Desnivel del recorrido en metros.

Se elaboraron cuadros de detalle de los puntos de aporte y concentración de flujos en el área de estudio, además del cálculo del tiempo de concentración de todos estos, seleccionando el mayor tiempo calculado para usarse en el proyecto.

10.2.5. TIEMPO O PERIODO DE RETORNO

En la previsión de las lluvias o precipitaciones intensas, el periodo de retorno de frecuencias corresponde al número promedio de años en que una precipitación dada será igualada o excesiva y puede ser definida por la relación.

$$T = n/m$$

Dónde:

- T: Periodo de retorno o índice de frecuencia.
- n: Número de años de observación.
- m: Número de orden de las precipitaciones en serie dispuestas en orden decreciente.

La probabilidad P de una precipitación con índice de frecuencia T de ser igualada o excesiva en un número cualquiera "n" de años, es:

$$P = 1 - \left(1 - \frac{1}{T} \right)^n$$

La selección del periodo de retorno depende de varios factores, entre los cuales se incluyen el tamaño de la cuenca, la importancia de la estructura, y el grado de seguridad deseado. En la

elaboración de todo proyecto, es importante seguir ciertos parámetros registrados en el Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.).

Para el desarrollo del presente proyecto se ha tomado en cuenta los criterios en la Norma OS. 060 Drenaje Pluvial Urbano, específicamente en el Anexo N° 01 – Hidrología acápite 2.4, en el cual encontramos los siguientes criterios:

El sistema menor de drenaje deberá ser diseñado para un periodo de retorno entre 2 y 10 años. Este periodo estará en función de la importancia económica de la urbanización, correspondiente 2 años a pueblos pequeños. El sistema mayor de drenaje deberá ser diseñado para el periodo de retorno de 25 años.

El diseñador podrá proponer periodos de retorno mayores a los mencionados según su criterio le indique que hay mérito para postular un mayor margen de seguridad debido al valor económico o estratégico de la propiedad a proteger

De los criterios establecidos anteriormente en la Norma OS. 060, diseñaremos nuestro proyecto para un periodo de retorno de $T = 10$ años.

10.2.6. CÁLCULO DE INTENSIDAD DE DISEÑO

A continuación, se presentan todos los análisis y cálculos necesarios para hallar nuestras intensidades de diseño necesarias para nuestro diseño hidráulico de drenaje pluvial urbano.

El cálculo de las máximas precipitaciones para la Zona urbana del Distrito de Íllimo son los siguientes:

Tabla N° 39. Precipitaciones Máximas En 24 Horas Anuales (Ciudad De Íllimo)

PRECIPITACIONES MAX EN 24 HORAS (mm)			
Año	Estación	Estación	Ciudad
	Lambayeque	Jayanca	Íllimo
1982	1.3	11.5	7.38
1983	63.6	110	91.28
1984	6.2	35.2	23.50
1985	4.6	7.6	6.39
1986	8.5	6.3	7.19
1987	3.8	19.7	13.28
1988	2.1	6.4	4.67
1989	3.4	10.5	7.64
1990	2	6.5	4.68
1991	0.9	6.4	4.18
1992	14.2	28.1	22.49
1993	13.3	27.1	21.53
1994	16.1	23.6	20.57
1995	5.7	19.5	13.93
1996	2	7.7	5.40
1997	10.5	16.3	13.96
1998	71.3	96.3	86.21
1999	20.1	39.5	31.67
2000	2.5	12.4	8.41
2001	40.8	41.6	41.28
2002	15.2	40.5	30.29
2003	3	29.9	19.05
2004	3.6	18.6	12.55
2005	2.4	9.4	6.58
2006	9.1	45.1	30.58
2007	2.4	2.4	2.40
2008	11.7	52.2	35.86
2009	5.7	18	13.04
2010	19.7	33.5	27.93
2011	7.1	9.1	8.29
2012	22.1	68	49.48
2013	8.5	9.8	9.28
2014	3.7	5.6	4.83
2015	18	38.3	30.11

Fuente: SENAMHI

Figura N° 34. Ubicación Georreferenciada de las Estaciones Pluviométricas del Proyecto



Fuente: Propia

DISTRIBUCION NORMAL**Resultados**

Ajuste de una serie de datos a la distribución normal

Serie de datos X:

N°	X
1	7.38
2	91.28
3	23.5
4	6.39
5	7.19
6	13.28
7	4.67
8	7.64
9	4.68
10	4.18
11	22.49
12	21.53
13	20.57
14	13.93
15	5.4
16	13.96
17	86.21
18	31.67
19	8.41
20	41.28
21	30.29
22	19.05
23	12.55
24	6.58
25	30.58
26	2.4
27	35.86
28	13.04
29	27.93
30	8.29
31	49.48
32	9.28
33	4.83
34	30.11

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

Tabla N° 40. Cálculos mediante Distribución Normal

m	X	P(X)	F(Z)	F(Z)	Delta
			Ord.	Mom Lineal	
01	2.4	0.028	0.1864	0.15	0.157
02	4.18	0.057	0.2101	0.1743	0.153
03	4.67	0.085	0.2169	0.1813	0.131
04	4.68	0.114	0.217	0.1815	0.102
05	4.83	0.142	0.2192	0.1837	0.076
06	5.4	0.171	0.2273	0.1922	0.055
07	6.39	0.2	0.2418	0.2076	0.041
08	6.58	0.228	0.2446	0.2107	0.016
09	7.19	0.257	0.2539	0.2206	0.003
10	7.4	0.285	0.2568	0.2237	0.028
11	7.64	0.314	0.2608	0.2281	0.053
12	8.29	0.342	0.271	0.2391	0.071
13	8.41	0.371	0.2729	0.2412	0.098
14	9.3	0.4	0.2869	0.2565	0.113
15	12.55	0.428	0.3423	0.3183	0.086
16	13.04	0.457	0.3509	0.3281	0.106
17	13.28	0.485	0.3552	0.3329	0.13
18	13.9	0.514	0.3668	0.3461	0.147
19	13.96	0.542	0.3673	0.3467	0.175
20	19.05	0.571	0.4618	0.4556	0.109
21	20.57	0.6	0.4907	0.4892	0.109
22	21.5	0.628	0.509	0.5105	0.119
23	22.49	0.657	0.5273	0.5317	0.129
24	23.5	0.685	0.5465	0.554	0.139
25	27.93	0.714	0.6287	0.6487	0.085
26	30.1	0.742	0.6673	0.6925	0.075
27	30.29	0.771	0.6704	0.696	0.101
28	30.58	0.8	0.6754	0.7016	0.124
29	31.67	0.828	0.6939	0.7223	0.134
30	35.9	0.857	0.7602	0.7946	0.096
31	41.28	0.885	0.833	0.8694	0.052
32	49.48	0.914	0.9127	0.9428	0.001
33	86.21	0.942	0.9991	0.9999	0.056
34	91.28	0.971	0.9996	1	0.028

Fuente: Propia

AJUSTE CON MOMENTOS ORDINARIOS:

Como el delta teórico 0.1755, es menor que el delta tabular 0.2332. Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%.

PARÁMETROS DE LA DISTRIBUCIÓN NORMAL:**CON MOMENTOS ORDINARIOS:**

Parámetro de localización (X_m)= 21.0562

Parámetro de escala (S)= 20.9361

CON MOMENTOS LINEALES:

Medía lineal (X_l)= 21.0562

Desviación estándar lineal (S_l)= 18.0016

PRECIPITACIÓN DE DISEÑO:

Para un periodo de retorno de 10.0 años, es 47.89

10.2.6.1. DISTRIBUCION LOGNORMAL 2 PARAMETROS

Resultados:

Ajuste de una serie de datos a la distribución lognormal 2 parámetros

Serie de datos X:

N°	X	N°	X
01	7.38	18	31.67
02	91.28	19	8.41
03	23.5	20	41.28
04	6.39	21	30.29
05	7.19	22	19.05
06	13.28	23	12.55
07	4.67	24	6.58
08	7.64	25	30.58
09	4.68	26	2.4
10	4.18	27	35.86
11	22.49	28	13.04
12	21.53	29	27.93
13	20.57	30	8.29
14	13.93	31	49.48
15	5.4	32	9.28
16	13.96	33	4.83
17	86.21	34	30.11

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

Tabla N° 41. Cálculos mediante Distribución Log Normal 2 Parámetro

m	X	P(X)	F(Z)	F(Z)	Delta
			Ord.	Mom Lineal	
1	2.4	0.0286	0.0233	0.026	0.0052
2	4.18	0.0571	0.0854	0.0904	0.0283
3	4.67	0.0857	0.1064	0.1118	0.0207
4	4.68	0.1143	0.1069	0.1122	0.0074
5	4.83	0.1429	0.1135	0.1189	0.0294
6	5.4	0.1714	0.1393	0.1449	0.0321
7	6.39	0.2	0.1853	0.1908	0.0147
8	6.58	0.2286	0.1941	0.1996	0.0344
9	7.19	0.2571	0.2225	0.2277	0.0346
10	7.4	0.2857	0.2313	0.2364	0.0544
11	7.64	0.3143	0.2432	0.2482	0.0711
12	8.29	0.3429	0.2727	0.2773	0.0702
13	8.41	0.3714	0.278	0.2825	0.0934
14	9.3	0.4	0.316	0.3199	0.084
15	12.55	0.4286	0.4436	0.4449	0.0151
16	13.04	0.4571	0.4606	0.4615	0.0034
17	13.28	0.4857	0.4687	0.4694	0.017
18	13.9	0.5143	0.4899	0.4902	0.0243
19	13.96	0.5429	0.4909	0.4911	0.052
20	19.05	0.5714	0.6272	0.6244	0.0557
21	20.57	0.6	0.6591	0.6557	0.0591
22	21.5	0.6286	0.6776	0.6738	0.049
23	22.49	0.6571	0.6949	0.6908	0.0377
24	23.5	0.6857	0.7118	0.7075	0.0261
25	27.93	0.7143	0.7739	0.7687	0.0596
26	30.1	0.7429	0.7983	0.7929	0.0554
27	30.29	0.7714	0.8002	0.7947	0.0287
28	30.58	0.8	0.8031	0.7977	0.0031
29	31.67	0.8286	0.8138	0.8083	0.0148
30	35.9	0.8571	0.8487	0.8431	0.0085
31	41.28	0.8857	0.8826	0.8771	0.0031
32	49.48	0.9143	0.9178	0.9129	0.0035
33	86.21	0.9429	0.9778	0.9753	0.0349
34	91.28	0.9714	0.981	0.9787	0.0095

Fuente: Propia

AJUSTE CON MOMENTOS ORDINARIOS:

Como el delta teórico 0.0934, es menor que el delta tabular 0.2332. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%.

Parámetros de la distribución logNormal:

CON MOMENTOS ORDINARIOS:

Parámetro de escala (μ_y) = 2.6566

Parámetro de forma (S_y)= 0.8954

CON MOMENTOS LINEALES:

Parámetro de escala (μ_{yl}) = 2.6566

Parámetro de forma (S_{yl})= 0.9164

PRECIPITACIÓN DE DISEÑO:

Para un periodo de retorno de 10.0 años, es 44.90

10.2.6.2. DISTRIBUCION GUMBEL.

Resultados:

Ajuste de una serie de datos a la distribución Gumbel

Serie de datos X:

N°	X	N°	X
01	7.38	18	31.67
02	91.28	19	8.41
03	23.5	20	41.28
04	6.39	21	30.29
05	7.19	22	19.05
06	13.28	23	12.55
07	4.67	24	6.58
08	7.64	25	30.58
09	4.68	26	2.4
10	4.18	27	35.86
11	22.49	28	13.04
12	21.53	29	27.93
13	20.57	30	8.29
14	13.93	31	49.48
15	5.4	32	9.28
16	13.96	33	4.83
17	86.21	34	30.11

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

Tabla N° 42. Cálculos mediante Distribución Gumbel Parámetro

m	X	P(X)	F(Z)	F(Z)	Delta
			Ord.	Mom Lineal	
1	2.4	0.0286	0.1719	0.1346	0.1434
2	4.18	0.0571	0.2062	0.1693	0.1491
3	4.67	0.0857	0.2161	0.1794	0.1304
4	4.68	0.1143	0.2163	0.1797	0.102
5	4.83	0.1429	0.2193	0.1828	0.0765
6	5.4	0.1714	0.2311	0.1951	0.0596
7	6.39	0.2	0.2519	0.217	0.0519
8	6.58	0.2286	0.2559	0.2214	0.0274
9	7.19	0.2571	0.269	0.2354	0.0119
10	7.4	0.2857	0.2732	0.2398	0.0126
11	7.64	0.3143	0.2788	0.2459	0.0355
12	8.29	0.3429	0.2931	0.2614	0.0498
13	8.41	0.3714	0.2957	0.2642	0.0757
14	9.3	0.4	0.315	0.2853	0.085
15	12.55	0.4286	0.3885	0.3667	0.0401
16	13.04	0.4571	0.3995	0.379	0.0576
17	13.28	0.4857	0.4049	0.385	0.0808
18	13.9	0.5143	0.4195	0.4013	0.0948
19	13.96	0.5429	0.4201	0.402	0.1227
20	19.05	0.5714	0.53	0.5253	0.0414
21	20.57	0.6	0.5608	0.5597	0.0392
22	21.5	0.6286	0.5796	0.5807	0.049
23	22.49	0.6571	0.598	0.601	0.0592
24	23.5	0.6857	0.6167	0.6218	0.069
25	27.93	0.7143	0.6918	0.7038	0.0225
26	30.1	0.7429	0.7244	0.7388	0.0185
27	30.29	0.7714	0.7269	0.7416	0.0445
28	30.58	0.8	0.731	0.7459	0.069
29	31.67	0.8286	0.746	0.7618	0.0826
30	35.9	0.8571	0.7972	0.8151	0.06
31	41.28	0.8857	0.8499	0.8683	0.0358
32	49.48	0.9143	0.9063	0.9225	0.008
33	86.21	0.9429	0.9897	0.9934	0.0468
34	91.28	0.9714	0.9924	0.9954	0.021

Fuente: Propia

AJUSTE CON MOMENTOS ORDINARIOS:

Como el delta teórico 0.1491, es menor que el delta tabular 0.2332. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

PARÁMETROS DE LA DISTRIBUCIÓN GUMBEL:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición (μ)= 11.6338

Parámetro de escala (alfa)= 16.3238

CON MOMENTOS LINEALES:

Parámetro de posición (μ_l)= 12.5985

Parámetro de escala (alfal)= 14.6525

PRECIPITACIÓN DE DISEÑO:

Para un periodo de retorno de 10.0 años, es 48.37.

10.2.6.3. DISTRIBUCIÓN LOGPEARSON TIPO III

Resultados:

Ajuste de una serie de datos a la distribución Log Pearson Tipo III

Serie de datos X:

N°	X	N°	X
01	7.38	18	31.67
02	91.28	19	8.41
03	23.5	20	41.28
04	6.39	21	30.29
05	7.19	22	19.05
06	13.28	23	12.55
07	4.67	24	6.58
08	7.64	25	30.58
09	4.68	26	2.4
10	4.18	27	35.86
11	22.49	28	13.04
12	21.53	29	27.93
13	20.57	30	8.29
14	13.93	31	49.48
15	5.4	32	9.28
16	13.96	33	4.83
17	86.21	34	30.11

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

Tabla N° 43. Cálculos mediante Distribución LogPearson Tipo III

m	X	P(X)	F(Z)	F(Z)	Delta
			Ord.	Mom Lineal	
01	2.4	0.0286	0.0183	0.0191	0.0103
02	4.18	0.0571	0.0808	0.0848	0.0237
03	4.67	0.0857	0.1029	0.1077	0.0172
04	4.68	0.1143	0.1034	0.1082	0.0109
05	4.83	0.1429	0.1104	0.1154	0.0325
06	5.4	0.1714	0.1377	0.1435	0.0337
07	6.39	0.2	0.1866	0.1933	0.0134
08	6.58	0.2286	0.196	0.2028	0.0326
09	7.19	0.2571	0.226	0.2332	0.0311
10	7.4	0.2857	0.2353	0.2425	0.0504
11	7.64	0.3143	0.2479	0.2551	0.0664
12	8.29	0.3429	0.2789	0.2861	0.064
13	8.41	0.3714	0.2845	0.2917	0.0869
14	9.3	0.4	0.3242	0.3312	0.0758
15	12.55	0.4286	0.4552	0.4603	0.0266
16	13.04	0.4571	0.4723	0.477	0.0152
17	13.28	0.4857	0.4805	0.485	0.0053
18	13.9	0.5143	0.5018	0.5059	0.0125
19	13.96	0.5429	0.5028	0.5068	0.0401
20	19.05	0.5714	0.6372	0.6375	0.0658
21	20.57	0.6	0.6682	0.6675	0.0682
22	21.5	0.6286	0.686	0.6848	0.0574
23	22.49	0.6571	0.7026	0.7009	0.0454
24	23.5	0.6857	0.7188	0.7166	0.0331
25	27.93	0.7143	0.7779	0.774	0.0636
26	30.1	0.7429	0.801	0.7965	0.0582
27	30.29	0.7714	0.8028	0.7983	0.0314
28	30.58	0.8	0.8056	0.801	0.0056
29	31.67	0.8286	0.8157	0.8108	0.0129
30	35.9	0.8571	0.8486	0.8431	0.0086
31	41.28	0.8857	0.8806	0.8747	0.0051
32	49.48	0.9143	0.914	0.908	0.0002
33	86.21	0.9429	0.9732	0.969	0.0304
34	91.28	0.9714	0.9766	0.9726	0.0052

Fuente: Propia

AJUSTE CON MOMENTOS ORDINARIOS:

Como el delta teórico 0.08693, es menor que el delta tabular 0.2332. Los datos se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3, con un nivel de significación del 5%.

Los 3 parámetros de la distribución Log-Pearson tipo 3:

CON MOMENTOS ORDINARIOS:

Parámetro de localización (X_0)= -7.3798

Parámetro de forma (γ)= 125.6246

Parámetro de escala (β)= 0.0799

CON MOMENTOS LINEALES:

Parámetro de localización (X_0)= -5.134

Parámetro de forma (γ)= 72.026

Parámetro de escala (β)= 0.1082

CAUDAL DE DISEÑO:

Para un periodo de retorno de 10.0 años, es 45.59

CUADRO RESUMEN

En esta tabla se muestran los valores obtenidos para la precipitación de diseño aplicando los diferentes métodos de distribuciones mediante el programa Hidroesta:

Tabla N° 44. Precipitaciones de Diseño Obtenidos mediante Métodos de Distribución.

METODO	Precipitación de Diseño (T=10 años)
Distribución Normal	47.89 mm
Distribución Log Normal 2 Parámetros	44.9 mm
Distribución Gumbel	48.37 mm
Distribución Log Pearson Tipo III	45.59 mm

Fuente: Propia.

Para obtener el valor de la Precipitación de Diseño Final, utilizaremos el promedio de dos métodos que sus valores sean lo más próximo.

Tabla N° 45. Precipitación de Diseño Elegida

METODO	Precipitación de Diseño (T=10 años)
Distribución Normal	47.89 mm
Distribución Gumbel	48.37 mm
PROMEDIO	48.13 mm

Fuente: Propia

10.2.6.4. CURVA DE PRECIPITACION DE DISEÑO

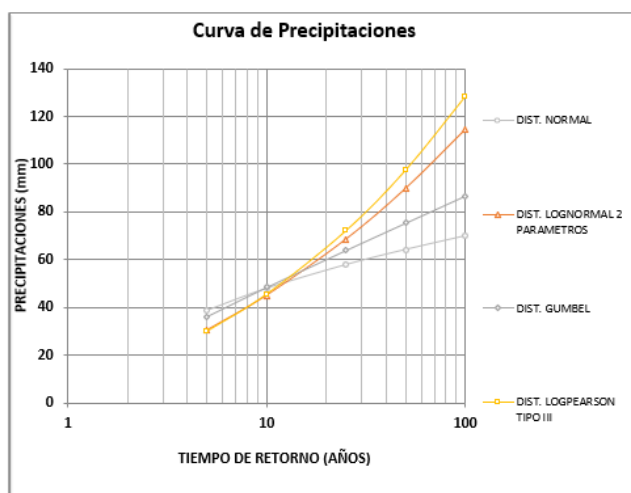
VALORES DE LA CURVA DE PRECIPITACIONES DE DISEÑO

Tabla N° 46. Valores de curva de Precipitación de Diseño

T (AÑOS)	PRECIPITACION DE DISEÑO (mm)			
	DIST. NORMAL	DIST. LOGNORMAL 2 PARAMETROS	DIST. GUMBEL	DIST. LOGPEARSON TIPO III
05	38.67	30.27	36.12	30
10	47.89	44.9	48.37	45.59
25	57.72	68.35	63.85	72.06
50	64.06	89.66	75.33	97.47
100	69.77	114.45	86.73	128.42

Fuente: Propia

Figura N° 35. Curva de Precipitaciones



Fuente: Propia

10.2.6.5. CALCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACION

Para tener un cálculo en los tiempos de concentración hemos dividido a la ciudad de Íllimo en 4 sectores que por condiciones topográficas permiten un cálculo coherente y ordenado:

Figura N° 36. Sectorización del Distrito de Íllimo



Fuente: Propia

A. SECTOR A:

Luego del análisis de los 92 flujos posibles, se concluye que el FLUJO 88 correspondiente al sector A representa el mayor tiempo de concentración, por lo que adoptaremos un valor que resulte de promediar los dos valores más cercanos obtenidos por los métodos de KIRPICH, ROWE y SCS aplicados a dicho flujo:

Tabla N° 47. Cálculo de Tiempo de Concentración de Flujos en el sector A.

FLUJO	RECORRIDO	L (m)	L (Km)	COTAS		Desnivel	TIEMP. DE CONCENTR. (min)		
				Inicial	Final		KIRPICH	ROWE	SCS
1 -A	1-2	111.70	0.112	63.34	62.64	0.70	5.20	5.20	5.06
2 -A	3'-2	81.47	0.081	62.67	62.64	0.03	11.53	11.55	11.08
3 -A	17-16-11	112.14	0.112	65.88	62.71	3.18	2.91	2.91	2.85
4 -A	17-16-22	125.25	0.125	65.88	62.81	3.08	3.34	3.35	3.28
5 -A	17-12-11	110.08	0.110	65.88	62.71	3.18	2.85	2.85	2.79
6 -A	17-12-6-5-11	224.17	0.224	65.88	62.71	3.18	6.47	6.48	6.33
7 -A	17-12-6-5-3	257.13	0.257	65.88	62.07	3.82	7.07	7.07	6.91
8 -A	17-12-6-4-3	241.45	0.241	65.88	62.07	3.82	6.57	6.58	6.43
9 -A	17-23-22	132.43	0.132	65.88	62.81	3.08	3.57	3.57	3.50
10 -A	17-23-30-29-22	253.07	0.253	65.88	62.81	3.08	7.54	7.54	7.36
11 -A	17-23-30-29-33-34	291.59	0.292	65.88	61.89	3.99	8.03	8.04	7.85
12 -A	17-23-30-29-33-40	387.51	0.388	65.88	62.63	3.26	12.07	12.08	11.77
13 -A	17-23-30-34	207.99	0.208	65.88	61.89	3.99	5.44	5.44	5.32
14 -A	17-23-24-25-26-27-28	366.58	0.367	65.88	62.64	3.25	11.33	11.34	11.05
15 -A	17-23-24-25-26-27-21	395.34	0.395	65.88	62.36	3.53	11.97	11.98	11.68
16 -A	17-23-24-25-26-20-21	402.93	0.403	65.88	62.36	3.53	12.24	12.25	11.94
17 -A	17-23-24-25-19-20-21	399.55	0.400	65.88	62.36	3.53	12.12	12.13	11.82
18 -A	17-23-24-25-19-15-9-10	458.56	0.459	65.88	62.21	3.67	13.99	14.01	13.64
19 -A	17-18-24-25-26-27-28	384.47	0.384	65.88	62.64	3.25	11.97	11.98	11.67
20 -A	17-18-24-25-26-27-21	412.30	0.412	65.88	62.36	3.53	12.57	12.58	12.26
21 -A	17-18-24-25-26-20-21	412.56	0.413	65.88	62.36	3.53	12.57	12.59	12.26
22 -A	17-18-24-25-19-20-21	406.96	0.407	65.88	62.36	3.53	12.38	12.39	12.07
23 -A	17-18-24-25-19-15-9-10	468.66	0.469	65.88	62.21	3.67	14.34	14.36	13.98
24 -A	17-18-19-20-21	254.35	0.254	65.88	62.36	3.53	7.19	7.20	7.03
25 -A	17-18-19-15-9-10	315.64	0.316	65.88	62.21	3.67	9.09	9.10	8.88
26 -A	17-18-14-15-9-10	316.78	0.317	65.88	62.21	3.67	9.12	9.13	8.91
27 -A	17-18-14-8-9-10	313.07	0.313	65.88	62.21	3.67	9.00	9.01	8.79
28 -A	42-41-37-34	174.85	0.175	62.75	61.89	0.86	8.04	8.05	7.82
29 -A	42-43-39-38-37-34	246.12	0.246	62.75	61.89	0.86	11.93	11.94	11.58
30 -A	31-30-29-22	182.93	0.183	65.61	62.81	2.80	5.37	5.38	5.25
31 -A	31-30-29-33-34	224.09	0.224	65.61	61.89	3.72	6.09	6.10	5.96
32 -A	31-30-29-33-40	332.49	0.332	65.61	62.63	2.98	10.46	10.47	10.20

RECORRIDO	TRAMO	L (m)	L (Km)	COTAS		Desnivel	TIEMP. DE CONCENTR. (min)		
				Inicial	Final		KIRPICH	ROWE	SCS
33 - A	31-30-34	139.47	0.139	65.61	61.89	3.72	3.52	3.53	3.46
34 - A	31-35-34	155.53	0.156	65.61	61.89	3.72	3.99	4.00	3.92
35 - A	31-35-38-37-34	323.12	0.323	65.61	61.89	3.72	9.30	9.31	9.08
36 - A	31-32-36-35-34	225.35	0.225	65.61	61.89	3.72	6.13	6.14	6.00
37 - A	31-32-36-35-38-37-34	394.74	0.395	65.61	61.89	3.72	11.71	11.73	11.43
38 - A	31-32-36-39-38-37-34	386.41	0.386	65.61	61.89	3.72	11.43	11.44	11.15
39 - A	31-32-25-26-27-28	275.67	0.276	65.61	62.64	2.97	8.43	8.44	8.23
40 - A	31-32-25-26-27-21	304.67	0.305	65.61	62.36	3.25	9.14	9.15	8.93
41 - A	31-32-25-26-20-21	304.91	0.305	65.61	62.36	3.25	9.15	9.16	8.93
42 - A	31-32-25-19-20-21	303.16	0.303	65.61	62.36	3.25	9.09	9.10	8.87
43 - A	31-32-25-19-15-9-10	363.93	0.364	65.61	62.21	3.40	11.04	11.05	10.77
44 - A	31-24-25-26-27-28	278.33	0.278	65.61	62.64	2.97	8.53	8.54	8.33
45 - A	31-24-25-26-27-21	307.24	0.307	65.61	62.36	3.25	9.23	9.24	9.01
46 - A	31-24-25-26-20-21	310.59	0.311	65.61	62.36	3.25	9.35	9.36	9.13
47 - A	31-24-25-19-20-21	308.10	0.308	65.61	62.36	3.25	9.26	9.27	9.04
48 - A	31-24-25-19-15-9-10	369.11	0.369	65.61	62.21	3.40	11.22	11.23	10.94
49 - A	13-7-6-4-3	225.15	0.225	65.44	62.07	3.37	6.36	6.37	6.22
50 - A	13-7-6-5-3-2	317.68	0.318	65.44	62.64	2.80	10.17	10.18	9.92
51 - A	13-7-6-5-11	206.23	0.206	65.44	62.71	2.73	6.23	6.24	6.09
52 - A	13-7-8-9-10	217.31	0.217	65.44	62.21	3.23	6.21	6.21	6.07
53 - A	13-12-11	80.20	0.080	65.44	62.71	2.73	2.09	2.10	2.06
54 - A	13-12-6-4-3	209.40	0.209	65.44	62.07	3.37	5.85	5.86	5.72
55 - A	13-12-6-5-3-2	308.33	0.308	65.44	62.64	2.80	9.83	9.84	9.59
56 - A	13-12-6-5-11	193.58	0.194	65.44	62.71	2.73	5.79	5.80	5.66
57 - A	13-14-8-9-10	225.19	0.225	65.44	62.21	3.23	6.47	6.48	6.33
58 - A	13-14-15-9-10	228.77	0.229	65.44	62.21	3.23	6.59	6.59	6.44
59 - A	59-58	61.65	0.062	62.30	62.21	0.09	5.70	5.70	5.51
60 - A	59-9-10	114.85	0.115	62.30	62.21	0.09	11.64	11.65	11.22
61 - A	60-58	168.01	0.168	62.86	62.21	0.65	8.54	8.55	8.30
62 - A	57-58	99.56	0.100	62.56	62.21	0.35	5.94	5.95	5.77
63 - A	57-55-56	94.60	0.095	62.56	62.16	0.40	5.31	5.32	5.16
64 - A	53-54-52-10	148.23	0.148	62.76	62.21	0.55	7.88	7.89	7.66
65 - A	53-54-55-56	231.77	0.232	62.76	62.16	0.60	12.77	12.78	12.38
66 - A	53-21	62.57	0.063	62.76	62.36	0.40	3.30	3.31	3.22
67 - A	51-52-10	83.90	0.084	62.62	62.21	0.41	4.58	4.59	4.46
68 - A	51-20-21	128.00	0.128	62.62	62.36	0.25	8.96	8.97	8.68
69 - A	44-36-35-34	134.04	0.134	64.00	61.89	2.11	4.18	4.19	4.09
70 - A	44-36-35-38-37-34	303.57	0.304	64.00	61.89	2.11	10.76	10.77	10.48
71 - A	44-36-39-38-37-34	295.02	0.295	64.00	61.89	2.11	10.41	10.42	10.14
72 - A	44-45-46-49	132.41	0.132	64.00	62.69	1.31	4.95	4.95	4.83
73 - A	44-45-46-48	181.65	0.182	64.00	62.26	1.74	6.40	6.40	6.24
74 - A	44-45-47	137.17	0.137	64.00	62.46	1.54	4.84	4.85	4.73
75 - A	44-45-46-28	179.60	0.180	64.00	62.64	1.36	6.94	6.95	6.76
76 - A	50-45-46-49	96.63	0.097	63.53	62.69	0.84	4.09	4.09	3.99
77 - A	50-45-46-48	145.67	0.146	63.53	62.26	1.27	5.61	5.61	5.47
78 - A	50-45-47	100.72	0.101	63.53	62.46	1.07	3.91	3.91	3.81
79 - A	50-45-46-28	147.50	0.147	63.53	62.64	0.89	6.52	6.53	6.35
80 - A	50-26-27-28	199.42	0.199	63.53	62.64	0.89	9.24	9.25	8.98
81 - A	50-26-20-21	229.67	0.230	63.53	62.36	1.16	9.80	9.81	9.54
82 - A	50-26-27-21	228.45	0.228	63.53	62.36	1.16	9.74	9.75	9.48
83 - A	61-62-64-65	469.70	0.470	64.07	63.61	0.46	32.08	32.12	30.95
84 - A	61-63-64-68-69-70	616.43	0.616	64.07	62.88	1.19	30.33	30.37	29.37
85 - A	61-62-64-68-69-71	658.74	0.659	64.07	62.89	1.18	32.93	32.97	31.87
86 - A	61-62-64-68-73-21	635.00	0.635	64.07	62.36	1.71	27.37	27.40	26.54
87 - A	61-62-63-66-68-69-70	797.54	0.798	64.07	62.88	1.19	40.84	40.89	39.49
88 - A	61-62-63-66-68-69-71	837.78	0.838	64.07	62.89	1.18	43.47	43.52	42.02
89 - A	61-62-63-66-67	653.15	0.653	64.07	62.82	1.26	31.82	31.86	30.81
90 - A	61-62-63-66-72-73-21	792.12	0.792	64.07	62.36	1.71	35.33	35.37	34.23
91 - A	61-62-63-66-72-27-21	801.59	0.802	64.07	62.36	1.71	35.82	35.86	34.70
92 - A	61-62-63-66-72-27-28	774.30	0.774	64.07	62.64	1.43	36.82	36.86	35.64

Fuente: Propia.

Tabla N° 48. Tiempos de Concentración en el sector A.

VALORES MAXIMOS DE FLUJOS – SECTOR A	KIRPICH	ROWE	SCS
	43.47	43.52	42.02

SECTOR A	
Tc Prom. =	43.50 min
Tc Prom. =	0.72 horas

Fuente: Propia

B. SECTOR B:

Luego del análisis de los 18 flujos posibles, se concluye que el FLUJO 5 correspondiente al sector B representa el mayor tiempo de concentración, por lo que adoptaremos un valor que resulte de promediar los dos valores más cercanos obtenidos por los métodos de KIRPICH, ROWE y SCS aplicados a dicho flujo:

Tabla N° 49. Cálculo de tiempo de Concentración de Flujos en el Sector B.

FLUJO	RECORRIDO	L (m)	L (Km)	COTAS		Desnivel	TIEMP. DE CONCENTR. (min)		
				Inicial	Final		KIRPICH	ROWE	SCS
1-B	74–75–76	241.96	0.242	63.39	61.39	2.00	8.44	8.45	8.23
2-B	77–76	133.72	0.134	63.25	61.35	1.91	4.34	4.34	4.24
3-B	78–76	156.04	0.156	62.51	61.35	1.16	6.27	6.28	6.11
4-B	78–75–76	269.70	0.270	62.51	61.35	1.16	11.80	11.81	11.47
5-B	78–79–80–99	349.64	0.350	62.51	61.12	1.39	14.89	14.90	14.46
6-B	81–79–80–99	365.83	0.366	62.74	61.12	1.62	14.78	14.80	14.37
7-B	81–82–98	271.67	0.272	62.74	60.81	1.93	9.79	9.80	9.54
8-B	81–83–84–97	345.70	0.346	62.74	60.70	2.04	12.65	12.66	12.31
9-B	85–83–84–97	346.83	0.347	62.64	60.70	1.94	12.95	12.96	12.60
10-B	85–95	161.25	0.161	62.64	60.68	1.96	5.32	5.33	5.20
11-B	85–86–87–94–95	267.49	0.267	62.64	60.68	1.96	9.55	9.56	9.31
12-B	85–86–87–89–91	187.23	0.187	62.64	61.49	1.15	7.78	7.79	7.57
13-B	85–86–87–89–93	248.03	0.248	62.64	60.93	1.70	9.25	9.26	9.01
14-B	85–86–88–89–91	188.33	0.188	62.64	61.49	1.15	7.83	7.84	7.63
15-B	85–86–88–89–93	250.93	0.251	62.64	60.93	1.70	9.37	9.38	9.13
16-B	85–86–88–90	186.84	0.187	62.64	62.35	0.29	13.25	13.26	12.81
17-B	96–95	40.65	0.041	61.44	60.68	0.76	1.56	1.56	1.53
18-B	91–92	77.20	0.077	62.11	61.76	0.36	4.39	4.39	4.27

Fuente: Propia

Tabla N° 50. Tiempos de Concentración en el Sector B.

VALORES MAXIMOS DE FLUJOS – SECTOR B	KIRPICH	ROWE	SCS
	14.89	14.9	14.46

SECTOR B	
Tc Prom. =	14.90 min
Tc Prom. =	0.25 horas

Fuente: Propia

C. SECTOR C:

Luego del análisis de los 8 flujos posibles, se concluye que el FLUJO 8 correspondiente al sector C representa el mayor tiempo de concentración, por lo que adoptaremos un valor que resulte de promediar los dos valores más cercanos obtenidos por los métodos de KIRPICH, ROWE y SCS aplicados a dicho flujo:

Tabla N° 51. Cálculo de tiempo de Concentración de Flujos en el Sector C.

FLUJO	RECORRIDO	L (m)	L (Km)	COTAS		Desnivel	TIEMPOS DE CONCENTRACION (min)		
				Inicial	Final		KIRPICH	ROWE	SCS
1-C	1-2	44.20	0.044	61.67	61.62	0.05	4.94	4.95	4.77
2-C	6-3-2	85.54	0.086	62.66	61.62	1.04	3.27	3.28	3.20
3-C	6-3-4-5	165.77	0.166	62.66	60.70	1.96	5.50	5.51	5.37
4-C	6-7	55.89	0.056	62.66	61.42	1.24	1.87	1.87	1.83
5-C	6-8-7	65.68	0.066	62.66	61.42	1.24	2.25	2.26	2.21
6-C	6-8-10-9-7	162.18	0.162	62.66	61.42	1.24	6.40	6.41	6.24
7-C	6-8-10-9-11	219.44	0.219	62.66	61.08	1.58	8.27	8.28	8.06
8-C	6-8-10-18	294.49	0.294	62.66	61.35	1.31	12.49	12.50	12.14

Fuente: Propia

Tabla N°52. Tiempos de Concentración en el Sector C.

VALORES MAXIMOS DE FLUJOS – SECTOR C	KIRPICH	ROWE	SCS
	12.49	12.5	12.14

SECTOR C	
Tc Prom=	12.49 min
Tc Prom=	0.21 horas

Fuente: Propia

SECTOR D:

Luego del análisis de los 3 flujos posibles, se concluye que el FLUJO 1 correspondiente al sector D representa el mayor tiempo de concentración, por lo que adoptaremos un valor que resulte de promediar los dos valores más cercanos obtenidos por los métodos de KIRPICH, ROWE y SCS aplicados a dicho flujo:

Tabla N° 53. Cálculo de Tiempo de Concentración de Flujos en el Sector D.

FLUJO	RECORRIDO	L (m)	L (Km)	COTAS		Desnivel	TIEMPOS DE CONCENTRACION (min)		
				Inicial	Final		KIRPICH	ROWE	SCS
1-D	12-13-14	154.29	0.154	62.65	61.59	1.06	6.42	6.43	6.26
2-D	15-13-14	137.86	0.138	62.87	61.59	1.28	5.24	5.25	5.12
3-D	15-16-17-14	162.74	0.163	62.87	61.59	1.28	6.35	6.36	6.19

Fuente: Propia

Tabla N° 54. Tiempos de Concentración en el Sector D.

VALORES MAXIMOS DE FLUJOS – SECTOR D	KIRPICH	ROWE	SCS
	6.42	6.43	6.26

SECTOR D	
Tc Prom=	6.43 min
Tc Prom=	0.11 Horas

Fuente: Propia

10.2.6.6. CALCULO DE LA INTENSIDAD MAXIMA DE PRECIPITACION.

Es el cociente entre la cantidad de agua registrada y el intervalo de tiempo que ha tenido lugar. Como los episodios lluviosos presentan bruscas variaciones en su intensidad, resulta de interés hallar la intensidad máxima de precipitación.

El cálculo realizado está basado en dos métodos seleccionados por el proyecto, los cuales se describen a continuación:

10.2.6.6.1. MÉTODO DE SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS).

El SCS presenta la siguiente expresión para la obtención de valores de intensidad de lluvia para diferentes periodos de retorno y tiempos de concentración.

$$I_{Tr} = \frac{0.280049 * P_{max24h,Tr}}{T_c^{0.6}}$$

Dónde:

- $P_{max24h,Tr}$: Precipitación máxima en 24 horas, para un periodo de retorno en mm.
- T_c : Tiempo de concentración en horas.
- Intensidad I_{Tr} de lluvia, para un tiempo de retorno en mm/hora

10.2.6.6.2. MÉTODO DE FEDERICH BELL

Permite calcular la lluvia máxima asociada a un periodo de retorno y a una duración de tormenta; usando como valor índice, la lluvia de una hora de duración y un periodo de retorno de 10 años.

$$P_{Tr}^{T_c} = (0.21 * \ln(T_r) + 0.52) * (0.54 * T_c^{0.25} - 0.50) * t_{Tr}^{t=1hora}$$

Dónde:

- $(0.21 * \ln(T_r) + 0.52)$: Coeficiente de frecuencia
- $(0.54 * T_c^{0.25} - 0.50)$: Coeficiente de duración
- $t_{Tr}^{t=1hora}$: Factor t
- $P_{Tr}^{T_c}$: Precipitación en mm de lluvia máxima asociada a un periodo de retorno y a un tiempo de concentración.

Para obtener el factor t según CASTILLO Y RUIZ, se puede utilizar la siguiente tabla:

Tabla N° 55. Cálculo del factor “T”.

T	Factor
$t_{Tr}^{t=1 hora}$	$0.3862 * P_{max24h}$
$t_{Tr}^{t=2 hora}$	$0.470 * P_{max24h}$
$t_{Tr}^{t=3 hora}$	$0.7184 * P_{max24h}$
$t_{Tr}^{t=4 hora}$	$0.830 * P_{max24h}$

Fuente: Castillo y Ruiz

Finalmente, la intensidad de lluvia queda definida por:

$$I_{Tr} = \frac{P_{Tr}^{T_c}}{T_c}$$

10.2.6.6.3. CALCULO DE LA INTENSIDAD MAXIMA DE PRECIPITACION

Con los datos obtenidos:

$$T_r = 10 \text{ años}$$

$$P_{\max 24h, Tr=10 \text{ años}} = 48.13 \text{ mm}$$

$$T_{cA} = 43.50 \text{ minutos} = 0.72 \text{ horas}$$

$$T_{cB} = 14.90 \text{ minutos} = 0.25 \text{ horas}$$

$$T_{cC} = 12.49 \text{ minutos} = 0.21 \text{ horas}$$

$$T_{cD} = 6.43 \text{ minutos} = 0.11 \text{ horas}$$

APLICANDO EL MÉTODO DE SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS) EN LOS 4 SECTORES:

$$I_{Tr} = \frac{0.280049 * P_{\max 24h, Tr}}{T_c^{0.6}}$$

SECTOR A.

$$I_{TrA} = \frac{0.280049 * P_{\max 24h, Tr}}{T_{cA}^{0.6}}$$

$$I_{TrA} = \frac{0.280049 * 48.13}{(0.72)^{0.6}}$$

$$I_{TrA} = 16.42 \text{ mm/hora}$$

SECTOR B.

$$I_{TrB} = \frac{0.280049 * P_{\max 24h, Tr}}{T_{cB}^{0.6}}$$

$$I_{TrB} = \frac{0.280049 * 48.13}{(0.25)^{0.6}}$$

$$I_{TrB} = 30.97 \text{ mm/hora}$$

SECTOR C.

$$I_{TrC} = \frac{0.280049 * P_{\max 24h, Tr}}{T_{cC}^{0.6}}$$

$$I_{TrC} = \frac{0.280049 * 48.13}{(0.21)^{0.6}}$$

$$I_{TrC} = 34.38 \text{ mm/hora}$$

SECTOR D.

$$I_{TrD} = \frac{0.280049 * P_{\max 24h, Tr}}{T_{cD}^{0.6}}$$

$$I_{TrD} = \frac{0.280049 * 48.13}{(0.11)^{0.6}}$$

$$I_{TrD} = 50.68 \text{ mm/hora}$$

APLICANDO EL MÉTODO DE FEDERICH BELL:

Calculamos el factor t que está en función de la precipitación máxima en 24 horas para un tiempo de retorno de años, tenemos:

$$t_{Tr=10 \text{ años}}^{t=1h=60'} = 0.3862 * P_{\max 24h, Tr=10 \text{ años}}$$

$$t_{Tr=10 \text{ años}}^{t=1h=60'} = 0.3862 * 48.13$$

$$t_{Tr=10 \text{ años}}^{t=1h=60'} = 18.59 \text{ mm}$$

Reemplazamos el tiempo de concentración calculado en la siguiente ecuación:

SECTOR A.

$$P_{Tr}^{Tc} = (0.21 * \ln(Tr) + 0.52) * (0.54 * T_{cA}^{0.25} - 0.50) * P_{Tr=10años}^{t=1h=60'}$$

$$P_{10 años}^{43.50} = (0.21 * \ln(10) + 0.52) * (0.54 * 43.50^{0.25} - 0.50) * P_{Tr=10años}^{t=1h=60'}$$

$$P_{10 años}^{43.50} = (0.21 * \ln(10) + 0.52) * (0.54 * 43.50^{0.25} - 0.50) * 18.59$$

$$P_{10 años}^{43.50} = 1.004 * 0.8868 * 18.59$$

$$\mathbf{P_{10 años}^{43.50} = 16.55}$$

SECTOR B.

$$P_{Tr}^{Tc} = (0.21 * \ln(Tr) + 0.52) * (0.54 * T_{cB}^{0.25} - 0.50) * P_{Tr=10años}^{t=1h=60'}$$

$$P_{10 años}^{14.90} = (0.21 * \ln(10) + 0.52) * (0.54 * 14.90^{0.25} - 0.50) * P_{Tr=10años}^{t=1h=60'}$$

$$P_{10 años}^{14.90} = (0.21 * \ln(10) + 0.52) * (0.54 * 14.90^{0.25} - 0.50) * 18.59$$

$$P_{10 años}^{14.90} = 1.004 * 0.5609 * 18.59$$

$$\mathbf{P_{10 años}^{14.90} = 10.47 \text{ mm}}$$

SECTOR C.

$$P_{Tr}^{Tc} = (0.21 * \ln(Tr) + 0.52) * (0.54 * T_{cC}^{0.25} - 0.50) * P_{Tr=10años}^{t=1h=60'}$$

$$P_{10 años}^{12.49} = (0.21 * \ln(10) + 0.52) * (0.54 * 12.49^{0.25} - 0.50) * P_{Tr=10años}^{t=1h=60'}$$

$$P_{10 años}^{12.49} = (0.21 * \ln(10) + 0.52) * (0.54 * 12.49^{0.25} - 0.50) * 18.59$$

$$P_{10 años}^{12.49} = 1.004 * 0.5152 * 18.59$$

$$\mathbf{P_{10 años}^{12.49} = 9.62 \text{ mm}}$$

SECTOR D.

$$P_{Tr}^{TD} = (0.21 * \ln(Tr) + 0.52) * (0.54 * T_{cD}^{0.25} - 0.50) * P_{Tr=10años}^{t=1h=60'}$$

$$P_{10 \text{ años}}^{6.43} = (0.21 * \ln(10) + 0.52) * (0.54 * 6.43^{0.25} - 0.50) * P_{Tr=10 \text{ años}}^{t=1h=60'}$$

$$P_{10 \text{ años}}^{6.43} = (0.21 * \ln(10) + 0.52) * (0.54 * 6.43^{0.25} - 0.50) * 18.59$$

$$P_{10 \text{ años}}^{6.43} = 1.004 * 0.3599 * 18.59$$

$$P_{10 \text{ años}}^{6.43} = 6.72 \text{ mm}$$

Finalmente calculamos la intensidad de lluvia, para los siguientes sectores:

SECTOR A.

$$I_{Tr=10 \text{ años}} = \frac{P_{Tr}^{Tc}}{T_c}$$

$$I_{Tr=10 \text{ años}} = \frac{16.55 \text{ mm}}{43.50 \text{ min}}$$

$$I_{Tr=10 \text{ años}} = 0.38 \frac{\text{mm}}{\text{min}} = 22.83 \frac{\text{mm}}{\text{hora}}$$

SECTOR B.

$$I_{Tr=10 \text{ años}} = \frac{P_{Tr}^{Tc}}{T_c}$$

$$I_{Tr=10 \text{ años}} = \frac{10.47 \text{ mm}}{14.90 \text{ min}}$$

$$I_{Tr=10 \text{ años}} = 0.70 \frac{\text{mm}}{\text{min}} = 42.16 \frac{\text{mm}}{\text{hora}}$$

SECTOR C.

$$I_{Tr=10 \text{ años}} = \frac{P_{Tr}^{Tc}}{T_c}$$

$$I_{Tr=10 \text{ años}} = \frac{9.62 \text{ mm}}{12.49 \text{ min}}$$

$$I_{Tr=10 \text{ años}} = 0.77 \frac{\text{mm}}{\text{min}} = 46.21 \frac{\text{mm}}{\text{hora}}$$

SECTOR D.

$$I_{Tr=10\text{años}} = \frac{P_{Tr}^{T_C}}{T_C}$$

$$I_{Tr=10\text{años}} = \frac{6.72\text{mm}}{6.43\text{ min}}$$

$$I_{Tr=10\text{años}} = 1.05 \frac{\text{mm}}{\text{min}} = 62.71 \frac{\text{mm}}{\text{hora}}$$

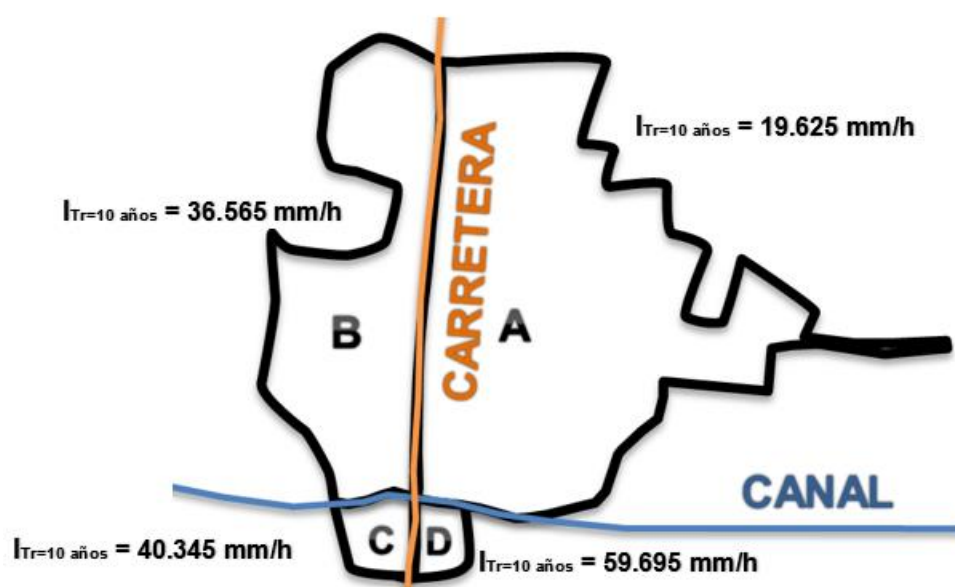
Se tomó como valor de intensidad máxima de precipitación, el valor promedio obtenido de ambos cálculos (**Método de Soil Conservation Service** y **Método de Federich Bell**):

Tabla N° 56. Intensidades Máximas de Precipitación y Valor Promedio Obtenido

	Método de Soil Conservation Service	Método de Federich Bell	Promedio
Sector A	16.42 mm/h	22.83 mm/h	19.625 mm/h
Sector B	30.97 mm/h	42.16 mm/h	36.565 mm/h
Sector C	34.38 mm/h	46.21 mm/h	40.345 mm/h
Sector D	50.68 mm/h	62.71 mm/h	56.695 mm/h

Fuente: Propia.

Figura N° 37. Intensidades con Periodo de Retorno de 10 Años



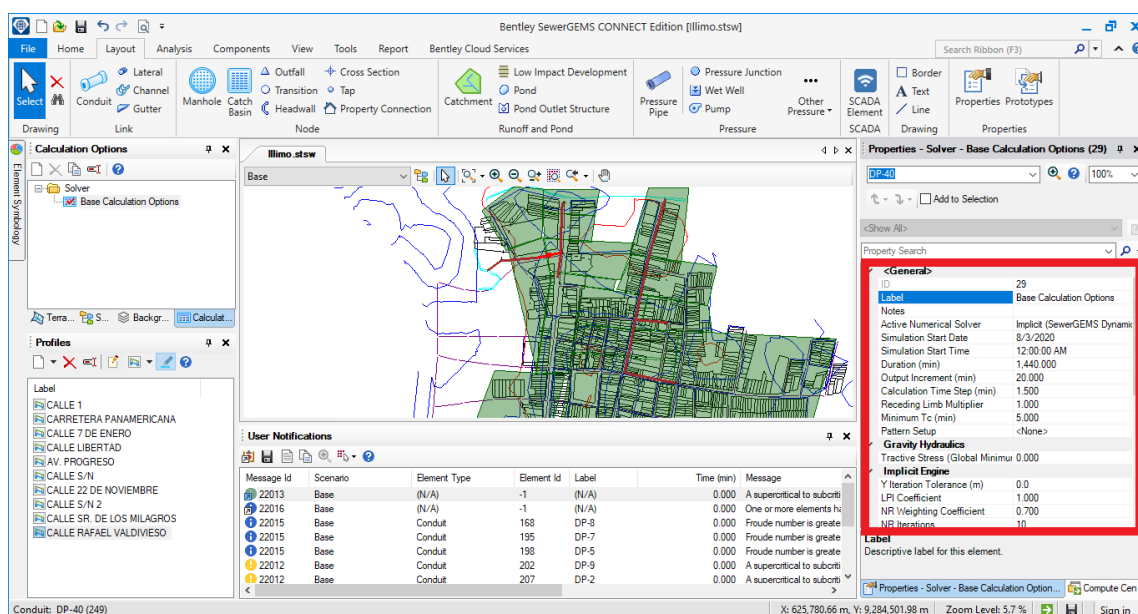
Fuente: Propia.

10.2.7. ANÁLISIS DIFERENCIADO POR CUENCAS APORTANTES SIMULACIÓN EN PERIODO EXTENDIDO

Realizar una simulación en periodo extendido, significa que se va a modelar y cómo se comporta la red a través del tiempo en un espacio determinado. Podemos ver la red hora a hora durante un día, o el intervalo de tiempo que asignemos. Gracias a eso se puede ver las variaciones que se dan en el sistema de drenaje pluvial a lo largo del día, en este caso podemos observar el nivel de la escorrentía dentro de la tubería de nuestro sistema de drenaje pluvial pudiendo ver donde podemos permitir colmataciones controladas en puntos estratégicos, entre otras cosas.

Modificamos las opciones del cálculo del programa para que nos permita hacer una simulación en periodo extendido.

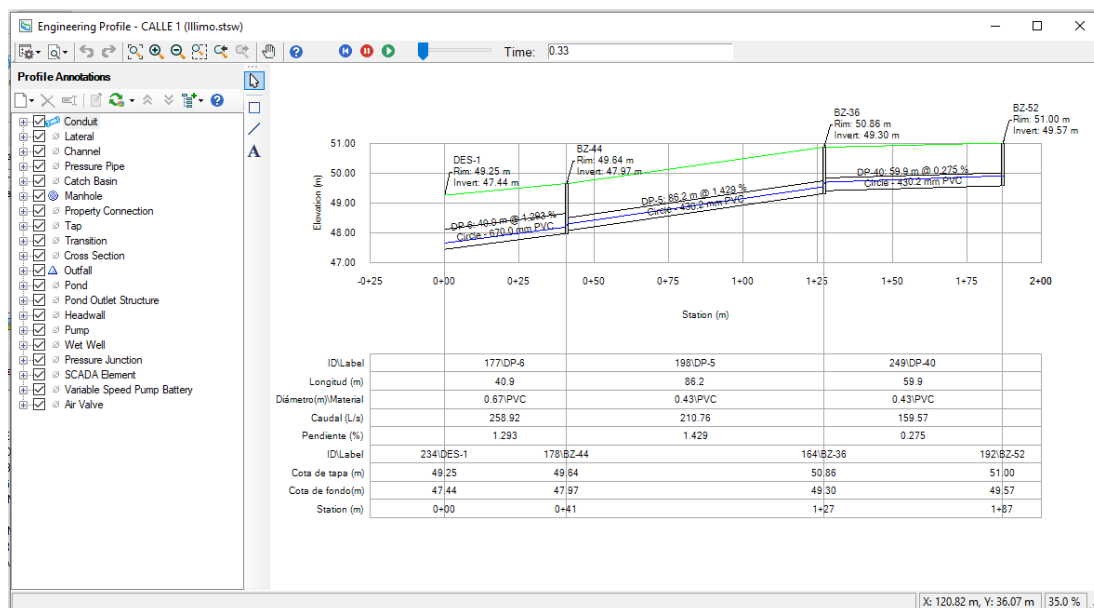
Figura N° 38: Modificación de Opciones de Cálculo.



Fuente: SewerGEMS

Gracias a eso se puede ver las variaciones que se dan en el sistema de drenaje pluvial a lo largo de un periodo de tiempo determinado, en este caso 24 horas (1440 min), haciendo esto podremos observar el nivel de la escorrentía dentro de la tubería de nuestro sistema de drenaje pluvial pudiendo ver donde podemos permitir colmataciones controladas en puntos estratégicos, entre otras cosas.

Figura N° 39: Perfil longitudinal del sistema de drenaje pluvial – Calle 1

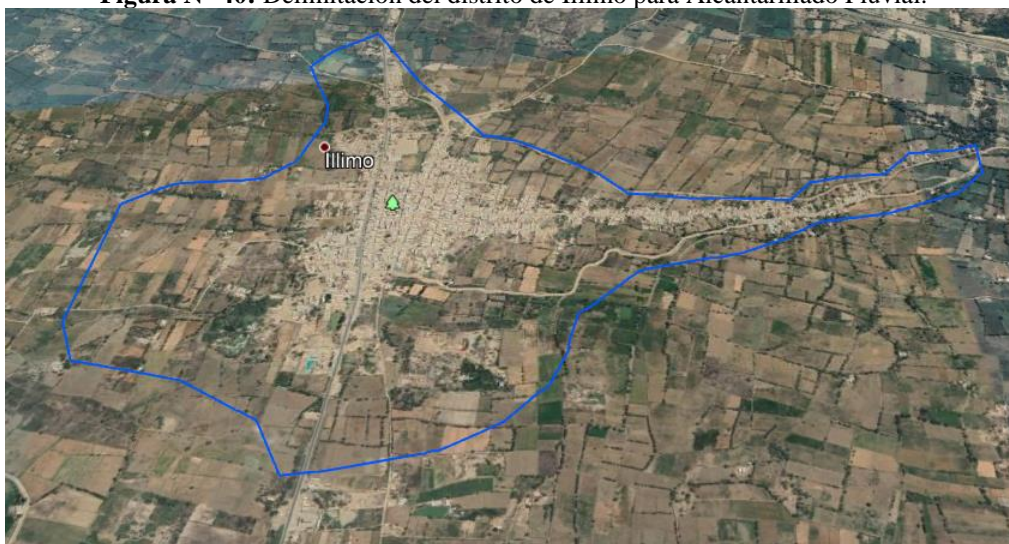


Fuente: Programa SewerGEMS

DELIMITACIÓN DE LAS MICROCUENCAS.

Para el presente diseño de la red de drenaje pluvial, consideramos necesaria la determinación de los caudales aportantes por las cuentas contiguas al distrito, para ello primero fue necesaria la delimitación del área de influencia del distrito como tal, como se muestra en la figura siguiente:

Figura N° 40: Delimitación del distrito de Íllimo para Alcantarillado Pluvial.



Fuente: Google Earth

Acto seguido procedimos a la sectorización de las cuencas anexas al distrito, para su clasificación, posteriormente, se hizo un análisis replanteando las micro cuencas rurales,

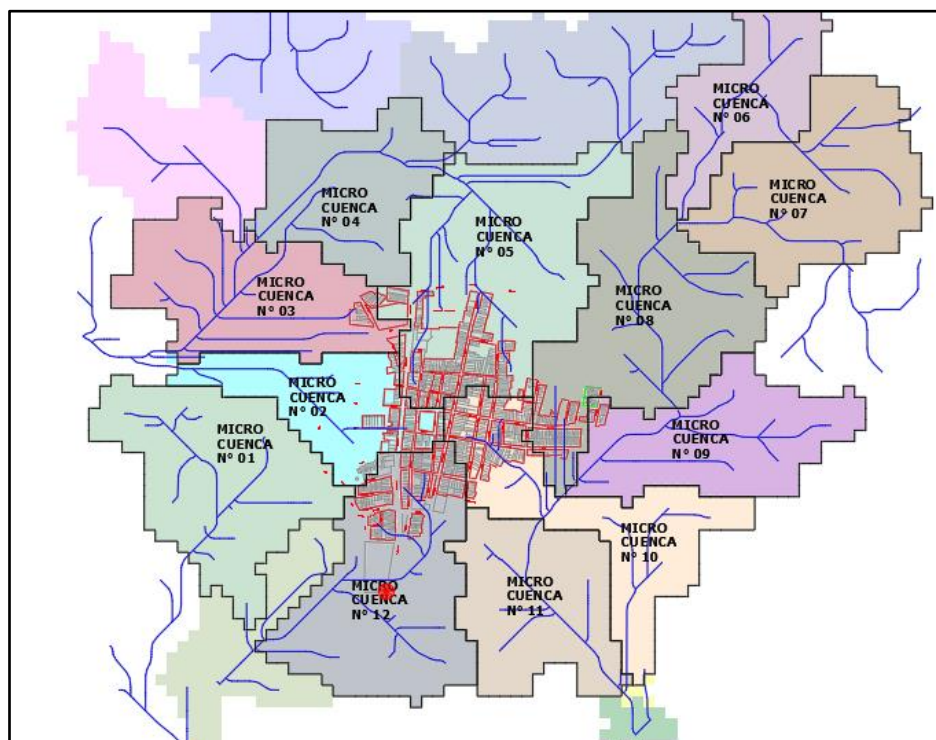
además de las micro cuencas urbanas que influyen en el Distrito de Íllimo para tener en cuenta los aportes de caudal para el diseño del sistema de drenaje pluvial. Para diferenciar las micro cuencas que influyen directamente y las cuencas que no influyen y son netamente micro cuencas rurales, obteniendo los siguientes resultados.

Tabla N° 57: Datos Morfológicos de las Micro - Cuencas Rurales y Urbanas del Distrito de Íllimo

DESCRIPCIÓN	TIPO DE MICRO CUENCA	AREA (Km ²)	LONG. CAUCE (m)	Δ COTAS (m)
C.01	M. C. RURAL	0.39444	694.67	6.500
C.02	M. C. RURAL	0.21832	620.62	4.950
C.03	M. C. RURAL	0.33913	685.63	4.910
C.04	M. C. RURAL	0.27800	836.67	6.780
C.05	M. C. URBANA	0.49196	785.33	7.500
C.06	M. C. RURAL	0.22997	837.44	0.810
C.07	M. C. RURAL	0.37697	661.86	12.110
C.08	M. C. RURAL	0.47595	769.81	2.965
C.09	M. C. RURAL	0.30856	957.57	4.480
C.10	M. C. URBANA	0.31584	821.73	10.280
C.11	M. C. RURAL	0.28964	723.75	5.000
C.12	M. C. URBANA	0.41190	974.83	7.210

Fuente: Propia.

Figura N° 41: Micro cuencas Colindantes al Distrito de Íllimo.



Fuente: Propia

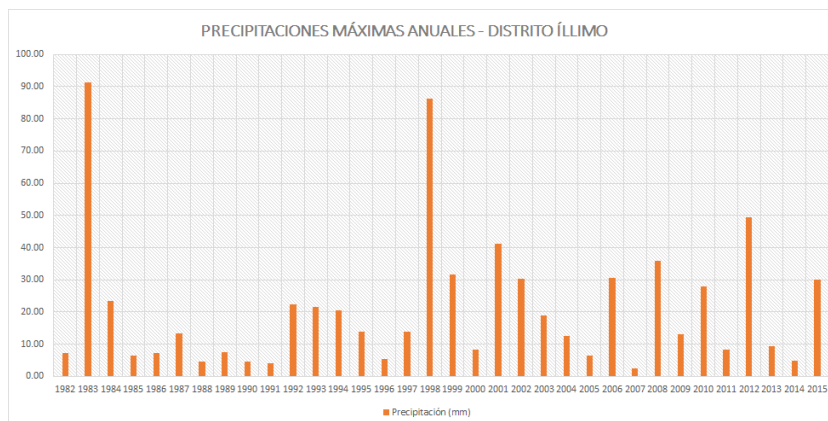
10.2.8. CALCULO DE APORTES POR MICROCUENCAS ANEXAS AL DISTRITO DE ÍLLIMO

Primero debemos tomar en cuenta el registro de precipitaciones máximas anuales del distrito.

Tabla N° 58: Registro de Precipitaciones Máximas Anuales – Distrito de Íllimo.

Año	Noviembre	Diciembre	Máximo
1982	1.30	11.50	7.38
1983	63.60	110.00	91.28
1984	6.20	35.20	23.50
1985	4.60	7.60	6.39
1986	8.50	6.30	7.19
1987	3.80	19.70	13.28
1988	2.10	6.40	4.67
1989	3.40	10.50	7.64
1990	2.00	6.50	4.68
1991	0.90	6.40	4.18
1992	14.20	28.10	22.49
1993	13.30	27.10	21.53
1994	16.10	23.60	20.57
1995	5.70	19.50	13.93
1996	2.00	7.70	5.40
1997	10.50	16.30	13.96
1998	71.30	96.30	86.21
1999	20.10	39.50	31.67
2000	2.50	12.40	8.41
2001	40.80	41.60	41.28
2002	15.20	40.50	30.29
2003	3.00	29.90	19.05
2004	3.60	18.60	12.55
2005	2.40	9.40	6.58
2006	9.10	45.10	30.58
2007	2.40	2.40	2.40
2008	11.70	52.20	35.86
2009	5.70	18.00	13.04
2010	19.70	33.50	27.93
2011	7.10	9.10	8.29
2012	22.10	68.00	49.48
2013	8.50	9.80	9.28
2014	3.70	5.60	4.83
2015	18.00	38.30	30.11
P Máx=	71.30	110.00	91.28

Fuente: Senamhi

Figura N° 42. Gráfico de Precipitaciones Anuales en el Distrito de Íllimo

Fuente: SENAMHI

DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDADES PLUVIOMÉTRICAS (GUMBEL)

Primero es necesario definir.

Tabla N° 59: Distribución de Probabilidad Pluviométricas

N.º	Año	Max. Precip. Del Mes	Precipitación (mm)		Fn (x)	Fi (x)	Fn (x) - Fi (x)	(Fn (x) - Fi (x)) ²	(Fn (x) - Fn (□)) ²
			xi	(xi - x) ²					
1	1982	7.38	2.40	348.05	0.029	0.172	0.143	0.021	0.222
2	1983	91.28	4.18	284.81	0.057	0.206	0.149	0.022	0.196
3	1984	23.50	4.67	268.51	0.086	0.216	0.130	0.017	0.172
4	1985	6.39	4.68	268.18	0.114	0.216	0.102	0.010	0.149
5	1986	7.19	4.83	263.29	0.143	0.219	0.076	0.006	0.128
6	1987	13.28	5.40	245.12	0.171	0.231	0.060	0.004	0.108
7	1988	4.67	6.39	215.10	0.200	0.252	0.052	0.003	0.090
8	1989	7.64	6.58	209.56	0.229	0.256	0.027	0.001	0.074
9	1990	4.68	7.19	192.27	0.257	0.269	0.012	0.000	0.059
10	1991	4.18	7.38	187.04	0.286	0.273	0.013	0.000	0.046
11	1992	22.49	7.64	179.99	0.314	0.279	0.035	0.001	0.034
12	1993	21.53	8.29	162.98	0.343	0.293	0.050	0.002	0.025
13	1994	20.57	8.41	159.93	0.371	0.296	0.076	0.006	0.017
14	1995	13.93	9.28	138.68	0.400	0.315	0.085	0.007	0.010
15	1996	5.40	12.55	72.36	0.429	0.389	0.040	0.002	0.005
16	1997	13.96	13.04	64.26	0.457	0.400	0.058	0.003	0.002
17	1998	86.21	13.28	60.47	0.486	0.405	0.081	0.007	0.000
18	1999	31.67	13.93	50.78	0.514	0.419	0.095	0.009	0.000
19	2000	8.41	13.96	50.36	0.543	0.420	0.123	0.015	0.002
20	2001	41.28	19.05	4.02	0.571	0.530	0.041	0.002	0.005
21	2002	30.29	20.57	0.24	0.600	0.561	0.039	0.002	0.010
22	2003	19.05	21.53	0.22	0.629	0.580	0.049	0.002	0.017
23	2004	12.55	22.49	2.06	0.657	0.598	0.059	0.004	0.025
24	2005	6.58	23.50	5.97	0.686	0.617	0.069	0.005	0.034
25	2006	30.58	27.93	47.25	0.714	0.692	0.023	0.001	0.046
26	2007	2.40	30.11	81.97	0.743	0.724	0.018	0.000	0.059
27	2008	35.86	30.29	85.26	0.771	0.727	0.044	0.002	0.074
28	2009	13.04	30.58	90.70	0.800	0.731	0.069	0.005	0.090
29	2010	27.93	31.67	112.65	0.829	0.746	0.083	0.007	0.108
30	2011	8.29	35.86	219.15	0.857	0.797	0.060	0.004	0.128
31	2012	49.48	41.28	409.00	0.886	0.850	0.036	0.001	0.149
32	2013	9.28	49.48	807.91	0.914	0.906	0.008	0.000	0.172
33	2014	4.83	86.21	4245.02	0.943	0.990	0.047	0.002	0.196
34	2015	30.11	91.28	4931.39	0.971	0.992	0.021	0.000	0.222
34			715.91	14464.54	17.00		0.149	0.17	2.67
					0.50				

Fuente: Propia

Tabla N° 60: Relación de Formulas Utilizadas para la Distribución de Gumbel.

Formulas utilizadas para la Distribución de Gumbel	
Medía aritmética de la muestra	$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} = 21.06 \text{ mm}$
Desviación Estándar de la muestra	$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} = 20.94 \text{ mm}$
Parámetros d, u (Gumbel)	$u = \bar{x} - 0.450047 * S = 11.6339573$
	$d = \frac{1}{0.779696 * S} = 0.06126033$

Fuente: Propia

COMPROBACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN Y CÁLCULO DE PRECIPITACIONES DE ACUERDO A LOS PERIODOS DE RETORNO.

Aplicación de Kolmogorov – Smirnov.

$$D = \text{Sup}|F_n(x)_i - F(x)_i|$$

Donde:

$$D = 0.149$$

Posteriormente, ubicamos D_t

Test de frecuencia por Kolmogorov-Smirnov											
Tabla de valores críticos de D											
n	α					n	α				
	0'2	0'1	0'05	0'02	0'01		0'2	0'1	0'05	0'02	0'01
1	0'900	0'950	0'975	0'990	0'995	21	0'220	0'259	0'287	0'321	0'344
2	0'684	0'776	0'842	0'900	0'929	22	0'221	0'253	0'281	0'314	0'337
3	0'565	0'636	0'780	0'785	0'829	23	0'216	0'247	0'275	0'307	0'330
4	0'493	0'565	0'624	0'689	0'734	24	0'212	0'242	0'269	0'301	0'323
5	0'447	0'509	0'563	0'627	0'669	25	0'208	0'238	0'264	0'295	0'317
6	0'410	0'468	0'519	0'577	0'617	26	0'204	0'233	0'259	0'290	0'311
7	0'381	0'430	0'483	0'538	0'576	27	0'200	0'229	0'254	0'284	0'305
8	0'358	0'410	0'454	0'507	0'542	28	0'197	0'225	0'250	0'279	0'300
9	0'339	0'387	0'430	0'480	0'513	29	0'193	0'221	0'246	0'275	0'295
10	0'323	0'369	0'409	0'457	0'489	30	0'190	0'218	0'242	0'270	0'290
11	0'308	0'352	0'391	0'437	0'468	31	0'187	0'214	0'238	0'266	0'285
12	0'296	0'338	0'375	0'419	0'449	32	0'184	0'211	0'234	0'262	0'281
13	0'285	0'325	0'361	0'404	0'432	33	0'182	0'208	0'231	0'258	0'277
14	0'275	0'314	0'349	0'390	0'418	34	0'179	0'205	0'227	0'254	0'273
15	0'266	0'304	0'338	0'377	0'404	35	0'177	0'202	0'224	0'251	0'269
16	0'258	0'295	0'327	0'366	0'392	36	0'174	0'199	0'221	0'247	0'265
17	0'250	0'286	0'318	0'355	0'381	37	0'172	0'196	0'218	0'244	0'262
18	0'244	0'279	0'309	0'346	0'371	38	0'170	0'194	0'215	0'241	0'258
19	0'237	0'271	0'301	0'337	0'361	39	0'168	0'191	0'213	0'238	0'255
20	0'232	0'265	0'294	0'329	0'352	40	0'165	0'189	0'21	0'235	0'252
> 40	$\frac{1'07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1'22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1'36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1'52}{\sqrt{n}}$	$\frac{1'63}{\sqrt{n}}$						

$$D_t = 0.227$$

Por tanto, como $D < D_t$, se acepta con 95% de seguridad de haber realizado un buen ajuste.

A continuación, aplicamos el Coeficiente de determinación (R^2), donde:

$$R^2 = 0.94$$

Consideramos que el modelo elegido es aceptable, ya que explica en un 93.58% las variaciones de las frecuencias observadas.

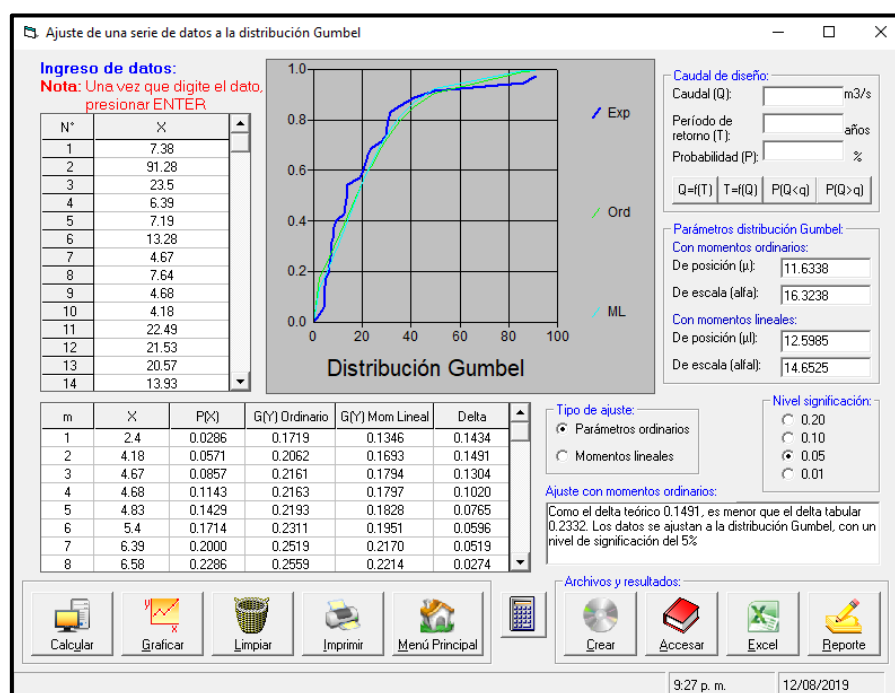
Tabla N° 61: Relación Periodo de Retorno – Precipitación Máxima.

Período de retorno T (años)	$F_{(x)} = 1 - \frac{1}{T}$	Precipitación Máxima en 24 hrs (mm)
2	0.500	17.617
5	0.800	36.119
10	0.900	48.368
25	0.960	63.846
50	0.980	75.328
100	0.990	86.726
500	0.998	113.063

Fuente: Propia

Los datos fueron ingresados al Software Hidroesta, obteniéndose lo siguiente:

Figura N° 43: Ajuste de Datos a la Distribución Gumbel



Fuente: Propia

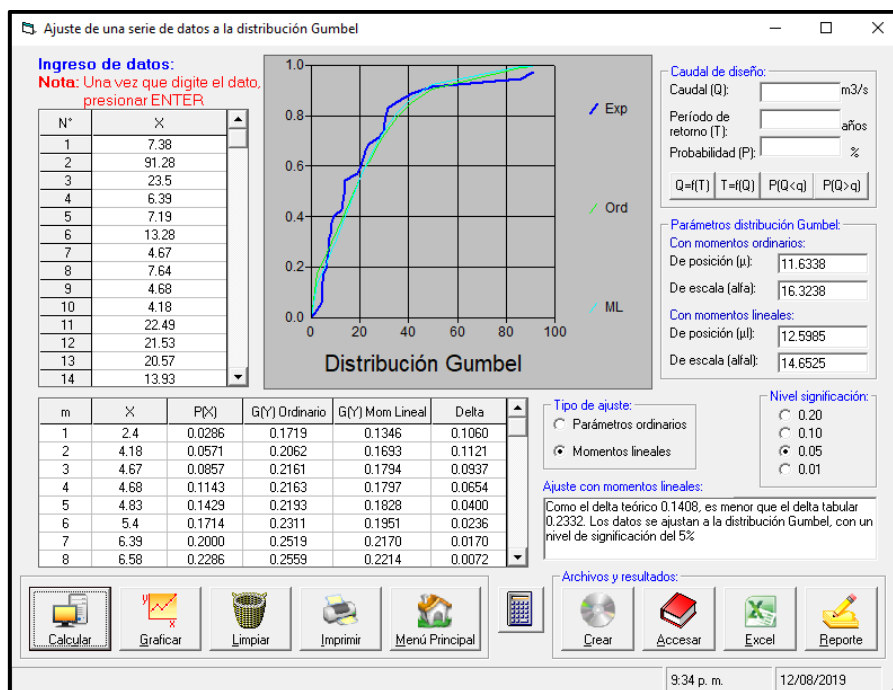
Tabla N° 62: Cálculos del Ajuste Smirnov Kolmogorov – Software Hidroesta.

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:					
m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	2.4	0.0286	0.1719	0.1346	0.1434
2	4.18	0.0571	0.2062	0.1693	0.1491
3	4.67	0.0857	0.2161	0.1794	0.1304
4	4.68	0.1143	0.2163	0.1797	0.1020
5	4.83	0.1429	0.2193	0.1828	0.0765
6	5.4	0.1714	0.2311	0.1951	0.0596
7	6.39	0.2000	0.2519	0.2170	0.0519
8	6.58	0.2286	0.2559	0.2214	0.0274
9	7.19	0.2571	0.2690	0.2354	0.0119
10	7.38	0.2857	0.2732	0.2398	0.0126
11	7.64	0.3143	0.2788	0.2459	0.0355
12	8.29	0.3429	0.2931	0.2614	0.0498
13	8.41	0.3714	0.2957	0.2642	0.0757
14	9.28	0.4000	0.3150	0.2853	0.0850
15	12.55	0.4286	0.3885	0.3667	0.0401
16	13.04	0.4571	0.3995	0.3790	0.0576
17	13.28	0.4857	0.4049	0.3850	0.0808
18	13.93	0.5143	0.4195	0.4013	0.0948
19	13.96	0.5429	0.4201	0.4020	0.1227
20	19.05	0.5714	0.5300	0.5253	0.0414
21	20.57	0.6000	0.5608	0.5597	0.0392
22	21.53	0.6286	0.5796	0.5807	0.0490
23	22.49	0.6571	0.5980	0.6010	0.0592
24	23.5	0.6857	0.6167	0.6218	0.0690
25	27.93	0.7143	0.6918	0.7038	0.0225
26	30.11	0.7429	0.7244	0.7388	0.0185
27	30.29	0.7714	0.7269	0.7416	0.0445
28	30.58	0.8000	0.7310	0.7459	0.0690
29	31.67	0.8286	0.7460	0.7618	0.0826
30	35.86	0.8571	0.7972	0.8151	0.0600
31	41.28	0.8857	0.8499	0.8683	0.0358
32	49.48	0.9143	0.9063	0.9225	0.0080
33	86.21	0.9429	0.9897	0.9934	0.0468
34	91.28	0.9714	0.9924	0.9954	0.0210

Fuente: Propia

Realizamos un ajuste con parámetro ordinarios, ya que, el delta teórico 0.1491, es menor que el delta tabular 0.2332. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%.

Figura N° 44: Reajuste de Datos a Distribución Gumbel



Fuente: Software Hidroesta

Tabla N° 63: Cálculos de Reajuste Smirnov Kolmogorov

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	2.4	0.0286	0.1719	0.1346	0.1060
2	4.18	0.0571	0.2062	0.1693	0.1121
3	4.67	0.0857	0.2161	0.1794	0.0937
4	4.68	0.1143	0.2163	0.1797	0.0654
5	4.83	0.1429	0.2193	0.1828	0.0400
6	5.4	0.1714	0.2311	0.1951	0.0236
7	6.39	0.2000	0.2519	0.2170	0.0170
8	6.58	0.2286	0.2559	0.2214	0.0072
9	7.19	0.2571	0.2690	0.2354	0.0217
10	7.38	0.2857	0.2732	0.2398	0.0459
11	7.64	0.3143	0.2788	0.2459	0.0684
12	8.29	0.3429	0.2931	0.2614	0.0815
13	8.41	0.3714	0.2957	0.2642	0.1072
14	9.28	0.4000	0.3150	0.2853	0.1147
15	12.55	0.4286	0.3885	0.3667	0.0619
16	13.04	0.4571	0.3995	0.3790	0.0782
17	13.28	0.4857	0.4049	0.3850	0.1007
18	13.93	0.5143	0.4195	0.4013	0.1130
19	13.96	0.5429	0.4201	0.4020	0.1408
20	19.05	0.5714	0.5300	0.5253	0.0462
21	20.57	0.6000	0.5608	0.5597	0.0403
22	21.53	0.6286	0.5796	0.5807	0.0479
23	22.49	0.6571	0.5980	0.6010	0.0561
24	23.5	0.6857	0.6167	0.6218	0.0640
25	27.93	0.7143	0.6918	0.7038	0.0105
26	30.11	0.7429	0.7244	0.7388	0.0040
27	30.29	0.7714	0.7269	0.7416	0.0298
28	30.58	0.8000	0.7310	0.7459	0.0541
29	31.67	0.8286	0.7460	0.7618	0.0668
30	35.86	0.8571	0.7972	0.8151	0.0420
31	41.28	0.8857	0.8499	0.8683	0.0174
32	49.48	0.9143	0.9063	0.9225	0.0082
33	86.21	0.9429	0.9897	0.9934	0.0506
34	91.28	0.9714	0.9924	0.9954	0.0239

Fuente: Propia

Respecto al ajuste con momentos lineales, Como el delta teórico 0.1408, es menor que el delta tabular 0.2332. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%.

SELECCIÓN DEL PERIODO DE RETORNO.

Primero es necesario determinar el riesgo admisible.

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n$$

Donde:

R = Riesgo Admisible

T = Periodo de Retorno

n = Tiempo de vida del proyecto

Por tanto:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{40}\right)^{35}$$

$$R = 31.60\%$$

Revisando la Norma:

Tabla N° 64: Valores Máximos Recomendados de Riesgo Admisible de Obras de Drenaje

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**) (%)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

(*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.
- Se recomienda un periodo de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(**) - Vida Útil considerado (n)

- Puentes y Defensas Ribereñas n= 40 años.
- Alcantarillas de quebradas importantes n= 25 años.
- Alcantarillas de quebradas menores n= 15 años.
- Drenaje de plataforma y Sub-drenes n= 15 años.

- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.
- El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, MTC

Por tanto, rigiéndonos por lo estipulado en la norma OS 060 – Drenaje pluvial Urbano, consideraremos un periodo de retorno de 25 años.

CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN:

Para el cálculo de concentración hacemos uso de 2 métodos presentes en los manuales del ministerio de transportes y comunicaciones:

Tabla N° 65: Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración.

METODO Y FECHA	FÓRMULA PARA t_c (minutos)	OBSERVACIONES
Kirpich (1940)	$t_c = 0.01947 L^{0.77} S^{-0.385}$ <p>L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m. S = pendiente promedio de la cuenca, m/m</p>	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_c por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.
California Culverts Practice (1942)	$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$ <p>L = longitud del curso de agua más largo, m. H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m.</p>	Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California.

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, MTC

Para Kirpich:

$$t_c = 0.01947 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385}$$

$$S = \frac{H}{L}$$

Donde:

L = Máxima longitud de recorrido en metros.

S = Pendiente Promedio de la cuenta, m/m

H = Diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal, en metros.

Para California Culverts Practice.

$$t_c = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde:

L = Máxima longitud de recorrido, en metros.

H = Diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal, en metros.

Aplicaremos dichas formulas a cada micro cuenca.

Tabla N° 66: Determinación de Tiempos de Concentración por Micro cuenca.

DESCRIPCIÓN	TIPO DE MICRO CUENCA	ÁREA (Km ²)	LONG. CAUCE (m)	Δ COTAS (m)	T. DE CONCENTRACIÓN M. K.	T. DE CONCENTRACIÓN M CCP
M. C. 01	M. C. RURAL	0.39444	694.67	6.500	18.140	18.168
M. C. 02	M. C. RURAL	0.21832	620.62	4.950	17.687	17.714
M. C. 03	M. C. RURAL	0.33913	685.63	4.910	19.906	19.937
M. C. 04	M. C. RURAL	0.27800	836.67	6.780	22.125	22.160
M. C. 05	M. C. URBANA	0.49196	785.33	7.500	19.781	19.812
M. C. 06	M. C. RURAL	0.22997	837.44	0.810	50.189	50.267
M. C. 07	M. C. RURAL	0.37697	661.86	12.110	13.500	13.521
M. C. 08	M. C. RURAL	0.47595	769.81	2.965	27.632	27.674
M. C. 09	M. C. RURAL	0.30856	957.57	4.480	30.330	30.377
M. C. 10	M. C. URBANA	0.31584	821.73	10.280	18.461	18.490
M. C. 11	M. C. RURAL	0.28964	723.75	5.000	21.042	21.074
M. C. 12	M. C. URBANA	0.41190	974.83	7.210	25.779	25.819

Fuente: Propia

CALCULO DE CURVAS IDF

Primero definimos los coeficientes de duración de lluvias.

Tabla N° 67: Coeficientes de Duración de Lluvias entre 48 y una hora.

Duraciones de la Precipitación en horas	Coficiente
24	1.00
18	0.90
12	0.79
8	0.64
6	0.56
5	0.50
4	0.44
3	0.38
2	0.31
1	0.25

Fuente: Propia

Tabla N° 68: Precipitaciones diarias máximas probables para distintos Periodos de Retorno

Período de retorno T (años)	Precipitación Máxima en 24 hrs (mm)
2	17.62
5	36.12
10	48.37
25	63.85
50	75.33
100	86.73
500	113.06

Fuente: Propia

Basándose en las tablas anteriores, realizamos los cálculos para la obtención de la precipitación máxima para periodos de duración distintos.

Tabla N° 69: Precipitaciones Máximas según Periodos de Tiempo

Duración (horas)	Coeficiente	Precipitación máxima Pd (mm) en distintos tiempos de duración						
		2	5	10	25	50	100	500 años
24	X24 = 100%	17.617	36.119	48.368	63.846	75.328	86.726	113.063
18	X18 = 90%	15.855	32.507	43.532	57.462	67.795	78.053	101.757
12	X12 = 79%	13.917	28.534	38.211	50.438	59.509	68.513	89.320
8	X8 = 64%	11.275	23.116	30.956	40.862	48.210	55.504	72.361
6	X6 = 56%	9.865	20.226	27.086	35.754	42.184	48.566	63.316
5	X5 = 50%	8.808	18.059	24.184	31.923	37.664	43.363	56.532
4	X4 = 44%	7.751	15.892	21.282	28.092	33.144	38.159	49.748
3	X3 = 38%	6.694	13.725	18.380	24.262	28.625	32.956	42.964
2	X2 = 31%	5.461	11.197	14.994	19.792	23.352	26.885	35.050
1	X1 = 25%	4.404	9.030	12.092	15.962	18.832	21.681	28.266

Fuente: Propia

CALCULO DE INTENSIDADES

Precipitaciones Máximas por el Método de Bell

$$P_{TR}^t = (0.21 * Lntr + 0.52) * (0.54 * t^{0.25} - 0.50) * P_{TR=25años}^{t=1h}$$

$$P_{TR=10años}^{t=1h} = 0.452 * P_{max24h, TR=10años}$$

Donde:

P = Precipitación

t = Duración

Tabla N° 70: Calculo de Precipitaciones Máximas por Método de Bell

T (años)	Precip. Máx (en 24 hrs.)	Duración (min)						
		5	10	15	30	60	120	240
500	113.063	16.195	24.242	29.637	40.228	52.822	67.798	85.609
100	86.726	13.196	19.753	24.149	32.778	43.040	55.243	69.755
50	75.328	11.904	17.819	21.785	29.570	38.827	49.836	62.927
25	63.846	10.613	15.886	19.421	26.361	28.858	44.428	56.099
10	48.368	8.905	13.330	16.297	22.120	29.045	37.280	47.074
5	36.119	7.613	11.396	13.933	18.911	24.832	31.873	40.246
2	17.617	5.906	8.840	10.808	14.670	19.263	24.725	31.220

Fuente: Propia

INTENSIDADES MÁXIMAS (mm/hora) – METODO DE INTENSIDAD UNITARIA

Para la determinación de las intensidades máximas usaremos la siguiente formula:

$$I_{U-TR}^t = \frac{(0.21 * Lntr + 0.52) * (0.54 * t^{0.25} - 0.50)}{t} * 60 * 1$$

Tabla N° 71: Intensidades Máximas por Método de Intensidad Unitaria

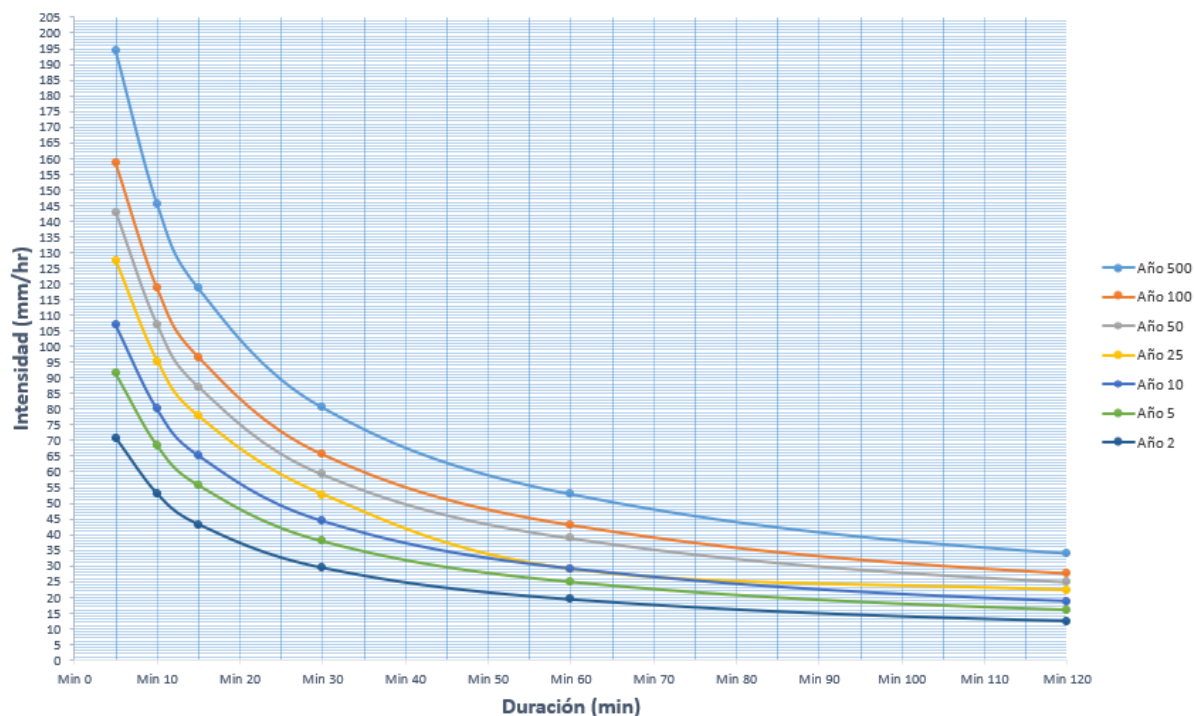
T (años)	Duración en Minutos						
	Min 5	Min 10	Min 15	Min 30	Min 60	Min 120	Min 240
500	194.340	145.451	118.550	80.455	52.822	33.899	21.402
100	158.350	118.515	96.596	65.556	43.040	27.621	17.439
50	142.850	106.914	87.140	59.139	38.827	24.918	15.732
25	127.351	95.314	77.685	52.722	28.858	22.214	14.025
10	106.861	79.979	65.186	44.240	29.045	18.640	11.768
5	91.361	68.378	55.731	37.823	24.832	15.936	10.061
2	70.871	53.043	43.232	29.340	19.263	12.362	7.805

Fuente: Propia

Una vez obtenidos los datos, de intensidad, duración y frecuencia para los distintos periodos proyectados, podemos construir las curvas IDF.

Figura N° 45: Curvas IDF – Método de Intensidad Unitaria

CURVA INTENSIDAD - DURACIÓN - FRECUENCIA



Fuente: Propia

Procedemos al cálculo de intensidades en función de los tiempos de concentración:

Tabla N° 72: Calculo de Intensidades por Micro Cuenca según Tiempos de Concentración.

Descripción	Min	TC	Max	I. min	I. máx.	Intensidad
Cuenca 01	15.000	18.168	30.000	77.685	52.722	72.412
Cuenca 02	15.000	17.714	30.000	77.685	52.722	73.168
Cuenca 03	15.000	19.937	30.000	77.685	52.722	69.470
Cuenca 04	15.000	22.160	30.000	77.685	52.722	65.770
Cuenca 05	15.000	19.812	30.000	77.685	52.722	69.678
Cuenca 06	30.000	50.267	60.000	52.722	28.858	36.601
Cuenca 07	15.000	13.521	30.000	77.685	52.722	80.147
Cuenca 08	15.000	27.674	30.000	77.685	52.722	56.593
Cuenca 09	30.000	30.377	60.000	52.722	28.858	52.422
Cuenca 10	15.000	18.490	30.000	77.685	52.722	71.878
Cuenca 11	15.000	21.074	30.000	77.685	52.722	67.576
Cuenca 12	30.000	25.819	60.000	52.722	28.858	56.048

Fuente: Propia

INTENSIDADES MÁXIMAS (mm/hora) – METODO DE SCS (MÉTODO DEL SERVICIO DE CONSERVACIÓN DE SUELOS)

Para el presente método ocuparemos la siguiente fórmula:

$$I_{TR} = \frac{0.280049 * P_{\max 24h,TR}}{T^{0.6}} * 1.12$$

Donde:

$P_{\max 24h, TR}$ = Precipitación Máxima en 24 horas.

T = Duración en Minutos.

Tabla N° 73: Calculo de Intensidades Máximas por Método SDS (Método de Servicio de Conservación de Suelos)

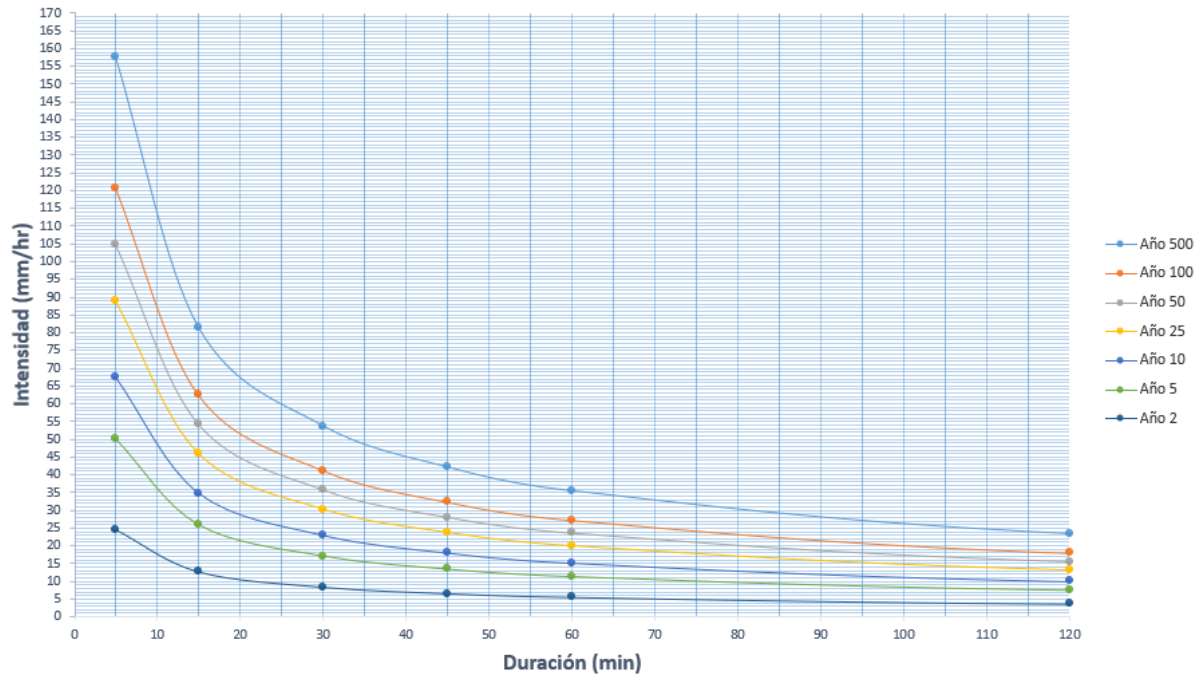
T (años)	Precip. Máx (en 24 hrs)	Duración (min)						
		5	15	30	45	60	120	240
500	113.063	157.501	81.472	53.752	42.144	35.463	23.397	15.436
100	86.726	120.812	62.494	41.230	32.327	27.202	17.947	11.840
50	75.328	104.935	54.281	35.812	28.078	23.627	15.588	10.284
25	63.846	88.940	46.007	30.353	23.799	20.026	13.212	8.717
10	48.368	67.379	34.854	22.995	18.029	15.171	10.009	6.604
5	36.119	50.314	26.027	17.171	13.463	11.329	7.474	4.931
2	17.617	24.541	12.695	8.375	6.567	5.526	3.646	2.405

Fuente: Propia

En concordancia con los cálculos obtenidos mediante el método SDS, procedemos a la construcción de las curvas IDF.

Figura N° 46: Curvas IDF – Método SDS

CURVA INTENSIDAD - DURACIÓN - FRECUENCIA



Fuente: Propia

ELABORACIÓN DEL HIETOGRAMA

El hietograma es un gráfico que nos permite conocer la precipitación de un lugar a través del tiempo, es decir el comportamiento de la tormenta a través de una determinada cantidad de tiempo. En este caso tomamos los datos de la curva IDF del año de diseño (25 años), y lo distribuimos en 4 horas (240 min).

Con los datos obtenidos de la Tabla N° 71: Intensidades Máximas por Método de Intensidad Unitaria, obtenemos los datos necesarios como punto de partida para la elaboración de nuestro hietograma.

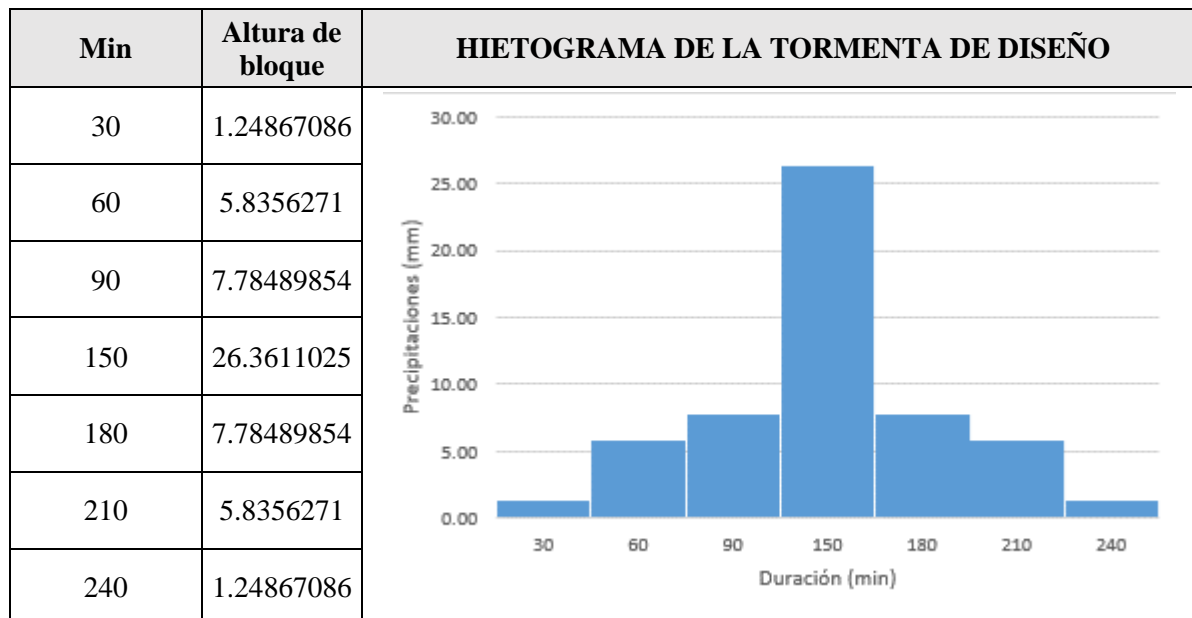
Tabla N° 74: Calculo de Alturas de Bloques Ordenados.

Tiempo (min)	Intensidad (mm/hr)	Precipitación (mm)	Precipitación individual (mm)	Altura de bloque	Altura de bloque ordenado
30	52.722	26.36110246	26.36110246	26.3611025	26.3611025
60	28.858	28.85844418	2.497341719	1.24867086	7.78489854
120	22.214	44.42824126	15.56979708	7.78489854	5.8356271
240	14.025	56.09949545	11.67125419	5.8356271	1.24867086

Fuente: Propia

Una vez obtenida las alturas de bloques, procedemos a organizar las intensidades de acuerdo al tiempo de precipitación, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla N° 75: Hietograma de la Tormenta de Diseño.



Fuente: Propia

Este es un hietograma elaborado a partir de curvas IDF, la cual a su vez ha sido elaborada con datos diarios de precipitación de la ciudad en estudio. Lo que se recomienda es trabajar con hietogramas de tormentas registrados in situ con intervalos más cortos, lo que no ocurre en las estaciones de control, pues estas registran precipitaciones diarias y no permite un estudio más preciso o exacto.

CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO

Primero es necesario definir los coeficientes de escorrentía en función del periodo de retorno y las características de la superficie

Tabla N° 76: Coeficientes de Escorrentía para ser Utilizados en el Método Racional

CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)						
	2	5	10	25	50	100	500
AREAS URBANAS							
Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto / Techos	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc)							
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano 0 - 2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio 2 - 7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente Superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (cubierta de pasto menor del 50% al 75% del área)							
Plano 0 - 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2 - 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente Superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75% del área)							
Plano 0 - 2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio 2 - 7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente Superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
AREAS NO DESARROLLADAS							

Fuente: Norma OS 060, Drenaje Pluvial Urbano, RNE

CÁLCULO DE CAUDALES DE ESCURRIMIENTO

Para este cálculo haremos uso del método racional, el cual es usado para áreas urbanas, donde el área de drenaje se encuentra compuesta por subáreas o subcuencas de diferentes características, el caudal pico que nos proporciona este método, se puede calcular de la siguiente forma:

$$Q = 0,278 * C * I * A$$

Donde:

Q = Caudal pico en m³/s

I = Intensidad de la lluvia de diseño en mm/hora.

A = Área de drenaje por subcuenca en Km².

Realizamos los cálculos por tipo de pavimento.

Para pavimentos Flexibles:

Tabla N° 77: Cálculo de Caudales de Diseño para Pavimentos Flexibles.

Descripción	Coefficiente de Escorrentía	Intensidad (mm/hora)	Área (Km ²)	Q (m ³ /s)
Cuenca 01	0.86	72.41	0.39	6.829
Cuenca 02	0.86	73.17	0.22	3.819
Cuenca 03	0.86	69.47	0.34	5.633
Cuenca 04	0.86	65.77	0.28	4.371
Cuenca 05	0.86	69.68	0.49	8.195
Cuenca 06	0.86	36.60	0.23	2.012
Cuenca 07	0.86	80.15	0.38	7.223
Cuenca 08	0.86	56.59	0.48	6.440
Cuenca 09	0.86	52.42	0.31	3.867
Cuenca 10	0.86	71.88	0.32	5.428
Cuenca 11	0.86	67.58	0.29	4.679
Cuenca 12	0.86	56.05	0.41	5.519

Fuente: Propia

Para pavimentos rígidos:

Tabla N° 78: Cálculo de Caudales de Diseño para Pavimentos Rígidos.

Descripción	Coefficiente de Escorrentía	Intensidad (mm/hora)	Área (Km ²)	Q (m ³ /s)
Cuenca 01	0.88	72.41	0.39	6.987
Cuenca 02	0.88	73.17	0.22	3.908
Cuenca 03	0.88	69.47	0.34	5.764
Cuenca 04	0.88	65.77	0.28	4.473
Cuenca 05	0.88	69.68	0.49	8.386
Cuenca 06	0.88	36.60	0.23	2.059
Cuenca 07	0.88	80.15	0.38	7.391
Cuenca 08	0.88	56.59	0.48	6.589
Cuenca 09	0.88	52.42	0.31	3.957
Cuenca 10	0.88	71.88	0.32	5.554
Cuenca 11	0.88	67.58	0.29	4.788
Cuenca 12	0.88	56.05	0.41	5.648

Fuente: Propia

CÁLCULO DE DIÁMETROS DE DISEÑO

En este punto, ya contamos con los datos necesarios para el cálculo de los diámetros de diseño para el análisis de nuestro drenaje pluvial.

Tabla N° 79: Calculo de Diámetro de Diseño Aproximado en Pulgadas.

Descripción	Coefficiente de Escorrentía	Intensidad (mm/hora)	Área (Km ²)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Vel (m/s)	A (m2)	D (m)	D (pulgadas)
Cuenca 01	0.88	72.412	0.394	6.987	0.699	0.900	0.776	0.994	39.143
Cuenca 02	0.88	73.168	0.218	3.908	0.391	0.900	0.434	0.744	29.274
Cuenca 03	0.88	69.470	0.339	5.764	0.576	0.900	0.640	0.903	35.550
Cuenca 04	0.88	65.770	0.278	4.473	0.447	0.900	0.497	0.795	31.318
Cuenca 05	0.88	69.678	0.492	8.386	0.839	0.900	0.932	1.089	42.882
Cuenca 06	0.88	36.601	0.230	2.059	0.206	0.900	0.229	0.540	21.249
Cuenca 07	0.88	80.147	0.377	7.391	0.739	0.900	0.821	1.023	40.259
Cuenca 08	0.88	56.593	0.476	6.589	0.659	0.900	0.732	0.966	38.012
Cuenca 09	0.88	52.422	0.309	3.957	0.396	0.900	0.440	0.748	29.457
Cuenca 10	0.88	71.878	0.316	5.554	0.555	0.900	0.617	0.886	34.898
Cuenca 11	0.88	67.576	0.290	4.788	0.479	0.900	0.532	0.823	32.403
Cuenca 12	0.88	56.048	0.412	5.648	0.565	0.900	0.628	0.894	35.192
							7.278	3.044	119.850

Fuente: Propia

Como podemos apreciar, los resultados de nuestro calculo hidráulico por micro cuencas, son concordantes con nuestro cálculo inicial.

XI. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

11.1. SISTEMA DE AGUA POTABLE Y CONEXIONES DOMICILIARES.

11.1.1. TRABAJOS PRELIMINARES

11.1.1.1. CARTEL DE IDENTIFICACIÓN DE OBRA

a) Descripción

La partida de cartel de Identificación de Obra, comprende desde el diseño hasta el suministro y la instalación del panel para la identificación del proyecto.

En el cartel deberá contener el Nombre de la Obra, el monto de inversión, el nombre del contratista, el proyecto y el plazo de ejecución que comprende el proyecto.

b) Proceso Constructivo

El cartel de obra será de 3.50m x 2.50m. Deberá estar enmarcado por listones madera de 3” x 3” adicionalmente deberá presentar parantes que estará compuestos por secciones de madera de 4” x 4”, el panel deberá presentar una gigantografía y estar ubicado en un lugar visible al público en general.

c) Método de Medida

Se considerará como global (glb).

d) Forma de Pago

El pago se hará de manera global. Según presupuesto aprobado.

11.1.1.2. CASETA DE GUARDIANÍA Y ALMACÉN GENERAL

a) Descripción de los Trabajos

Se instalará una caseta provisional de 40m² como mínimo, la cual será utilizada como almacén para los materiales y equipos necesarios para la ejecución del proyecto.

Estos materiales deberán almacenarse y conservarse adecuadamente, así como los documentos correspondientes, ya que cualquier daño ocurrido por negligencia será entera responsabilidad del contratista.

b) Método de medición

El área de las edificaciones provisionales para guardíanía y almacén será medida en m².

c) Forma de pago

El pago de la partida será de manera global según presupuesto aprobado.

11.1.1.3. MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

a) Descripción de los Trabajos

Se refiere al traslado de equipos y herramientas necesarios para la ejecución del proyecto.

b) Método de Medición

La medición se considerará de manera Global.

c) Forma de pago

La forma de pago será de manera Global (Glb)

11.1.2. SEGURIDAD Y SALUD

a) Descripción

Durante la duración de los trabajos que requiere el proyecto, el Contratista tiene por obligación tomar medidas de seguridad, las cuales serán necesarias para garantizar la protección del personal implicado, de los transeúntes que circulan cerca de las obras y de la propiedad de terceros.

Estas medidas deben ceñirse al RNE (G-050 Seguridad durante la construcción) y es recomendable para aquellos que realicen acuerdos en base a éstas que analicen la ventaja de usar las ediciones en vigencia de las siguientes normas:

- Reglamento para la gestión de residuos sólidos de la construcción y demolición.
- Reglamento Nacional de Vehículos.
- Reglamento de Seguridad y Salud en el Trabajo.
- Ley General de Inspección del Trabajo.
- Ley General de Residuos Sólidos.
- NTP 350.026 “Extintores portátiles manuales de polvo químico seco”.
- NTP 350.037 “Extintores portátiles sobre ruedas de polvo químico seco dentro del área de trabajo”.
- NTP 350.043-1 “Extintores portátiles: Selección, distribución, inspección, mantenimiento, recarga, y prueba hidrostática”.
- NTP 833.026-1 “Extintores portátiles. Servicio de mantenimiento y recarga”.

- NTP 833.034 “Extintores portátiles. Verificación”.
- NTP 833.032 “Extintores portátiles para vehículos automotores”.
- NTP 400.033 “Andamios. Definiciones y clasificación y sus modificaciones”.
- NTP 400.034 “Andamios. Requisitos y sus modificaciones”.
- NTP 399.010 “Señales de seguridad. Colores, símbolos, formas y dimensiones de señales de seguridad. Parte 1: reglas para el diseño de las señales de seguridad”.
- NTP 400.050 “Manejo de Residuos de la Actividad de la Construcción”.

11.1.2.1. ELABORACIÓN, IMPLEMENTACIÓN Y ADMINISTRACIÓN DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO

a) Descripción

Este ítem tiene como objetivo primordial la prevención y mitigación de los riesgos laborales latentes derivados en lesiones, enfermedades, pérdida de vidas, materiales y daños medioambientales.

Los objetivos del plan son los siguientes:

- Cumplir con las disposiciones reglamentarias del ámbito de la Seguridad y Salud ocupacional.
- Fomentar entre los colaboradores y trabajadores, las prácticas laborales seguras basadas en los beneficios brindados por la aplicación de este plan.
- Aplicar esta filosofía para mejorar continua y permanente todas sus actividades, respetando y cuidando al Trabajador, transeúntes y a su entorno.

11.1.2.2. EQUIPOS DE PROTECCIÓN INDIVIDUAL Y COLECTIVA

a) Descripción

Esta partida se refiere a la adquisición de cascos, chalecos refractivos, guantes, silenciadores, calzado de seguridad y equipos de protección personal en general para los trabajadores implicados en la ejecución del proyecto además de las mallas de seguridad que evitarán la caída de objetos a las zanjas para instalación de tuberías.

b) Método de Medición

El método de medición considerado será Global (GLB)

c) Forma de Pago

El trabajo será ejecutado y pagado en forma global.

11.1.2.3. SEÑALIZACIÓN TEMPORAL DE SEGURIDAD

a) Descripción

Para la demarcación correspondiente al frente de trabajo es necesaria la instalación de una cinta preventiva con un ancho mínimo de 12 cm, esta contará franjas negras y amarillas de 10 cm mínimo de ancho y una inclinación que debería oscilar entre los 30° y 45° en un mínimo de dos líneas horizontales. Esta cinta debe apoyarse o estar atada a parantes o señalizadores tubulares de 1.20 metros de alto como mínimo y diámetro de 2 pulgadas separados entre sí por distancias de entre 3 a 5 metros. Las cintas deberán permanecer debidamente tensadas y sin presentar dobleces durante la ejecución de las obras.

Los elementos para la señalización y control de tráfico deben estar hechos por materiales deformables y flexibles, además deben mantenerse limpios. Es crucial que la obra esté debidamente programada de tal forma no sea vea afectado el tráfico peatonal, definiendo caminos peatonales adecuados en concordancia con el tráfico estimado. El ancho total del sendero no debe ser menor a un metro. Además se sugiere que toda obra, por cada 60 metro de longitud que tenga debe tener al menos 2 cruces adecuados para el tránsito peatonal por calzada o andén donde es realizada la obra. Deben instalarse señalizaciones que indiquen la ubicación de los senderos y sus cruces habilitados.

b) Método de medición

El método de medición considerado será Global (GLB)

c) Forma de Pago

El trabajo será ejecutado y pagado en forma global.

11.1.2.4. CAPACITACIÓN EN SEGURIDAD Y SALUD

a) Descripción

Toda actividad relacionada con el sector construcción implica una serie de acciones que acarrearán riesgos latentes, mismos que podrían incidir en la salud de los trabajadores y usuarios. La posibilidad de inspeccionar o minimizar estos efectos es realizable si es que se capacita y prepara a las personas implicadas las cuales trabajarán en sus respectivas áreas sobre los riesgos y peligros a los que están constantemente expuestos.

b) Método de medición

El método de medición considerado será Global (GLB)

c) Forma de Pago

El trabajo será ejecutado y pagado en forma global.

11.1.2.5. PROTECCIÓN Y SEÑALIZACIÓN DE LAS OBRAS**a) Descripción**

Durante el desarrollo de las obras, Es responsabilidad del mantener en óptimas condiciones los elementos que componen el sistema de señalización de tránsito, con el objetivo de evitar alteraciones importantes al desplazamiento peatonal y vehicular.

No debe permitirse el almacenamiento de tuberías o algún otro material en espacios no delimitados en el área de trabajo, con el fin de evitar afectaciones en la normal y libre circulación del tránsito vehicular.

Será de cargo del Contratista el trámite de los permisos y vigilancia de las interrupciones o desvíos que se produzcan, siendo de su exclusiva responsabilidad cualquier inconveniente causado por una falta de atención a lo expuesto.

b) Método de medición

El método de medición considerado será Global (GLB)

c) Forma de Pago

El trabajo será ejecutado y pagado en forma global.

11.1.2.6. RECURSOS PARA RESPUESTAS ANTE EMERGENCIAS**11.1.2.6.1. RECURSOS PARA RESPUESTAS ANTE EMERGENCIAS EN
SEGURIDAD Y SALUD DURANTE EL TRABAJO****a) Descripción**

Comprende a todos los mecanismos y gestiones Técnicas, Administrativas y también el equipamiento necesario para poder atender algún accidente de trabajo que pudiera perjudicar al personal o los materiales, que fuera producto de la ausencia o de una deficiente implementación de alguna medida de control de riesgos.

Debe considerarse sin llegar a limitarse:

- Botiquines, equipamiento de Primeros Auxilios
- Camillas, Ambulancias, Equipos de protección contra fuego.
- Trapos de absorción para derrames de líquidos.

d) Método de medición

El método de medición considerado será Global (GLB)

e) Forma de Pago

El trabajo será ejecutado y pagado en forma global.

11.1.3. RED DE IMPULSIÓN

11.1.3.1. TRABAJOS PRELIMINARES

11.1.3.1.1. TRAZO Y REPLANTEO

a) Descripción

Toma en cuenta tanto la mano de obra como los beneficios sociales, materiales y equipo necesario para la realización de los trabajos topográficos los cuales son de carácter indispensable para el trazo y replanteo de las secciones por donde pasarán las tuberías de agua potable.

b) Método de Medición

La unidad de medida será en M².

c) Forma de pago

Este pago se realizar según avance de obra, para el trazo, nivelación y replanteo será en la modalidad de precios unitario.

11.1.3.2. MOVIMIENTO DE TIERRAS

11.1.3.2.1. EXCAVACIÓN ZANJAS CON MAQUINARIA PARA TUBERÍA

Ø=203.2MM A=0.80M, H=1.50M

a) Descripción

La excavación de zanjas para instalación de redes de agua potable será a tajo abierto y ejecutado por medio de Maquinaria (cargador retroexcavadora 90h), a trazos, con un ancho

de 0.75m y a una profundidad aproximada de 1.20m, de acuerdo a detalle en los planos y/o presentes especificaciones.

El ancho de la zanja será uniforme, el diámetro máximo para el proyecto “Ampliación y Mejoramiento del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado con Drenaje Pluvial en el Distrito de Íllimo, Provincia y Departamento de Lambayeque” es de 8“(203.2mm), según norma.

Tabla N° 80. Ancho de Zanja

Diámetro Nominal mm	Ancho de Zanja	
	Mínimo (cm)	Máximo (cm)
100-200	45	70
250-300	45	75
350-400	50	80
450-630	55	85

Fuente: R.N.E OS.070- Redes de Aguas Residuales

Consideramos un relleno sobre la clave del tubo de 1m y una cama de apoyo de 100 mm, relleno de arena de 0.30m sobre la clave del tubo. La profundidad total de la zanja será de 1.40m.

El material que se retiró se coloca a una distancia aproximada de 0.40m desde el borde de la zanja.

b) Método de Medición

La unidad de medida considerada es Ml.

c) Forma de pago

El pago será por la modalidad de precios unitarios.

11.1.3.2.2. REFINE Y NIVELACIÓN DE ZANJAS

11.1.3.2.2.1. REFINE Y NIVELACIÓN DE FONDO DE ZANJAS PARA TUBERÍA

$\varnothing=254MM$

a) Descripción

El fondo de la zanja debe ser plano, sin presencia de materiales extraños y evitando cangrejas.

b) Método de Medición

La unidad de medida es por MI, una zanja ancha y con un fondo regular y homogéneo.

c) Forma de pago

El pago será por la modalidad de precios unitarios.

11.1.3.3. CAMA DE APOYO PARA TUBERÍAS**11.1.3.3.1. CAMA DE APOYO PARA TUBERÍA D=203.2MM. E= 0.10****a) Descripción**

La cama de apoyo presenta un espesor de 0.10 m, al tratarse de arenilla, cuenta con volúmenes de acuerdo a las dimensiones de las zanjas.

Tabla N° 81. Medidas Recomendables de Dimensionamiento de Zanjas.

ANCHO ZANJA S/ENTIBADO B=D+2A (M)	ALTURA CAMA DE APOYO (M)	VOLUMEN DE APOYO/ML (M3) S/ENTIBADO <3M PROF.
0.5	0.1	0.07
0.5	0.1	0.07
0.55	0.1	0.07
0.6	0.1	0.08
0.65	0.1	0.08
0.7	0.1	0.09
0.75	0.1	0.1
0.8	0.1	0.1
0.85	0.1	0.11
0.9	0.1	0.12
0.95	0.1	0.12
1	0.1	0.13

Fuente: R.N.E. OS. 070-Redes de Aguas Residuales.

b) Método de Medición

La unidad de medida es por MI, una zanja ancha y con un fondo regular y homogéneo.

c) Forma de pago

Este pago se hace según modalidad de precio unitario y conforme al avance de obra.

11.1.3.4. RELLENO, APISONADO Y COMPACTACIÓN DE ZANJAS**11.1.3.4.1. RELLENO LATERAL PARA TUBERÍA D=203.2 MM, E=0.12M****11.1.3.4.1.1. RELLENO Y APISONADO ZANJAS PARA TUBERIA D=203.2MM
C/ARENILLA 0.30M S/CLAVE****a) Descripción**

Se considerará un relleno compactado de 0.30m sobre la tubería, el material será colocado por capas de 10 centímetros de espesor, el cual deberá ser compactado de manera uniforme, cuidando no dañar la tubería.

b) Método de Medición

La unidad de medida será por ML.

c) Forma de pago

Este pago se hace según precio unitario pactado en el contrato.

**11.1.3.4.2. RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJAS PARA TUBERÍA. D=203.2MM
C/MAT PROPIO SELECCIONADO.****a) Descripción**

Este relleno está ubicado entre el primer relleno y la subbase, por capas no mayores de 0.15 cm de espesor, el compactado se hace por medio de un pisón.

b) Método de Medición

La unidad de medida será por ML.

c) Forma de pago

Este pago se hace según modalidad de precios unitario y según a avance de obra.

11.1.3.5. ACARREO Y ELIMINACIÓN MATERIAL EXCEDENTE

11.1.3.5.1. ACARREO ELIMINACIÓN MATERIAL EXCEDENTE DISTANCIA MIN. = 5.0 KM

a) Descripción

Para esta partida es preciso considerar todos los elementos necesarios para la ejecución y la eliminación del material excedente, considerando el factor de esponjamiento que pueda presentarse.

b) Método de Medición

La unidad de medida es por M3.

c) Forma de pago

Este pago se hace en función al volumen de material eliminado.

11.1.3.6. TUBERÍA

11.1.3.6.1. SUMINISTRO E INSTALACIÓN PARA TUB. D=203MM PVC, PROF.=1.20

a) Descripción

El suministro será según Norma ITINTEC NTP ISO 4435, (PVC-U) para abastecimiento de agua potable.

b) Transporte

El transporte de las tuberías de PVC se llevará a cabo de manera que no constituya ningún riesgo a la integridad estructural para los materiales.

c) Manipulación y Descarga.

El PVC al ser un material liviano, facilita su manipulación, así es posible disminuir los riesgos y posibles daños a las tuberías.

El PVC debe ser descargado a mano individualmente.

Durante la manipulación del material debe evitarse en la medida de lo posible que caigan ya que pueden causar daños y pueda disminuir la resistencia del mismo.

d) Almacenaje.

La tubería debe almacenarse a 10cm del suelo aproximadamente por medio de parihuelas, las cuales pueden apilarse hasta una altura de 1.50m.

Debe evitarse que la tubería esté expuesta a los rayos solares y por lo tanto se sugiere cubrirlas con lonas o fibras de color negro para evitar el contacto con el sol.

11.1.3.7. ACCESORIOS**11.1.3.7.1. SUMINISTRO E INSTALACIÓN PARA CODO 203MM X 90° PVC.****a) Descripción**

El suministro será según Norma ITINTEC NTP ISO 4435, (PVC-U) para abastecimiento de agua potable.

b) Transporte

El transporte de los codos de PVC se llevará a cabo de manera que no constituya ningún riesgo a la integridad estructural para los materiales.

c) Manipulación y Descarga

El PVC al ser un material liviano, facilita su manipulación, así es posible disminuir los riesgos y posibles daños a las tuberías.

El PVC debe ser descargado a mano individualmente.

Durante la manipulación del material debe evitarse en la medida de lo posible que caigan ya que pueden causar daños y pueda disminuir la resistencia del mismo.

d) Almacenaje

Los debe almacenarse lejos del contacto con rayos solares que puedan afectar la resistencia del PVC.

11.1.3.7.2. INSTALACIÓN DE VÁLVULA COMPUERTA 4”**a) Descripción**

La instalación de los accesorios de PVC es similar al de las tuberías.

El empuje generado por las tuberías se debe distribuir sobre las paredes de la zanja para evitar el movimiento con las uniones. Con el fin de evitar o disminuir estos empujes es necesario proyectar bloques de anclaje para todos los accesorios.

b) Cálculo de los bloques de anclaje

Para el cálculo de los bloques de anclaje es necesario estimar el empuje generado por la presión del agua.

$$P/(\pi \cdot D^2/4) = P_i$$

Donde:

P: empuje en Kg.

D: diámetro exterior del tubo en cm.

P_i: Presión Interna máxima.

El empuje N es para los accesorios como codos.

$$N = 2 \cdot P \cdot \sin(\alpha/2)$$

Dónde:

P: empuje en Kg.

N: empuje en el codo en Kg.

α: ángulo del codo que se emplea.

Tabla N° 82. Valor de empuje de acuerdo a los accesorios

DÍAMETRO NOMINAL mm (Pulg.)	CODO 90° (kg)	CODO 45° (Kg)	CODO 22.5° (Kg)	TEE Y TAPONES (Kg)
40 (1 ½")	26	14	7	18
50 (2")	40	22	11	28
65 (2 ½")	59	32	16	42
75 (3")	87	47	24	62
100 (4")	144	78	40	102
150 (6")	314	170	87	222
200 (8")	533	288	147	377
250 (10")	829	448	228	585
300 (12")	1159	627	320	819

Fuente: R.N.E. OS. 070-Redes de Aguas Residuales.

c) Área de los bloques de anclaje

$$A = P/RT$$

A: Área de contacto (cm²).

P: Empuje en kg.

RT: Resistencia admisible del terreno.

Tabla N° 83. Valores de Resistencia Admisible de Diversos Tipos de Terreno

TIPO DE TERRENO	RESISTENCIA ADMISIBLE (Kg/cm²)
Suelo fangoso	0.0
Arcilla blanda	0.5
Arena	1.0
Arena y grava	1.5
Arena y grava cimentada con arcilla	2.0
Suelo Duro (esquisto pizarra roca)	5.0

Fuente: R.N.E. OS. 070-Redes de Aguas Residuales

11.1.4. REDES DE DISTRIBUCIÓN

11.1.4.1. TRABAJOS PRELIMINARES

11.1.4.1.1. TRAZO Y REPLANTEO INICIAL

a) Descripción de los Trabajos

Comprende el trazo de las tuberías a instalar en la dentro del casco urbano, están incluidos la limpieza y el despeje del terreno además del replanteo de las obras existentes con las cuales se realizará el empalme e inserción.

Se encuentran en función de los planos topográficos, puntos de poligonal acotados y las cotas de la Red de Distribución.

b) Método de Medición

El método de medición será por Ml, dentro de esta medición están incluidas el personal, los equipos y las herramientas necesarias para la ejecución del proyecto.

c) Forma de Pago

Será según modalidad de precio unitario.

11.1.4.2.MOVIMIENTO DE TIERRAS

11.1.4.2.1. EXCAVACIÓN DE ZANJAS

a) Descripción de los Trabajos

La excavación debe tener como mínimo un enterramiento de 1,00 m. Por sobre la campana de unión. El ancho de la zanja en el fondo debe ser tal que exista un juego de 15 cm. como mínimo y 30 cm. como máximo entre la cara exterior de las campanas y la pared de la zanja. Para el Presente proyecto el terreno ¿tiene naturaleza arcillosa, arenosa y en general tiene características blandas.

b) Método de Medición

El método de medición será metro lineal (ml).

Tabla N° 84. Dimensiones Normales de Zanjas

DÍAMETRO (Pulg.)	∅ (mm)	ANCHO (m)	ALTURA (m)
< = 2	50.0	0.40	0.60-0.80
3	75.0	0.50	0.90
4	100.0	0.50	1.00
6	150.0	0.55	1.00
8	200.0	0.60	0.15
10	250.0	0.65	1.15
12	300.0	0.75	1.20
14	350.0	0.80	1.25
16	400.0	0.90	1.30

Fuente: R.N.E. OS. 070-Redes de Aguas Residuales.

c) Forma de Pago

Por metro lineal según modalidad de precio unitario.

11.1.4.3. REFINE Y NIVELACIÓN DE ZANJAS

11.1.4.3.1. REFINE Y NIVELACIÓN DE FONDO DE ZANJA

a) Descripción de los Trabajos

El fondo de la zanja debe ser absolutamente plano, regular y uniforme, libre de materiales duros y cortantes que puedan afectar estructuralmente la tubería, considerando las

pendientes propuestas en el proyecto, libre de protuberancias y/o cangrejas, las cuales deben rellenarse.

b) Método de Medición

El método de medición considerado es Ml y deber ser medido mediante wincha, su longitud y el ancho de la zanja, determinarán la mano de obra y materiales que deberán ser empleados

c) Forma de Pago

La forma de pago será según modalidad de precio unitario.

11.1.4.4. CAMA DE APOYO PARA TUBERÍAS

**11.1.4.4.1. CAMA DE APOYO PARA TUBERÍAS CON UN DIÁMETRO DE 110MM,
UN ESPESOR DE ARENILLA DE E=0.10**

a) Descripción de los Trabajos

La cama de apoyo para la tubería está conformada por materiales como la grava, confitillo, arena gruesa y arenilla, según plano o a criterio del encargado de supervisión.

El fondo de la cama debe ser nivelado de forma correcta, dejando un espacio adicional al indicado en el plano, un alrededor de 10 cm de más, así cuando se proceda al rellenado del piso, este debe ser uniforme, este costo de la cama de apoyo se encuentra incluido dentro de los costos de las tuberías de agua.

El material de relleno debe ser previamente compactado en capas no mayores a 0.10 cm y si deben compactarse a un 95 % de su MDS (Máxima densidad seca), con esto se evita desplazamientos y movimientos que pueda tener la tubería.

b) Cama de Estabilización

Será excavada a un nivel más bajo, aproximadamente 0.40m, con el fin de poder encontrar una cama firme.

c) Método de Medición

La verificación del relleno mediante escantillones de madera de igual altura a este, el método de medición es por metro lineal (ml).

d) Forma de Pago

El pago será bajo la modalidad de precios unitarios, según el avance del proyecto.

11.1.4.5.. ACARREO Y ELIMINACIÓN DE MATERIALES EXCEDENTES

a) Descripción de los Trabajos

Se entiende como el traslado de cualquier material excedente el cual ya no se usará en futuras partidas esto incluyo a las piedras que salen a la superficie, trozos de concreto residual, llevando dichos materiales a un lugar de disposición final adecuado según indique el Ingeniero Supervisor.

b) Método de Medición

La medición será desde el centro de acopio dentro del proyecto hasta el centro de disposición final de residuos de la construcción y demolición (escombreras) señalados en el proyecto o los que indique el Supervisor.

c) Forma de Pago

El pago será bajo la modalidad de precios unitarios, según el avance del proyecto.

11.1.4.6. RELLENO Y APISONADO

11.1.4.6.1. RELLENO LATERAL P/TUB. E=0.12

11.1.4.6.1.1. RELLENO Y APISONADO DE ZANJAS C/ARENILLA 0.30M

11.1.4.6.1.1.1. ELLENO Y COMPACTACIÓN DE ZANJAS C/ MATERIAL PROPIO SELECCIONADO

a) Definiciones

Son aquellos materiales lo cuales son compactados por encima de la capa de relleno compactada con material propio previamente seleccionado, aquel relleno que se coloca al final casi siempre es el mismo que fue retirado durante la excavación de las zanjas, este material de relleno se debe encontrar libre de piedras grandes y cortantes ya que pueden dañar la tubería al ser compactadas dicho material de relleno debe encontrarse libre de agregados grandes debido que estos pueden dañar la estabilidad estructural de las tuberías. Se recomienda que la compactación sea por capas de 10 cm cada una, con lo cual es posible obtener el grado de compactación requerido, es necesario que la compactación este por un rango del 90 % de su máxima densidad seca.

El material debe estar libre de impurezas y materia orgánica.

b) Método de Medición

El método de medición a considerar es por metro lineal (ml). Se mide como si la zanja estuviera compactada y rellena.

c) Forma de Pago

El pago se realizará bajo la modalidad de precios unitario, según el avance del proyecto.

11.1.5. TUBERÍAS**11.1.5.1. SUMINISTRO E INSTALACIONES****a) Generalidades**

Las tuberías y accesorios deben cumplir los parámetros y especificaciones exigidos por norma.

b) Almacenaje

Las tuberías de PVC deberán ser almacenadas a 10cm del suelo por medio de parihuelas las cuales pueden apilarse hasta una altura de 1.50m.

c) Instalación

Previo al proceso de instalación de las tuberías, debe verificarse que el estado de las mismas sea óptimo, es decir sin golpes ni rajaduras que puedan afectar su adecuado funcionamiento.

d) Ensamble

El ensamble de una tubería con otra se realiza insertando un extremo a la campana con un anillo de caucho.

11.1.6. ACCESORIOS**11.1.6.1. SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE CRUZ.****11.1.6.2. SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TEE.****11.1.6.3. SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE CODO.****11.1.6.4. SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TAPON.****a) Método de Medición**

El método de medición es por unidad (UND).

b) Forma de Pago

La forma de pago será según modalidad de precios unitarios, según el avance del proyecto.

11.1.7. VÁLVULAS

11.1.7.1. SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE VÁLVULA COMPUERTA

11.1.7.2. SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE VÁLVULA DE PURGA

11.1.7.3. SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE VÁLVULA DE AIRE

a) Generalidades

Tabla N° 85. Normas para Válvula Compuerta

NORMAS	DESCRIPCIÓN
NTP ISO/7259	Válvulas de compuerta de fierro fundido predominante operadas con Llave, para uso subterráneo.
NTP ISO 2531	Fundido dúctil para conducciones a presión
ISO DIS 4422-4	Tubos y accesorio de policloruro de vinilo no plastificado PVC-U para distribución de agua Especificaciones - Parte 4: Para Válvulas y equipo auxiliar

Fuente: R.N.E.OS.070- Redes de aguas Residuales

b) Dimensiones.

Tabla N° 86. Dimensiones de la Válvula

DN	50	65	80	100	125	150	200	250	300
Diámetro Externo (mm)	66	82	98	118	144	170	222	274	326

Fuente: Norma NTP ISO 7259.

c) Presión Nominal

Las válvulas serán diseñadas bajo la presión de 1MPA

d) Sellado de Vástago

Este sellado será por anillos toroidales.

e) Revestimiento

Se recomienda el proceso de un recubrimiento epóxido exterior e interior al horno con un espesor mínimo aproximado de 150 micras.

f) Método de Medición

El método de medición considerado será por Unidad (UND).

g) Forma de Pago

El pago será efectuado por unidad, según lo estipulado en contrato.

11.1.8. CONEXIONES DOMICILIARIAS**11.1.8.1. TRABAJOS PRELIMINARES****11.1.8.1.1. TRAZO Y REPLANTEO PARA CONEXIONES DOMICILIARIAS****a) Descripción de los Trabajos**

Toma en cuenta tanto la mano de obra como los beneficios sociales, materiales y equipo necesario para la realización de los trabajos topográficos los cuales son de carácter indispensable para el trazo y replanteo de las secciones por donde pasarán las conexiones domiciliarias de la red de agua potable.

b) Método de Medición

El método de medición será considerado por metro lineal (ml).

c) Forma de Pago

El metro lineal la forma de pago es según precio unitario, según el precio pactado.

11.1.8.2. MOVIMIENTO DE TIERRAS

11.1.8.2.1. EXCAVACIÓN MANUAL DE ZANJAS PARA TUBERÍA. Ø=1/2", A=0.40M H=1.20M PARA CONEXIÓN DOMICILIARIA.

11.1.8.2.1.1. REFINE Y NIVELACIÓN DE ZANJA

Tabla N° 87. Tabla de Dimensiones Normales de Zanjas

DÍAMETRO (Pulg.)	DI (mm)	ANCHO (M)	ALTURA (m)
< = 2	50	0.4	0.60-0.80
3	75	0.5	0.9
4	100	0.5	1
6	150	0.55	1
8	200	0.6	0.15
10	250	0.65	1.15
12	300	0.75	1.2
14	350	0.8	1.25
16	400	0.9	1.3

Fuente: R.N.E. OS. 070-Redes de Aguas Residuales.

11.1.8.3. RELLENO Y NIVELACIÓN DE ZANJAS

11.1.8.3.1. CAMA DE APOYO C/ARENA FINA E=0.10M

a) Descripción de los Trabajos

La cama de apoyo para la tubería está conformada por materiales como la grava, confitillo, arena gruesa y arenilla, según plano o a criterio del encargado de supervisión.

El fondo de la cama debe ser nivelado de forma correcta, dejando un espacio adicional al indicado en el plano, un alrededor de 10 cm de más, así cuando se proceda al rellenado del piso, este debe ser uniforme, este costo de la cama de apoyo se encuentra incluido dentro de los costos de las tuberías de agua.

El material de relleno debe ser previamente compactado en capas no mayores a 0.10 cm y si deben compactarse a un 95 % de su MDS (Máxima densidad seca), con esto se evita desplazamientos y movimientos que pueda tener la tubería.

b) Cama de Estabilización

Será excavada a un nivel más bajo, aproximadamente 0.40m, con el fin de poder encontrar una cama firme.

c) Método de Medición

La verificación del relleno mediante escantillones de madera de igual altura a este, el método de medición es por metro lineal (ml).

d) Forma de Pago

El pago será bajo la modalidad de precios unitarios, según el avance del proyecto.

11.1.8.4. RELLENO CON MATERIAL DE PRÉSTAMO**11.1.8.4.1. RELLENO Y APISONADO C/MATERIAL DE/PRÉSTAMO****11.1.8.4.1.1. RELLENO Y COMPACTADO MANUAL C/MAT. PROPIO SELECC.****a) Definiciones**

Son aquellos materiales lo cuales son compactados por encima de la capa de relleno compactada con material propio previamente seleccionado, aquel relleno que se coloca al final casi siempre es el mismo que fue retirado durante la excavación de las zanjas, este material de relleno se debe encontrar libre de piedras grandes y cortantes ya que pueden dañar la tubería al ser compactadas dicho material de relleno debe encontrarse libre de agregados grandes debido que estos pueden dañar la estabilidad estructural de las tuberías. Se recomienda que la compactación sea por capas de 10 cm cada una, con lo cual es posible obtener el grado de compactación requerido, es necesario que la compactación este por un rango del 90 % de su máxima densidad seca.

El material debe estar libre de impurezas y materia orgánica.

b) Método de Medición

El método de medición a considerar es por metro lineal (ml). Se mide como si la zanja estuviera compactada y rellena.

c) Forma de Pago

El pago se realizará bajo la modalidad de precios unitario, según el avance del proyecto.

11.1.8.5. ACARREO Y ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE**a) Descripción de los Trabajos**

Se entiende como el traslado de cualquier material excedente el cual ya no se usará en futuras partidas esto incluyo a las piedras que salen a la superficie, trozos de concreto

residual, llevando dichos materiales a un lugar de disposición final adecuado según indique el Ingeniero Supervisor.

b) Método de Medición

La medición será desde el centro de acopio dentro del proyecto hasta el centro de disposición final de residuos de la construcción y demolición (escombreras) señalados en el proyecto o los que indique el Supervisor.

c) Forma de Pago

El pago será bajo la modalidad de precios unitarios, según el avance del proyecto.

11.1.8.6. TUBERÍAS

11.1.8.6.1. SUMINISTRO E INSTALACIONES DE TUBERÍA

a) Generalidades

Las tuberías y accesorios deben cumplir los parámetros y especificaciones exigidos por norma.

b) Almacenaje

Las tuberías de PVC deberán ser almacenadas a 10cm del suelo por medio de parihuelas las cuales pueden apilarse hasta una altura de 1.50m.

c) Instalación

Previo al proceso de instalación de las tuberías, debe verificarse que el estado de las mismas sea óptimo, es decir sin golpes ni rajaduras que puedan afectar su adecuado funcionamiento.

d) Ensamble

El ensamble de una tubería con otra se realiza insertando un extremo a la campana con un anillo de caucho.

11.1.8.7. PRUEBAS HIDRÁULICAS Y DESINFECCIÓN

11.1.8.7.1. PRUEBA HIDRÁULICAS Y DESINFECCIÓN TUB. 1”

a) Descripción de los trabajos.

Las tuberías, con el fin de verificar su funcionamiento óptimo y asegurar la integridad de la misma, necesitan necesariamente someterse a una prueba hidráulica, garantizando que cumplirá con los parámetros establecidos en el diseño

b) Medición

La medición de los trabajos de prueba hidráulica se hará por unidad (UND)

c) Forma de pago

La forma de pago será bajo la modalidad de precios unitarios

11.1.8.8. MICRO MEDICIÓN**11.1.8.8.1. SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE CAJA PRE-FAB P/MEDIDOR DE AGUA****a) Generalidades**

Es una caja de material termoplástico de dimensiones definidas en la Norma Interna de EPSEL S.A.

b) Método de medición

La unidad de medida considerada será la Unidad (UND).

c) Forma de Pago

El pago se realiza por unidad, según el precio acordado mediante contrato.

11.1.8.9. PRUEBAS HIDRÁULICAS Y DESINFECCIÓN**11.1.8.9.1. PRUEBAS HIDRÁULICAS DE TUBERÍA****a) Descripción**

Se refiere a la ejecución de una prueba hidrostática de tuberías PVC SAP, esta prueba permite diagnosticar las fallas que puedan ocasionarse durante el transporte, la instalación y el empalme de las tuberías, así como su colocación dentro de las zanjas.

b) Ejecución

Se realiza la comprobación en obra con el fin de verificar su adecuada ejecución, para así, poder proceder con las pruebas correspondientes a retención y carga.

Es necesario tomar en cuenta dos tipos de prueba: la parcial y la final.

Las pruebas parciales son realizadas posterior al colocado de las tuberías y accesorios, estas pruebas son manejadas por tramos aproximados de entre 300 a 500m como máximo, el tramo tomado a prueba debe ser llenado de agua desde el punto más bajo para poder suprimir el aire atrapado dentro de la tubería y los grifos que formen parte del circuito, este

debe quedarse así por un periodo no menor de 24 horas, posteriormente se efectuará la prueba de presión.

La bomba de mano la cual fue colocada en el punto con mayor depresión se encargará de someter constantemente al tramo en prueba a la presión de trabajo. Se mantendrá dicha presión durante un periodo de 15 minutos, durante ese tiempo se hace inspección en las uniones.

Si observamos que el manómetro se mantiene sin pérdida de presión, esta se elevará a la de comprobación, usando la misma bomba. En esta etapa la presión debe ser mantenida con un valor constante durante un periodo de un minuto, por cada 4.5 kg de aumento en la presión.

La presión mínima de comprobación para servicios debe ser por lo menos de 10 Kg/cm, esta presión se considera como la presión normal de trabajo.

Si es que la tubería no presenta roturas y pérdidas la prueba obtendremos un resultado positivo, caso contrario, realizaremos ensayos constantes hasta obtener un resultado positivo.

La prueba de fuga se encarga de verificar que los componentes de la red sean impermeables, para obtener este resultado es necesario aplicar una presión máxima por servicio, La presión aplicada debe permanecer constante, para evitar errores producidos por causa del aire atrapado dentro de la tubería.

Durante la prueba la tubería no deberá presentar perdidas mayores a las detalladas a continuación en lt/hora y para una cantidad de 100 empalmes según la siguiente forma Donde:

Pr	=	Pérdida máxima tolerada en una hora, en litros.
D	=	Ø tubería en mm.
P	=	Presión de prueba en metros de agua.
N	=	Número de empalmes.

Para la comprobación de las pérdidas, utilizaremos las siguientes tablas que detallan las pérdidas máximas permisibles en litros por hora, de acuerdo al diámetro de tubería, en 100 empalmes.

Tabla N° 88. Valores en Litro para N=100, en una hora

DIÁMETRO TUBERIA mm	PRESIÓN DE PRUEBAS FUGAS			
	7 kg. /cm2. 105 lb/P12	10 kg. /cm2 150 lb/P12	17 kg. /cm2. 255 lb/P12	21 kg. /cm2. 300 lb/P12
50	4.2	5.02	6.05	7.15
75	6.29	7.53	9.08	10.73
100	8.39	10.05	12.1	14.2
150	12.59	15.05	18.2	21.5
200	16.78	20.05	24.25	28.4
250	20.98	25.05	30.3	35.5
300	25.17	30.05	36.35	42.6
350	29.37	35.1	42.4	50
400	33.56	40.1	48.5	57
450	37.8	43.65	54.45	63.45
500	42	48.5	60.5	70.5

Fuente: Especificaciones Técnicas ,2014.

c) Método de medición

La unidad de medida considerada es ML.

d) Base de pago

El método de pago será realizado por Ml según prueba hidráulica realizada de acuerdo al costo unitario constante.

11.1.8.10. DESINFECCIÓN DE TUBERÍAS, ACCESORIOS Y ESTRUCTURAS

a) Descripción

Finalizada la instalación de la tubería se procede a ejecutar la desinfección de los elementos que conforman esta Red de Distribución y sus conexiones domiciliarias, la limpieza se realiza con hipoclorito a 70%, para garantizar la limpieza al final de la instalación

Previo al proceso de cloración, es necesaria una limpieza superficial para quitar suciedades, tierra y retirando algún elemento que contamine, esta limpieza se realiza inyectando agua por un extremo, con ayuda de las válvulas de purga podremos retirar los sedimentos e impurezas acumuladas.

La desinfección de las tuberías casi siempre empieza desde el punto más alto o el comienzo de la tubería, el compuesto a utilizar se mide con la siguiente fórmula:

$$GR=P /(\%C1*10)$$

Dónde:

GR = Peso en gramos del compuesto a utilizarse.

P = mgr. /lt. o ppm de la solución.

V = Volumen de agua en la tubería (lt).

%C1 = % de cloro disponible en el compuesto.

10 = Constante

En esta solución se aplica agua, la cual se inyectada o bombeada desde una nueva tubería, el periodo de retención es por lo menos de 3h, después de analizar esta prueba debe brotar un resultado de 5ppm de cloro, los siguientes procesos de los accesorios se operarán de manera repetida para así asegurar que todas las piezas estén en contacto con la solución de cloro.

Después de la limpieza el agua con cloro será retirada totalmente y esta se procederá a llenar con el agua destinada para el consumo.

b) Método de Medición

La unidad de medida considerada será ML.

c) Forma de Pago

Este pago será según avance de obra, de acuerdo a la cantidad de MI trabajados.

11.1.8.11. VÁLVULAS DE CONTROL (82 UNID)

11.1.8.11.1. TRABAJOS PRELIMINARES

11.1.8.11.1.1. LIMPIEZA MANUAL DE TERRENO

a) Descripción

Consiste en la limpieza total del terreno en general, así como el desbroce de árboles si es que los hubiera ya que estos interrumpen una ejecución normal para la instalación de la caja para las Válvulas de Control.

b) Ejecución

El área se marca de acuerdo al trabajo a realizar donde se va limpiar, esta actividad siempre garantiza un buen comienzo.

c) Método de medición

La unidad de medida considerada será m².

d) Forma de pago

El pago será conforme al avance de la obra.

11.1.8.11.2. TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO**a) Descripción**

Se considerará la mano de obra, beneficios sociales, materiales y el equipo necesario para por ejecutar los topográficos previstos, los cuales tienen un carácter indispensable para el trazo y replanteo de las redes de agua. Se definen los linderos y se establecen marcas, también definimos las señales fijas de referencia mediante estacas.

b) Método de Medición

La unidad de medida considerada será el m².

c) Forma de pago

Este pago se hace según cronograma de avance de obra, para estas partidas será bajo la modalidad de precios unitarios.

11.1.8.11.3. MOVIMIENTO DE TIERRAS**11.1.8.11.3.1. EXCAVACIÓN MANUAL****a) Descripción**

La excavación manual comienza cuando las partidas de trazo y replanteo ya recibieron conformidad por parte del ingeniero supervisor del proyecto.

Los trabajos serán realizados de manera manual, haciendo uso de picos, palas, y barretas, Es necesario que los cortes efectuados en el terreno sean precisos para conservar la geometría de las planteadas en el expediente del proyecto. Las modificaciones que se tendrán con respecto a las dimensiones de las excavaciones motivadas por el tipo de suelo deberán ser aprobadas por el Supervisor de Obra.

b) Método de Medición

La unidad de medida es por m³.

c) Forma de pago

Este pago se hace según cronograma de avance de obra, por m³ de excavación.

11.1.8.11.4. ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE D=50M**a) Descripción**

Está referido a la eliminación o retiro del material excavado y también a la eliminación de material que podría clasificarse como inservible, el material acopiado deberá ser depositado en lugares previstos y adecuados como centro de disposición final, donde no cree dificultades ni contamine a la población, ya que se trabaja de manera amigable con el ambiente.

b) Ejecución

Se realizará de manera manual mediante el uso de las herramientas manuales como palas, picos, y carretillas, para lo cual se plantea la contratación de una PYME de la zona, por ser mano de obra no calificada.

La eliminación del material será ubicada de manera lateral del corte a tajo abierto para no interferir con la infraestructura.

c) Método de Medición

La unidad de medida considerada es el m³.

d) Forma de pago

Este pago se hace según cronograma de avance de obra, por m³ de material excavado.

11.1.8.11.5. RELLENO CON GRAVA DE ¾"-1/2"**a) Descripción**

Es material granular seleccionado el cual variará desde los ½" hasta ¾", no debe existir la presencia de material orgánico, no debe encontrarse presencia de limos o arcillas.

b) Características

La grava se conforma por partículas limpias, firmes, durables y bien redondeadas, con tamaño de grano y graduación seleccionada. La granulometría deberá ser verificada por la Supervisión, y no se aceptará una desviación del tamaño superior al 15%.

Se le deberá presentar a la Supervisión una muestra de los materiales y los resultados de los ensayos de laboratorios con anterioridad a la entrega y colocación.

c) Método de Medición

La unidad de medida considerada será el m³.

d) Forma de pago

Este pago se hace según cronograma de avance de obra, por m³ en cantera o en obra previa coordinación con el supervisor.

11.1.9. CONCRETO SIMPLE**11.1.9.1. SOLADO DE CONCRETO E=10 1:12 C:H****a) Descripción**

Consiste en la colocación del concreto necesario para la ejecución del solado requerido por la estructura, se utilizará Cemento Tipo MS.

b) Método de Ejecución

Para el vaciado de la losa de fondo, se debe colocar el solado de concreto para este se utilizará hormigón de 0.10m de espesor con la siguiente dosificación 1:12, dichas especificaciones deberán estar detalladas dentro de los planos detalles, para así poder tener esfuerzos uniformes.

c) Método de Medición

La unidad de medida considerada será por m².

d) Forma de pago

El pago será según cronograma de avance de obra, por m².

11.1.9.2. CONCRETO F'C=175 KG/CM²**a) Descripción**

El Concreto presenta como componentes al cemento Portland. Agregados finos, agregados gruesos y agua y según sea necesario, aditivos. Mezclados de acuerdo a ciertas especificaciones en los sitios y en la forma adecuada, según dimensiones y clases indicadas en los planos.

El tipo de concreto y su resistencia, usados para la construcción de la estructura va de acuerdo al tipo de ambiente al que se encuentra expuesto y este debe ser considerado en la etapa de diseño del proyecto.

b) Composición del Proyecto

Esta sección comprende los diferentes tipos de concretos compuestos de cemento Portland, agregados finos, agregados gruesos y agua, preparados y construidos de acuerdo con estas especificaciones en los sitios y en la forma, dimensiones y clases indicadas en los planos.

Tabla N° 89. Clase de concreto $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$

CLASE DE CONCRETO	RESIST. LÍMITE A LA COMP. A 28 DÍAS (KG/CM ²)	TAMAÑO MÁX. AGREGADOS (PULGADAS)	MIN. DE CEMENTO (BOL/M3)	MÁX. AGUA (LT/BOL.CEM) VIBRADO	ASENTAM. C-143 AASHTO (CM)
$f'c = 175$	175	1 ½"	7.5	24	2.5 – 7

Fuente: Propia.

c) Materiales

Los materiales utilizados para la elaboración de concreto son: cemento, agregado fino y grueso, agua y de ser necesario, aditivos, una vez establecidas las cantidades de cada componente se procede a hacer el mezclado y el vertido.

CEMENTO. - Se utilizará el cemento tipo MS, según Norma del ASTM y ITINTEC.

La bolsa de presentación estándar cemento es de 42.5 Kg. (94 lb. /bolsa) con una variación máxima de 1% del peso indicado, también es permitido el uso de cemento a granel, pero cuidando la alteración de sus propiedades.

AGREGADOS. – Se categorizan según, fino y grueso, sus especificaciones están normadas en ASTM-C 33 y la norma ASTM - D 448. Donde se evalúa la dureza de cada una de ellas.

AGREGADOS FINOS: ARENA DE RÍO O DE CANTERA: El agregado fino debe estar limpio y lavado, está compuesto por granos duros los cuales deben ser resistentes a la abrasión, además de estar libres de cantidades que puedan ser perjudiciales para la mezcla final: como el polvo, terrones, partículas suaves y escamosas, además de evitar la presencia de materia orgánica, la cual será controlada según las normas ASTM-C-136 y ASMT-C-17 – ASMT-C-117.

Los porcentajes de sustancias deletreas en la arena no excederán los valores Siguietes:

Tabla N° 90. Tabla Granulométrica de Agregados Finos

MATERIAL	PORCENT. PERMISIB. POR PESO
Material que pasa la malla No 200 (Desig. ASMT C-117)	3
Lutitas (Desig. ASTM C-123, gravedad específica De líq. denso, 1.95)	1
Arcilla (Desig. ASTM C-142)	1
Total, de otras sustancias deletéreas (tales como álcalis, mica, granos cubiertos de otros materiales. Partículas blandas escamosas y turba)	2
Total, de todos los materiales deletéreos	5

Fuente: ASTM C-136

AGREGADO GRUESO. – Compuesta exclusivamente por piedra chancada, de grano duro y compacto, el agregado deberá estar libre de polvo, materia orgánica o cualquier sustancia que pueda alterar la mezcla. Todo según norma ASTM-C-33.

En caso de que no obtenerse las resistencias requeridas, el contratista deberá ajustar las proporciones de la mezcla, previa coordinación con el ingeniero supervisor

Los agregados gruesos deberán ser según norma, pasando las siguientes pruebas, que pueden ser ejecutadas por el contratista cuando este lo considere necesario: ASTM-C-131, ASTM-C-88, ASTM-C-127. Cumpliendo con los siguientes parámetros:

Tabla N° 91. Tabla de A.G ASTMC-127

MALLA	% QUE PASA
3/8	100
90	100
70	95
50	85
30	70
10	45
0	10

Fuente: ASTM C-127

HORMIGÓN. - Será proveniente de un río o cantera; está formado por partículas en general grandes y duras, éstas deben estar limpias, libres de polvo, películas de ácidos, materias orgánicas u alguna sustancia que las contamine.

Para ser considerado dentro de la categoría de hormigón debe pasar obligatoriamente la malla número 100 debe tener como tamaño máximo la abertura de la malla número 2, esta prueba se realiza con un muestreo aleatoria del material, sometido a un tamizado.

EL AGUA. – El agua utilizada para el concreto debe ser limpia, y libre de material orgánico y sales que puedan afectar la resistencia del concreto

Se podrá usar agua no potable previas pruebas de resistencia a la compresión con probetas, al verificar que el uso dicha agua no representa alteraciones a las propiedades del concreto.

ADITIVOS. – El contratista está en la obligación de contar con los implementos necesarios de aditivos; los cuales serán almacenados respetando las especificaciones del fabricante, incluyendo la fecha de vencimiento.

Los aditivos de preferencia deben encontrarse aislados de otros materiales, con el fin de evitar contaminaciones y mezclado con sustancias que podrían afectar sus propiedades

Para todo efecto, los aditivos deben ceñirse a los requerimientos de la norma ASTM.

DISEÑO DE MEZCLA. - El Contratista tiene el deber de realizar los diseños de mezcla para las estructuras de concreto correspondientes, estos deben ser avalados por los ensayos realizados en laboratorios certificados; las proporciones usadas deben reflejarse en la granulometría, el tipo de cemento y las propiedades de los materiales, la logística de dichos ensayos corre por cuenta del contratista.

d) Almacenaje de Materiales

AGREGADOS. - Los agregados deben almacenarse en un lugar amplio con el fin de poder acopiarlo por tipos sin que se mezclen entre sí, también es necesario evitar se vea contaminado por tierra o algún elemento que resulte nocivo para la preparación del concreto, también se recomienda tener espacio suficiente para que estos puedan ser gestionados facilidad hacia a la mezcladora.

CEMENTO. – Es de vital importancia que las bolsas de cemento no entren en contacto con el suelo, por eso se exige que este sea almacenado sobre una loza de concreto o en su defecto sobre parihuelas, también debe protegerse de la intemperie por una lona o recubierto por un techo provisional.

Debe apilarse como máximo en columnas de 10 bolsas, esto es para facilitar su movimiento y control. Deberá usarse el cemento conforme va llegando a la obra. Al recibir este tipo de

material se debe inspeccionar que las bolsas no tengan aberturas, no se aceptarán bolsas que lleguen rotas o que presenten endurecimiento en la superficie.

En el caso de emplearse cemento a granel debe almacenarse en sitios cerrados y en la boca de descarga debe tener dispositivos especiales de pasaje de tal suerte que cada vez que se accione este dispositivo entregue sólo 42.5kg de cemento con +- 1% de tolerancia.

AGUA. – El agua empleada debe ser de preferencia potable, y extraída de tuberías.

Para su almacenaje se puede utilizar cilindros de metal o plástico, previa revisión por el supervisor.

CONCRETO. – El concreto preparado no debe ser almacenado, en caso fuera necesario debe mantenerse en un mixer en funcionamiento con aditivos retardadores de fraguado, debe evitarse su almacenaje en lo posible.

DOSIFICACIÓN. – Con el objetivo de llegar a los requerimientos de resistencia programados, los elementos que conforman el concreto deben estar en las proporciones de diseño planteadas en el expediente.

EL contratista brindará las proporciones necesarias para los elementos que irán en el concreto, dichas proporciones deberán ser certificadas por un laboratorio especializado y rigiéndose por la norma ASTM.

CONSISTENCIA. – El concreto debe presentar un grado de trabajabilidad adecuado para poder encajar en todos los rincones del encofrado para poder evitar la aparición de cangrejeras, no deberá producirse segregación de sus componentes. Cuidando especialmente la proporción agua-cemento en la mezcla.

Durante la preparación del concreto se tendrá en especial cuidado la proporción existente entre el agua y el cemento, lo cual resultará en el Slump previsto en cada tipo de concreto a usarse; un mayor uso de agua resultará en un Slump muy alto, haciendo la mezcla demasiado plástica.

ESFUERZO. - El esfuerzo de compresión del concreto ($F'c$) para cada elemento de la estructura así lo requiera, se basa en la fuerza de compresión adquirida luego de un periodo de 28 días, a menos que se indique a un tiempo diferente.

Llamamos prueba al promedio del resultado de la resistencia de tres testigos del mismo concreto, con el mismo curado, y probados el mismo día.

A pesar de la conformidad del Ingeniero supervisor, el Ingeniero contratista será exclusivamente responsable de cuidar la calidad del concreto, según las especificaciones correspondientes.

La dosificación de los materiales deberá estar indicada en peso por el contratista.

MEZCLADO. - Los materiales convenientemente dosificados y proporcionados en cantidades definidas deben ser reunidos en una sola masa, de características especiales, esta operación debe realizarse en mezcladora mecánica.

El Contratista deberá proveer el equipo apropiado al volumen de la obra a ejecutar y solicitar la aprobación del Ingeniero Inspector.

La cantidad especificada de agregados que deben de mezclarse será colocada en el tambor de la mezcladora cuando ya se haya vertido en esta por lo menos el 10% del agua dosificada, el resto se colocará en el transcurso de los 25% de tiempo de mezclado. Debe de tenerse adosado a la mezcladora instrumentos de control tanto para verificar el tiempo de mezclado, verificar la cantidad de agua vertida en tambor.

El total del contenido del tambor (tanda) deberá ser descargado antes de volver a cargar la mezcladora en tandas de 1.5m³, el tiempo de mezcla será de 1.5 minutos y será aumentado en 15 segundos por cada $\frac{3}{4}$ de metro cúbico adicional.

En caso de la adición de aditivos, estos serán incorporados como solución y empleando sistema de dosificación y entrega recomendado por el fabricante.

El concreto será mezclado sólo para uso inmediato. Cualquier concreto que haya comenzado a endurecer o fraguar sin haber sido empleado será eliminado. Así mismo, se eliminará todo concreto al que se le haya añadido agua posteriormente a su mezclado sin aprobación específica del Ingeniero.

e) Método de medición

La unidad de medida considerada será por m³.

e) Forma de pago

Este pago se hará de acuerdo al presupuesto asignado por m³.

11.1.9.3. ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

a) Descripción

El encofrado correspondiente a las obras de agua potable se realiza en zonas enterradas con relleno, por tanto es posible usar cualquier tipo de madera, las más utilizadas y recomendadas según la experiencia en campo son la madera tornillo o las que están dentro del grupo C, para la piezas que componen el encofrado no es necesario el uso de madera cepillada ya que no busca un acabado cara vista; no obstante, las medidas de seguridad que deben tomarse son las mismas que si fuera un acabado caravista.

Es importante retirar el encofrado a los tres días de ser vaciado el concreto, a que el ingeniero superior diga lo contrario.

El encofrado puede ser reutilizado si es que este no presenta ninguna deformación o rotura y debe limpiarse antes ser usado.

b) Método de medición

La unidad de medida considerada será el m².

c) Forma de pago

Este pago se hará de acuerdo a lo aprobado en el presupuesto por m², según modalidad de precios unitarios.

11.1.9.4. REVOQUES Y ENLUCIDOS

11.1.9.4.1. TARTAJEO EN MUROS INTERIORES Y EXTERIORES 1:4 C: A

a) Descripción

El tarrajeo se efectúa durante la conformación de la caja de válvulas de purga, debe considerarse a pesar de estar por debajo del terreno ya tiene por finalidad proteger dicha estructura.

Para el tarrajeo necesitamos mortero cemento, con proporción 1:4, la arena debe encontrarse limpio de contaminantes.

Las superficies a tarrajar deben estar limpias y humedecidas, antes de proceder al tarrajeo, La superficie deberá ser lo suficientemente áspera para una buena adherencia.

El acabado de tarrajeo, indiferente de su orientación, será trabajado con cintas de mortero pobre (1:4), corridas verticalmente a lo largo del muro.

Los ambientes que cuenten con tarrajeo deberán entregarse listas para recibir la pintura de ser el caso. Es deber del contratista cuidar y responsabilizarse de todo maltrato o daño ocurrido durante el acabado de los revoques. Por tanto, las resanes que se tengan que hacer, correrán bajo su costo.

El alineamiento de las aristas de todos los derrames será perfectamente recto, tanto horizontal como vertical.

Las aristas de los derrames expuestos impactos serán convenientemente achatadas de acuerdo a las indicaciones del Inspector.

b) Método de medición

La unidad de medida considerada será el m².

c) Forma de pago

El pago será bajo la modalidad de costos unitarios.

11.2. SISTEMA DE ALCANTARILLADO**11.2.1. REDES DE ALCANTARILLADO****11.2.1.1. OBRAS PRELIMINARES****11.2.1.1.1. TRAZO Y REPLANTEO****a) Descripción**

Toma en cuenta tanto la mano de obra como los beneficios sociales, materiales y equipo necesario para la realización de los trabajos topográficos los cuales son de carácter indispensable para el trazo y replanteo de las secciones por donde pasarán las tuberías del sistema de alcantarillado).

b) Método de Construcción

Se procederá a hacer replanteo solamente después de la nivelación de calles, la gradiente y distancia debe estar conforme a lo indicado en los planos.

c) Método de Medición

La unidad de medida considerada será por MI.

d) Forma de pago

Este pago se hará según el cronograma de avance de obra.

11.2.1.2. MOVIMIENTO DE TIERRAS**11.2.1.2.1. EXCAVACIÓN DE ZANJAS**

La excavación de zanjas para instalación de redes de Alcantarillado será a tajo abierto y ejecutado por medio de Maquinaria, no debe mantenerse abierta la excavación por mucho tiempo, debido al riesgo que supone a inundaciones y posibles accidentes.

a) Descripción

En lugares de nivel freático elevado se precisa la colocación de tablestacados en las paredes de la zanja, para evitar posibles derrumbes.

b) Método de Construcción

Es recomendable que el ancho de la zanja sea unos 30 cm más ancho que la del diámetro de la tubería con el fin de facilitar su colocación, la longitud de la excavación deberá ser homogénea, se considerará como altura mínima para la cama de tubería a 1m y un relleno de arena aproximado de 30cm.

c) Método de Medición

La unidad de medida considerada será el ML.

d) Forma de pago

El pago se hará según cronograma de avance de obra, por ML.

11.2.1.2.2. REFINE Y NIVELACIÓN DE ZANJAS**a) Descripción del Trabajo**

La cama de apoyo para la tubería, es una manera de medida de protección a futuro, en el caso de tuberías de PVC, la base se puede hacer de diferentes métodos.

Fondo Formado: La cama de la tubería tendrá una forma semicircular, para un mejor ajuste a la tubería.

Fondo de Material Seleccionado: Se habilita un espesor min de 10 cm, posteriormente se extiende hacia los costados de la tubería, finalmente se procede al relleno, con unos 15 cm por encima de la clave del tubo, compactando de manera manual o mecánica.

b) Método de Medición

La unidad de medida considerada será el ML.

c) Forma de pago

Este pago se hace según cronograma avance de obra, pago por ml.

11.2.1.3. CAMA DE APOYO PARA TUBERÍAS**a) Descripción del Trabajo**

La cama en la que será apoyada la tubería, genera que en un futuro en la instalación no se generen daños, para el uso de PVC, la base se puede hacer de diferentes métodos.

b) Método de Medición

La unidad de medida es por ml.

c) Forma de pago

El pago se hará según cronograma de avance de obra, por ml.

11.2.1.4. RELLENO, APISONADO Y COMPACTACIÓN DE ZANJAS**a) Descripción del Trabajo**

El relleno deberá colocarse inmediatamente después de la tubería, dicho relleno ofrece protección a la tubería contra futuros daños, además de evitar su erosión.

Se puede rellenar de dos maneras, por relleno lateral (por capas de 10 a 15 cm evitando dejar algún vacío), y por relleno superior, cuya función es generar un colchón de 30 cm aproximadamente. El relleno final comprende un relleno hasta alcanzar un nivel natural de terreno, el espesor deberá ser menor a 20 cm.

b) Método de Medición

La unidad de medida considerada será el ML.

c) Forma de pago

Este pago se hará según cronograma de avance de obra, por ml.

11.2.1.5. INSTALACIÓN DE TUBERÍAS**a) Normalización**

La fabricación de las tuberías para el sistema de alcantarillado deberá estar de acuerdo a Normas técnica Nacionales, la ISO, las cuales establecen una resistencia aportada cada tipo de tubería, según la exigencia requeridas.

Según ITINTEC 399.001 Tubos de material para la conducción de fluidos. Generalidades y especificaciones.

Según ITINTEC 399.003 Tubos de policloruro de vinilo no plastificado (PVC) para desagüe Requisitos.

Según ITINTEC 399.004 Tubos de policloruro de vinilo no plastificado (PVC) para conducción de fluidos, Método de ensayo.

Según ITINTEC 399.005 Tubos de material plástico. Muestreo e inspección.

Según ISO, Es necesario el uso de PVC para alcantarillado.

b) Características del PVC

- Peso Específico: 1.42 gr./cm³
- Coeficiente de Fricción: $n = 0.009$ Manning
- Coeficiente de Dilatación: 0.6 - 0.8 mm/m/10°C
- Módulo de Elasticidad: 30,000 Kg. /cm²
- Resistencia a la Tracción: 560 Kg. /cm²
- Resistencia a ácidos: Excelente
- Resistencia a álcalis: Excelente
- Resistencia a H₂SO₄: Excelente
- Tensión de Diseño: 100 Kg. /cm²
- Inflamabilidad: Auto extinguable
- Absorción de agua: 4 mg/cm²

c) Almacenaje

La tubería deberá almacenarse mínimo a 10cm del suelo, por medio de parihuelas y pueden apilarse hasta una altura de 1.50m.

d) Instalación

Previo a la instalación necesitamos verificar que el interior de la tubería no exista desperdicios, y que estas no presenten golpes y/o rajaduras.

e) Deflexión en Tuberías Flexibles

Las tuberías de PVC tienen una capacidad de deformación de hasta un 30%, sin sufrir fisuras o sin que éstas lleguen a romperse, la tubería de PVC al encontrarse enterrada, pueden deformarse de acuerdo al material de relleno. Al deformarse la tubería se hay un incremento en el diámetro horizontal, las deflexiones pueden controlarse dependiendo de tipo de zanja y el material de relleno.

Según las normas ASTM y UNIBELL, son permitidas las deflexiones máximas de hasta 7.5% del diámetro de la tubería.

f) Método de Medición

El método de medición considerado será por MI, calculando la longitud.

g) Forma de pago

El pago será efectuado según cronograma de avance de obra, por MI.

11.2.1.6. PRUEBAS HIDRÁULICAS Y DRENAJE**a) Descripción del Trabajo**

Después de terminar el ensamblado de tuberías, es necesario hacer algunas pruebas, para verificar que la colocación estuvo de manera correcta.

b) Método de Pruebas

Prueba Hidráulica: Esta prueba detecta las fugas en las conexiones o en la tubería, además permite obtener datos confiables en el nivel de agua del buzón en prueba.

La pérdida de agua que se calcule no debe sobrepasar el volumen exfiltrado (Ve).

$$Ve=0.0047Di*L$$

Donde:

Ve: Volumen exfiltrado (lt/día)

Di: Diámetro Interno de la tubería (mm)

L: Longitud del tramo (m)

Prueba de Alineamiento

La línea necesita ser precisa y no debe presentar obstrucciones, una prueba es que el diámetro de la tubería instalada pueda verse vea totalmente desde un buzón a otro, esta prueba es realizada haciendo uso de 45° dentro del buzón.

Prueba de Nivelación (Pendiente)

Se realiza tomando el fondo de los buzones a 10m.

Prueba de deflexión

La máxima deflexión deberá ser 7.5 % del diámetro de la tubería, máximo.

c) Método de Medición

El método de medición considerado será por MI.

d) Forma de Pago

El pago será por MI, según avance de obra.

11.2.1.7. BUZONES

11.2.1.7.1. BUZONES TIPO I O A

a) Descripción de los Trabajos

La construcción de los buzones ayudará a determinar la nivelación y alineamiento de la tubería.

Los buzones serán tipo A standard contarán con 1.20m de diámetro interior, resistencia a la compresión de $F'c = 245 \text{ kg/cm}^2$, sin refuerzo de acero y 0.15m de espesor de paredes, adicionalmente consideramos un espesor de fondo de 0.20m, y una tapa o losa con 0.20m de espesor sin armadura.

b) Método de construcción

Para la construcción de buzones iniciamos con el llenado del fondo, luego se procede con el llenado de paredes, en el fondo deberá ser construido a media caña o canaletas, las canaletas tendrán una sección de semicírculo en la parte inferior.

La losa y los muros serán tarrajeados con acabado de pulido, buscando un acabado liso para evitar que las rugosidades retengan residuos en los buzones, 1:5 cemento y área de 1/2, un acabado rayado, después de 24h una mezcla de 1:2 de 1/2 de espesor y con un acabo de pulido.

11.2.1.7.2. BUZONES TIPO II O B

a) Descripción de los Trabajos.

Para la construcción de este tipo de buzón se debe comenzar a llenar el fondo, luego las paredes, en el fondo se construirán a media caña o canaletas, las canaletas tendrán una sección de semicírculo en la parte inferior.

La losa y los muros serán tarrajeados con acabado de pulido, 1:5 cemento y área de 1/2, un acabado rayado, después de 24h una mezcla de 1:2 de 1/2 de espesor y con un acabo de pulido.

Los buzones de más de 3.00m de profundidad deberán llevara escaleras de aluminio, o de tubería de fierro galvanizado.

b) Método de Medición

El método de medición considerado por buzón, es la unidad (UND.).

c) Forma de Pago

El pago se realizará por unidad, según modalidad de precios unitarios.

11.2.1.8. CONEXIONES DOMICILIARIAS ALCANTARILLADO**11.2.1.8.1. MOVIMIENTO DE TIERRAS**

Se sugiere que el movimiento de tierras no debe realizarse con mucha antelación, con el fin de evitar inundaciones.

11.2.1.8.1.1. EXCAVACIÓN MANUAL**a) Descripción del trabajo**

Debe tenerse en cuenta y ceñirse a los planos del proyecto, así como el alineamiento y la nivelación.

b) Método de medición

A lo largo de la línea de la zanja, el método de medición considerado será por MI.

c) Forma de Pago

El pago será por MI, bajo la modalidad de Precios Unitarios.

11.2.1.8.2. CAMA DE APOYO PARA TUBERÍAS**a) Descripción del trabajo**

Si la cama de apoyo de la tubería se encuentra bien constituida, la instalación de la tubería del sistema no presentará mayores inconvenientes.

b) Método de construcción

Para comenzar se debe colocar agregado fino al fondo de la zanja con un espesor mínimo de 10cm, posteriormente deben rellenarse los bordes de la tubería con arenilla hasta la clave de esta, adicionalmente debe rellenarse unos 30 cm aproximadamente por encima del clave compactado manualmente o con ayuda de maquinaria, en casos donde la altura es mayor a 2.5m y una napa freática alta deberá hacerse uso del concreto.

c) Método de Medición

A lo largo de las tuberías de la red, el método de medición considerado será el MI.

d) Forma de Pago

El pago será por MI, bajo la modalidad de precios unitarios.

11.2.1.8.3. RELLENO, APISONADO Y COMPACTACIÓN DE ZANJAS**a) Descripción del Trabajo**

El relleno se colocará inmediatamente después de la colocación de la tubería, este relleno protege a la tubería de futuros daños, evita la erosión de esta.

Se rellena de dos maneras para la protección de tubería, un relleno lateral (capas de 10 a 15 cm sin dejar ningún vacío), y un relleno superior, su función es general un colchón de aproximadamente 15cm- 30 cm. Y el relleno final que comprende un relleno hasta el nivel natural del terreno, el espesor será menor de 20 cm, este soporte debe ser fuerte y continuo, que permita seguir teniendo la pendiente del alcantarillado.

b) Herramientas de Apisonado

Será usada con el propósito de compactar la parte plana, colocando capas del material de relleno cada 10 cm, con el fin de proporcionar un buen soporte, después de colocar la cama y compactarla, se rellena otra vez hasta la mitad del tubo y otra vez se aplica el apisonado.

c) Método de Medición

La unidad de medida considerada será por ml.

d) Forma de pago

Este pago se hará según el avance de cronograma de obra, es por ml.

11.2.1.8.4. RELLENO Y COMPACTACIÓN CON MATERIAL PROPIO**a) Descripción del Trabajo**

El relleno con material propio tiene carácter de relleno final, este debe ser realizado por capas no mayores a 20cm deben llegar al nivel de terreno natural, se exige que, al estar debidamente compactado, y tener un 90% de la densificación máxima.

b) Método de construcción

El relleno debe hacerse en capas, las cuales deben humedecerse para que pueda brindarse un grado de compactación adecuado, haciendo uso de una plancha vibradora u otros tipos de maquinaria de compactación.

Las capas para compactación no deben ser mayores a 15-20 cm para brindar un buen soporte a las tuberías.

c) Método de Medición

El método de medición considerado será el ML.

d) Forma de Pago

El pago será por ML, bajo la modalidad de Precios Unitarios.

11.2.1.8.5. ACARREO Y ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE

a) Descripción de los Trabajos

Se describe como la eliminación de material de la construcción y demolición, recortes de tubería, y material en general que no será usado posteriormente para la ejecución del proyecto.

b) Método de Medición

El volumen de las excavaciones, será igual al coeficiente de esponjamiento, el método de medición considerado será el m³.

c) Forma de Pago

El pago será por m³, según cronograma de avance de obra.

11.2.1.8.6. TUBERÍA DE DESCARGA

a) Descripción de los Trabajos

Las presentes Especificaciones Técnicas corresponden al Suministro e Instalación y Puesta en Servicios de Tubería Estructural de PVC para Alcantarillado Sanitario; correspondiente al presente proyecto.

La presente Especificación Técnica, se complementa con los planos del proyecto y en caso de existir discrepancias entre lo que expresan los diversos documentos, las Especificaciones Técnicas tienen vigencia sobre los planos.

Abarca desde la caja de registro hasta el empalme del colector de servicio.

b) Método de Instalación

Las conexiones domiciliarias correspondientes al sistema de alcantarillado deben seguir una pendiente mínima ente la caja de registro.

c) Método de Medición

El método de medición considerado será el ML.

d) Forma de Pago

El pago será Por ML, según modalidad de precios unitarios.

11.2.1.8.7. CAJAS Y EMPALMES**11.2.1.8.7.1. SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE CAJA Y TAPA DE REGISTRO****a) Descripción del Trabajo**

Está constituida por una caja de registro, la cual puede conformada por módulos prefabricados de 0.60x0.30m. En caso dicha caja es de concreto debe tener un $F'c=175$ kg/cm² y un acabado interior liso o tarrajada con mortero con dosificación 1:3. El módulo base contará con un fondo en forma “medía caña”.

La tapa de la caja de registro, además de estar normada, deberá presentar una resistencia a la abrasión y facilidad en su operación. Esta debe instalarse dentro del retiro de la propiedad.

Los componentes que conforman las conexiones domiciliarias son la caja de registro, tubería de descarga, elemento de empotramiento y empalme.

La caja de registro es de 3 cuerpos, ITINTEC. Las cajas están formadas por:

Una base de 0.40*0.30*0.70m, un cuerpo de 0.40*0.30*0.70m y un marco y tapa de 0.45*0.147*0.70m, el interior de la caja es de superficie lisa y tarrajada con mortero 1:3.

b) Método de Medición

El método de medición empleado es la unidad (UND).

c) Forma de Pago

El pago será realizado por unidad, bajo la modalidad de Costos Unitarios.

11.2.1.8.8. EMPALME DE CONEXIÓN AL COLECTOR**a) Descripción de los Trabajos**

El empalme debe realizarse sin dejar espacio para fugas o filtraciones lo cual puede provocar daños y riesgos para ciudadanos y la estructural del pavimento. Debe sellarse por medio de pegamento especial para PVC.

b) Método de Medición

El método de medición empleado será por unidad (UND).

c) Forma de Pago

El pago será por unidad, según modalidad de precios unitarios.

11.2.1.8.9. LIMPIEZA DE LAS TUBERÍAS**a) Descripción**

Antes de proceder a su instalación, deberá verificarse su buen estado, conjuntamente con sus correspondientes uniones, anillos de jebe y/o empaquetaduras, deberán estar convenientemente lubricados.

Durante el proceso de instalación, en necesario que las tuberías estén limpias.

Los extremos opuestos de las líneas, serán sellados de manera temporal con tapones, hasta culminada la jornada laboral con el fin que no ingresen elementos extraños.

Para la colocación de las redes de alcantarillado deberá contarse con herramientas adecuadas.

La tubería estructural de PVC puede ser instalada y operar en terrenos agresivos, ya que, el polietileno de alta densidad es uno de los plásticos más resiste a los agentes químicos, soporta sustancias químicas en el rango de pH de 1.5 hasta 14.

b) Método de Medición

El método de medición considerado será el MI.

c) Forma de Pago

El pago será por MI de tubería instalada, según modalidad de precios Unitarios.

11.2.1.8.10. SALIDA DE DESAGÜE**11.2.1.8.11. SALIDA DESAGÜE DE PVC-SAL 6"****11.2.1.8.12. SALIDA DESAGÜE DE PVC-SAL 4"****a) Descripción**

Consiste en la instalación de los puntos de desagüe para letrinas. Deben realizarse las pruebas definitivas antes de empezar su uso.

b) Unidad de medida

La unidad de medida considerada será por punto instalado y aprobado por el inspector de acuerdo a lo especificado.

c) Forma De Pago

El pago será realizado bajo de modalidad de costos unitarios.

11.2.1.9. CRED COLECTORA**11.2.1.9.1. SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍA RED DE DESAGÜE PVC
SAL 4"****11.2.1.9.2. SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍA RED DE DESAGÜE PVC
SAL 6"****a) Descripción:**

Comprende la instalación de la tubería totalmente equipada para la red de alcantarillado. Comprende también el montaje de la tubería y sus accesorios complementarios que se alojará en el interior de la zanja.

b) Instalación de la tubería con empalme unión flexible

Es necesario considerar los siguientes criterios:

Limpiar cuidadosamente el canal donde se encuentra el anillo Estomérico, posteriormente se debe verificar que las tuberías al final de la espiga cuenten con un chaflán, éste es de 15 grados y es el indicado para una buena y fácil inserción para evitar que el anillo se dañe y permita el ingreso fácil de la campana.

Marcar en la espiga de los tubos, la profundidad de inserción, esta marca puede hacerse realizando un pre-empalme hasta el fondo de la campana, pero sin anillo

Enseguida limpie el anillo e introdúzcalo, con la parte más gruesa hacia el interior de la campana y asegúrese que el anillo quede en contacto en todo el canal de alojamiento de la campana.

Aplicar el lubricante en la parte expuesta del anillo y la espiga del tubo a instalar.

Alinear y ensamblar el tubo hasta el fondo de la campana y retroceder 1 cm a fin de darle espacio para que trabaje como junta de dilatación. Puede ayudarse por medio de una barreta y un taco de madera.

Cruces con servicios existentes

En los puntos de cruce con cualquier servicio existente, la separación mínima con la tubería de agua y/o desagüe será de 0.25 m, medidos entre los planos horizontales tangentes respectivos.

El tubo de agua preferentemente deberá cruzar por encima del colector de desagüe lo mismo que el punto de cruce deberá coincidir con el centro del tubo de agua, a fin de evitar que su unión quede cerca del colector. Sólo por razones de niveles, se permitirá que el tubo de agua cruce por debajo del colector, debiendo cumplirse los 0.25 m, de separación mínima y la coincidencia en el punto de cruce con el centro del tubo de agua. No se instalará ninguna línea de agua y/o desagüe que pase a través o entre en contacto con alguna cámara de inspección de desagüe, luz, etc., ni con canales de agua de regadío.

Ubicación de las tuberías

Según el RNC (Título X Norma S. 122.5 y S124.2) y el Reglamento de SEDAPAL (Título IX cap. 9.1, 9.2 y 9.3) se tomarán las siguientes recomendaciones:

- Las tuberías deben proyectarse para su instalación a 1.00 m de profundidad como mínimo sobre la clave del tubo. En tuberías de agua en ningún caso la parte más elevada de las válvulas podrá quedar a menos de 0.60 m. por debajo de la calzada.
- En las calles de hasta 24 m. de ancho se proyectarán tuberías de agua potable a un lado de la calzada, preferentemente en el de mayor cota de terreno y una línea de alcantarillado en el eje de la calle.
- En las calles de más de 24 m. de ancho se proyectarán tuberías de agua potable y de alcantarillado, a cada lado de la calzada, salvo el caso que, el reducido número de conexiones prediales justifique una sola tubería.
- Si el ancho de la vereda lo permite y no hay posibilidad de interferencias con otros servicios públicos, la tubería de agua potable podrá en ella, pero la distancia entre la línea de propiedad y el plano vertical tangente al tubo, deberá ser como mínimo 1.50 m.
- Las tuberías de alcantarillado, también podrán ubicarse en la vereda si mantienen las condiciones anteriores, pero la distancia entre la línea de propiedad y el plano vertical tangente al tubo, deberán ser como mínimo 2.00 m. siempre y cuando lo permita la sección transversal de las calles, las tuberías para agua potable se ubicarán respecto a otros servicios públicos, en forma tal que la menor distancia entre ellos, medida entre los planos tangentes respectivos sea:

- A tubería de agua potable 0.80 m.
- A canalización de regadío 0.8 m.
- A cables eléctricos, telefónicos 1.00 m.
- A colectores de desagüe 2.50 m.

Las conexiones prediales se deberán ubicar a una distancia entre 0.30 m. a 0.80 m. del límite de propiedad para agua y de una distancia de 1.20 m. y 2.0 de la línea de propiedad, para desagüe.

c) Método De Medición:

La unidad de medida será el MI de tubería suministrada e instalada.

d) Forma de Pago:

El pago será de acuerdo al metrado y bajo la modalidad de costos unitarios.

11.2.1.10. ADITAMENTOS

**11.2.1.10.1. SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE SUMIDERO C/TRAMPA PVC SAL
4"**

11.2.1.10.2. SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE REGISTRO DE BRONCE 6"

a) Descripción:

Comprende la colocación e instalación de sumideros de bronce con trampa, fundamentales para el correcto funcionamiento de la red de alcantarillado.

b) Procedimiento:

Se instalarán sumideros de bronce de diseño típico con rejilla móvil y el cual está conectado de manera directa a la red de alcantarillado por medio de una trampa de agua. Los sumideros deberán estar empotrados en el piso con la rejilla sujeta mediante dos tronillos para poder desacoplarse con ayuda de un desarmador.

c) Calidad de materiales:

Los sumideros deben ser de bronce e instalados al ras del piso.

d) Método De Medición:

La unidad de medida considerada será la unidad (UND).

e) Forma de Pago:

El pago se efectuará bajo la modalidad de costos unitarios.

11.2.1.11. SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE CAJA DE INSPECCIÓN DE DESAGUE DE 12" X 24" CON TAPA.**a) Descripción**

Consiste el suministro e instalación de cajas de inspección de desagüe con dimensiones 12" x 24", hechas a base de concreto simple. Las cuales deben ser instaladas previa autorización del ingeniero supervisor de obra.

b) Método de Medición

El método de medición empleado será el MI

c) Forma de Pago

El pago se efectuará bajo la modalidad de costos unitarios.

11.2.1.12. ACCESORIOS**11.2.1.12.1. SUMINISTRO DE ACCESORIOS SANITARIOS EN LETRINAS****a) Descripción**

Involucra el suministro de todos los accesorios necesarios para la correcta instalación de las letrinas.

b) Método de Medición

La medición se considerará en forma global (Gbl)

c) Forma de Pago

El pago se efectuará bajo la modalidad de costos unitarios.

11.2.1.13. INSTALACIÓN DE ACCESORIOS SANITARIOS EN LETRINAS**a) Descripción**

Comprende únicamente el servicio de instalación para las letrinas.

b) Método de Medición

La medición se considerará de forma global (Gbl)

c) Forma de Pago

El pago se efectuará bajo la modalidad de costos unitarios.

11.3. RED DE DRENAJE PLUVIAL**11.3.1. OBRAS PRELIMINARES****11.3.1.1. TRAZO Y REPLANTEO****a) Descripción**

Toma en cuenta tanto la mano de obra como los beneficios sociales, materiales y equipo necesario para la realización de los trabajos topográficos los cuales son de carácter indispensable para el trazo y replanteo de las secciones por donde pasarán las canaletas del sistema de drenaje pluvial.

b) Método de Construcción

Se procederá a hacer replanteo solamente después de la nivelación de calles, la gradiente y distancia debe estar conforme a lo indicado en los planos.

c) Método de Medición

La unidad de medida considerada será por Ml.

d) Forma de pago

Este pago se hará según el cronograma de avance de obra.

11.3.2. MOVIMIENTO DE TIERRAS**11.3.2.1. EXCAVACIÓN DE ZANJAS**

La excavación de zanjas para el perfilado de cunetas y tuberías correspondientes al sistema de drenaje pluvial será a tajo abierto y ejecutado por medio de Maquinaria, no debe mantenerse abierta la excavación por mucho tiempo, debido al riesgo que supone a inundaciones y posibles accidentes.

a) Descripción

En lugares de nivel freático elevado se precisa la colocación de tablestacados en las paredes de la zanja, para evitar posibles derrumbes si la profundidad así lo requiere.

b) Método de Construcción

Es recomendable que el ancho de la zanja sea unos 30 cm más ancho que la del diámetro de la tubería con el fin de facilitar su colocación, la longitud de la excavación deberá ser

homogénea, se considerará como altura mínima para la cama de tubería a 1m y un relleno de arena aproximado de 30cm.

c) Método de Medición

La unidad de medida considerada será el ML.

d) Forma de pago

El pago se hará según cronograma de avance de obra, por ML.

14.1.4.6. Refine y Nivelación de Zanjas

a) Descripción del Trabajo

La cama de apoyo para las tuberías y construcción de cunetas, es una manera de medida de protección a futuro, en el caso de tuberías de PVC, la base se puede hacer de diferentes métodos.

Fondo Formado: La cama de la tubería tendrá una forma semicircular, para un mejor ajuste a la tubería.

Fondo de Material Seleccionado: Se habilita un espesor min de 10 cm, posteriormente se extiende hacia los costados de la tubería, finalmente se procede al relleno, con unos 15 cm por encima de la clave del tubo, compactando de manera manual o mecánica.

b) Método de Medición

La unidad de medida considerada será el ML.

c) Forma de pago

Este pago se hace según cronograma avance de obra, pago por ml.

11.3.3. CAMA DE APOYO PARA TUBERÍAS

a) Descripción del Trabajo

La cama en la que será apoyada la tubería, genera que en un futuro en la instalación no se generen daños, para el uso de PVC, la base se puede hacer de diferentes métodos.

b) Método de Medición

La unidad de medida es por ml.

c) Forma de pago

El pago se hará según cronograma de avance de obra, por ml.

11.3.4. RELLENO, APISONADO Y COMPACTACIÓN DE ZANJAS**a) Descripción del Trabajo**

El relleno deberá colocarse inmediatamente después de la tubería, dicho relleno ofrece protección a la tubería contra futuros daños, además de evitar su erosión.

Se puede rellenar de dos maneras, por relleno lateral (por capas de 10 a 15 cm evitando dejar algún vacío), y por relleno superior, cuya función es generar un colchón de 30 cm aproximadamente. El relleno final comprende un relleno hasta alcanzar un nivel natural de terreno, el espesor deberá ser menor a 20 cm.

b) Método de Medición

La unidad de medida considerada será el ML.

c) Forma de pago

Este pago se hará según cronograma de avance de obra, por ml.

11.3.5. INSTALACIÓN DE TUBERÍAS**a) Normativa**

El suministro de tuberías para el sistema de Drenaje pluvial deberá estar de acuerdo a Normas técnica Nacionales, la ISO, las cuales establecen una resistencia aportada cada tipo de tubería, según la exigencia requeridas.

Según ITINTEC 399.001 Tubos de material para la conducción de fluidos. Generalidades y especificaciones.

Según ITINTEC 399.003 Tubos de policloruro de vinilo no plastificado (PVC) para desagüe Requisitos.

Según ITINTEC 399.004 Tubos de policloruro de vinilo no plastificado (PVC) para conducción de fluidos, Método de ensayo.

Según ITINTEC 399.005 Tubos de material plástico. Muestreo e inspección.

Según ISO, Es necesario el uso de PVC para alcantarillado.

b) Características del PVC

- Peso Específico: 1.42 gr./cm³
- Coeficiente de Fricción: n = 0.009 Manning

- Coeficiente de Dilatación: 0.6 - 0.8 mm/m/10°C
- Módulo de Elasticidad: 30,000 Kg. /cm²
- Resistencia a la Tracción: 560 Kg. /cm²
- Resistencia a ácidos: Excelente
- Resistencia a álcalis: Excelente
- Resistencia a H₂SO₄: Excelente
- Tensión de Diseño: 100 Kg. /cm²
- Inflamabilidad: Auto extingible
- Absorción de agua: 4 mg/cm²

c) Almacenaje

La tubería deberá almacenarse mínimo a 10cm del suelo, por medio de parihuelas y pueden apilarse hasta una altura de 1.50m.

d) Instalación

Previo a la instalación necesitamos verificar que el interior de la tubería no exista desperdicios, y que estas no presenten golpes y/o rajaduras.

e) Deflexión en Tuberías Flexibles

Las tuberías de PVC tienen una capacidad de deformación de hasta un 30%, sin sufrir fisuras o sin que éstas lleguen a romperse, la tubería de PVC al encontrarse enterrada, pueden deformarse de acuerdo al material de relleno. Al deformarse la tubería se hay un incremento en el diámetro horizontal, las deflexiones pueden controlarse dependiendo de tipo de zanja y el material de relleno.

Según las normas ASTM y UNIBELL, son permitidas las deflexiones máximas de hasta 7.5% del diámetro de la tubería.

f) Método de Medición

El método de medición considerado será por MI, calculando la longitud.

g) Forma de pago

El pago será efectuado según cronograma de avance de obra, por MI.

11.3.6. OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

11.3.6.1. SOLADO DE CANALETAS

11.3.6.1.1. CONCRETO EN SOLADO

a) Descripción

Esta partida se refiere a la construcción de una capa de concreto aplicada directamente sobre la subrasante una vez finalizadas las partidas correspondientes a la excavación nivelación y compactación del fondo de las canaletas; el objeto de la presente partida es la obtención de una superficie plana y horizontal donde poder realizar la construcción de los sumideros.

El solado está compuesto por Concreto ciclópeo con proporción: 1/12, esta dosificación debe estar según las dimensiones indicadas en los planos detalle de estructuras.

b) Ejecución

Solo se podrá proceder al vaciado una vez que se haya realizado la verificación sobre el nivel exactitud presente en la excavación, el cual es consecuencia de un replanteo apropiado, el mezclado de estos materiales debería realizarse usando un mezclador mecánico, deben hacerse al menos 1 minuto por carga.

Se sugiere solo hacer empleo de agua limpia y con una calidad aceptable, debe estar libre de impurezas que pudieran ocasionar daños en el concreto; deben humedecerse las caras de la zanja previo al llenado de los cimientos, además no se colocará el agregado grueso sin antes depositar una capa de concreto con un espesor mínimo de 10 cm. Las piedras tendrán que quedar enteramente recubierta por la mezcla sin que se tome los extremos.

c) Unidad de medida

La unidad de medida considerada será el metro cuadrado (m²) de solado vaciado.

d) Forma de pago

El pago se efectuará bajo la modalidad de precios unitarios.

11.3.7. OBRAS DE CONCRETO ARMADO

11.3.7.1. CANALETAS

11.3.7.1.1. CONCRETO

a) Descripción

Esta partida está referida a la adquisición de agregados y materiales, y demás partidas correspondientes a la elaboración los concretos a base de cemento Portland, empleados para el montaje de estructuras pertenecientes al drenaje pluvial, conforme a lo estipulado en los planos del proyecto, bajo inspección del ingeniero supervisor.

El pago del transporte de los agregados extraídos en cantera, se reconocerá según partida.

b) Materiales

Cemento:

El cemento empleado es el Portland Tipo I, el cual deberá contar con las especificaciones requeridas según la NTP 334.009, NTP 334.090, Norma AASHTO M85 o la Norma ASTM-C150.

Agregados:

Se categorizan según, fino y grueso, sus especificaciones están normadas en ASTM-C 33 y la norma ASTM - D 448. Donde se evalúa la dureza de cada una de ellas.

Agregados Finos:

El agregado fino debe estar limpio y lavado, está compuesto por granos duros los cuales deben ser resistentes a la abrasión, además de estar libres de cantidades que puedan ser perjudiciales.

para la mezcla final: como el polvo, terrones, partículas suaves y escamosas, además de evitar la presencia de materia orgánica, la cual será controlada según las normas ASTM-C-136 y ASMT-C-17 – ASMT-C-117.

Los porcentajes de sustancias deletreas en la arena no excederán los valores Siguietes:

Tabla N° 92. Porcentajes de Agregados Finos Permisibles por Tipo

MATERIAL	PORCENT. PERMISIB. POR PESO
Material que pasa la malla No 200 (Desig. ASMT C-117)	3
Lutitas (Desig. ASTM C-123, gravedad específica De líq. denso, 1.95)	1
Arcilla (Desig. ASTM C-142)	1
Total, de otras sustancias deletéreas (tales como álcalis, mica, granos cubiertos de otros materiales. Partículas blandas escamosas y turba)	2
Total, de todos los materiales deletéreos	5

Fuente: ASTM C-136

Agregado grueso:

Compuesta exclusivamente por piedra chancada, de grano duro y compacto, el agregado deberá estar libre de polvo, materia orgánica o cualquier sustancia que pueda alterar la mezcla. Todo según norma ASTM-C-33.

En caso de que no obtenerse las resistencias requeridas, el contratista deberá ajustar las proporciones de la mezcla, previa coordinación con el ingeniero supervisor

Los agregados gruesos deberán ser según norma, pasando las siguientes pruebas, que pueden ser ejecutadas por el contratista cuando este lo considere necesario: ASTM-C-131, ASTM-C-88, ASTM-C-127. Cumpliendo con los siguientes parámetros:

Tabla N° 93. Porcentaje Granulométrico Permissible para Agregado Grueso

MALLA	% QUE PASA
3/8	100
90	100
70	95
50	85
30	70
10	45
0	10

Fuente: ASTM C-127

Agua:

El agua utilizada para el concreto debe ser limpia, y libre de material orgánico y sales que puedan afectar la resistencia del concreto

Se podrá usar agua no potable previas pruebas de resistencia a la compresión con probetas, al verificar que el uso dicha agua no representa alteraciones a las propiedades del concreto.

Aditivos:

El contratista está en la obligación de contar con los implementos necesarios de aditivos; los cuales serán almacenados respetando las especificaciones del fabricante, incluyendo la fecha de vencimiento.

Los aditivos de preferencia deben encontrarse aislados de otros materiales, con el fin de evitar contaminaciones y mezclado con sustancias que podrían afectar sus propiedades

Para todo efecto, los aditivos deben ceñirse a los requerimientos de la norma ASTM.

c) Clases de concreto

Con el fin de emplearlo en los diversos tipos de obra y conforme a la resistencia a la compresión requerida en cada proyecto, según norma MTC E 704 podemos definir los siguientes tipos de concreto.

Tabla N° 94. Resistencias Mínimas a la Compresión de Concreto a 28 Días

Clase	Resistencia mínima a la compresión a 28 días
Concreto Armado	
C	280 kg/cm ²
D	210 kg/cm ²
E	175 kg/cm ²
Concreto Simple	
F	140 kg/cm ²
H	100 kg/cm ²

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

d) Encofrados

El encofrado correspondiente a las obras de agua potable se realiza en zonas enterradas con relleno, por tanto, es posible usar cualquier tipo de madera, las más utilizadas y recomendadas según la experiencia en campo son la madera tornillo o las que están dentro del grupo C, para la piezas que componen el encofrado no es necesario el uso de madera

cepillada ya que no busca un acabado cara vista; no obstante, las medidas de seguridad que deben tomarse son las mismas que si fuera un acabado caravista.

e) Vaciado

Es obligación del contratista contar con los medios para la colocación adecuada del concreto lo cual permitirá regular una cantidad adecuada según lo amerite la estructura, evitando las salpicaduras y la segregación del concreto, deben evitarse los choques contra los encofrados y el refuerzo.

f) Vibrado

El vibrado requerido para el concreto debe ser de tipo interno y es necesario que operen a una frecuencia mínima de siete mil (7 000) ciclos/minuto, es necesario que tenga la intensidad suficiente para proveer a la mezcla la plasticidad requerida sin producir segregación en los materiales.

En caso sea necesario vibrar en estructuras esbeltas se usará un vibrador externo.

g) Fabricación de la mezcla

Almacenamiento de los agregados

Los agregados deben almacenarse en un lugar amplio con el fin de poder acopiarlo por tipos sin que se mezclen entre sí, también es necesario evitar se vea contaminado por tierra o algún elemento que resulte nocivo para la preparación del concreto, también se recomienda tener espacio suficiente para que estos puedan ser gestionados facilidad hacia a la mezcladora.

h) Suministro y almacenamiento del cemento

Es de vital importancia que las bolsas de cemento no entren en contacto con el suelo, por eso se exige que este sea almacenado sobre una loza de concreto o en su defecto sobre parihuelas, también debe protegerse de la intemperie por una lona o recubierto por un techo provisional.

Debe apilarse como máximo en columnas de 10 bolsas, esto es para facilitar su movimiento y control. Deberá usarse el cemento conforme va llegando a la obra. Al recibir este tipo de material se debe inspeccionar que las bolsas no tengan aberturas, no se aceptarán bolsas que lleguen rotas o que presenten endurecimiento en la superficie.

En el caso de emplearse cemento a granel debe almacenarse en sitios cerrados y en la boca de descarga debe tener dispositivos especiales de pasaje de tal suerte que cada vez que se accione este dispositivo entregue sólo 42.5kg de cemento con +- 1% de tolerancia.

i) Almacenamiento de Aditivos

Los aditivos deben estar convenientemente protegidos del ambiente y algún riesgo de contaminación. En caso existan sacos de aditivo en polvo estos deben ser almacenados bajo techo, cumpliendo con los mismos requerimientos para el almacenaje del cemento. Los aditivos recepcionados en forma líquida deben almacenarse en sus recipientes y bajo ninguna circunstancia deben ser extraídos antes de su uso. Considérese alguna especificación extra según indique el fabricante.

11.3.8. ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

a) Descripción

El encofrado correspondiente a las obras de constitución de la red de drenaje pluvial se realiza en zonas superficiales, por tanto, es no posible usar cualquier tipo de madera, las más utilizadas y recomendadas según la experiencia en campo son la madera tornillo o las que están dentro del grupo C, para la pieza que componen el encofrado es necesario el uso de madera cepillada ya que busca un acabado cara vista; no obstante, deben tomarse las medidas de seguridad correspondientes

Es importante retirar el encofrado a los tres días de ser vaciado el concreto, a que el ingeniero superior diga lo contrario.

El encofrado puede ser reutilizado si es que este no presenta ninguna deformación o rotura y debe limpiarse antes ser usado.

b) Método de medición

La unidad de medida considerada será el m².

c) Forma de pago

Este pago se hará de acuerdo a lo aprobado en el presupuesto por m², según modalidad de precios unitarios.

11.3.9. ACERO ESTRUCTURAL F'Y=4200 KG/CM2

a) Descripción

Esta partida comprende el suministro, almacén, corte, doblado e instalación de las varillas de acero corrugado para el refuerzo estructural por tracción para concreto armado conforme a especificaciones especificadas en los planos o criterio del supervisor.

b) Materiales

Las varillas de refuerzo para concreto armado, deben cumplir los requisitos exigidos según norma AASHTO, designación M-31 y deben ser debidamente probadas y acreditadas con ficha técnica de acuerdo con la norma AASHTO, M-137 en lo concerniente a las varillas N3 a la N°11, se usarán varillas de grado 60 de ACEROS AREQUIPA o SIDERPERÚ, las cuales son las más comerciales en el mercado local.

El alambre N°16 para realizar el amarre del acero de refuerzo deberá ser del tipo negro recocido.

c) Requisito de construcción

Suministro y Almacén

Las varillas corrugadas deben tener gravadas y bien definidas las siglas de la empresa en la cual vienen fabricadas, no se aceptarán varillas no identificadas o que presenten oxido en su estructura, grietas o corrosión, o que al ser dobladas a temperatura ambiente empiecen a presentar agrietamientos o se rompan en la parte doblada.

El acero debe ser almacenado en orden y por encima del nivel del terreno natural, cuidando que no tenga contacto con el suelo, haciendo uso de plataformas u otro soporte adecuado de manera que se encuentre lejos de sufrir daños mecánicos o golpes contundentes, también cuidándolo de ambientes agresivos.

d) Equipo

Se necesita de un equipo adecuado para realizar el corte y el doblado de las barras de acero corrugado, en caso se necesite soldadura, es responsabilidad del contratista contar con el equipo idóneo para esta actividad, estos equipos no deben producir sonidos superiores a los establecidos en los LMP (Límites Máximos Permisibles), ya que pueden afectar la tranquilidad y el bienestar de los colaboradores de la obra.

e) Doblado

Las varillas de acero que necesiten dobleces, deben doblarse en frío, y conforme a los procedimientos establecidos del “ACI” (American Concrete Institute), sus diámetros mínimos de doblez, son los siguientes:

- Varillas en general, exceptuando elemento de amarre (estribos)
- Barras del #3 al #8: 6 veces el diámetro de la barra
- Varillas en elementos de amarre (estribos)
- Barras menores o iguales al #5: 4 veces el diámetro de la barra
- Barras mayores al #5: 6 veces el diámetro de la barra
- Las varillas parcialmente empotradas en el concreto, no deberán ser dobladas salvo que se indique en los planos o se permita por otros medios. Para cortarlas y doblarlas se deberán emplear obreros competentes y se deberán proporcionar los dispositivos adecuados para tal trabajo.

f) Colocación y sujeción

Previo a la colocación de los aceros de refuerzo, se debe verificar que las barras no presenten moho suciedad, algún tipo de óxido, pintura o cualquier sustancia extraña que pueda afectar su desempeño o la adherencia con el concreto, todo mortero seco adherido a las barras debe ser inmediatamente retirado.

Las varillas deben colocarse cuidando mucho su ubicación, según indicaciones en los planos o criterio del ingeniero supervisor responsable, de modo que no se desplacen durante su colocación, para esto, se hace uso de tirantes o soportes metálicos. Los soportes que estén embebidos en el concreto deben ser de acero galvanizado, no debe permitirse el uso de pedazos de piedra o lebrillos fisurados, así como tampoco de retazos de metal o pedazos de madera.

g) Traslapes y uniones

Los traslapes pertenecientes a las varillas de acero deben efectuarse en las zonas definidas en los planos detalle, o a criterio del ingeniero supervisor, pero siempre localizados donde las juntas de concreto lo requieran

El contratista puede considerar traslapes o uniones adicionales en lugares distintos a lo establecido en los planos si este lo cree conveniente, previas coordinaciones con el ingeniero supervisor, el costo de las uniones y empalmes será asumido totalmente por el contratista.

h) Método de medición

El método de medición considerado será el peso, este estará en función de la cantidad teórica de kg de varillas entregadas y colocadas en obra, conforme los planos lo requieran.

Para el cálculo del peso, se considerarán las siguientes especificaciones:

Tabla N° 95. Pesos Específicos de Aceros Comerciales

Barra N°	Diámetro Nominal	Peso (kg/m)
2	6.4 mm (1/4")	0.25
3	9.5 mm (3/8")	0.56
4	12.7 mm (1/2")	1
5	15.7 mm (5/8")	1.55
6	19.1 mm (3/4")	2.24
8	25.4 mm (1")	3.97

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

j) Forma de pago:

La forma de pago considerada será por kg, según modalidad de costos unitarios.

XII. ESTUDIOS DE SUELOS.

12.1. INTRODUCCIÓN.

El suelo es la materia prima de todo el ámbito constructivo, y con mucha mayor incidencia en zonas donde este es considerado como el único material disponible. La inspección de campo para la ejecución de un proyecto, tanto como la recolección de muestras del suelo, es de suma importancia, y debe ser ejecutada bajo la constante dirección y supervisión de especialistas en el tema.

El estudio deberá incluir y detallar los accidentes geográficos más representativos del terreno, como los riachuelos, quebradas y zonas de vegetación, con el fin de programar un drenaje y la prevención de deslizamientos futuros, además de otros tipos de inconvenientes.

Una vez conocida la topografía y el relieve de la zona donde será proyectada una ciudad, carretera, etc. es necesario familiarizarse con los perfiles del subsuelo, en otras palabras, conocer los diferentes tipos de materiales que conforman las capas del terreno. Un perfil estratigráfico nos ofrece una información vital sobre la clase de suelos y rocas en el área, además de la profundidad del nivel freático.

Los ensayos de laboratorio generalmente nos proveen de una fuente importante de información acerca del comportamiento de los suelos y sirven para determinar las propiedades índices de los suelos, sus características físicas y de clasificación, además de los factores mecánicos que regulan su resistencia al cortante y su deformación.

Los ensayos de Mecánica de suelos realizados para el diseño de este proyecto, nos permitirían entrar en contexto sobre las particularidades del suelo donde serán instaladas las redes de agua potable, alcantarillado y drenaje pluvial.

Todos los ensayos necesarios para la investigación de las propiedades del suelo fueron realizados en las instalaciones del Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, de acuerdo a especificaciones AASHTO, ASTM y requerimientos del REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, Norma E-050 “Suelos y Cimentaciones”.

12.2. OBJETIVOS DEL ESTUDIO

El estudio de mecánica de suelos tiene por objetivo determinar las características del subsuelo sobre el cual cimentaremos las estructuras que abarcan este proyecto. Conforme con lo señalado, después de realizar los ensayos correspondientes estaremos en capacidad de identificar los siguientes datos:

- Ubicación de la napa freática.

- Determinación del espesor, inclinación y estratificación de las capas que componen el suelo.
- Identificar las características mecánicas y físicas de los suelos que permitirían cuantificar la capacidad de carga de la zona para el correcto funcionamiento de las estructuras, así como la predicción de su comportamiento.
- Determinar ciertas propiedades y el nivel de agresividad del suelo, frente al concreto armado, con el fin de mitigar los daños que pudieran sufrir las estructuras.

12.3. UBICACIÓN DEL ÁREA EN ESTUDIO

La tesis que lleva como nombre “Ampliación y Mejoramiento del Sistema de agua Potable y Alcantarillado con Drenaje Pluvial del Distrito de Íllimo, Provincia de Lambayeque, Departamento de Lambayeque” se encuentra ubicado en el distrito de Íllimo, Provincia de Lambayeque, Departamento de Lambayeque.

12.3.1. ACCESO AL ÁREA DE ESTUDIO

Para llegar a la Zona de Estudio desde Lima (Lima – Íllimo):

La ruta directa tardaría alrededor de 15 o 16 horas (en caso no consideremos la escala en Chiclayo), actualmente podemos acceder a la zona por medio de la Carretera Panamericana Norte RUTA PE-1N, hasta el anexo PE-1NJ el cual atraviesa el distrito de sur a norte, en caso quisiera llegarse por bus, el recorrido debe realizarse en 2 tramos (Lima – Chiclayo) con una duración de 14 horas desde el Distrito de La Victoria, y 1h 45 min desde Chiclayo a Íllimo, en transporte público, los cuales parten y retornan diariamente desde las 4 am hasta las 8pm.

12.4. CONDICIONES CLIMÁTICAS Y ALTITUD DE LA ZONA.

El distrito de Íllimo presenta un ambiente semidesértico propio de la franja costera del país, es por eso que la zona está clasificada como DESIERTO SUBTROPICAL, recibiendo influencia directa de la corriente de Humbolt, la cual juega el papel de regulador sobre los fenómenos meteorológicos.

La temperatura en los meses de verano presenta fluctuaciones que oscilan entre los 26.6°C como temperatura máxima y 17.1°C como mínima, consideraremos como temperatura media anual a 21.3°C.

12.5. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DE SUELOS.

12.5.1. EXPLORACIÓN

Se refiere a las investigaciones hechas en campo, desde las cuales podemos recopilar información sobre las características mecánicas y físicas de nuestro subsuelo, para la obtención de estas muestras debe sugerirse un plan de exploración y muestreo, al obtener las porciones de suelo a evaluar estas serían sometidas a ensayos de laboratorio. Cabe mencionar que para este proyecto se ha utilizado la exploración directa (calicatas a cielo abierto)

12.5.2. MUESTREO DE SUELOS

Llamamos muestreo de suelos, a la obtención de muestras del mismo para su posterior investigación, estas muestras deben ser lo más adecuadas y representativas en lo posible con el fin de obtener resultados fieles y que se ajusten a la realidad del suelo.

En paralelo a la obtención de muestras, se debe contar con un registro de cada calicata hecha, y de manera visual, detallar cada característica encontrada tal como: número de calicata, color, profundidad, tipo de suelo, entre otras.

Para fines del presente proyecto, obtuvimos dos tipos de muestras para su ensayo, las cuales detallaremos a continuación:

A) MUESTRAS ALTERADAS

Se conoce como muestras alteradas, a todas aquellas que no cuentan con el estado natural en el que fueron encontradas, es decir, sufrieron algún tipo de manipulación que pudo alterar sus condiciones naturales, la presente investigación contó con 16 calicatas a cielo abierto, de donde pudimos extraer muestras alteradas por cada tipo de suelo encontrado, estas muestras fueron llevadas al laboratorio de mecánica de suelos de la USAT, donde fueron sometidas a ensayos, los cuales se adjuntan en la sección de anexos.

B) MUESTRAS INALTERADAS

Son todas aquellas muestras que al ser extraídas se trata (en la medida de lo posible) de mantener sus condiciones naturales; con el fin de conocer sus propiedades mecánicas.

12.5.3. OBTENCIÓN DE MUESTRAS INALTERADAS

Para la obtención de una muestra de esta naturaleza, el procedimiento a seguir es el corte de un pedazo de suelo médianamente grande, aproximadamente de (30*30*30 cm), este debe ser cubierto por parafina o cera para que este no pierda su humedad natural, debe cuidarse de no exponerlo al sol y ser llevado lo más pronto al laboratorio para su ensayo.

Otra manera de obtener una muestra inalterada, es introducir una tubería de PVC con un diámetro sugerido de 4" y una longitud de 30 cm.

Para el presente trabajo, se utilizó el segundo método, y fue realizado de la siguiente manera:

1. Se limpió y alisó la superficie del terreno donde se desea sacar la muestra.
2. Se empezó por introducir el tubo ejerciendo presión en la parte superior y se va excavando alrededor de éste, conforme se va introduciendo la muestra dentro de la tubería.
3. Se profundiza la excavación, una vez empapada la muestra dentro de la tubería se corta con un cuchillo el fondo al ras de la parte inferior de la tubería y se retira lentamente hacia un lugar seguro.
4. La cara de la muestra extraída correspondiente al nivel de cimentación debe marcarse para luego poder identificar la posición inicial en laboratorio, luego se enrasa la parte superior e inferior del tubo, para enseguida, aplicarle 2 capas de parafina diluida, evitando así la pérdida de humedad.

12.5.4. SELECCIÓN, NÚMERO Y UBICACIÓN DE SONDAJES.

En la zona del proyecto se han realizado 15 calicatas, habiéndose obtenido un total de 45 muestras.

Tabla N° 96. Puntos de Explotación para Extracción de Muestras.

N° CALICATA	PROFUNDIDAD
C - 1	1.50
C - 2	1.50
C - 3	1.50
C - 4	1.50
C - 5	1.50
C - 6	1.50
C - 7	1.50
C - 8	1.50
C - 9	1.50
C - 10	1.50
C - 11	1.50
C - 12	1.50
C - 13	1.50
C - 14	1.50
C - 15	1.50
C - 16	1.50

Fuente: Propia

12.5.5. SELECCIÓN DE LOS TIPOS DE SONDAJES:

Para seleccionar el tipo de sondaje que usaremos, nos regiremos bajo las especificaciones de norma NTP 339.162 (ASTM D 420), esta guía esta normada para la caracterización de campo, para proyectos ingenieriles según lo establecido en el REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, en su norma E-050 “Suelos y Cimentaciones” artículo 10.2 “Aplicaciones de las Técnicas de Investigación”.

El método de sondaje usado para esta investigación fueron las perforaciones a cielo abierto (Calicatas), con dimensiones aproximadas de 1.50*1.00 y profundidad mínima de 1.50 m.

12.5.6. NÚMERO Y UBICACIÓN DE CALICATAS

Para determinar la cantidad de puntos exploratorios y su distribución de estos en el terreno no están definidos para este tipo de proyectos en el R.N.E. por ello se deja a criterio del proyectista el determinar el número y ubicación de calicatas.

Para la ubicación de los sondeos con una distribución adecuada, se consideraron particularidades topográficas y geológicas del distrito, así como la ubicación de las estructuras involucradas. Para las perforaciones se tendrá en cuenta el diseño previo de la red existente. Los sondeos se pueden visualizar en el plano respectivo de Calicatas.

12.6. ESTUDIOS DE LABORATORIO

Se deben realizar los ensayos necesarios sobre las muestras obtenidas de la exploración, que sean los adecuados para caracterizar las propiedades del subsuelo.

Los ensayos para determinar dichas características se muestran a continuación, en resumen, dividiendo estos ensayos en dos tipos: Ensayos para Propiedades Físicas y ensayos para Propiedades Mecánicas.

Tabla N° 97. Relación de Ensayos de Suelos Realizados

Ensayo de Laboratorio	Norma
Contenido de Humedad	N.T.P.339.127
Límite Líquido, Límite Plástico y Límite de Contracción	N.T.P.339.129/ASTM D-4318
Peso Específico Relativo	N.T.P.400.017
Análisis Granulométrico	N.T.P.339.128/ASTM D-422
Corte Directo	N.T.P.339.171/ASTM D-3080

Fuente: Reglamento Nacional de edificaciones

12.6.1. PROPIEDADES FÍSICAS

12.6.1.1. CONTENIDO DE HUMEDAD - NORMA APLICABLE: N.T.P. 339.127

Conocemos como contenido de humedad del suelo, a la relación existente entre la cantidad de agua presente dentro de la muestra, y el peso seco de la misma (secado con horno a 110°C), esta relación es expresada en porcentaje mediante esta expresión:

$$W\% = \left(\frac{W_H - W_S}{W_S} \right) \times 100$$

Dónde:

W % : Contenido de Humedad, expresado en porcentaje.

WH : Peso de la muestra Húmeda.

WS : Peso de la muestra Seca.

El objeto de este ensayo, es la determinación en peso de la humedad presente en el suelo, su importancia incrementa particularmente para suelos finos debido a que un mayor porcentaje de agua, reduciría su resistencia a la compresión.

Los resultados obtenidos en este ensayo, se rigen según rangos de variación constante, ya que se ven influenciados por cambios sobre el entorno atmosférico al que están sometidos y el nivel freático según el tiempo en el que el estudio fue hecho.

12.6.1.2. LÍMITES DE CONSISTENCIA - NORMA APLICABLE: N.T.P. 339.129

ASTM D – 4318

Los límites de Atterberg nos ofrecen un panorama sobre qué tan coherente o consistente es un suelo. Esto se encuentra en función de la humedad presente en el suelo, conforme se reduce esta humedad el suelo podría pasar transiciones entre los estados Sólido, semisólido, líquido y plástico, pudiendo definirse entre ellos los límites plástico, líquido y de contracción.

En el campo de mecánica de suelo, entendemos por plasticidad a la propiedad que tiene un material de someterse a rápidas deformaciones, sin unas considerables variaciones en su volumen, agrietamientos o desmoronarse.

Atterberg indicó que, para las arcillas, la plasticidad es una característica meramente circunstancial, la cual depende exclusivamente del contenido de humedad del suelo.

En otras palabras, el mismo suelo podría no tener plasticidad en un estado sólido, a encontrarse en forma de suspensión al estar en un estado líquido, el nivel de plasticidad de un suelo se encuentra precisamente entre estos dos extremos. Mauritz Atterberg clasifica el nivel de consistencia presente en un suelo según el contenido de agua que tenga.

1. Estado Líquido. - Presenta la apariencia y características de suspensión.
2. Estado semilíquido. - Se comporta más como un líquido viscoso.
3. Estado plástico. - Se comporta de manera plástica.
4. Estado semisólido. - Visualmente parecería sólido, pero su temperatura disminuye conforme va secándose.
5. Estado sólido. - Su volumen permanece invariable durante el secado.

Para la determinación de dichas fronteras entre un estado y otro, debe hacerse de manera tradicional según los límites de consistencia.

Para efectos del presente estudio, es de nuestro interés, únicamente el límite líquido, el cual se encuentra comprendido entre los estados plástico y semilíquido, el límite plástico es el que fronteriza con los estado semisólido y plástico. A ambos limites comúnmente se les conoce bajo la terminología de “Límites de Plasticidad”, ambos de relacionan de la siguiente manera.

$$I_p = LL - LP$$

Dónde:

I_p : Índice Plástico.

LL: Límite Líquido.

LP: Límite Plástico.

Límite Líquido:

Para poder determinar el límite líquido, se hace uso de la copa de Casagrande, para su procedimiento, necesitamos material tamizado en la malla N°40 (0.42mm). La prueba básicamente consiste en poner el material sobre una cuchara y posteriormente hacer una ranura en él, hecha esta ranura, se gira una manivela que dejara caer la cuchara un 1cm contra una superficie sólida, cuando la ranura en el material llegue a cerrarse 1.27 cm. Podremos tomar los datos necesarios para el cálculo del contenido de humedad de la muestra.

Debe realizarse la prueba descrita tres veces, con cantidades de humedad diferentes, de manera que podamos obtener valores que oscilen entre los 6 a 35 golpes. El punto de estas pruebas es poder determinar gráficamente la cantidad de golpes vs la cantidad de agua contenida en la muestra, para la gráfica debe ajustarse los puntos obtenidos hasta poder graficar una recta.

Desde la recta trazada, debemos ubicar la ordenada que corresponde a los 25 golpes, una vez ubicada la ordenada tomaremos el contenido de humedad que corresponde con 25 golpes.

Así un suelo cuyo contenido de humedad sea aproximadamente igual o mayor a su límite líquido, tendrá una resistencia al corte prácticamente nulo.

Cabe resaltar que, el límite líquido es inversamente proporcional a la cantidad de granos o partículas presentes en la muestra

Límite Plástico:

El límite plástico está relacionado a la capacidad de las partículas de un suelo de oponerse a que fuerzas externas lo deformen o destruyan su estructura, por el grado de cohesión que presente. Podemos definir al límite plástico como la cantidad de agua presente en el suelo durante la transición de un estado plástico a un semi-sólido.

A la diferencia de humedad entre el límite plástico y límite líquido se le conoce bajo el nombre de Índice plástico.

Para determinar el límite plástico, se deben formar “Rollitos” o “Culebritas” que no son más que estructuras cilíndricas alargadas hechas a base de suelo, los rollitos deben ser trabajados hasta alcanzar un espesor de 3mm, o se desmorone, al alcanzar este punto decimos que la muestra alcanzó su límite plástico. A continuación, mostraremos el siguiente cuadro, el cual detalla los tipos de suelo en función al índice plástico.

Tabla N° 98. Tipo de suelo según el Índice de Plasticidad

INDICE PLASTICO	TIPO DE SUELO
IP = 0	Suelo no plástico (NP), arena
IP ≤ 7	Suelo de baja plasticidad.
7 < IP < 17	Suelo medianamente plástico
IP > 17	Suelo altamente plástico

Fuente: Mecánica de suelos, William Rodríguez Serquén

Tabla N° 99. Esponjamiento Según el Índice de Plasticidad

Índice Plástico	Esponjamiento
0 – 15	Bajo
15 – 35	Medio
35 – 55	Alto
55 o mayor.	Muy Alto

Fuente: Mecánica de Suelos, William Rodríguez Serquén

Tabla N° 100. Cohesividad según el Índice de Plasticidad según Terzaghi

IP	Plasticidad	Tipo de Suelo	Cohesividad
0	No Plástico	Arena	No Cohesivo
< 7	Baja Plasticidad	Limos	Parcialmente Cohesivo
7-17	Plasticidad Media	Arcilla Limosa o Limo Arcilloso	Cohesivo
> 17	Altamente Plástico	Arcilla	Cohesivo

Fuente: Mecánica de Suelos, William Rodríguez Serquén

Tabla N° 101. Suelos susceptibles a Cambios de Volumen Según Holtz y Gibs

Posibilidad De Cambio De Volumen Con Cambios De Humedad	I.p. Región árida	I.p. Región húmeda	Límite De Contracción
Poca	0 - 15	0 - 30	12 a más
Poca a Moderada	15 - 30	30 - 50	10 - 12
Moderada a Severa	30 a más	50 a más	Menor a 10

Fuente: Mecánica de Suelos, William Rodríguez Serquén

12.6.1.3. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO – NORMA APLICABLE: N.T.P. 339.128

ASTM D - 422

Es el ensayo con mayor antigüedad, este es practicado con el fin de identificar a los suelos, en función de la cantidad de partículas según su tamaño, para obtener un resultado fidedigno, la muestra debe ser representativa.

Con métodos convencionales es imposible determinar qué tan grande o pequeña es una partícula, independientemente del tipo de suelo este ensayo agrupa a las partículas únicamente por el tamaño que tienen, agrupándolas y estableciendo proporciones para poder clasificar a un suelo como fino o grueso

En caso de tener suelos finos, el análisis deberá hacerse mediante un proceso de vía húmeda, es decir, por sedimentación, sin embargo, los resultados de un análisis tan detallado son aplicables solo al ámbito científico, ya que para el campo de la ingeniería la variación granulométrica de un agregado tan fino no representa grandes variaciones para el diseño.

Para efectos de esta investigación, se realizó un análisis granulométrico mediante cribado, haciendo uso de una serie de tamices proporcionados por el laboratorio de suelos de la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo.

12.6.1.4. PESO ESPECIFICO RELATIVO – NORMA APLICABLE N.T.P.400.017

El peso específico relativo de la mayoría de las partículas minerales constituyentes de un suelo (S_s) cuentan con límites poco diferenciadas variables entre 2.60 a 2.90. A excepción de suelos con porcentajes elevados de Hierro, los cuales pueden llegar a alcanzar un límite de 3, mientras que en turba suelen llegar a valores de 1.5, debido a la presencia de materia orgánica.

Por tanto, es común que en un suelo real los minerales de pertenecientes a las fracciones finas y coloidales tengan un propio peso específico relativo mayor a la fracción gruesa. Sin embargo, en la mayoría de los casos basta determinar el peso específico relativo de la materia sólida.

Dicho valor se determina en el laboratorio haciendo uso de un matraz, el cual contendrá una marca de enrase.

El matraz es llenado hasta la marca, primero con agua destilada y después con agua y la muestra de suelo. El aire contenido dentro de la muestra será liberado por ebullición o exponiendo la suspensión al vacío.

Donde:

$$S_s = \frac{W_g}{W_{fw} + W_g - W_{fsw}}$$

Formula cuyas magnitudes son mensurables en el laboratorio, el peso seco de los sólidos (W_g) debe ser determinado antes de la prueba en materiales gruesos y también después de ella.

12.6.2. PROPIEDADES MECÁNICAS

12.6.2.1. CORTE DIRECTO - NORMA APLICABLE: ASTM D 3080

Una porción de suelo, normalmente se rompe bajo ciertas combinaciones de tensiones tangenciales y normales, las cuales van actuando sobre la sección de rotura. En caso las tensiones sean mayores que la resistencia al corte en la falla, cobra importancia una evaluación para determinar la resistencia al corte, sobre todo en estas situaciones:

- Determinación de Inclinaciones seguras para excavaciones o presas.
- Calcular la magnitud de carga que puede soportar un suelo, criterio usado para cálculo de cimentaciones.
- Recopilación de datos de empujes de terreno sobre distintas estructuras.

Haciendo mención a uno de los puntos principales referentes al campo de la mecánica de suelos, es establecer la resistencia al corte de un suelo. Es de suma importancia conocer este concepto al aplicar la mecánica de suelos a la estabilidad de una obra civil.

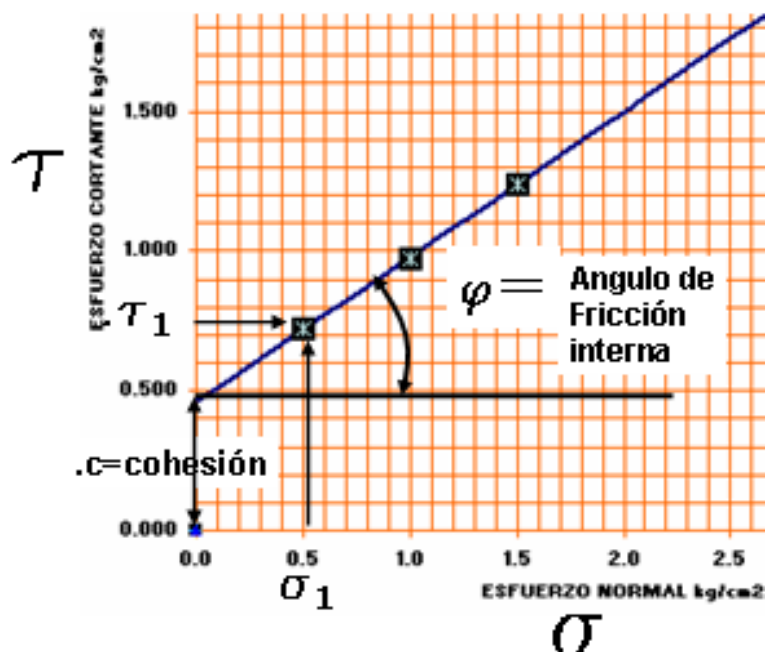
Teóricamente la resistencia al corte de un suelo, depende de un Angulo de fricción interna (ϕ) para suelos granulares y para suelos cohesivos, por el factor de Cohesión “c”, lo cual estaría en función del grado de humedad del suelo, sin embargo, para la mayoría de suelos la resistencia al corte viene dada por una mezcla entre ambos factores.

Esencialmente hay dos métodos que determinan la resistencia al corte de un suelo: el ensayo de corte directo, y las pruebas de compresión (simple y triaxial).

EL ensayo de corte directo, se realiza aplicando una serie de esfuerzos horizontales y verticales sobre tres muestras inalteradas de suelo, y evaluar el instante en el que esta falla al corte.

Para la primera muestra se ejerce un esfuerzo fijo vertical de 0.5 kg/cm^2 , a lo que el suelo fallaría con un esfuerzo cortante τ_1 , la siguiente muestra se somete al doble de esfuerzo que la primera (1.0 kg/cm^2), fallando con un esfuerzo cortante τ_2 , finalmente la tercera muestra se somete a un esfuerzo vertical fijo de 1.5 kg/cm^2 fallando con un esfuerzo cortante de τ_3 . Al obtener estos bajos podemos graficar un diagrama de ruptura de Morh. En todo caso también es posible realizar una regresión lineal con el fin de obtener la cohesión y el ángulo de fricción interna.

Figura N° 47. Ensayo de Corte Directo



Fuente: Manual Mecánica de Suelos e Ingeniería, José Márquez

La envolvente de rotura de Mohr – Coulomb correspondiente a este tipo de suelos se asemeja a la representación gráfica presentada a continuación, en la cual observamos la inexistencia de un término por cohesión. Por ende la envolvente estará descrita por la siguiente ecuación:

$$\tau = c + \sigma (\operatorname{tg}\Phi)$$

Siendo:

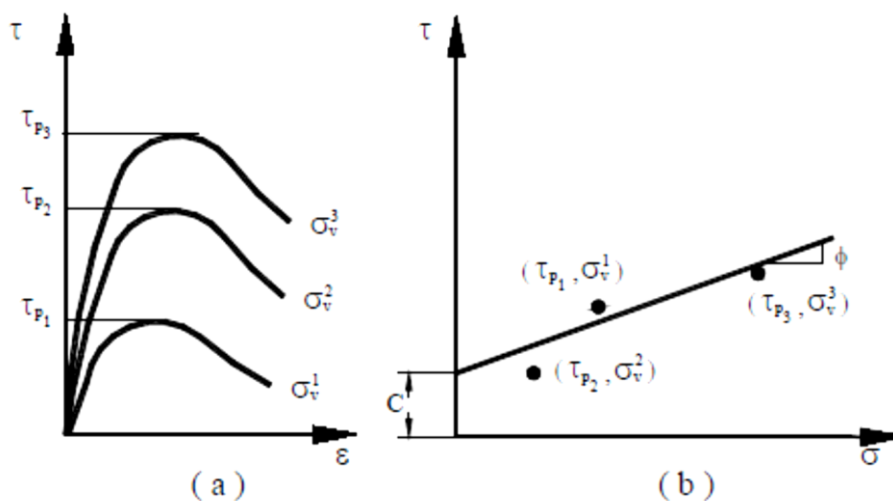
C = Cohesión

t = Resistencia al corte máxima.

σ = Tensión normal efectiva que en estos suelos es igual a la total.

Φ = Ángulo de rozamiento interno efectivo, igual al total. Se obtiene mediante ensayo consolidado drenado.

Figura N° 48. Gráfica del Ensayo de Corte Directo



Fuente: Manual Mecánica de Suelos e Ingeniería, José Márquez

12.7. CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Para dar solución a una problemática en la geotecnia de un suelo, debemos conocer e identificar sus características, como son:

1. Para establecer con que velocidad circula un acuífero, se realiza una medición a la permeabilidad del suelo, mediante la ley de Darcy.
2. En caso necesite un cálculo de asentamientos para una estructura, debe medirse el grado de compresibilidad del suelo, dicho dato es usado para la teoría de consolidación de Terzaghi.

3. Para determinar si un talud es, o no estable, se necesita un ensayo de resistencia a la fuerza cortante, y luego se definen sus condiciones de equilibrio estático.
4. Categorizar los suelos según su comportamiento y características con el fin de predecir su comportamiento bajo ciertas condiciones, como en granulometría.

12.7.1. SISTEMA UNIFICADO DE SUELOS

La clasificación SUCS (Unified Soil Classification System) busca clasificar a los suelos de forma cualitativa, diferenciándolos por su origen (Mineral u orgánico-mineral), partiendo de ensayos que señalaran sus características plásticas y granulométricas.

Sin embargo, este sistema no ofrece una clasificación cuantitativa, por lo cual no es usado para determinar ciertas propiedades como la resistencia al corte ni predecir su comportamiento bajo cargas que causen deformaciones importantes.

El presente sistema propone dividir a los suelos bajo dos categorías, finos y gruesos, de acuerdo a cuáles pasan por la malla N°200. Los suelos gruesos son divididos en arenas y gravas de acuerdo a que cantidad pasa por la malla N°4. Las arenas o gravas, también son clasificadas según la cantidad de finos que posean.

12.7.1.1. SUELOS GRUESOS

Son aquellos materiales retenidos en más de 50% en la malla N° 200. Este a su vez se subdivide en gravas y arenas, las cuales se separan con la malla N° 4.

Grava (G): Cuando más del 50% de la fracción gruesa (retenida en la malla N° 200) no pasa la malla N° 4.

Arena (S): Cuando más del 50% de la fracción gruesa pasa por la malla N° 4.

Las gravas y las arenas se subdividen a su vez en los siguientes grupos, según la cantidad de partículas finas que contengan.

a. Cuando el suelo grueso tiene menos del 5% de finos. -

Para este suelo particularmente la incidencia en la cantidad de finos no repercute en las características de resistencia obtenida por la fracción gruesa del suelo. El nivel de calidad granulométrica de un suelo está definido por el coeficiente de curvatura (Cc) y el coeficiente de uniformidad (Cu) de la curva granulométrica.

a.1 Grava bien gradada (GW). - Material compuesto con mezclas gravosas, limpias de finos. Cumple con las condiciones de:

$$Cu = > 4 \text{ y } 1 \leq Cc \leq 3, \text{ simultáneamente.}$$

a.2 Grava pobremente gradada (GP). - Material limpio de fino, mal graduado. Comprende las gravas uniformes que presentan predominio de un tamaño, tales como las gravas que se depositan en los lechos de los ríos o provenientes de estratos diferentes obtenidos durante un proceso de excavación. Estos suelos no deben cumplir con la condición de una grava bien gradada.

a.3 Arena bien gradada (SW). - Estas arenas contienen pocos finos o están limpias por completo. Deben de cumplir con la condición siguiente:

$$Cu \Rightarrow 6 \text{ y } 1 \leq Cu \leq 3 \text{ simultáneamente.}$$

a.4 Arena bien gradada (SP). - A este grupo pertenecen las arenas uniformes de médanos y playa. No deben de cumplir con la condición de la arena bien gradada.

b. Cuando el suelo tiene más del 12% de finos. - Cuando los porcentajes de finos son superiores a 12% en peso; este contenido de finos afecta la característica de resistencia y esfuerzo de deformación y la capacidad de drenaje libre de la de la fracción gruesa.

b.1 Grupo GM. - Conformada por gravas limosas. Con la condición de que el límite líquido e índice plástico en la carta de plasticidad deberá interceptarse por debajo de la línea "A". También puede estar encima de la línea "A" pero con la condición de que su índice de plasticidad debe ser menor que 4.

b.2 Grupo GC. - Conformada por gravas arcillosas con la condición de que el límite líquido e índice plástico en la carta de plasticidad deberá interceptares sobre la línea "A" teniendo además que el índice plástico sea mayor que 7.

b.3 Grupo SM. - Conformada por arenas limosas. Tienen las mismas condiciones del grupo GM, pero considerando la condición de arena.

b.4 Grupo SC. - Conformada por arenas arcillosas. Tienen las mismas condiciones de grupo GC, pero considerando la condición de arena.

c. Cuando el suelo tiene entre 5 y 12% de finos. - A estos suelos el sistema unificado los considera casos de frontera, adjudicándoles un símbolo doble donde el primer símbolo indica la gradación del suelo y el segundo símbolo indica la calidad de los finos. Por ejemplo, un suelo cuyo símbolo doble sea SP - SC indica una arena mal gradada, con un contenido de finos entre 5 y 12% (arcilloso).

En caso un determinado suelo no caiga totalmente dentro de una sola categoría o existe dudas al respecto, debe de emplearse símbolos dobles, lo que significaría que esta materia es frontera entre dos categorías distintas.

12.7.1.2. SUELOS FINOS.

Son aquellos materiales que pasan en más de 50% por la malla N° 200 en estos casos determinar el nivel de calidad presente en el suelo se tendrá el límite plástico y líquido. El sistema unificado clasifica a los finos en las siguientes divisiones:

- Arena muy fina o Limo (M)
- Arcilla inorgánica (C)
- Arcillas - Limos o mezclas arcillo - limosas con contenido elevado de materia orgánica.

Cada grupo es sub-dividido en función de su LL, en dos grupos:

- 1) Si el Limite Líquido es inferior al 50%, en otras palabras, cuando el suelo presenta un nivel bajo o medio de comprensibilidad, debe agregársele la letra “L”, resultando en una combinación de clasificación de suelos, por ejemplo: ML, CL.
- 2) Cuando el LL es superior al 50%, y por ende el suelo presenta un nivel de comprensibilidad elevado, debemos añadir a la clasificación del suelo, la letra “H”, por ejemplo: MH, CH.

A continuación, detallamos los grupos de los suelos finos:

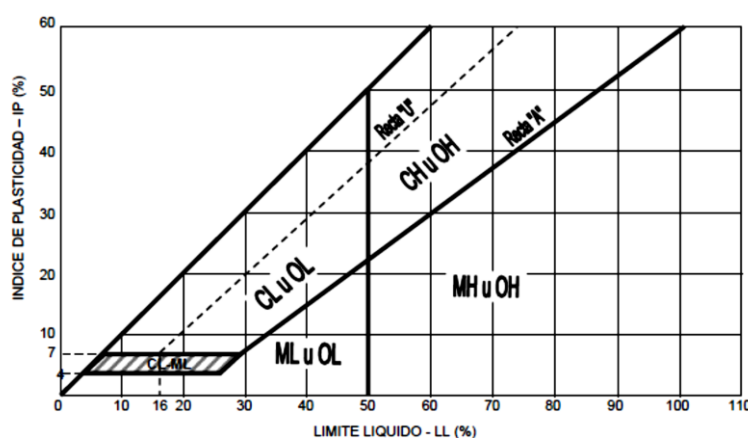
- Grupos CL y CH: Están compuestos por arcillas de origen inorgánico, los suelos comprendidos dentro del grupo CL, abarcan a la zona superior a la Línea “A” la cual se encuentra definida por $IP > 7$ y $LL > 50\%$. Para el grupo CH corresponde a la zona superior a la línea “A” con un $LL > 50\%$.
 - Grupos ML y MH: El grupo ML, está comprendido por la zona inferior a la línea “A”, está definida por límites líquidos superiores al 50% y el sector sobre la línea “A” con índice plástico inferior a 4.
 - El grupo MH Abarca el área inferior a la línea “A”, está definida por un límite líquido superior al 50%
- Se puede presentar casos de frontera, obteniéndose los suelos ML - CL dependiendo de qué tan cerca estén de la línea.
- Suelos Orgánicos. - Los suelos orgánicos, como su nombre lo indica, están compuesto por materiales de origen orgánicos y son identificados in situ por tener un hedor característico y un tono turbio y oscuro.

Grupos OH y OL: Los sectores que corresponden a estos grupos suelen ser iguales a las de los grupos MH y ML respectivamente, sin embargo, las orgánicas se aproximan más a la línea “A”.

Grupos PT: Los mencionados grupos comprenden a los suelos turbosos, los cuales han sufrido un proceso de remoldeo, es posible efectuarles ensayos de Límites. Normalmente el LL de este tipo de suelo oscila entre los valores de 300 al 500%, y definen su posición dentro de la carta de plasticidad siempre en la parte inferior a la línea “A”, su índice de plasticidad presenta una variación entre el 100 y 200%.

Teniendo en cuenta los límites de consistencia y haciendo uso de la Carta de Plasticidad podemos hacer la clasificación SUCS. Esta clasificación se encuentra detallada en las hojas de Propiedades Físicas del suelo.

Figura N° 49. Carta de plasticidad



Fuente: Manual de Mecánica de Suelos e Ingeniería, José Márquez, 2006

12.8. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

12.8.1. GENERALIDADES

Según el Dr. Braja Das (1993): “El suelo recibe la carga total de una estructura, a través de la cimentación, La capacidad de carga del suelo es la carga máxima que este puede soportar por unidad de área. Una vez rebasada la capacidad de carga el suelo sufre asentamientos o fractura, lo que implica daño a la estructura. Una cimentación bien diseñada transmite las cargas al suelo, sin llegar a solicitar la capacidad máxima del mismo”.

La Capacidad portante, es la presión máxima que puede darse a una cimentación a fin de no producir fallas en ésta, en otras palabras, simboliza la capacidad de carga última expresada en unidades de presión.

La Capacidad Portante del suelo es uno de los factores con mayor importancia para todo proyecto ingenieril, porque nos permite evaluar con gran aproximación la relación suelo-estructura. Esta capacidad está en función de la fricción interna y el grado de cohesión presente

en el suelo, normalmente utilizamos la teoría de Terzaghi, la cual requiere un previo ensayo de corte directo.

$$qd = c \cdot N_c + \gamma \cdot Z \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Dónde:

qd = carga límite, valor de tensión que produciría el colapso del suelo de cimentación.

B = lado menor de la cimentación.

γ = peso específico del terreno bajo la cimentación.

Z = profundidad del plano de apoyo de la cimentación.

C = cohesión del terreno.

N_γ , N_q y N_c = factores de capacidad de carga. Dependen del valor del ángulo de fricción interno del terreno.

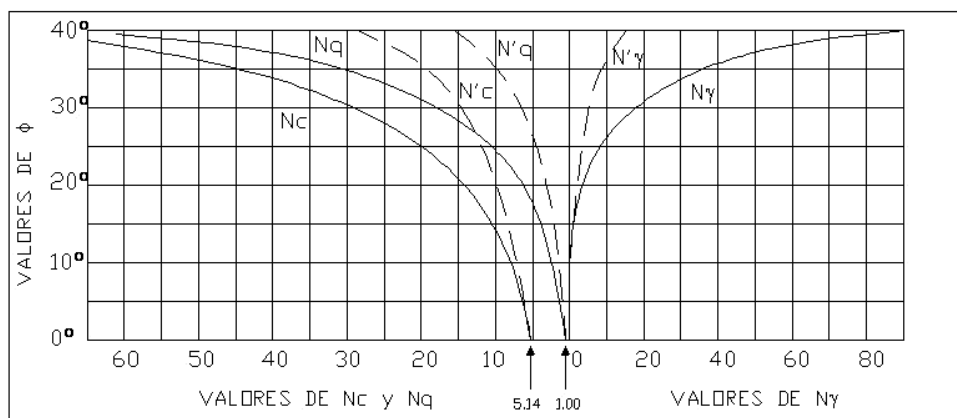
Dónde:

$$N_c = \cot \phi \left(N_q - 1 \right)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = 2 \tan \phi \left(N_q + 1 \right)$$

Figura N° 50. Intervalo de Asentamientos de Placas Bajo Carga Última



Fuente: Libro Principios Ing. de Cimentaciones, Braja M.

12.8.2. CAPACIDADES DE CARGA

12.8.2.1. CAPACIDAD DE CARGA LÍMITE (Q_D)

Se entiende como el máximo valor aplicable a una pieza de cimentación, sin que exista penetración en el suelo

12.8.2.2. ESFUERZO MÁXIMO DE CARGA ADMISIBLE (Q_{ADM})

Es la relación existente entre la capacidad de carga límite y un factor de seguridad (FS). Por lo cual:

$$q_{adm} = \frac{qd}{FS}$$

12.8.2.3. FACTOR DE SEGURIDAD (FS)

Es un valor que reduce el resultado obtenido en los ensayos a fin de conservar un margen denominado “Seguridad”, que permite a la estructura trabajar sin problemas en las condiciones más desfavorables.

Según el R.N.E., NORMA E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES en el Capítulo 3: Análisis de las Condiciones de Cimentación, Artículo 16.- Factor de Seguridad Frente a una Falla por Corte, se menciona lo siguiente:

- a) Para cargas estáticas: 3,0
- b) Para sollicitación máxima de sismo o viento (la que sea más desfavorable): 2,5

De acuerdo con la aplicación el factor de seguridad mínimo que se tendrá en cuenta para cargas estáticas será de 3.

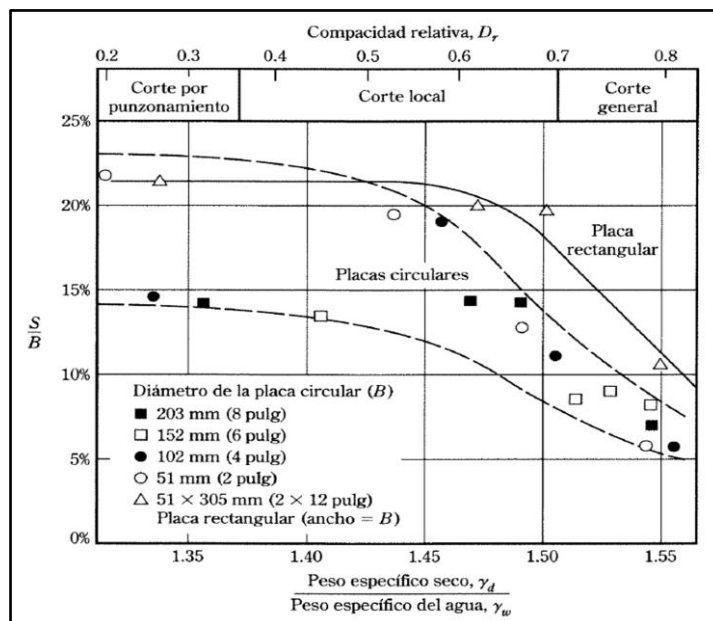
12.8.2.4. FALLAS DE LOS SUELOS.

La problemática plantea el determinar el esfuerzo producido por una determinada falla del suelo, por experiencia y observación, se llegó a determinar que esta falla suele ocurrir como resultado de una ruptura por cortante del mismo suelo. Los tipos de falla en suelo, bajo cimentaciones son:

- Falla por corte general
- Falla por punzonamiento.
- Falla por corte local

Según Terzaghi, el tipo de falla puede determinarse conociendo el valor del Peso Específico Volumétrico Seco (relación γ_d / γ_w), según la siguiente tabla

Figura N° 51. Intervalos de Tipos de Falla según Peso Específico



Fuente: Libro Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das

12.8.2.5. CAPACIDAD DE CARGA LÍMITE SEGÚN EL TIPO DE FALLA.

En nuestro caso, por contar con estructuras circulares, la Capacidad de Carga Limite para los distintos tipos de falla es:

- Para Zapata Circular y Falla es por Corte General:

$$q_d = 1.3 c N_c + \gamma Z N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma$$

- Para Zapata Circular y la Falla es por Corte Local o Punzonamiento:

$$q_d = 1.3 c N^c + \gamma Z N^q + 0.6 \gamma R N^{\gamma}$$

Dónde:

q_d = Capacidad de carga límite, T/m² ó Kg/cm²

C = Cohesión del suelo en (T/m²) ó (Kg/cm²)

Z = Profundidad de desplante en metros.

$$\gamma = \gamma_d (1 + \%W)$$

$$\text{Tg } \emptyset' = \frac{2}{3} \text{Tag } \emptyset$$

$$\emptyset' = \text{ArcTg} \left(\frac{2}{3} \times \text{Tag } \emptyset \right)$$

Dónde:

$$C' = \frac{2}{3} C$$

\emptyset = Angulo de Fricción Interna

γ = Peso unitario (volumétrico) en (T /m²) ó (Kg /cm²)

γ_d = Densidad seca promedio del ensayo de corte directo.

%W = Contenido de humedad del ensayo de corte.

R = Radio de la zapata.

Para falla por Corte General usaremos los factores de capacidad de carga de Terzaghi.

Usaremos la siguiente tabla (Libro Principios Ing. de Cimentaciones - Braja M. Das):

Tabla N° 102. Factores de Capacidad de Carga de Terzaghi

ϕ	N _q	N _c	N _y
0	1.00	5.71	0.00
2	1.22	6.30	0.20
4	1.49	6.97	0.40
6	1.81	7.73	0.60
8	2.21	8.60	0.90
10	2.69	9.60	1.20
12	3.29	10.76	1.70
14	4.02	12.11	2.30
16	4.92	13.68	3.00
18	6.04	15.52	3.90
20	7.44	17.69	4.90
22	9.19	20.27	5.80
24	11.40	23.36	7.80
26	14.21	27.09	11.70
28	17.81	31.61	15.70
30	22.46	37.16	19.70
32	28.52	44.04	27.90
34	36.50	52.64	36.00
35	41.44	57.75	42.40
36	47.16	63.53	52.00
38	61.55	77.50	80.00
40	108.75	119.67	180.00
42	147.74	151.95	257.00
44	173.29	172.29	297.50
46	204.19	196.22	420.00
48	287.85	258.29	780.10
50	415.15	347.51	1153.20

Fuente: Libro Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das

Para fallas por corte local, haremos uso de los componentes modificados para capacidad de carga de Terzaghi. Usaremos la siguiente tabla (Libro Principios Ing. de Cimentaciones - Braja M. Das):

Figura N° 52. Factores Modificados de Capacidad de Carga de Terzaghi

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Fuente: Libro Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M.

12.8.2.6. CAPACIDAD DE CARGA EN EL PROYECTO

Para el proyecto se determinará la capacidad portante del buzón más desfavorable.

Cálculo de la Capacidad Portante

Según la evaluación geológica se determina que el área seleccionada la cual, la capacidad de carga de cimentaciones aproximadamente a una altura de desplante de 1.50 m. varia de 0.76 a 0.82 kg/cm² para el cálculo de la capacidad portante se consideró tomar la siguiente formula:

$$q_d = \frac{2}{3}(C \cdot N'_c) + \gamma \cdot D_f \cdot N'_q + \frac{1}{2}(\gamma \cdot B \cdot N'_\gamma)$$

Dónde:

C = Cohesión.

D_f= Profundidad de cimentación

B = Ancho de la cimentación

γ = Peso específico del suelo

N'_c, N'_q, N'_γ = Factores de capacidad de carga

Factores de Capacidad de Carga:

$$N'_c = \cot(\phi) \cdot (N_q - 1)$$

$$N'_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N'_\gamma = 2 \tan \phi (N_q + 1)$$

Cálculo de la capacidad admisible:

$$Q_{adm} = \frac{qd}{FS}$$

12.9. CONCLUSIONES

En base a los trabajos de campo y ensayos de laboratorio se puede concluir lo siguiente:

- El suelo subyacente de la zona de estudio correspondiente a la ubicación del proyecto es apto para la construcción y si se cumplen con las recomendaciones de este informe.
- El suelo subyacente se encuentra conformado predominantemente por arenas con arcillas y limos normalmente tiene un límite Líquido que varía desde 13.21% - 27.05% con una plasticidad baja a media y con índices plásticos de entre 2.80% - 11.50%.
- No se encontró nivel freático en las calicatas hasta una profundidad de 2.00m
- El porcentaje de sales no es significativo en las calicatas C2 (0.03%) y C4 (0.04%) pero en el caso de la Calicata C8 (0.21%) posee una cantidad media de sales por lo que se recomienda usar en todos los casos cementos del tipo ms tipo II y aditivos para los lugares de mayor afección en la ciudad de Íllimo.
- El ángulo de fricción interna de las 2 muestras analizadas corresponde para la calicata C7: 16.756° y para la calicata C8: 25.202° , además su cohesión corresponde 0.398 kg/cm^2 y 0.440 kg/cm^2 respectivamente. Por lo que se tendrá cuidado en excavaciones debiendo tener una profundidad máxima de 3.50 metros donde se estima necesario el entibado de protección.

XIII. INFORME TOPOGRÁFICO

13.1. INTRODUCCIÓN

La Topografía se puede describir como la disciplina que permitiría realizar mediciones encima de la superficie terrestre con el objetivo de plasmarlas en planos, para hacer poder determinar una superficie

En lo que respecta al campo ingenieril, es imprescindible la participación de trabajos topográficos, a lo largo de todas las fases de cualquier proyecto, tales como edificaciones, carreteras, presas, obras de saneamiento, etc. La topografía es usada como un instrumento para los diversos ámbitos de un proyecto, y su uso es indispensable para la realización de este, se debe realizar con tres criterios específicos: Velocidad, sencillez y responsabilidad.

Es por lo expuesto, se realizó el levantamiento topográfico para el proyecto “Ampliación y Mejoramiento del Sistema de Alcantarillado y Agua Potable con Drenaje Pluvial en el Distrito de Íllimo, Provincia y Departamento de Lambayeque” se realizó un levantamiento de campo haciendo uso de curvas de nivel trazadas sobre un levantamiento por triangulación sobre un área del casco urbano e inmediaciones del distrito de Íllimo, para el desarrollo de esta práctica el equipo más importante fue la estación total.

A continuación, se presenta un estudio detallado con la descripción de los métodos seguidos para la obtención del levantamiento topográfico, realizado los días 11, 12 y 13 de septiembre, del presente año, durante las 7:00am y 6:00pm.

El presente informe busca exponer el proceso de cómo fueron obtenidos todos los datos necesarios para poder representar de manera gráfica la ubicación y la cota de los diferentes puntos tomados, para la posterior construcción de las curvas de nivel, Haciendo uso de los equipos y herramientas utilizadas.

13.2. OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL:

- Ejecutar el levantamiento topográfico del casco urbano e inmediaciones del Distrito de Íllimo, provincia y departamento de Lambayeque, con el fin de diseñar el mejoramiento y ampliación del alcantarillado y la red de distribución de agua potable del distrito.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- Realizar el levantamiento por método de triangulación para el posterior trazo de las curvas maestras y secundarias.

- Determinar los puntos críticos con el fin de establecer si el sistema de alcantarillado, por bombeo o gravedad.
- Realizar los planos topográficos correspondientes, los cuales serán anexados al final del presente informe, en la sección de anexos.

13.3. UBICACIÓN GEOGRÁFICA

- **Departamento:** Lambayeque.
- **Provincia:** Lambayeque.
- **Distrito:** Íllimo.

Figura N° 53. Distribución Sectorial de la Provincia de Lambayeque



Fuente: Municipalidad de Olmos

COLINDANTES:

- **Por el Norte:** Con el distrito de Pacora.
- **Por el Sur:** Con el distrito de Tucume.
- **Por el Este:** Con el distrito de Pítipo.
- **Por El Oeste:** Distritos de Pacora y Morrope.

VISTA EN PLANTA DEL AREA DE TRABAJO: DISTRITO DE ÍLLIMO

Figura N° 54: Delimitación del Área de Trabajo Topográfica



Fuente: Google Earth

13.4. CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO

13.4.1. TEMPERATURA POR HORAS:

Tabla N° 103. Distribución de temperatura horaria en el Distrito de Íllimo

Hora	Temperatura
08:00 a.m.	21°C
09:00 a.m.	22°C
10:00 a.m.	24°C
11:00 a.m.	25°C
12:00 p.m.	25°C
01:00 p.m.	25°C
02:00 p.m.	25°C
03:00 p.m.	25°C
04:00 p.m.	24°C
05:00 p.m.	23°C
06:00 p.m.	22°C

Fuente: Propia

- **Temperatura Promedio:** 22.9°C
- **Humedad:** 54%
- **Precipitación:** 47 mm.
- **Probabilidad de lluvia:** 10%
- **Índice de UV:** 6

13.4.2. ACTIVIDADES ECONÓMICAS:

- La actividad agrícola es la que tiene mayor incidencia económica para el distrito, predominando los sembríos de maíz blanco, amarillo e híbrido.
- También se desarrollan actividades de ganadería extensiva y la Apicultura.
- Existe un pequeño sector a las afueras del distrito abocado a la elaboración de ladrillos.
- Negocios locales de comercio, venta chicha de Jora, miel de abeja entre otros.

13.4.3. TIPOS DE EDIFICACIONES:

- En su mayoría las casas son de Material noble, debido a la llegada del fenómeno del niño en 2016, donde se vieron afectadas cerca de 260 viviendas al punto de quedar en situación de derrumbe o inhabilitadas.
- Edificaciones estatales, dentro de la esta categoría vemos incluidos al municipio, comisarias, postas médicas y el mercado del distrito.
- Compañía eléctrica y oficinas de EPSEL.

13.5. MARCO TEÓRICO:

13.5.1. LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS

Son actividades ingenieriles realizadas con el propósito de determinar la configuración planimétrica y altimétrica de un terreno, o la posición de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre sobre la superficie de la tierra mediante un sistema de coordenadas. Por medio de un levantamiento en campo se obtienen los datos requeridos para poder representarlos gráficamente más adelante mediante un trabajo de gabinete.

A continuación, se mencionan algunos procedimientos y métodos más usados para el trazo de estas superficies.

13.5.1.1.MÉTODOS TAQUIMÉTRICOS

Definimos a la taquimetría, como la serie de actividades que establecerían la ubicación de ciertos puntos mediante el uso de coordenadas (Norte, Este) y su cota.

Este tipo de secuencia de actividades es usado para observar ciertos puntos de relleno y detalles no se necesita ser muy precisos.

A mediados de los 90, la topografía era realizada mediante el uso de teodolitos y miras verticales. Con la aparición de las estaciones totales, las cuales ofrecían costos reducidos, al igual que sus tamaños, y la posibilidad de programarlas, la taquimetría y el uso del teodolito tradicional quedaron relegados.

Con Estación Total

El uso de estación total, ofrece enormes ventajas en lo que a levantamientos topográficos respecta, el uso de un registro y la toma de datos de forma automática, evita que se presenten errores de anotación, cálculo y lectura durante la toma de datos, estos cálculos son realizados por medio de programas incorporados en el equipo.

Normalmente este registro y los datos son guardados en un formato ASCII, para después pasar a ser procesados por algún programa topográfico o algún diseño geométrico para su representación gráfica.

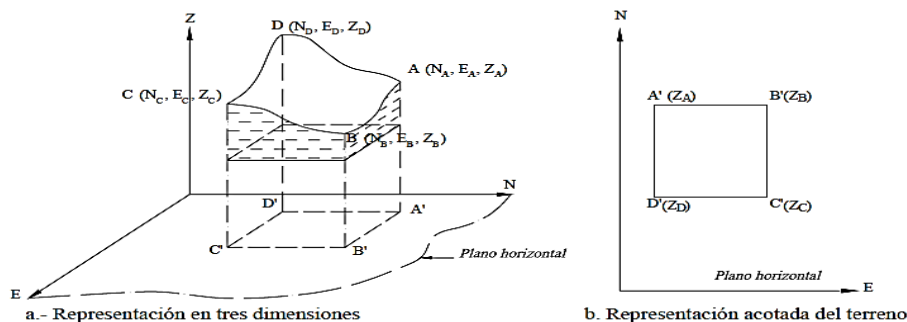
Generalmente estos datos son archivados en formato ASCII para poder ser leídos por diferentes programas de topografía, diseño geométrico y diseño y edición gráfica.

Representación Gráfica del Relieve del Terreno

El Plano acotado

Un lugar específico puede ubicarse perfectamente solo con el uso de sus coordenadas (norte, este y altitud), tal y como es mostrado en la siguiente ilustración.

Figura N° 55. Representación Gráfica de Ubicación por Coordenadas.



Fuente: Topografía Plana, Leonardo Casanova M.

Mediante el uso de coordenadas nos es posible ejecutar una representación gráfica de un espacio, en lo concerniente a su relieve, para esto, debemos ubicar una serie de puntos por medio de sus coordenadas, como realizar una representación tridimensional es bastante engorrosa y complicada como se muestra en la figura mostrada, con el objetivo de hacer este proceso más simple, normalmente es representado en un plano bidimensional, en el cual, haciendo uso de un sistema de coordenadas y la altitud de cada uno de los puntos es posible realizar una proyección.

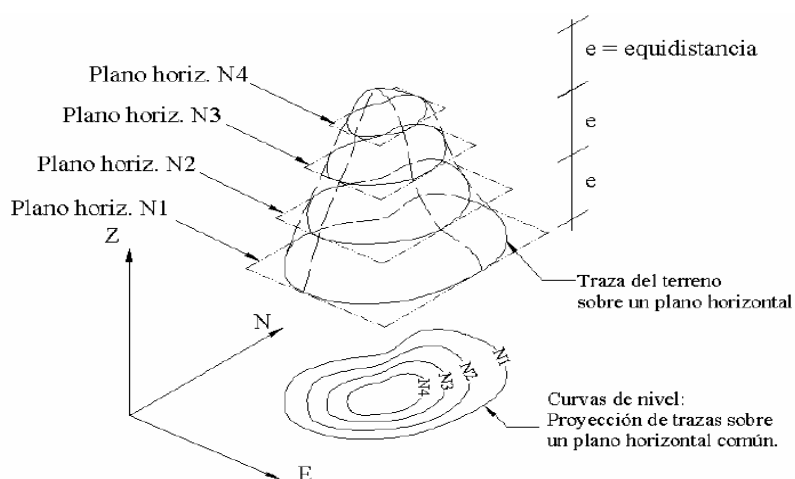
Las Curvas de Nivel

Se le conoce como el procedimiento con más uso para representar gráficamente las variaciones presentes en todo relieve natural, ya que nos permite establecer la elevación de cualquier punto del terreno, el trazo de un perfil longitudinal o transversal, el cálculo de las pendientes, o resaltar los accidentes geográficos que presente el terreno.

Podemos definir como “curva de nivel” a la presentación sobre un plano de una serie de puntos con una misma altitud, las cuales son unidas por una línea continua formando una figura que intercepta al plano en forma perpendicular

Si cortamos o interceptamos la superficie del terreno por diversos planos horizontales, cada uno con elevaciones diferentes y equidistantes entre sí, obtendremos un número igual de curvas de nivel las cuales al superponerse y proyectarse sobre un mismo plano, ofrecerán una representación gráfica del relieve del terreno. Podemos ilustrar la definición de curvas de nivel mediante el siguiente gráfico.

Figura N° 56. Representación Gráfica del Funcionamiento de las Curvas de Nivel.



Fuente: Topografía Plana, Leonardo Casanova M.

Equidistancia.

Se conoce como equidistancia al desnivel existente entre las curvas de nivel consecutivas, este desnivel debe ser necesariamente constante.

La equidistancia estará en función de la precisión y la escala, según lo requiera la envergadura del trabajo a realizar, en general se sugiere usar una equidistancia normal, la cual sería la milésima parte de la escala del plano utilizado.

13.5.1.2. MÉTODOS PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS CURVAS DE NIVEL

Después de realizar el levantamiento topográfico por cualquiera de los procedimientos descritos y una vez conocidas las coordenadas Este, norte, y la altitud de los puntos sobre la superficie del terreno, podemos proceder a elaborar el plano acotado

Como las curvas de nivel son líneas que unen los puntos con altitudes similares, y durante el levantamiento es muy improbable obtener altitudes enteras, haremos uso de un proceso de interpolación entre los puntos obtenidos en campo, para poder reconocer los puntos con cotas iguales.

Interpolar es un procedimiento lineal, ya que para determinar los detalles deben tomarse las elevaciones correspondientes a puntos de quiebre presentes en el terreno, por lo que las cotas presentan una variación uniforme entre puntos.

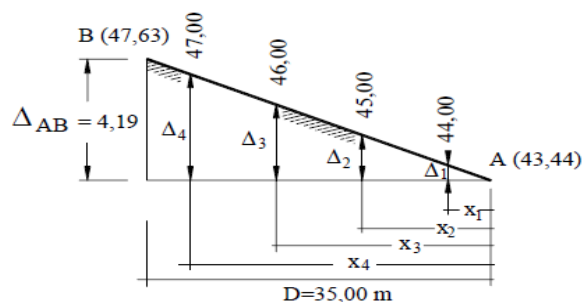
Cuando finalmente se ubicaron los puntos con igual altitud, se procede a unirlos mediante una línea continua, trazando una por una las curvas de nivel

Ahora presentamos los procedimientos más usados y con mayores utilidades prácticas para la interpolación, y la posterior ubicación de las cotas de valor entero.

Método Analítico

Este método se realiza a través de desniveles y distancias horizontales

Figura N° 57. Distribución de equidistancias en Método Analítico



La ecuación para el cálculo de los valores de x_i se reproduce a continuación,

$$x_i = (D/\Delta_t) * \Delta_i$$

en donde,

Δ_t = desnivel total entre los puntos extremos

D_t = distancia horizontal entre los puntos extremos

Δ_i = desnivel parcial entre el punto de cota redonda y el punto de menor cota

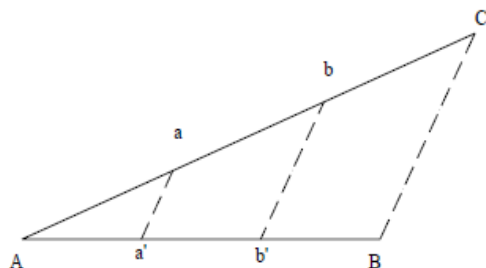
x_i = distancia horizontal entre el punto de menor cota y el punto de cota redonda a ser ubicado

Fuente: Topografía Plana, Leonardo Casanova M.

13.5.1.3. MÉTODO GRÁFICO

Este método se basa en el uso del teorema de Thales, procederemos a explicar su planteamiento: “Si varias rectas paralelas cortan dos líneas transversales, determinan en ellas segmentos correspondientes proporcionales”.

Figura N° 58. Elaboración de Curvas de Nivel de acuerdo al Método Gráfico.



En la figura 7.6 AB y AC son rectas transversales y aa' y bb' son rectas paralelas a CB , por lo tanto, según el teorema de Thales tenemos:

$$\frac{AC}{AB} = \frac{Aa}{Aa'} = \frac{Ab}{Ab'} = \frac{ab}{a'b'}$$

Este mismo principio es aplicado para ubicar puntos de cota entera entre dos puntos del plano acotado.

Figura 7.6. Representación gráfica del Teorema de Thales

Fuente: Topografía Plana, Leonardo Casanova M.

13.5.2. CARACTERÍSTICAS DE LAS CURVAS DE NIVEL

- Debido a la continuidad de la superficie terrestre, por consecuencia las curvas de nivel también tienen esa particularidad, así que todas son figuras cerradas, por ende, no deben interrumpirse a la hora de realizar su trazo.
- Las curvas nunca deben cruzarse o unirse entre sí, salvo ante la presencia de un risco o un acantilado, donde a vista de planta se cruzan, pero en altura no.
- La naturaleza de estas curvas evita que se bifurquen.
- La distancia entre una curva u otra refleja la existencia de una inclinación en el terreno. Una serie de curvas con poca separación indica pendientes fuertes, al contrario, curvas muy separadas son signo de pendientes suaves,
- Cuando existan curvas concéntricas cerradas, y las curvas vayan en orden de menor a mayor, significa que en ese lugar hay una colina, mientras que mayor a menor indica que existe una depresión.

13.5.3. LEVANTAMIENTO Y REPRESENTACIÓN DE SUPERFICIES

El procedimiento a seleccionar para la representación y el levantamiento de la superficie está en función de varios factores, los cuales son:

- Área y tipo de superficie a estudiar.
- Escala de plano.
- Equidistancia entre las curvas de nivel.

- Características y requerimientos según el tipo de proyecto.
- Disponibilidad de personal y equipo

Entre los tipos de procedimiento a seguir más empleados podemos mencionar.

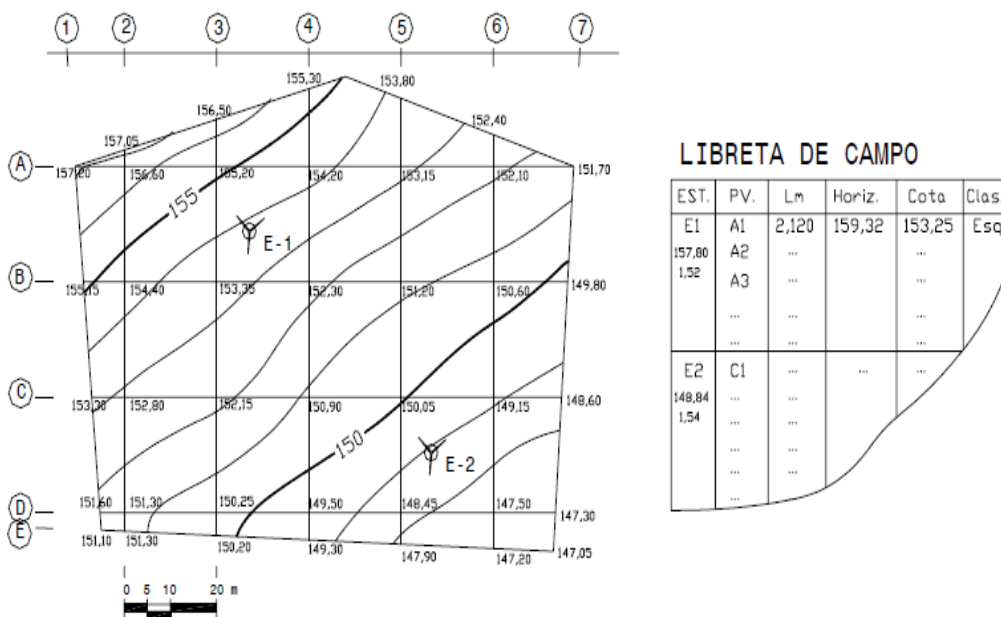
13.5.3.1. MÉTODO DE LA CUADRÍCULA

Es usado para levantamientos en áreas reducidas, para terrenos llanos y pendientes uniformes y sin presencia de mucha vegetación.

Este método implica el trazado sobre una superficie de un sistema de cuadrículas con lados de 5, 10 o 20 metros, haciendo uso de un teodolito o de un nivel de ingeniero, según el grado de precisión que requiera el proyecto.

Las intersecciones en las cuadrículas deben marcarse con estacas y estar debidamente identificadas por un sistema de letras y números.

Figura N° 59. Representación Gráfica, Método de Cuadrícula para Determinación de Curvas de Nivel



Fuente: Topografía Plana, Leonardo Casanova M.

Acto seguido debemos estacionar el nivel o teodolito en un lugar convenientemente ubicado, se sugiere que sea cercano al área que procederemos a levantar, es importante que puedan tomarse las lecturas hacia la mira en diversos puntos de intersecciones. Una vez que se conoce la altitud a la que está ubicada la estación y las lecturas tomadas de la mira, podemos proceder al cálculo de las cotas en las intersecciones.

Si se requiriera realizar un cambio de estación, es necesario calcular la nueva cota de la estación para evitar errores.

Al final, se procede con la elaboración de un plano acotado, mediante interpolaciones y el trazo de las curvas de nivel.

13.5.3.2. MÉTODO DE RADIACIÓN

Normalmente son usados en trabajos de campo para superficies que abarcan medíanas y grandes extensiones, mayormente en lugares que presentar un relieve accidentado con espesa vegetación.

El presente método está basado en una poligonal base que es levantado sobre sus vértices donde se realizamos radiaciones con el objetivo de poder obtener la ubicación de los detalles y los puntos de relleno.

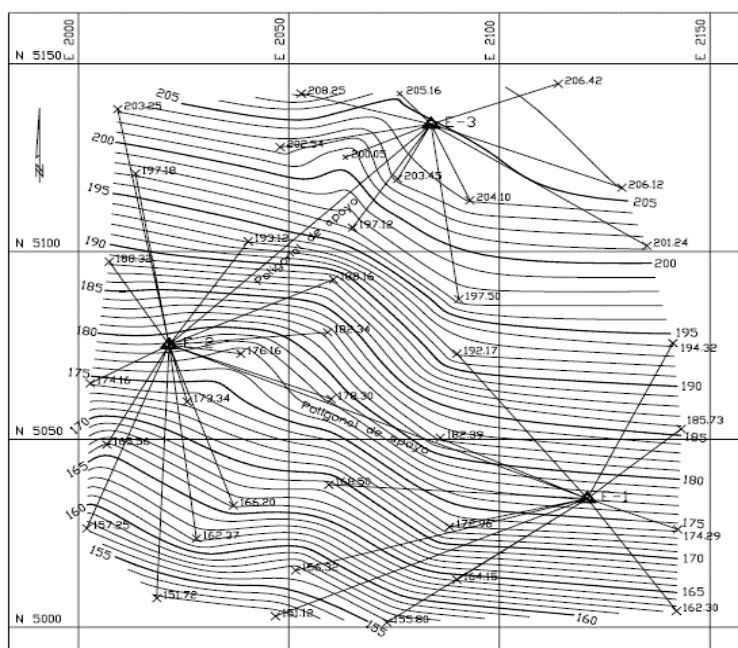
Los equipos que empleamos para trabajos topográficos por radiación a menudo son estaciones totales y prismas.

Si se crea conveniente el uso de mira y teodolito, deben anotarse los ángulos horizontales y verticales, con sus respectivas lecturas hacia la mira.

Al hacer uso de la estación total y primas, normalmente al tomar los puntos estos son grabados de manera automática en un formato ASCII, este archivo contiene las coordenadas y las cotas tomadas en una libreta electrónica.

A continuación, podemos observar la representación de un levantamiento por radiación el cual se apoya en las poligonales E1, 2 y 3

Figura N° 60. Método de Radiación, Determinación de Curvas de Nivel



Fuente: Topografía Plana, Leonardo Casanova M.

13.5.4. METODOLOGÍA DE OBSERVACIÓN

13.5.4.1. ORIENTACIÓN DE LA ESTACIÓN

Esta referido al proceso para programar el equipo de modo que el norte tenga una posición referencial dentro del equipo, ofreciéndole una orientación definida, a esto es lo que llamamos “tener el equipo orientado”, una vez orientado se puede hablar de “empezar el trabajo con el equipo orientado”.

La observación de los acimuts, puede hacerse partiendo de un punto arbitrario desde el punto magnético con el equipo, o también puede hacerse previamente una orientación desde un origen referencial

Indiferente a si se orientó o no el equipo, no representa ninguna variación en los resultados finales.

Es sumamente importe responder las siguientes interrogantes:

- ¿Cómo podemos orientar el equipo? cuando nos situamos en una situación normal, debemos usar más de una referencia; o sea cuando tenemos el acimut de varios puntos.
- Cómo calcular el grado de desorientación que tiene el equipo.

13.5.5. DATOS DE CAMPO

Los datos obtenidos usando el método de radiación son:

Acimuts y puntos radiados.

- Lecturas cenitales.
- Distancias.
- Altura instrumental.
- Altura de mira, a donde se lanzó la puntería.
- Describir brevemente el punto visado.

13.5.6. CROQUIZACIÓN Y NOMENCLATURA DE LOS PUNTOS

Conforme se adquieren datos del equipo, necesitamos elaborar un croquis en donde se vea reflejada la ubicación relativa de los puntos a considerar, los cuales deben ser numerados y sistematizados en forma correlativa.

13.5.7. CONTROL POR REFERENCIAS

Previo a tomar los datos con el equipo topográfico, debemos realizar una comprobación del mismo.

Como se discutió anteriormente debemos comenzar a recopilar la información mediante la observación de uno o varios puntos referenciales, lo cual nos permite adquirir la magnitud de la desorientación angular, por ende, podemos proceder al cálculo de los acimuts.

Conforme realizamos la recopilación de los datos, debemos hacer controles de forma sucesiva, visando nuevamente hacia varios puntos referenciales con el objetivo de comprobar si efectivamente, el equipo no sufrió desplazamiento alguno y por tanto, tener la certeza que el origen no sufrió variación alguna.

Si la reciente lectura hacia los puntos referenciales varia de la lectura tomada inicialmente en un rango que supera el tolerable, deberemos anular todos los registros desde el control hacia el punto referencial anterior.

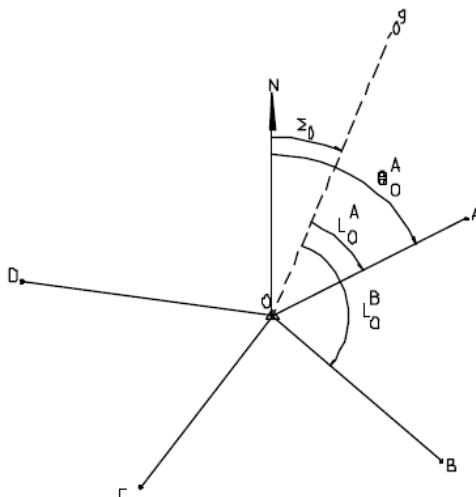
13.5.8. OBTENCIÓN DE COORDENADAS EN TOPOGRAFÍA: X, Y, H

13.5.8.1. CALCULO DE ACIMUTES:

• Con instrumento orientado.

Si el equipo fuera orientado hacia un punto referencial dentro del campo, las lecturas obtenidas serian directamente, los acimuts hacia los puntos que fueron radiados, no obstante, no debemos olvidar que en situaciones normales no trabajamos usando solo una referencia, y si este fuera el caso para obtener los acimuts, se debe realizar análogamente al caso descrito a continuación.

• Con instrumento desorientado.



en caso el equipo no haya sido previamente orientado en campo, las lecturas de los acimuts contarán con un origen arbitrario. se tendrá como datos previos el acimut de una de las direcciones que ya fueron visadas, usando este parámetro podemos concluir los acimuts restantes actuando como se detalla a continuación:

si es θ_a , por ejemplo, el acimut conocido de la dirección oa y la L_O^A , es la lectura que en la vuelta de horizonte se ha hecho sobre dicho punto a , la diferencia entre ambos valores será:

$$\Sigma_o = \theta_o^A - L_o^A$$

Por lo tanto, los acimuts restantes serán definidos por:

$$\theta_o^B = L_o^B + \Sigma_o$$

$$\theta_o^C = L_o^C + \Sigma_o$$

Una vez identificados los acimuts, y ya habiendo realizado el cálculo de las distancias reducidas, podemos obtener las coordenadas parciales del punto radiado respecto al punto de la estación; y con ellas las absolutas del punto radiado.

13.5.9. TRABAJO TOPOGRÁFICO

13.5.9.1. TRABAJO DE CAMPO

➤ RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

Comenzada la fase de reconocimiento de terreno se tuvieron ciertos criterios en cuenta, los cuales se enumerarán a continuación:

Primero; se dispuso la deliberación de las distintas ubicaciones de las estaciones de manera tal que se pueda ver claramente todo el terreno o la mayor parte de este. Además, se observó que la disposición de las estructuras y la inclinación del terreno natural del distrito de Íllimo abarcan junto con los detalles importantes los parámetros que definirán el tipo de sistema a usar dentro de nuestra red de agua potable y alcantarillado.

Segundo; se realizó la deliberación de la ubicación de los puntos, los responsables del levantamiento ubicamos la dirección del BM para poder obtener una cota referencial y así realizar el levantamiento.

Tercero; teniendo los puntos de referencia junto con la ubicación del BM ubicado dentro de la plaza de armas de Íllimo, el personal procedió junto con el plano de lotización al trazo del recorrido que se tomaría como plan de trabajo para nuestro levantamiento topográfico.

➤ RECURSOS Y MATERIALES EMPLEADOS

a) Mano de obra:

- Topógrafo (1)
- Portamira (2)
- Ayudante (2)

- Peones (2)

b) Materiales:

- **Plano de Lotización:** Haciendo uso del plano de lotización es posible marcar el recorrido y los puntos ya levantados durante el trabajo topográfico.
- **Pintura Roja:** Su uso es para marcar la ubicación de las estaciones y los puntos tomados, como referencia.
- **Estacas:** En caso no exista pavimento o una superficie donde se puede marcar con pintura es necesario el uso de estacas.
- **Comba:** Necesaria para la fijación de las estacas.

c) Equipos y Herramientas:

- **Estación total:** Para el presente proyecto, este equipo fue de vital importancia, ya que es el que cumple la mayor función y facilitó inmensamente el trabajo a comparación con uno realizado con teodolito, al contar con un microprocesador encargado del procesamiento automático de datos, nos arroja de manera inmediata las cotas, coordenadas, distancias o diferencia de altura de un punto con respecto a otro.



MODELO:

TOPCOM ES 105

NUMERO DE SERIE:

BS 2872

ULTIMA

CALIBRACIÓN:

22/09/2018

- **Trípode:** Su función es brindar soporte al equipo de medición, ya sea un teodolito, estación total o un nivel de ingeniero, es de operación sencilla, está compuesto por tres patas regulables que normalmente están hechas de madera o de aluminio, la altura a la que se regulan las patas estará en función de la altura y comodidad del operador, adicionalmente, el plato cuenta de un tornillo el cual logra la fijación del equipo al trípode.

- **Prisma:** diseñados para lograr el mayor alcance con la mayor precisión. Dicho instrumento esta enroscado a una tablilla de puntería de aluminio la cual sirve para que, en el momento de observar la estación total sea posible ubicar mejor al prisma y lanzar la lectura del punto donde se encuentra ubicado el porta prisma.
- **GPS:** Fue utilizado para tomar las coordenadas de las estaciones iniciales, así como la coordenada del BM.



MODELO:
GPSmaps 62

➤ PROCESAMIENTO DE DATOS:

Para procesar los datos obtenidos en campo, se hizo uso del software CIVIL 3D, al cual se exportó la nube de puntos recogidas por la estación total durante el levantamiento topográfico, con el fin de trazar las curvas maestras y secundarias como se muestra en el plano de curvas presentado en el presente proyecto.

13.6. CONCLUSIONES.

- El presente informe abarca el levantamiento topográfico para el mejoramiento y ampliación de los servicios de agua potable y saneamiento básico del Distrito de Íllimo, provincia y departamento de Lambayeque, El levantamiento topográfico fue llevado a cabo diariamente haciendo uso de equipos y herramientas descritos a continuación:
 - Estación Total TOPCON ES – 105
 - GPSmaps 62,

- Prismas.
- Cámaras fotográficas (Celulares)
- Pinturas y plano de lotización.

Para el procesamiento de datos se emplearon los siguientes softwares:

- “AutoCAD Civil 3D” para procesamiento de datos obtenidos en campo, trazo de curvas de nivel, perfiles longitudinales, pendientes, cálculo de área, etc.
 - La elaboración de planos finales a jurado se presentó con el uso del programa AUTOCAD como herramienta para dar formato y presentación.
- El replanteo del proyecto iniciará desde la Estación E=01 el cual se encuentra ubicada a unos metros de la captación.
 - Cada plano del Proyecto contiene planta, perfil longitudinal, detalles de estructuras existentes.
 - Se incluye un plano de Ubicación y Localización, con sus respectivos linderos.

XIV. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

14.1. INTRODUCCIÓN:

La Evaluación de impacto ambiental, es una serie de documentos de carácter técnico la cual permite realizar un diagnóstico o predecir, la evolución del medio antes y después de ser afectado por la realización de un proyecto, constituyendo por lo tanto una herramienta fundamental para el proyecto de “Ampliación y Mejoramiento del sistema de Alcantarillado y Agua potable con Drenaje pluvial en el distrito de Íllimo, Provincia y Departamento de Lambayeque” ya que permite obtener una propuesta técnica respetuosa con el medio Ambiente, a nivel de sus diferentes etapas: Pre-Inversión, construcción, operación, abandono de los sistemas propuestos. Buscando evitar los impactos negativos al Medio Ambiente, atenuando o mitigando los impactos negativos mediante Técnicas Adecuadas.

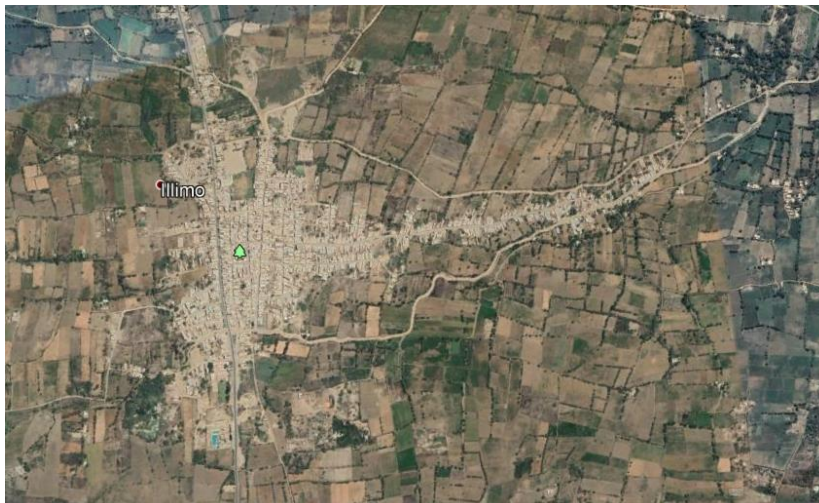
14.2. NOMBRE DEL PROYECTO:

“Ampliación y Mejoramiento del Sistema de Alcantarillado y Agua potable con Drenaje pluvial de la zona urbana del Distrito de Íllimo, Provincia y Departamento de Lambayeque”

14.3. UBICACIÓN POLÍTICA Y GEOGRÁFICA DEL PROYECTO:

El distrito de Íllimo, perteneciente a la provincia de Lambayeque, ubicado en el departamento homónimo, se extiende sobre la margen izquierda del río La Leche; a 37 km. Aproximadamente al norte de la ciudad de Chiclayo y presenta una altitud promedio de 53 m.s.n.m.

Figura N° 61. Vista Aérea del Distrito de Íllimo.



Fuente: Google Earth

El Proyecto consiste en la ampliación y el mejoramiento del sistema de Agua potable, Alcantarillado y Drenaje Pluvial urbano, para lo cual se hace necesaria la realización de

diferentes estudios los cuales garantizarán el éxito y la culminación del proyecto, entre ellos, la presente evaluación de impacto ambiental.

14.4. ÁREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO

Las actividades incluidas durante la ejecución, operación y mantenimiento del Proyecto, potencialmente, podrían repercutir en el estado situacional actual del ambiente, por lo que resulta fundamental definir y delimitar el área de influencia ambiental, Cabe señalar que una vez determinada el área de influencia del proyecto se podrán establecer las características propias de los factores ambientales que podrían resultar impactados.

Por tanto, para el presente Proyecto se definió el área de influencia ambiental correspondiente, definida como el espacio físico-geográfico, socioeconómico y cultural, donde las actividades del Proyecto pueden generar impactos, tanto positivos como negativos.

14.4.1. ÁREA DE INFLUENCIA AMBIENTAL DIRECTA

Previo a la evaluación del presente estudio es de suma importancia definir el área de influencia ambiental, con el fin de identificar las características ambientales que componen el medio existente, y con ello será posible establecer una línea base. Desde la cual se podrá diagnosticar el estado actual de la zona. El criterio utilizado para la identificación del área de influencia ambiental, es el reconocimiento del área donde se desarrollarán las actividades propias del Proyecto, desde la etapa de construcción hasta la de operación y mantenimiento, y los factores ambientales sujetos a sufrir alguna alteración causada por el mismo. Para ello se ha considerado necesario asumir los siguientes criterios:

- Repartimiento físico de los componentes del proyecto, tales como la infraestructura del sistema de agua potable, alcantarillado y la línea de agua proyectada para la elaboración del drenaje pluvial.
- Delimitación de la microcuenca donde será desarrollado el proyecto y dirección de los cursos de agua provenientes de la misma.
- Estado situacional actual de las redes de agua potable y alcantarillado existentes.

14.4.2. ÁREA DE INFLUENCIA AMBIENTAL INDIRECTA

Se entiende como área de influencia ambiental indirecta al espacio impactado indirectamente por las actividades desarrolladas para la ejecución de un proyecto determinado.

Los criterios adoptados para la determinación del área de influencia ambiental indirecta fueron:

- Impactos indirectos que podría generar el proyecto de ampliación y mejoramiento de las redes.

- Impacto indirecto de la implementación de la red de drenaje pluvial.
- Características de los componentes ambientales inherentes al proyecto.
- Facilidad de acceso al área circunscrita al proyecto.
- Divisoria natural.
- Trayectoria de los cursos de agua superficial.
- Disposición de las aguas residuales provenientes de la red de alcantarillado.
- Cuerpos receptores de agua que podrían ser afectados por descargas que vienen del área del proyecto.

Bajo los mencionados criterios se delimitó un área de influencia ambiental indirecta equivalente al distrito de Íllimo, el cual se desarrolla en una extensión territorial de 65.30 km² aproximadamente.

14.5. OBJETIVOS DE LA E.I.A

La evaluación de impacto ambiental contiene una serie de análisis los cuales son concordantes con los efectos sufridos por los componentes del medio natural del área donde se desarrollará el proyecto. El fin de tipo de estudios, es la identificación de dichos efectos para el planteamiento de soluciones para la anulación, mitigación o compensación de los impactos negativos producto de los procesos constructivos, por tanto, se contempla en el siguiente estudio los siguientes objetivos:

Objetivos generales:

- Recibir el respaldo y aprobación de la evaluación de impacto ambiental para las obras de infraestructura de carácter sanitario previstas por parte de las entidades gubernamentales correspondientes.
- Analizar los efectos sobre el medio ambiente de las obras previstas en el presente proyecto, donde se contempla, el mejoramiento y ampliación de los sistemas de agua potable e instalación del sistema de alcantarillado de acuerdo a las necesidades básicas y mejorar el nivel de vida de la población que se halla dentro del área de influencia del proyecto.
- La evaluación de impacto ambiental tiene como objetivo principal identificar, determinar y discutir los impactos positivos y negativos embebidos dentro de la ejecución y operación de un proyecto dado, desde la etapa de planificación, pasando por construcción y ejecución, hasta la etapa de operación y mantenimiento del mismo, de acuerdo a lo establecido por la normatividad vigente en materia ambiental.

- Plantear las medidas correctivas relacionadas a los impactos negativos sobre el medio ambiente inherente a la ejecución del proyecto, y sugerir actividades que potencie de los efectos positivos que se presentados por la ejecución del mismo.

Objetivos específicos:

- Diagnosticar el impacto ambiental por ámbito afectado según cada actividad contemplada dentro de la ejecución del proyecto mediante la matriz de Leopold.
- Realizar, Identificar, definir, evaluar y valorizar los impactos los posibles efectos, directos e indirectos por el desarrollo de las actividades de construcción, y operación del proyecto en las áreas de influencia ambiental.
- Plantear una serie de medidas y lineamientos de plan de manejo y gestión ambiental, correspondientes a las medidas de mitigación de impactos ambientales.
- Determinar las medidas que deberán ser incluidas en los diseños definitivos especificaciones y contratos de obra para evitar y/o mitigar los impactos ambientales negativos producidos por la ejecución del proyecto, así como la formulación de las medidas más convenientes para potenciar los impactos positivos que originará el proyecto.
- Coordinar de ser necesario, con el Instituto Nacional de Cultura (INC) para la obtención del certificado de no existencia de restos arqueológicos (CIRA)

14.6. TERMINOLOGÍA DE UTILIDAD

El Ambiente: Se entiende como el medio exterior rodea a todo ser viviente y determina su existencia. La siguiente definición se extiende también a los seres humanos, quienes también forman parte de él, al ambiente también se le suele llamar entorno, naturaleza, o medio ambiente.

Medio Ambiente: Puede definirse como el entorno en el que se desarrollan los seres vivos, está conformado por factores biológicos, estéticos, culturales y económicos los cuales interactúan entre sí, con los individuos y las comunidades inmersas en él.

Impacto Ambiental: Se le conoce como a las repercusiones de las actividades humanas sobre los factores ambientales, la definición es similar a los efectos de un fenómeno natural.

Comunidad: Hablando estrictamente en un sentido ambiental, está relacionado a las poblaciones, o comunidades presentes dentro de un área determinada. Las cuales conviven con

un medio abiótico funcionando simbióticamente como un ecosistema o también llamada sistema ecológico.

Ecosistema: Se define como la integración de los medios bióticos y abióticos dentro de un área determinada.

Contaminación: Es la presencia de componentes (elementos, sustancias, energías, sonidos o mezclas de ellos) en cantidades superiores a las establecidas dentro de los límites máximos permisibles establecidos por las autoridades ambientales pertinentes.

Calidad de Vida: Se refiere a la percepción del bienestar ambiental, físico y mental percibido por los participantes de un medio determinado, de manera sostenible

Ecología: Es una ciencia netamente biológica, la cual se encarga del estudio de la interacción entre seres vivos y el ambiente en el que se desarrollan.

Población: En un principio fue usado para referirse únicamente a un grupo de personas, sin embargo, en ecología la definición se extiende también a la inclusión de cualquier agrupación de individuos bióticos que ocupan un espacio y tiempo determinado.

Equilibrio Ecológico: Es un estado adquirido por un ecosistema después de cierta cantidad de tiempo, en el que tiende a evolucionar a una estabilidad y complejidad en el que se mantendría, hasta ser afectado por la actividad humana, la cual rompe este llamado equilibrio.

Bosque: Zona ecológica caracterizada por la existencia de flora y fauna, es deber de las autoridades la conservación y correcta disposición de esta zona, para evitar la pérdida de suelos, agua y medios naturales que puedan afectar la biodiversidad de la zona.

Agua: Cuerpo líquido, compuesto por hidrogeno y oxigeno con sustancias orgánicas y minerales, constituye uno de los medios y condiciones para el desarrollo de la vida, como fuente de nutrientes para flora y fauna. En nuestro país los cuerpos de agua más importantes son los ríos, acuíferos, lagos, lagunas, riachuelos, etc.

Biomasa: Total de materia orgánica presente en un ser vivo, se entiende por la concentración de proteínas, carbohidratos y componentes presentes en la composición de los seres bióticos.

Suelo: Se puede definir como la conformación de sedimentos resultado de la erosión de la capa superficial de la corteza terrestre, la cual se encuentra permanentemente expuesta al clima, a

esta conformación se adicionan los componentes orgánicos producto de la descomposición y desechos de los seres vivos.

Aire: Es una fracción determinada de la atmosfera, está formada por una amalgama de gases (nitrógeno, dióxido de carbono, oxígeno, entre otros), entre ellos el oxígeno es el componente indispensable para la supervivencia de los seres vivos, también es importante para la dispersión de esporas y semillas.

Flora: Se entiende por flora a las plantas (arbustos, pastos, arboles, algas, microorganismos), organismos que comparten el ecosistema con nosotros, actualmente se han registrado más de cuatrocientos mil especies que conforman el reino vegetal, son parte primordial del ecosistema, ya que juega un papel fundamental con la participación del suelo, siendo alimento para humanos y animales, por poder fabricar su propio alimento, la flora constituye la base de la vida pluricelular en la tierra.

Fauna: La fauna está enteramente constituida por los animales que constituyen el medio ambiente (reptiles, anfibios, peces, mamíferos, aves, microorganismos entre otros) dichas criaturas componen parte del medio ambiente, por lo que hacen uso de elementos que son requeridos para su supervivencia, entre plantas y otros animales.

Recursos Naturales: Son todos aquellos componentes que están incluidos dentro del medio ambiente, los cuales son aprovechados para la satisfacción de las necesidades de la sociedad (alimentación, vivienda, aprovechamiento energético, etc.) con miras al desarrollo socioeconómico, dichos recursos se clasifican entre renovables y no renovables.

Biodiversidad: La biodiversidad es la existencia de la gran variedad de especies entre flora y fauna, o de la variedad de ecosistemas concurrentes en un área determinada, en el Perú existe una extensa biodiversidad, estamos considerados como uno de los países más ricos en biodiversidad.

Geomorfología: Es la ciencia que tiene por objeto de estudio la descripción del manto terrestre, submarino y continental.

Microclima: Está definido como un grupo de condiciones climáticas presentes en un punto geográfico, el cual presenta una modificación.

14.7. MARCO NORMATIVO VIGENTE

El Marco legal, al cual compete a la evaluación de Impacto Ambiental, está relacionado por un grupo de normas generales, protocolos y guías específicas para medio ambiente, las cuales se detallan a continuación:

Constitución Política del Perú

Las normas legales presentes en la carta magna vigente, hacen hincapié en que las personas humanas tienen, el derecho a desarrollarse dentro de un ambiente equilibrado y adecuado, como parte de un crecimiento sostenible.

En la realidad nacional el derecho a un ambiente de desarrollo sostenible se encuentra contemplado como un derecho fundamental en el numeral 22° del Artículo 2° de la constitución Política del Perú. Asimismo, la Ley N° 28611 – Ley General del Ambiente, clasifica dicho derecho con carácter irrenunciable, sin embargo, también señala que viene acompañado del deber de preservar el ambiente; por lo tanto, se establece que toda persona tiene el derecho irrenunciable a gozar de un entorno ecológicamente equilibrado y adecuado para el desarrollo de la vida, pero también tiene el derecho de conservar dicho ambiente.

Ley N° 28611 Ley General del Ambiente.

Esta ley fue reemplazo al antiguo código del medio Ambiente y Los Recursos Naturales, la cual fue aprobada mediante Decreto Legislativo N°613. Dicho código fue la primera prueba para la agrupación y sistematización de las competencias relacionadas a la regulación ambiental.

Esta ley toma los estatutos internacionales de conservación y protección ambiental, el uso de los recursos naturales, el daño medioambiental, entre otros. Hoy en día la gestión ambiental del país, esta supervisado por el Ministerio del ambiente.

Ley de evaluación de Impacto Ambiental para obras y actividades (Ley N° 26786)

Promulgada el 12 de Mayo del 2001, donde el Artículo 1, es una modificación del Artículo 51 de la “Ley Marco para el Crecimiento de la Inversión Privada” donde las autoridades correspondientes al sector deben informar al Consejo Nacional del Ambiente (CONAM) respecto a las diligencias a desarrollarse en el área, que podrían representar un riesgo de contaminación del medio ambiente o el deterioro del mismo, y que los obliga a presentar una evaluación de impacto ambiental antes de la ejecución de cualquier proyecto.

Por tanto, las actividades a realizarse deben respetar los parámetros y límites máximos permisibles de Impacto Ambiental Acumulado; y las propuestas señaladas anteriormente deberán ser aprobadas por el Consejo de Ministros con un Decreto Supremo y la opinión técnica de los organismos fiscalizadores competentes de la política ambiental nacional.

Código del medio ambiente y de los recursos naturales.

Promulgado el 8 de Setiembre de 1990, señala que en todo proyecto deben estar contemplados, Estudios de Impacto Ambiental (EIA). La función principal de este código se centró en llenar los vacíos existentes en el ámbito legal y permitió la posibilidad que normas predecesoras, se vuelvan instrumentos importantes para una gestión de impacto ambiental adecuada. Adicionalmente hace mención de los mantenimientos ecológicos esenciales, la preservación de la diversidad y el uso sostenible de las especies, ecosistemas y los recursos renovables naturales en general, y tiene carácter obligatorio.

En el capítulo I, artículos 1 y 2 de la política ambiental, menciona: “La política ambiental tiene como objetivo la protección y conservación del medio ambiente y de los recursos naturales a fin de ser posible el desarrollo integral de la persona humana a base de garantizar una adecuada calidad de vida”.

En el capítulo III, los artículos 9, 10 y 13, dicen:

Artículo 9. “En el estudio de Impacto ambiental, mencionaran las diferentes actividades que ha de realizarse y de los posibles efectos que ocasionarían, ya sea directa o indirectamente dicha actividad, en el medio ambiente físico y social a corto y largo plazo, así como la evaluación técnica de los mismos. Deberán indicar igualmente, las medidas necesarias para evitar o reducir el daño a niveles tolerantes, e incluirá un breve resumen del estudio para efectos de su publicidad”.

Artículo 10. “Los Estudios de Impacto Ambiental solo podrán se elaborados por las instituciones públicas o privadas debidamente calificadas y registradas ante la autoridad competente. El costo de su elaboración es de cargo del titular del proyecto o actividad”.

Artículo 13. “A juicio de la autoridad competente, podría exigirse la elaboración de un Estudio de Impacto Ambiental para cualquier actividad en curso que esté provocando impactos negativos en el medio ambiente, a efectos de requerir la adopción de las medidas correctivas pertinentes”.

Ley Marco para el crecimiento de la inversión privada

Promulgada mediante Decreto Legislativo N° 757 del 08/11/91, fue una publicación posterior al Código del Medio Ambiente, incluye modificaciones importantes en los artículos de su predecesora, con la finalidad de otorgar una armonía a las inversiones de carácter privado, para el desarrollo económico y la conservación del medio ambiente, modifica sustancialmente varios artículos de éste, básicamente se centra en el desarrollo sostenible.

Ley General de Aguas: Decreto Ley N° 17752

El Título II de dicha ley, en el Artículo 22 (Cap. II) hace mención a la prohibición del vertido de residuos sólidos, líquidos o gaseosos que puedan alterar la calidad de agua o ser perjudiciales para la salud de los usuarios de dicho cuerpo de agua, como consecuencia de verter o emitir cualquier sustancia nociva poniendo en peligro los recursos hídricos de los causes afectados; así como, perjudicar el desarrollo estándar de la flora y fauna. Así mismo, señala que los afluentes deben presentar un tratamiento con el fin de estar dentro de los límites máximos permisibles.

Código Penal

Título XIII Delitos Contra la ecología en su capítulo Único, dice:

Artículo 304. “El que infringiendo las Normas sobre protección del Medio Ambiente la contamine vertiendo residuos sólidos, líquidos, gaseosos o de cualquier otra naturaleza por encima de los límites establecidos y que causan o puedan causar perjuicio o alteraciones en la flora, fauna y a recursos hidrobiológicos, será reprimido con pena privativa de libertad no menor de uno, ni mayor de tres años o con ciento ochenta a trescientos sesenta y cinco días – multa”.

Sistema Nacional de Evaluación del Impacto Ambiental, ley N° 27446

Artículo 1. Objeto de la Ley

La presente ley tiene por objeto:

- Instaurar el Sistema Nacional de Evaluación del Impacto Ambiental (SEIA), concebido como un sistema de identificación, para la prevención, control, supervisión, corrección de los impactos negativos resultantes de la participación humana.

- Establecer un proceso uniforme el cual comprendería ciertas etapas y requerimientos, además de los alcances con los que deberían contar las evaluaciones de impacto ambiental de los proyectos de inversión.
- Establecer los lineamientos que asegurarían la colaboración ciudadana en el proceso inherente a la evaluación de impacto ambiental.

Artículo 2. Ámbito de la Ley

Para el ámbito de aplicación de esta ley, los proyectos de inversión privados y públicos, los cuales impliquen acciones, estructuras u obras que puedan ocasionar impactos ambientales negativos, según el reglamento de esta ley.

Ley Orgánica de Municipalidades Ley N° 23853

Artículo 66. Es responsabilidad de los Municipios en lo respectivo a salud, población y saneamiento ambiental.

- Regular y fiscalizar todas las actividades afines con el saneamiento ambiental.
- Propagar programas de educación ambiental al público en general.
- Regular y fiscalizar la limpieza, higiene, salubridad en colegios, piscinas, playas y lugares públicos en general.
- Incentivar campañas de reforestación.
- Instalar dar mantenimiento a los servicios higiénicos y baños públicos.
- Implantar medidas de control de ruido para el tránsito en las vías urbanas y rurales.
- Ejecutar el servicio de limpieza pública, ubicar un área de disposición final adecuada y gestionar un adecuado tratamiento de los residuos.
- Fiscalizar la sanidad animal.

Ley sobre la Conservación y aprovechamiento sostenible de la diversidad biológica. Ley N° 26839

Artículo 3. En el marco del crecimiento sostenible, el mantenimiento y el uso sostenible de los recursos biológicos implica:

- a) La Conservación de la diversidad de ecosistemas, especies y genes, además del mantenimiento de los procesos ecológicos fundamentales para la supervivencia de las especies.
- b) Invitar y promover la colaboración justa de los beneficios derivados del uso de la diversidad biológica.
- c) Incentivar la investigación y la participación para la investigación de tecnologías que pudieran jugar un papel fundamental en la conservación del medio ambiente.
- d) Promover el crecimiento económico nacional basado en el uso sostenible de los elementos que componen la diversidad biológica, promoviendo una participación del sector privado para estos propósitos.

Ley de Áreas Naturales Protegidas. Ley N° 26834

Artículo 3. Se centra en la protección de las Áreas Naturales Protegidas, exceptuando las Áreas de Conservación Privada, se instituyen con carácter definitivo. La modificación legal de las mismas, pertenecientes al Sistema Nacional de Áreas Naturales Protegidas – SINANPE, sólo podría ser aprobada por Ley.

Las áreas naturales protegidas pueden ser:

- a) Las que conforman el SINANPE (Sistema Nacional de Áreas Naturales Protegidas).
- b) Las de administración regional, también llamadas áreas de conservación regional.
- c) Las de conservación privada.

14.8. SELECCIÓN DEL PROCESO

La selección es el proceso para determinar si un proyecto requiere o no una Evaluación de Impacto Ambiental (EIA) a gran escala y el nivel al cual debe ocurrir esa evaluación.

La selección ambiental es de responsabilidad del proyectista del expediente técnico, y está estrictamente vinculado al manejo de una gama de opciones de una acción propuesta y a la elección de la alternativa óptima con menos implicancias ambientales negativas.

El proceso se debe evaluar considerando lo siguiente:

- La cantidad de impactos que pueden acarrear, sean beneficiosos o adversos.

- El grado en que la acción propuesta pueda resultar perjudicial para la salud y la seguridad pública.
- Peculiaridades del área geográfica afectada tales como la proximidad a patrimonios históricos culturales, parques, tierras de uso agrícola, cuerpos de agua o zonas ecológicamente críticas.
- La magnitud de las posibles repercusiones sobre el entorno humano es inciertas o implican riesgos desconocidos.
- El efecto de las acciones, y su posible conversión en un precedente para futuras acciones con efectos importantes, o ser importante para la toma de una decisión sobre un problema futuro.
- La magnitud en la que una acción determinada podría afectar de manera negativa a distritos, carreteras, estructuras o lugares históricos que puedan causar pérdidas o destrucción de recursos culturales, históricos o científicos.

14.9. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL PROYECTO (LÍNEA BASE)

Se debe considerar que el ambiente relacionado con el Proyecto, se puede caracterizar esencialmente como un ambiente físico (componentes de suelo, aire, agua, sedimentos, entre otros) en el que existe y se desarrolla una biodiversidad (componentes de flora y fauna), así como un ambiente socioeconómico con sus evidencias y manifestaciones culturales.

14.10. AMBIENTE FÍSICO

14.10.1. GEOLOGÍA

La mayoría del territorio comprendido por la región Lambayeque corresponde a materiales recientes procedentes de la edad cuaternaria, con una antigüedad aproximada por debajo del millón de años. Mientras que, al sureste de la región, podemos apreciar la aparición de rocas sedimentarias metamórficas e ígneas con un rango geocronológico entendido entre el Pre - cambriano y el Pleistoceno Reciente.

Las formaciones con más antigüedad componen un complejo metamórfico ígneo desarrollado durante el metamorfismo regional el cual formó el complejo del Marañón hacia el Este y la Formación Olmos en la Costa.

En el periodo Cretácico fueron depositados las areniscas, calizas y lutitas procedentes de las formaciones Tinajones, Inca, Chulec, Pariatambo, Chimú y Pulluicana, que son expresiones de las transgresiones y regresiones marinas que datan de hace cien millones de años. La relativamente reciente actividad volcánica dio como producto que estos materiales se combinen

y conformen depósitos continentales del tipo volcano-sedimentario similares a los de la Formación La Leche en la faja costera y la Formación Oyotún.

En los inicios del Eoceno superior, la mencionada cuenca brotaría constituyendo la cordillera que hoy tenemos presente en la costa actualmente conformada por los cerros Amotapes y la isla de Lobos de Tierra. La actividad volcánica presente en la en el mencionado periodo fue intensidad moderada, está constituida por andesitas y dacitas de las formaciones Llama, Porculla y Huambos. Zanjando a la serie explicada podemos encontrar stocks y formaciones batolíticas de rocas intrusivas y subvolcánicos de edad Cretáceo superior-Terciario inferior; cómo podemos observar en el flanco oeste dentro de la cordillera occidental.

Durante el cuaternario, la región fue objeto de movimientos eustáticos que derivaron en el depósito de componente de origen eólico, fluvial y aluvial, y a la aparición de geoformas propias de la región, como los tablazos.

14.10.2. SUELOS

El suelo del distrito de Íllimo es relativamente llano, interrumpido la presencial algunos cerros, lomas y dunas. Su extensión territorial es de 67.30 km².

14.10.3. CLIMA Y METEOROLOGÍA

En la costa norte del Perú, el clima en condiciones normales puede describirse como templado, es decir se diferencian las estaciones sin cambios abruptos, sin embargo, lluvias abundantes entre los meses de diciembre a abril, meses de ocurrencia de las mayorías de desastres, adicionalmente al fenómeno del niño, el cual cuenta con un periodo de retorno de 15 años aproximadamente.

Para la caracterización del clima en el área de estudio nos centramos principalmente en el análisis de ciertos parámetros tales como: humedad relativa, temperatura, vientos y precipitaciones. Estos factores son descritos a continuación:

1. TEMPERATURA

La ciudad de Íllimo en condiciones normales presenta temperaturas que pueden variar entre los de 32 °C como máximo y 14 °C como mínimo anualmente. La temperatura es variable dependiendo de la estación y se ve influenciada por el fenómeno El Niño.

2. HUMEDAD RELATIVA

La humedad relativa, es obtenida en función de la interacción entre la temperatura de bulbo húmedo, la temperatura de bulbo seco y el diagrama de Molliere, en el área de influencia presenta variaciones entre el 50 – 90 %.

3. PRECIPITACIÓN

En el distrito de Íllimo al igual que en toda la región norte del país las precipitaciones no se presentan con regularidad, pues la gran parte del año no llueve considerablemente; sin embargo, el régimen pluviométrico se ve notablemente alterado en años extraordinarios estando asociado directamente a la presencia del fenómeno del Niño, en estos años la magnitud de las lluvias sufre un incremento considerable.

4. VIENTOS

El anticiclón del Pacífico del Sur, determina la presencia de los vientos alisios del sureste. La dirección e intensidad de los vientos depende principalmente de la posición en que se encuentren el anticiclón de la hora y la estación del año. Aproximadamente el 90% de los vientos de Suroeste.

14.10.4. HIDROLOGÍA

El río La Leche es originado en Incahuasi, tiene como afluente al Río Sangana al cual se le considera como su afluente más importante. Cuenta con una cuenca colectora con un área aproximada de 1,609 km². Aguas abajo confluye con el afluente del río Motupe en el lugar conocido como “Las Juntas”, dando así formación al río Mórrope, el cual atraviesa el distrito del mismo nombre, llevando agua sólo en los años donde hay mucha lluvia. Normalmente, al Oeste de Batán Grande el cauce del río La Leche se mantiene seco la mayor parte del año y en algunos casos aún en épocas de lluvia no tiene agua, relleniéndose de arena y desechos, en partes hasta desaparecer.

14.10.5. AMBIENTE BIOLÓGICO

La costa del departamento de Lambayeque tiene como ambiente predominante al desierto, el cual puede caracterizarse como un ambiente hostil, sin embargo, se han amoldado ciertas especies de animales y plantas propias de condiciones agrestes como los cactus, escorpiones y ciertas especies de serpientes. La sequedad del medio desértico es interrumpida por tramos debido a la presencia de ríos que nacen en las alturas de la sierra. Los cuales a pesar de no

presentar un caudal considerable y mantener un régimen irregular, cumplen la función de irrigar fértiles valles, lo cual da como resultado una fauna más variada.

Ciertas especies de árboles, como el zapote y el Algarrobo, se adaptaron a las dificultosas condiciones de la serranía lambayecana formándose amplios bosques. Desgraciadamente, la sobreexplotación de estas especies por la industria del carbón, los ha reducido a una parte de lo que eran. Dichos bosques están ocupados por diversas especies de aves endémicas de la zona como el huerequeque y la pava aliblanca; mamíferos como el oso de anteojos o el zorro gris entre otras clases de animales. Dirigiéndonos hacia el este, a una mayor altura, la flora y fauna cambian, surgiendo especies como el huaylulo y la taya, ambos árboles propios de la Cordillera de los Andes.

14.10.6. MEDIO SOCIOECONÓMICO

La principal actividad económica es la agricultura, se siembra maíz blanco, amarillo e híbrido, el fríjol, la alfalfa, y el loche como principales cultivos. También tiene una pequeña ganadería extensiva, apicultura, producción de ladrillos, elaboración de jora para chicha y otros. Con respecto al indicador de esperanza de vida al nacer, los pobladores del distrito de Íllimo podrían alcanzar una edad de 70.3 años.

Por otra parte, el indicador de escolaridad secundaria refleja que el 82.6% de la población en edad escolar, comprendida en el grupo de edad de 12 a 18 años asiste a algún centro educativo; situando al distrito de Íllimo en el sexto lugar a nivel de provincia de Lambayeque y de la misma manera con respecto al logro educativo alcanzado. Finalmente, el ingreso per cápita de las familias del distrito de Íllimo alcanza S/. 369.5 al mes, permitiéndoles tener acceso al consumo de bienes. Este hecho ubica al distrito de Íllimo en el quinto lugar a nivel de la Provincia de Lambayeque.

14.11. IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE IMPACTOS

La caracterización de impactos ambientales está basada en la identificación y evaluación de los potenciales impactos ambientales; la cual constituye una de las secciones más relevantes dentro del estudio de impacto ambiental, dado que permite identificar y establecer con un cierto grado de precisión los potenciales impactos que se producirán en el medio físico, biológico, social y de interés humano, a raíz de la ejecución de las diferentes actividades durante el ciclo de vida del proyecto.

14.11.1. IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS

En el presente estudio se consideró como metodología de identificación de impactos el Análisis Matricial Causa-Efecto, adecuándola a las condiciones de interacción entre las actividades del proyecto y los factores ambientales, permitiendo identificar los impactos generados por el proyecto sobre su entorno. Para ello se ha considerado identificar los impactos para cada una de las principales actividades que comprende el proyecto.

A continuación, se detallan las actividades, procesos y/u operaciones que podrían generar impactos ambientales en el entorno de acuerdo a la etapa de construcción, operación y cierre del Proyecto.

Tabla N° 104. Actividades del Proyecto según Etapas

N°	ETAPA	ACTIVIDAD
1	Construcción	Obras provisionales
2		Trazo, Nivelación y Replanteo
3		Almacén
4		Transporte y Movimiento de Maquinaria
5		Excavación
6		Eliminación de Material Excedente
7		Excavación Masiva
8		Eliminación de Material Excedente
9		Construcción de accesorios para el sistema de agua potable
10		Encofrado y Desencofrado de Buzones
11		Transporte las Tuberías PVC
12		Instalación de Redes
1	Operación y mantenimiento	Mantenimiento de Redes
2		Mantenimiento y Operación de Lagunas de Oxidación
3		Mantenimiento de Tanque Elevado
1	Cierre	Demolición de estructuras de concreto
2		Desmantelamiento de estructura
3		Nivelación de las áreas disturbadas
4		Cobertura y revegetación

Fuente: Propia

Una vez identificadas las actividades del proyecto, en una matriz de doble entrada, se identifican las posibles interacciones que resultarán a causa de las actividades del proyecto, con respecto a su entorno. Luego se procede a definir estas interacciones, y es así como se obtienen los impactos ambientales.

A continuación, se presentan la matriz de interacción entre las etapas del proyecto y los componentes ambientales por componente.

Tabla N° 105. Matriz de Identificación de Impactos Ambientales

Etapa	Medio	Componente	Aspectos ambientales	Impactos ambientales	
CONSTRUCCIÓN	Físico	Aire	Calidad de Aire	Alteración de la calidad del aire por generación de material particulado	
			Polvo y Humos	Alteración de la calidad del aire por generación de emisiones gaseosas y vapores	
			Nivel de Ruido	Incremento del nivel sonoro	
		Agua	Aguas Superficiales	Riesgo de alterar la calidad del agua superficial	
			Aguas Subterráneas	Riesgo de modificar el flujo de agua superficial	
		Suelo	Relieve y Topografía	Riesgo de alterar el relieve y la topografía existente	
			Contaminación (Física, Química, Microbiológica)	Posible contaminación por derrame de combustibles o aceites en la ejecución	
			Capacidad Agrícola	Riesgo de erosión y estabilidad del suelo	
			Drenaje Superficial	Posible afectación de la capacidad de drenaje del suelo	
			Compactación y Asiento	Modificación del relieve	
		Biológico	Ecosistema	Movilidad de Especies	Traslado de especies de ser necesario
				Pautas de Comportamiento	Posibles afectaciones al comportamiento de la fauna
	Flora		Cubierta Vegetal	Eliminación de la cubierta vegetal por excavación	
			Cultivos	Afectaciones a los cultivos cercanos al área de trabajo	
	Fauna		Diversidad de Especies	Afectaciones a la fauna y flora de la zona	
			Hábitats Faunísticos	Perturbación a hábitats de la fauna silvestre	
	Paisaje Intrínseco		Naturaleza y Espacios Abiertos	Afectación de los paisajes existentes	
			Pastos	Desbroce de pastos en la zona de trabajo	
			Agricultura	Afectaciones por la presencia de lagunas de oxidación	
	Inter visibilidad		Potencia de Vistas	Eliminación y tala de arboles	
		Incidencia Visual	Vista de tajos abiertos que afectan el paisaje		
	Socioeconómico y cultural	Estructura de Ocupación	Estilo de Vida	Incremento de la PEA ocupada	
			Salud y seguridad ocupacional	Protección de los trabajadores involucrados	
			Empleo	Mejoras de las condiciones de vida de la población	
			Densidad Poblacional	Posible crecimiento poblacional en la zona	

OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	Físico	Aire	Calidad de Aire	Alteración de la calidad del aire en las zonas cercanas a las lagunas de oxidación	
			Polvo y Humos	Presencia de polvos y humos en las fases de mantenimiento de redes	
			Nivel de Ruido	Incremento del nivel sonoro durante el mantenimiento	
		Agua	Aguas Superficiales	Riesgo de infiltraciones de aguas servidas	
			Aguas Subterráneas	Riesgo de contaminación por rupturas	
		Suelo	Relieve y Topografía	Sin riesgos	
			Contaminación (Física, Química, Microbiológica)	Posible contaminación por rupturas en las tuberías de las redes	
			Capacidad Agrícola	Riesgo de erosión y estabilidad del suelo	
			Drenaje Superficial	Posible afectación de la capacidad de drenaje del suelo	
			Compactación y Asiento	Asentamientos diferenciales por filtraciones	
		Biológico	Ecosistema	Movilidad de Especies	Sin riesgos
				Pautas de Comportamiento	Afectaciones cercanas a las lagunas de oxidación
	Flora		Cubierta Vegetal	Eliminación periódica de la cubierta en las lagunas	
			Cultivos	Sin riesgos	
	Fauna		Diversidad de Especies	Sin riesgos	
			Hábitats Faunísticos	Sin riesgos	
	Paisaje Intrínseco		Naturaleza y Espacios Abiertos	Sin riesgos	
			Pastos	Desbroce de pastos en la zona de trabajo por mantenimiento	
			Agricultura	Crecimiento de Agricultura por dotación de agua	
	Intervisibilidad		Potencia de Vistas	Sin riesgos	
			Incidencia Visual	Vista de tajos abiertos por mantenimiento	
	Socioeconómico y cultural		Estructura de Ocupación	Estilo de Vida	Mejora en la calidad de vida de los pobladores
		Salud y seguridad ocupacional		Protección del personal de operación y mantenimiento.	
		Empleo		Contratación para mantenimiento y operación	
Densidad Poblacional		Sin riesgos			

OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	Físico	Aire	Calidad de Aire	Alteración de la calidad del aire por demolición de estructuras existentes
			Polvo y Humos	Presencia de polvos y humos en las fases de demolición
			Nivel de Ruido	Incremento del nivel sonoro por demolición y retiro
		Agua	Aguas Superficiales	Riesgo de infiltraciones de aguas residuales en redes
			Aguas Subterráneas	Riesgo de contaminación por derrame de aceites
		Suelo	Relieve y Topografía	Sin riesgos
			Contaminación (Física, Química, Microbiológica)	Posible contaminación por derrame de combustibles o aceites en el desmontaje
			Capacidad Agrícola	Disminución abrupta por falta de agua
			Drenaje Superficial	Sin Riesgos
			Compactación y Asiento	Compactación del área donde hubo movimiento de tierras

OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	Biológico	Ecosistema	Movilidad de Especies	Restitución de Especies en el área de lagunaje
			Pautas de Comportamiento	Restitución de flora y fauna
		Flora	Cubierta Vegetal	Plan de reforestación del área
			Cultivos	Disminución por falta de agua
		Fauna	Diversidad de Especies	Restitución de flora y fauna
			Hábitats Faunísticos	Restitución de hábitats cercanos
		Paisaje Intrínseco	Naturaleza y Espacios Abiertos	Restitución de área natural afectada
			Pastos	Crecimiento de pastos por abandono del área de trabajo
			Agricultura	Disminución de actividad agrícola
		Intervisibilidad	Potencia de Vistas	Sin riesgos
	Incidencia Visual		Beneficio paisajístico por colocación de flora y fauna	
	Socioeconómico y cultural	Estructura de Ocupación	Estilo de Vida	Evaluación de restitución de un nuevo servicio
			Salud y seguridad ocupacional	Protección del personal de demolición y desmontaje
			Empleo	Contratación para retiro y demolición.
			Densidad Poblacional	Sin riesgos

Fuente: Propia

14.11.2. METODOLOGÍA

La metodología para el proceso del presente estudio es el análisis mediante la Matriz de Leopold Modificada, la cual fue adaptada a las necesidades y objetivos del proyecto y a los componentes ambientales involucrados para su desarrollo; por lo tanto se ha elaborado la matriz de identificación de impactos con la evaluación de la importancia de cada uno de ellos en las diferentes etapas de ejecución del proyecto, estimados conforme a los criterios de evaluación de acuerdo al método Conesa Simplificado, el cual propone los rangos según la naturaleza, persistencia, sinergia, extensión, reversibilidad, periodicidad, intensidad, efecto, momento y recuperabilidad del impacto. El impacto se entiende por el efecto de una acción directa o indirecta, el cual afecta un componente ambiental implicado o expuesto en una situación y tiempo dado, por otra parte, la naturaleza del impacto queda establecida principalmente por dos factores: su valor y su signo; ambos, quienes, en compañía del tiempo y espacio, determinan las circunstancias para poder proponer las medidas de reducción, mitigación y/o prevención ambiental.

La evaluación de los impactos finalmente concluye con la obtención de las variables en función de las cuales se podrá establecer un plan de manejo ambiental adecuado, donde se resumen los efectos directos e indirectos que podrían ocurrir por la presencia del proyecto, a corto y largo plazo, ya sean mitigables o no mitigables, para todos y cada uno de los componentes ambientales identificados, estos serán propuestos más adelante en el plan de manejo ambiental.

14.12. EVALUACIÓN

A continuación, se presenta la matriz de Leopold correspondiente a la evaluación realizada para cada etapa del proyecto

14.13. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS:

Después de la caracterización y cuantificación de los impactos ambientales inherentes a las actividades del proyecto, podemos visualizar un panorama más claro de sus potenciales efectos y consecuencias sobre el medio natural presente logrando calcular dichos impactos. Los resultados de nuestra evaluación son presentados a continuación:

- Con el uso de la Matriz de Leopold es posible identificar los aspectos ambientales más críticos para así poder priorizar durante la elaboración del Plan de Manejo Ambiental.
- Las actividades con mayores repercusiones sobre el medio ambiente del proyecto, desde la perspectiva de los impactos negativos generados, son las actividades de movimiento de tierras la construcción de estructuras de concreto, esto se debe a que en este lapso se realizarán actividades relacionadas al corte y relleno de material suelto, uso de maquinaria pesada y equipos de perforación, el otro es la construcción de buzones y la rehabilitación de las lagunas de oxidación ya que estas actividades son impactantes porque son notorios los cambios en el medio ambiente y el paisaje

14.13.1. EVALUACIÓN DE IMPACTOS NEGATIVOS POR ACTIVIDADES REALIZADAS POR EL PROYECTO:

- ***Trabajos Preliminares (-15)***

Conforme a la evaluación los trabajos correspondientes a las actividades de Trabajos Preliminares si bien tienen un impacto negativo es mínimo con mayor incidencia negativa en la partida de obras preliminares, debido a las afectaciones que recibirá el suelo por los componentes que forman algunos elementos necesarios para la demarcación en los trabajos de trazo y replanteo.

- ***Movimiento de tierras (-63)***

De acuerdo a la evaluación se consideró el siguiente puntaje basándonos en la deforestación, el movimiento de maquinarias y la emisión de vapores y gases que estas actividades acarrearán, por ser un foco en su mayoría de carácter urbano no se consideró un impacto tan moderado al corroborar que la cantidad de flora y fauna en esta área no era abundante.

- ***Acopio de Material (-84)***

Esta fase del proyecto ha sido determinado como la actividad que involucrará la mayor afectación al medio ambiente debido a la naturaleza de sus actividades, las cuales implican efectos negativos en los factores agua, suelo y atmósfera, además de la compactación de los suelos excavados anteriormente, así mismo se identifica la producción de residuos sólidos de la industria de la construcción de demolición, estos residuos podrían afectar la calidad y cantidad de los cuerpos de agua cercanos al proyecto. En el caso del aire se indica que se impactará negativamente en su calidad y composición, debido a la cantidad de gases, vapores y solidos volantes dentro del medio.

- ***Obras de Concreto Simple y Armado (-3)***

Presenta un puntaje casi nulo, al presentar un carácter de afectación temporal al ambiente no se considera tan nocivo, las partidas de movilización de materiales se consideran dentro del componente de obras provisionales.

- ***Tuberías y accesorios (-17)***

Se consideró con un impacto bajo debido a la naturaleza de las tuberías, al ser PVC no es nocivo para los trabajadores encargados del montaje de las mismas, además de presentar un impacto positivo alto dentro del aspecto de generación de empleo y calidad de vida, lo cual reduce drásticamente su puntaje negativo.

- ***Ocupación espacial (+30).***

Esta actividad hace referencia al cierre de calles y al montaje de almacenes, que al ser de manera provisional no generan mayores afectaciones ambientales, sin embargo, tiene un impacto negativo mínimo en la calidad de vida de la población, causando incomodidades y la necesidad de crear un plan de desvío para poder retomar el tránsito por tramos.

- ***Mantenimiento (+129)***

Se consideró a esta actividad con el mayor puntaje de la evaluación debido a su poca incidencia de impactos negativos ambientalmente, además que al realizar mantenimiento de las cunetas del drenaje pluvial, se previene la aparición de puntos críticos los cuales posteriormente, representarían focos infecciosos para la población, adicionalmente la generación de trabajo para el mantenimiento rutinario de las redes de agua potable, alcantarillado, lagunas de oxidación y drenaje pluvial constituirán una mejora sustancial en la calidad de vida de los pobladores del distrito de Íllimo.

- ***Cierre definitivo del proyecto (+71)***

Esta fase presenta un puntaje de impacto ambiental positivo debido a la ejecución de restauración de la capa vegetal y el plan de reforestación de la zona, sin embargo, al asumir que aún existiría una población que necesite del servicio, dicho puntaje se reduciría al bajar la calidad de vida de los habitantes al quitarles un servicio que constituye una necesidad básica.

14.14. PLAN DE MANEJO AMBIENTAL

14.14.1. DESCRIPCIÓN DE LAS MEDIDAS DE PREVENCIÓN

a) Etapa de construcción

- Se implementará un programa de humedecimiento de las vías granulares destinadas al tránsito de vehículos en general durante la etapa de construcción, con el fin de mantener una humedad de compactación de la vía.
- Se exigirá a todas las unidades vehiculares encargadas del transporte de materiales de construcción que cuenten con una lona la cual cubrirá la tolva que lleva el material, según la ley general de tránsito terrestre.
- Se gestionará el manejo de los residuos sólidos según normativa.
- Con el fin de evitar la contaminación de los suelos, se destinará un área especial para la disposición de los residuos sólidos.
- Para la disposición de las aguas residuales del personal encargado del proyecto, se contratará el servicio de una empresa encargada de proveer baños químicos con el fin de evitar la contaminación del suelo y los cuerpos de agua cercanos.
- Limitar el acceso de la población ciudadana al área de trabajo, dejando ingresar únicamente a personal autorizado
- Para evitar la afectación de la salud a los colaboradores del proyector, se suministrará y exigirá el uso obligatorio de equipos de protección personal (EPP)
- Para mitigar riesgos de accidentes laborales, deberán estar señalizadas las zonas donde se realicen actividades de riesgo
- Se ejecutará el mantenimiento provisorio y correctivo de equipos.
- Implementar y aplicar el plan de emergencia.

b) Etapa de operación

- Se registrará según el Reglamento Interno de Seguridad y Salud en el Trabajo, de acuerdo a lo estipulado en el D.S. N.º 005-2012-TR, para poder asegurar el bienestar del trabajador, por lo tanto, es necesaria:
 - La correcta identificación y evaluación de riesgos y peligros.
 - Señalización mediante planos de áreas consideradas peligrosas y rutas de escape.
 - Señalización de uso de EPP's (Equipos de protección personal).
 - Programación de capacitación constante.
- Para el adecuado manejo y gestión de los residuos sólidos, deberán seguirse los criterios determinados exigidos en la Ley General de Residuos Sólidos y su Reglamento.
- Para evitar la afectación de la salud a los colaboradores del proyector, se suministrará y exigirá el uso obligatorio de equipos de protección personal (EPP)
- Se exigirá el acondicionamiento de los ambientes de trabajo con equipos indispensables de seguridad (señalización, extintores y gabinetes contra incendios) para el desarrollo cotidiano de sus actividades.
- Se implementará y aplicará el plan general de emergencia.

14.14.2. DESCRIPCIÓN DE LAS MEDIDAS DE CORRECCIÓN Y/O MITIGACIÓN PREVISTAS**a) Etapa de construcción**

- Para casos de accidentes, se contará con un botiquín de primeros auxilios, así como con facilidades para trasladar al accidentado al centro de salud más cercano.
- Los residuos deberán ser dispuestos en lugares autorizados por la Municipalidad.

b) Etapa de operación

- Para casos de accidentes por manipulación de materias primas, productos y equipos, se contará con personal paramédico (enfermero) para la atención de primeros auxilios, y la relación de centros de salud para el traslado inmediato del accidentado.

XV. GUÍA DE DISEÑO SOFTWARE WATERCAD.

A continuación, se presenta la guía del programa WaterCAD con el fin de justificar el diseño de la red de agua potable de la presente tesis, se hizo uso de la herramienta “Darwin designer” para optimizar los diámetros de la red, asegurando los parámetros mínimos que exige la norma OS-050 “REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO”.

15.1. ALCANCES DEL SOFTWARE:

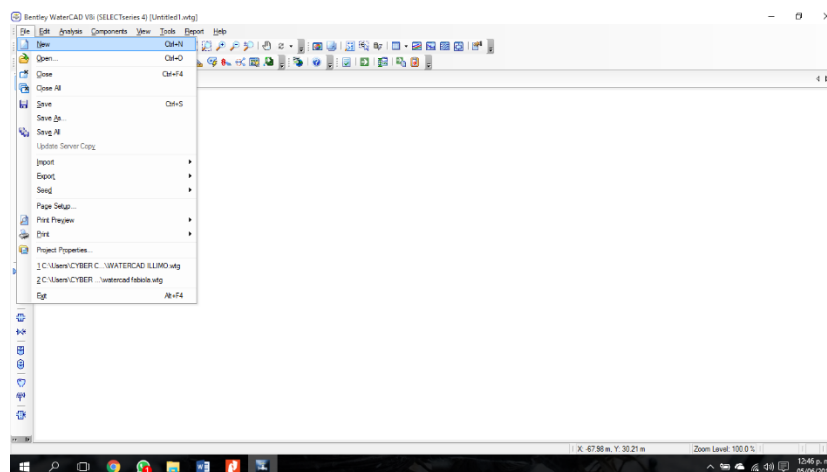
WaterCAD es un software de diseño, modelamiento y gestión de redes de agua potable a presión, propiedad de Bentley Systems, una empresa la cual es responsable de soluciones para la construcción y operación de infraestructuras en diversos campos, en su mayoría hidráulicos. El software nos permite una simulación hidráulica de carácter computacional dándonos la opción de representar diversos tipos de elementos como: tuberías, nudos de convergencia, tanques, reservorios, bombas, válvulas de control, hidrantes entre otros. Para el presente informe se hizo uso de la versión V8i, serie 4.

Procedimiento de diseño:

15.2. PROCEDIMIENTOS

1. Iniciar el programa, seguido proceder a iniciar un nuevo proyecto.

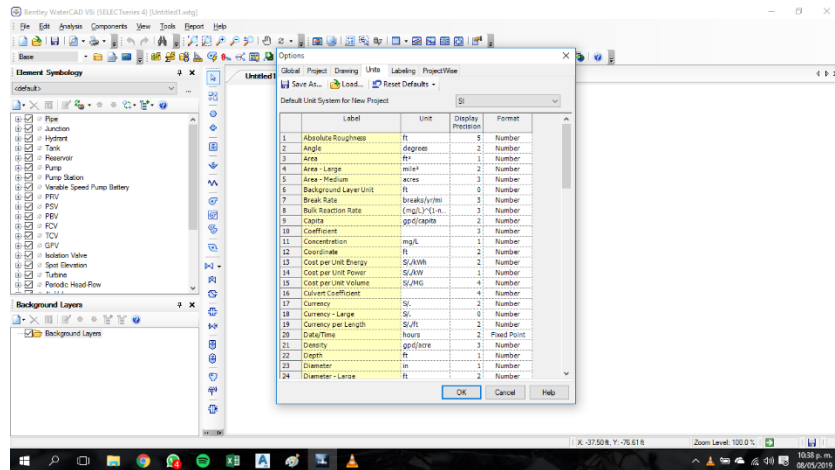
Figura N° 62. Entrada al programa



Fuente: Programa WaterCAD

- Definir las unidades en el programa, por defecto están configuradas en el sistema inglés (UN), y para facilidad de trabajo debemos pasarlas al sistema internacional (SI).

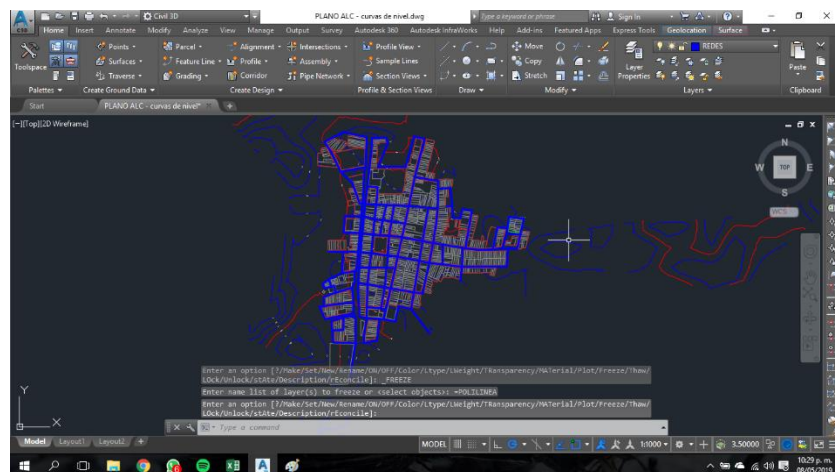
Figura N° 63. Menú del programa (a).



Fuente: Programa WaterCAD

- Ahora empieza el proceso de importación de la red, la cual debe encontrarse previamente trazada sobre la lotización en AutoCAD o Civil3D, es necesario que esté trazada como una POLILINEA.

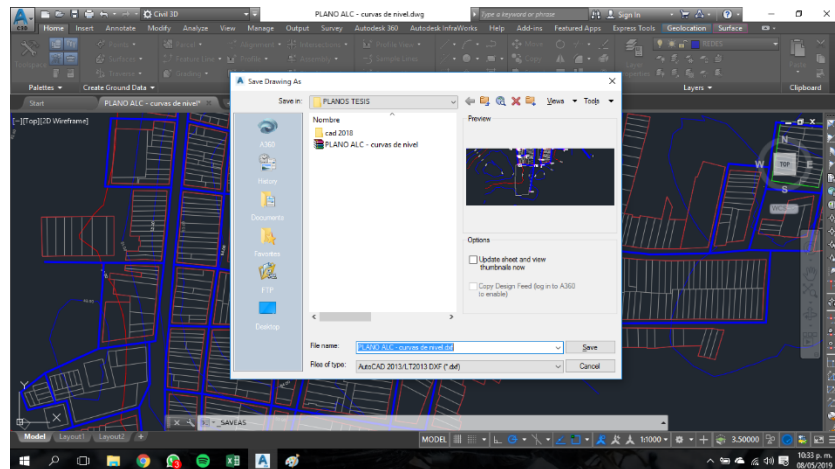
Figura N° 64. Importación de la Red desde AutoCAD. (a)



Fuente: Programa AutoCAD

- Una vez que la red está trazada, debe guardarse en formato “*.dxf” con el fin que pueda ser reconocida por WaterCAD.

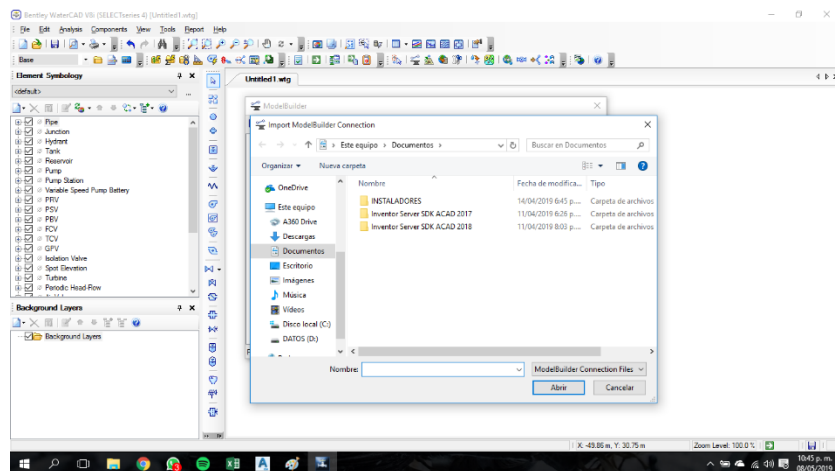
Figura N° 65. Importación de la Red desde AutoCAD. (b)



Fuente: Programa AutoCAD

- Haciendo uso de la herramienta “ModelBuilder” se procede a importar nuestra red guardada en formato “*.dxf”.

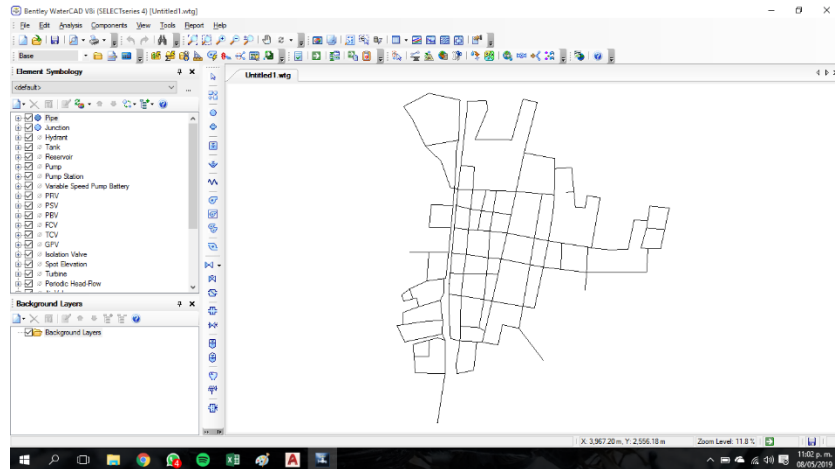
Figura N° 66. Menú del programa (b).



Fuente: Programa WaterCAD

6. El software reconocerá la POLILINEA como una sola tubería, por lo tanto, es necesario definir las intersecciones como nudos.

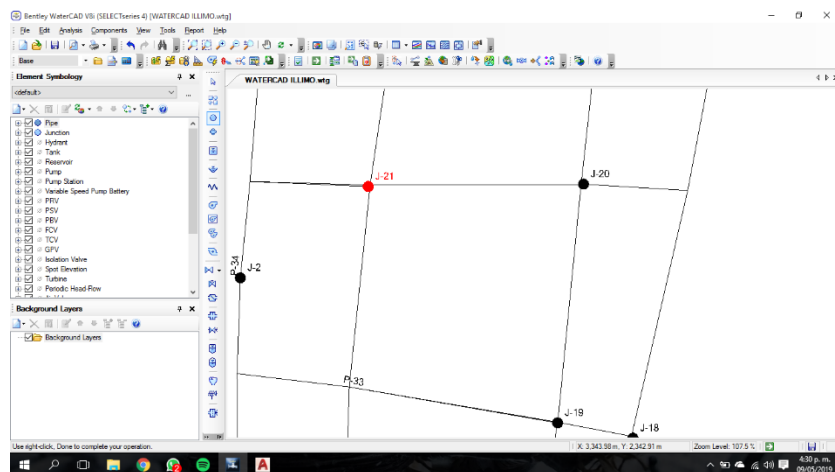
Figura N° 67. Menú del programa (c).



Fuente: Programa WaterCAD

7. Donde existen intersecciones en tuberías, las definimos como nudos mediante la herramienta “junction”, como WaterCAD no reconoce los puntos se recomienda acercarse lo más posible a la intersección para tener menos margen de error.

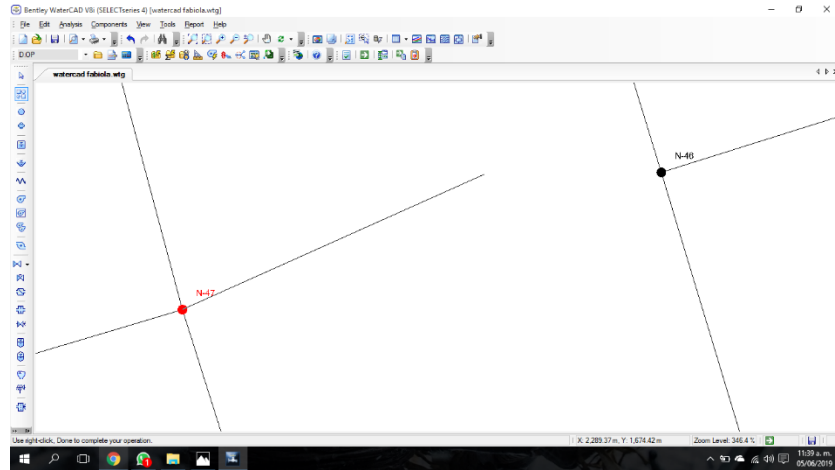
Figura N° 68. Menú del programa (d).



Fuente: Programa WaterCAD

- Ya definidos los nudos, se procede al trazo de las tuberías haciendo uso de la herramienta de dibujo “pipe”. Es importante trabajar conjuntamente con el plano para que la distribución sea fiel al dibujo.

Figura N° 69. Menú del programa (e).



Fuente: Programa WaterCAD

- Los nudos deben ser renombrados de tal forma que coincidan con la numeración que les fue otorgada en el plano, seguido se les asigna la elevación correspondiente a cada nudo, la cual será obtenida de las curvas de nivel en Civil 3D.

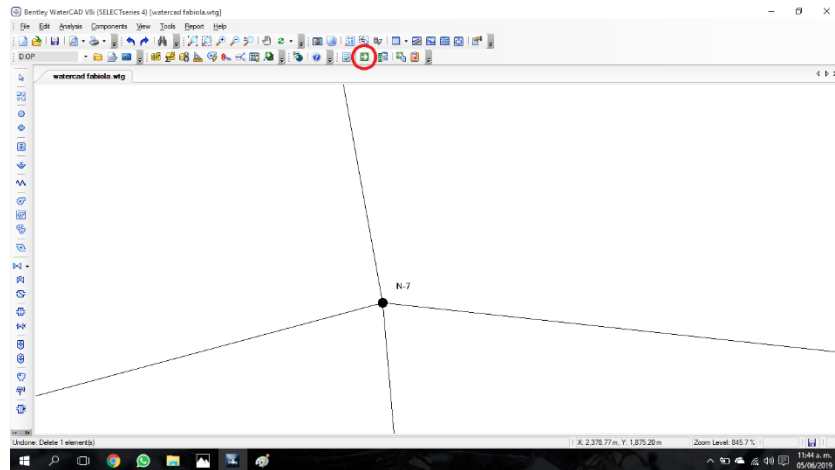
Figura N° 70. Menú del programa (f).

ID	Label	Elevation (m)	Zone	Demand Collection	Demand (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (mH2O)
32-3-1	32-3-1	8.35	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
32-3-2	32-3-2	11.58	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
36-3-3	36-3-3	51.41	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
38-3-4	38-3-4	50.52	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
40-3-5	40-3-5	50.50	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
46-3-6	46-3-6	49.84	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
50-3-7	50-3-7	49.81	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
51-3-8	51-3-8	49.23	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
52-3-9	52-3-9	49.78	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
55-3-10	55-3-10	49.67	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
63-3-11	63-3-11	58.02	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
66-3-12	66-3-12	50.40	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
69-3-13	69-3-13	50.40	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
72-3-14	72-3-14	53.18	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
73-3-15	73-3-15	53.20	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
240-3-16	240-3-16	54.67	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
208-3-17	208-3-17	53.83	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
60-3-18	60-3-18	52.60	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
57-3-19	57-3-19	51.67	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
205-3-20	205-3-20	53.35	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
223-3-21	223-3-21	52.71	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
225-3-22	225-3-22	53.56	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
214-3-23	214-3-23	54.24	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
211-3-24	211-3-24	53.80	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
202-3-25	202-3-25	52.71	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
196-3-26	196-3-26	53.94	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
174-3-27	174-3-27	52.22	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
171-3-28	171-3-28	52.02	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
168-3-29	168-3-29	51.82	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
158-3-30	158-3-30	51.46	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
177-3-31	177-3-31	52.28	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
180-3-32	180-3-32	52.27	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
181-3-33	181-3-33	54.63	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
182-3-34	182-3-34	54.84	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)
220-3-35	220-3-35	54.79	<None>	<Collab.>	(N/A)	(N/A)	(N/A)

Fuente: Programa WaterCAD

12. Una vez trazada nuestra red, corremos el programa para verificar si existen errores en el sistema, como que, a un nudo sin dotación, o la falta de una fuente de agua para el sistema. Para correr el programa damos clic sobre el icono “compute”.

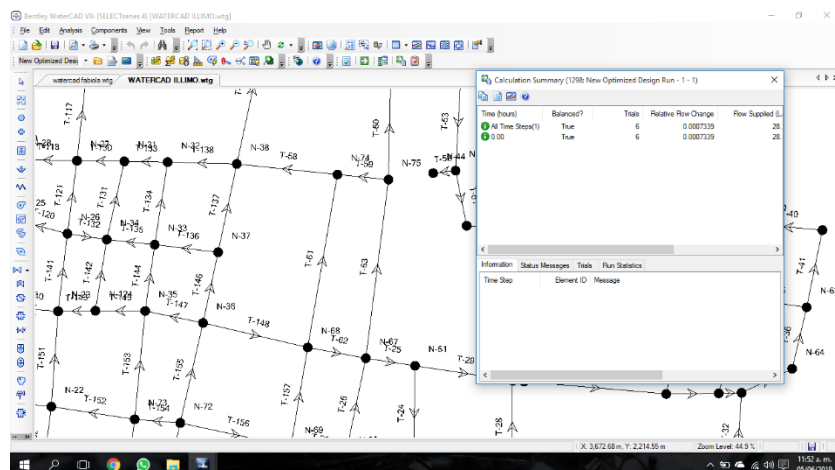
Figura N° 73. Menú del programa (i).



Fuente: Programa WaterCAD

13. Ya corrido el programa, determinamos que no exigen mensajes de alerta y el que sistema es correcto, solo entonces podemos proceder al diseño óptimo de las tuberías.

Figura N° 74. Menú del programa (j).



Fuente: Programa WaterCAD

14. Por defecto, el programa asignará a todas las tuberías de la red un diámetro de 6”, lo cual nos permite hacernos una idea inicial de cómo es que funcionará nuestro sistema.

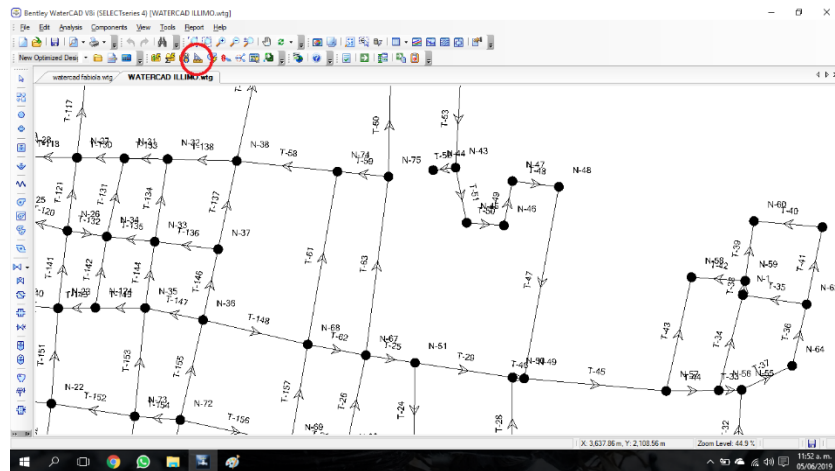
Figura N° 75. Menú del programa (k).

Label	Diameter (in)	Flow (L/s)	Velocity (m/s)	Start Node	Stop Node	Length (feet)	Material	Hazen-Williams C	Has Check Valve?	Minor Loss Coefficient	Headloss Gradient (m/m)	Headloss (m)	Has User Defined Length?	Length (User Defined) (m)
432: T-0	6.0	(N/A)	(N/A)	N-2	N-3	63.45	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	20.26
248: T-1	6.0	(N/A)	(N/A)	N-2	N-3	54.78	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
299: T-2	6.0	(N/A)	(N/A)	N-3	N-4	24.21	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
200: T-3	6.0	(N/A)	(N/A)	N-4	N-5	18.87	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
261: T-4	6.0	(N/A)	(N/A)	N-5	N-6	14.76	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
202: T-5	6.0	(N/A)	(N/A)	N-6	N-7	49.35	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
203: T-6	6.0	(N/A)	(N/A)	N-7	N-11	39.48	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
204: T-7	6.0	(N/A)	(N/A)	N-11	N-14	78.20	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
205: T-8	6.0	(N/A)	(N/A)	N-14	N-13	41.23	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
206: T-9	6.0	(N/A)	(N/A)	N-13	N-30	43.92	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
207: T-10	6.0	(N/A)	(N/A)	N-10	N-7	34.13	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
208: T-11	6.0	(N/A)	(N/A)	N-7	N-8	15.63	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
209: T-12	6.0	(N/A)	(N/A)	N-8	N-12	8.35	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
210: T-13	6.0	(N/A)	(N/A)	N-12	N-10	15.01	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
211: T-14	6.0	(N/A)	(N/A)	N-8	N-8	13.12	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
212: T-15	6.0	(N/A)	(N/A)	N-8	N-33	57.77	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
213: T-16	6.0	(N/A)	(N/A)	N-33	N-34	35.82	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
214: T-17	6.0	(N/A)	(N/A)	N-34	N-2	45.24	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
215: T-18	6.0	(N/A)	(N/A)	N-2	N-36	72.47	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
216: T-19	6.0	(N/A)	(N/A)	N-36	N-37	48.49	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
217: T-20	6.0	(N/A)	(N/A)	N-37	N-35	15.58	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
218: T-21	6.0	(N/A)	(N/A)	N-35	N-34	23.91	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
219: T-22	6.0	(N/A)	(N/A)	N-35	N-39	57.63	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
220: T-23	6.0	(N/A)	(N/A)	N-39	N-32	19.90	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
221: T-24	6.0	(N/A)	(N/A)	N-32	N-33	46.04	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00
222: T-25	6.0	(N/A)	(N/A)	N-33	N-38	62.20	PVC	150.0	<input type="checkbox"/>	0.000	(N/A)	(N/A)	<input type="checkbox"/>	0.00

Fuente: Programa WaterCAD

15. Podemos determinar el diseño óptimo de manera manual, sin embargo, WaterCAD nos presenta la herramienta “Darwin Designer” una opción amigable y sencilla en la que en base a parámetros y límites que nosotros mismo establecemos, nos presenta las mejores opciones para nuestro diseño.

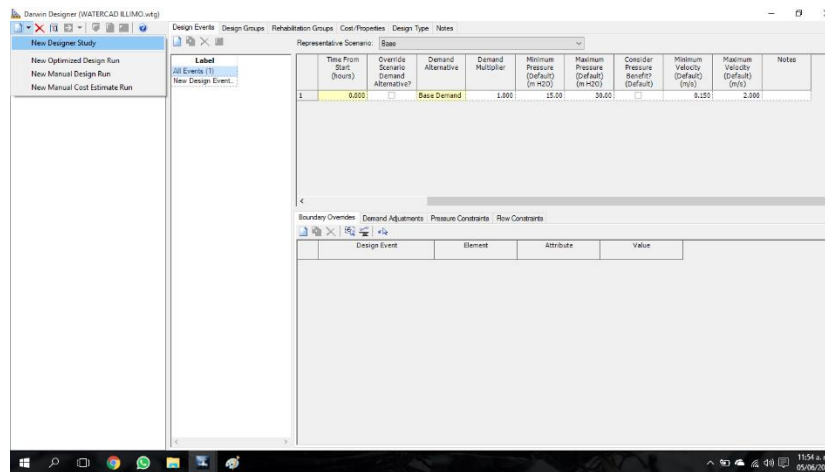
Figura N° 76. Menú del programa (l).



Fuente: Programa WaterCAD

16. Para iniciar el diseño, seleccionamos la opción “New Designer Study”.

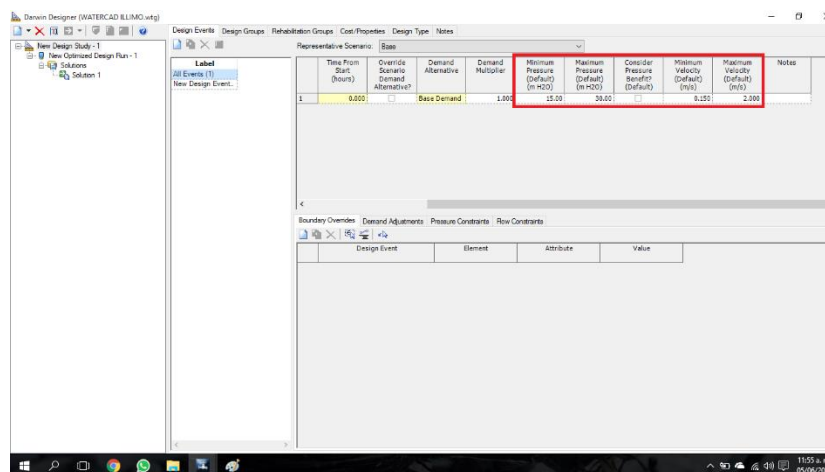
Figura N° 77. Menú del programa (m).



Fuente: Programa WaterCAD

17. Ahora iniciamos con el diseño, lo primero es indicarle al programa los parámetros de nuestro diseño, los cuales establece la norma OS-050. Para presiones y velocidades de flujo en las tuberías.

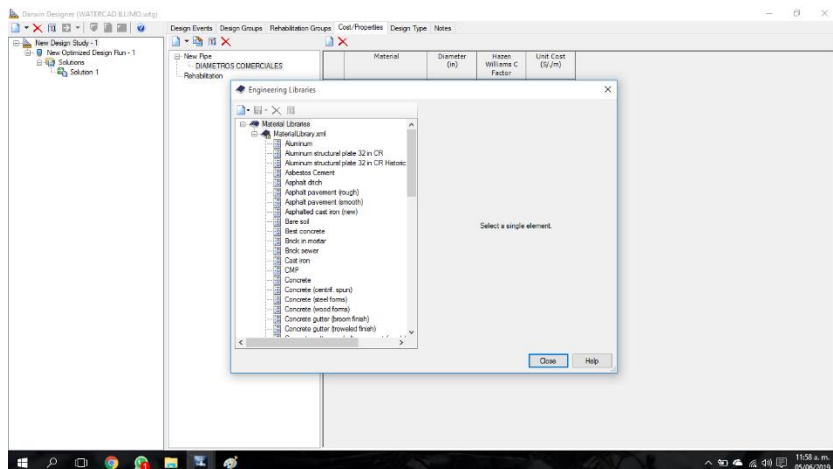
Figura N° 78. Menú del programa (n).



Fuente: Programa WaterCAD

18. Seguido, definimos el material con el cual estamos trabajando el sistema, para este caso como ya mencionamos en pasos anteriores usamos PVC.

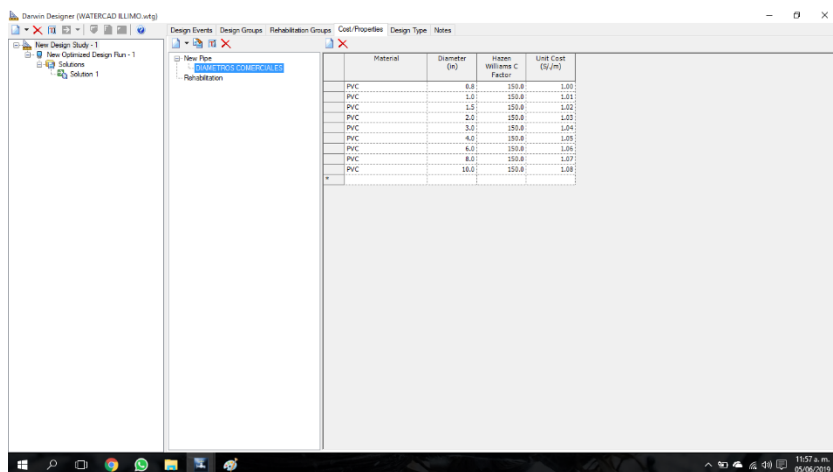
Figura N° 79. Menú del programa (o).



Fuente: Programa WaterCAD

19. Registramos los diámetros comerciales disponibles, con el fin que el sistema los reconozca como rangos de diseño. Cabe destacar que el reglamento establece un diámetro mínimo de $\frac{1}{2}$ " , sin embargo, en el presente diseño se consideró un diseño mínimo de $\frac{3}{4}$ " .

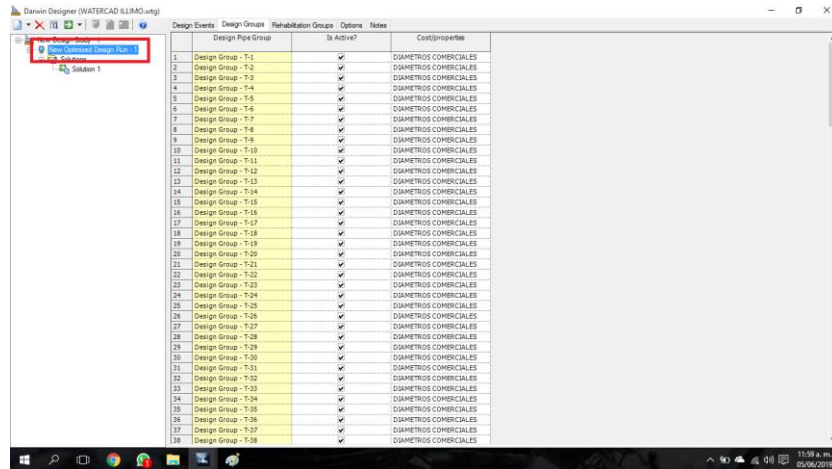
Figura N° 80. Menú del programa (p).



Fuente: Programa WaterCAD

20. Ya establecidos los parámetros y condiciones de nuestro diseño, establecemos el escenario de nuestro diseño optimizado, donde serán seleccionados los elementos a diseñar.

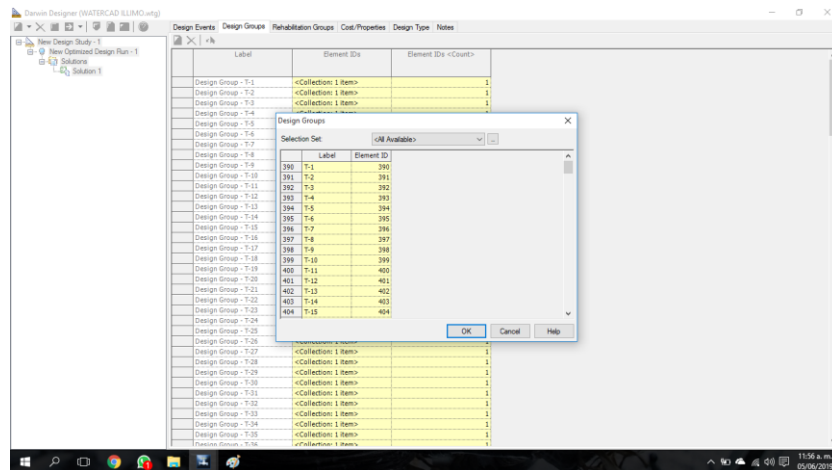
Figura N° 81. Menú del programa (q).



Fuente: Programa WaterCAD

21. A continuación, seleccionamos los grupos de diseño (en caso exista un elemento de la red que tenga un parámetro definido como diámetro u otro tipo de material deberá ser excluido de esta selección).

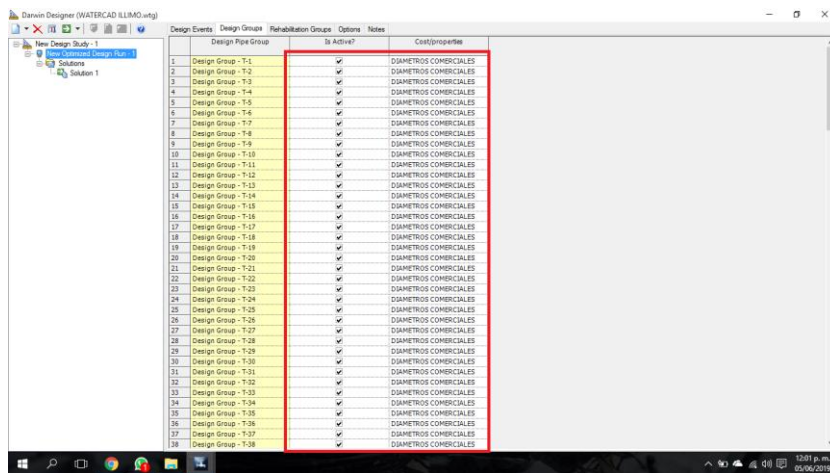
Figura N° 82. Menú del programa (r).



Fuente: Programa WaterCAD

22. Una vez determinados los elementos que serán sometidos a diseño, asignamos las propiedades base de cada elemento (los diámetros comerciales).

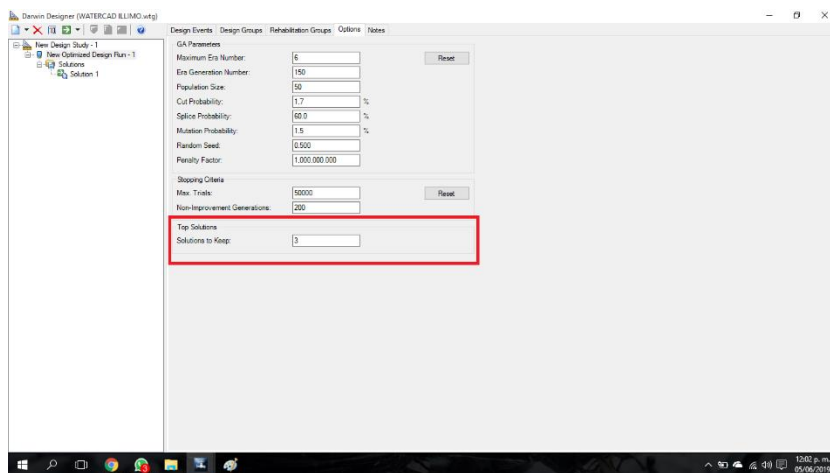
Figura N° 83. Menú del programa (s).



Fuente: Programa WaterCAD

23. Darwin Designer también nos permite elegir la cantidad de soluciones que solicitamos en el diseño, presentándonos en este caso las 3 mejores opciones para poder escoger entre una de ellas.

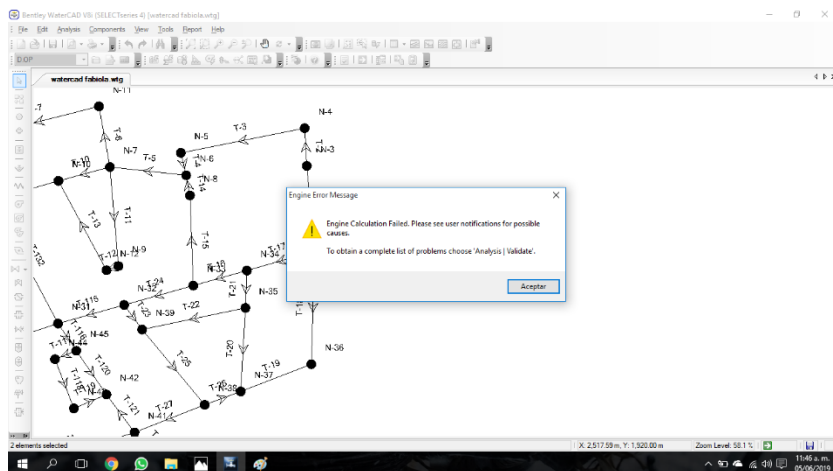
Figura N° 84. Menú del programa (t).



Fuente: Programa WaterCAD

24. Corremos el diseñador haciendo clic en el botón compute, en caso exista algún error dentro del diseño aparecerá un cuadro de texto señalando las correcciones a efectuar del diseño.

Figura N° 85. Menú del programa (u).



Fuente: Programa WaterCAD

25. Corregidos los errores, obtenemos el diseño optimizado de nuestra red, iniciamos asegurándonos que las presiones en todos los puntos de la red este dentro de los parámetros que establecimos.

Figura N° 86. Menú del programa (v).

Solutions	Design Event	Element	Required Minimum Pressure (m H2O)	Required Maximum Pressure (m H2O)	Simulated Pressure (m H2O)	Violation (m H2O)
1	New Design Event	N-28	15.00	30.00	18.40	0.00
2	New Design Event	N-2	15.00	30.00	19.95	0.00
3	New Design Event	N-79	15.00	30.00	18.58	0.00
4	New Design Event	N-3	15.00	30.00	20.94	0.00
5	New Design Event	N-4	15.00	30.00	20.82	0.00
6	New Design Event	N-5	15.00	30.00	21.20	0.00
7	New Design Event	N-13	15.00	30.00	20.62	0.00
8	New Design Event	N-14	15.00	30.00	18.56	0.00
9	New Design Event	N-89	15.00	30.00	18.80	0.00
10	New Design Event	N-71	15.00	30.00	18.29	0.00
11	New Design Event	N-46	15.00	30.00	20.08	0.00
12	New Design Event	N-52	15.00	30.00	19.40	0.00
13	New Design Event	N-53	15.00	30.00	19.48	0.00
14	New Design Event	N-49	15.00	30.00	18.90	0.00
15	New Design Event	N-64	15.00	30.00	18.58	0.00
16	New Design Event	N-55	15.00	30.00	17.70	0.00
17	New Design Event	N-64	15.00	30.00	17.87	0.00
18	New Design Event	N-62	15.00	30.00	18.07	0.00
19	New Design Event	N-61	15.00	30.00	17.66	0.00
20	New Design Event	N-60	15.00	30.00	17.66	0.00
21	New Design Event	N-59	15.00	30.00	18.00	0.00
22	New Design Event	N-1	15.00	30.00	17.88	0.00

Fuente: Programa WaterCAD

26. Seguido verificamos las velocidades dentro de las tuberías de la red, en caso existan violaciones dentro de los parámetros de velocidad se procede a la colocación de válvulas de purga y aire.

Figura N° 87. Menú del programa (w).

Design Event	Element	Minimum Velocity (m/s)	Maximum Velocity (m/s)	Simulated Velocity (m/s)	Violation (m/s)
28 New Design Event... T-28		0.150	2.000	0.840	0.000
29 New Design Event... T-29		0.150	2.000	0.479	0.000
30 New Design Event... T-30		0.150	2.000	0.084	0.000
31 New Design Event... T-31		0.150	2.000	0.025	0.125
32 New Design Event... T-32		0.150	2.000	0.744	0.000
33 New Design Event... T-33		0.150	2.000	0.028	0.122
34 New Design Event... T-34		0.150	2.000	0.106	0.044
35 New Design Event... T-35		0.150	2.000	0.045	0.105
36 New Design Event... T-36		0.150	2.000	0.011	0.139
37 New Design Event... T-37		0.150	2.000	0.041	0.109
38 New Design Event... T-38		0.150	2.000	0.038	0.112
39 New Design Event... T-39		0.150	2.000	0.202	0.000
40 New Design Event... T-40		0.150	2.000	0.197	0.000
41 New Design Event... T-41		0.150	2.000	0.007	0.143
42 New Design Event... T-42		0.150	2.000	0.122	0.028
43 New Design Event... T-43		0.150	2.000	0.109	0.041
44 New Design Event... T-44		0.150	2.000	0.105	0.045
45 New Design Event... T-45		0.150	2.000	0.113	0.037
46 New Design Event... T-46		0.150	2.000	0.107	0.000
47 New Design Event... T-47		0.150	2.000	0.098	0.052
48 New Design Event... T-48		0.150	2.000	0.012	0.000
49 New Design Event... T-49		0.150	2.000	0.154	0.000
50 New Design Event... T-50		0.150	2.000	0.025	0.125

Fuente: Programa WaterCAD

27. WaterCAD también nos ofrece soluciones buscando la optimización de costos, para esto es necesario asignar el precio por metro de cada tubería que utilizaremos en función a su diámetro.

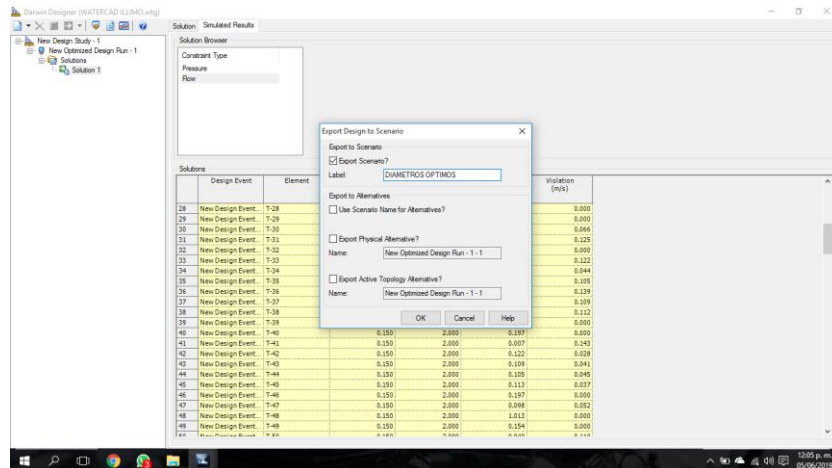
Figura N° 88. Menú del programa (x).

Design Group	Pipe	Material	Hazen-Williams C	Diameter (in)	Cost (\$/ft)
1 Design Group - T-1	T-1	PVC	150	8.0	141.88
2 Design Group - T-2	T-2	PVC	150	6.0	56.05
3 Design Group - T-3	T-3	PVC	150	4.0	68.53
4 Design Group - T-4	T-4	PVC	150	10.0	19.32
5 Design Group - T-5	T-5	PVC	150	10.0	17.43
6 Design Group - T-6	T-6	PVC	150	2.0	103.93
7 Design Group - T-7	T-7	PVC	150	10.0	56.14
8 Design Group - T-8	T-8	PVC	150	4.0	23.26
9 Design Group - T-9	T-9	PVC	150	0.8	82.82
10 Design Group - T-10	T-10	PVC	150	2.0	48.31
11 Design Group - T-11	T-11	PVC	150	1.5	45.84
12 Design Group - T-12	T-12	PVC	150	6.0	57.07
13 Design Group - T-13	T-13	PVC	150	6.0	20.12
14 Design Group - T-14	T-14	PVC	150	4.0	45.67
15 Design Group - T-15	T-15	PVC	150	10.0	52.36
16 Design Group - T-16	T-16	PVC	150	1.0	21.12
17 Design Group - T-17	T-17	PVC	150	1.5	88.03
18 Design Group - T-18	T-18	PVC	150	8.0	107.79
19 Design Group - T-19	T-19	PVC	150	0.8	37.94
20 Design Group - T-20	T-20	PVC	150	3.0	134.16
21 Design Group - T-21	T-21	PVC	150	4.0	48.18
22 Design Group - T-22	T-22	PVC	150	6.0	147.26
23 Design Group - T-23	T-23	PVC	150	2.0	58.49

Fuente: Programa WaterCAD

28. Para finalizar nuestro diseño, debemos exportar los datos de nuestro diseño optimizado al escenario de nuestra red, podemos hacerlo en la opción “Export Design to Scenario” presente en la barra de herramientas.

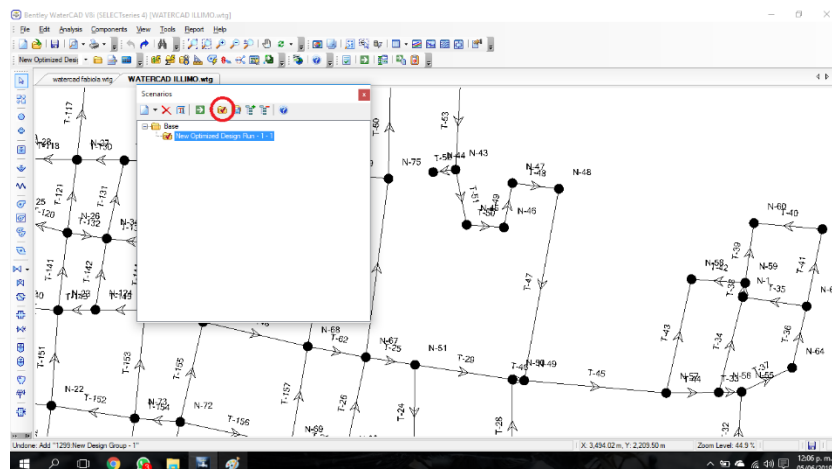
Figura N° 89. Menú del programa (y).



Fuente: Programa WaterCAD

29. Como último paso, en la opción “Escenarios” de la barra de herramientas ponemos el escenario ya exportado como “Current Scenario” (escenario vigente) y ejecutamos el programa nuevamente.

Figura N° 90. Menú del programa (z).



Fuente: Programa WaterCAD

XVI. GUÍA DE DISEÑO SOFTWARE SEWERCAD.

A continuación, se presenta la guía del programa SEWERCAD con el fin de corroborar los resultados del diseño de la red de alcantarillado de la presente tesis, asegurando los parámetros mínimos que exige la norma técnica OS-070 “REDES DE AGUAS RESIDUALES”.

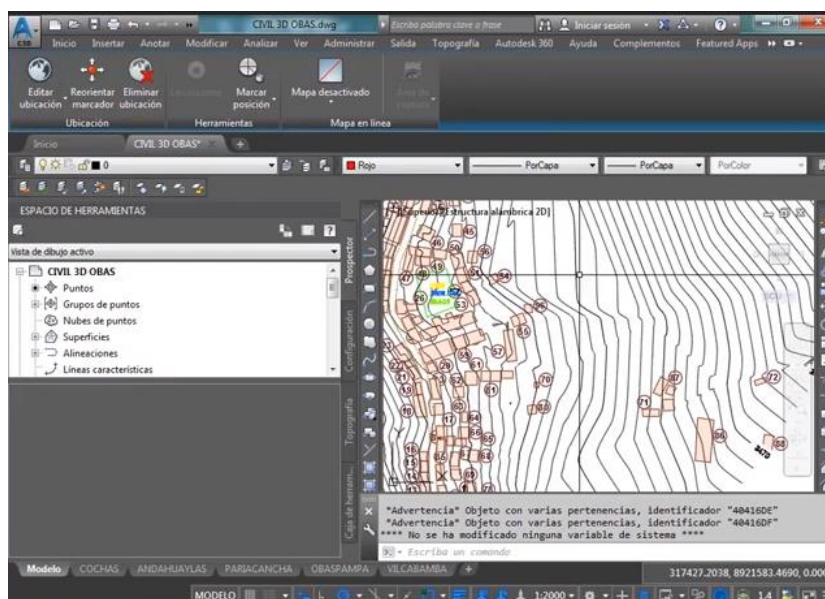
16.1. ALCANCES DEL SOFTWARE

SewerCAD es un software enfocado al modelamiento de sistemas de alcantarillado sanitario. permite el análisis y la planificación de sistemas de saneamiento. Además de facilitar la creación de modelos de forma sencilla, tanto en conductos presurizados como de instalaciones hidráulicas por gravedad, a partir del análisis de estado estático con diversos estándares de factores de cresta y simulaciones de periodos extendidos.

16.2. PROCEDIMIENTOS

1. Para iniciar el diseño, es necesario primero contar con los datos topográficos del área sobre el cual trabajaremos, para el caso de nuestro sistema, trabajamos con Civil3D para, el modelamiento de las curvas de nivel del sector.

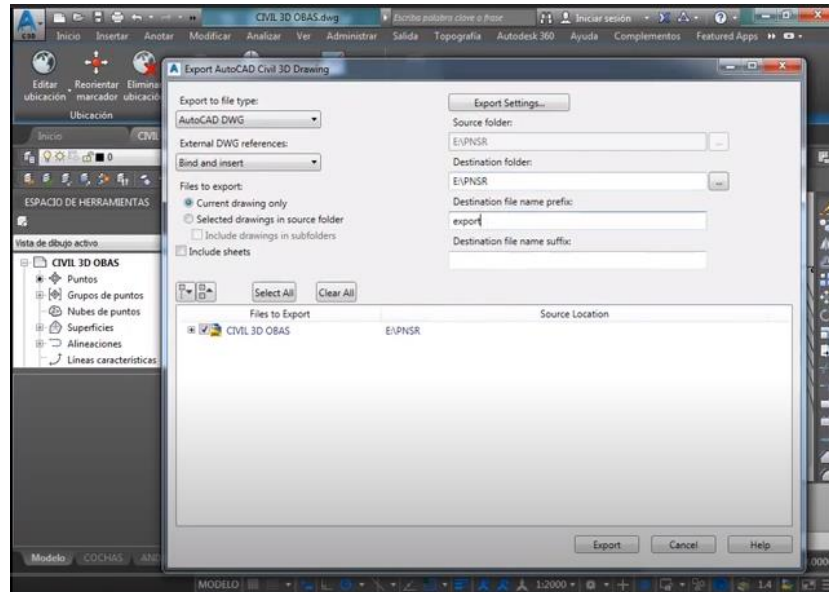
Figura N° 91. Curvas de Nivel del Distrito de Íllimo.



Fuente: AutoCAD Civil3D

2. Exportamos las tanto las curvas de nivel como los lotes y las viviendas a un formato compatible con el programa (.DXF)

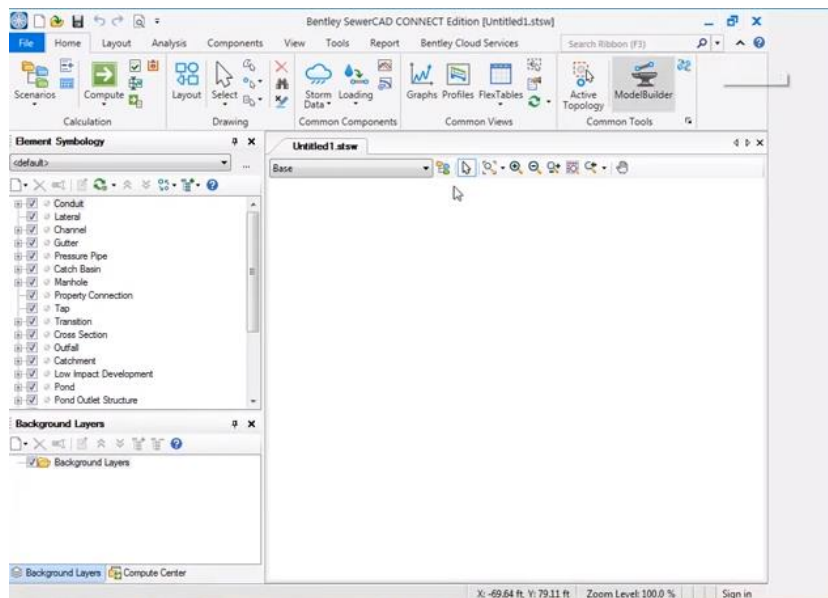
Figura N° 92. Exportación de Lotes y Curvas de Nivel.



Fuente: AutoCAD Civil3D

3. Procedemos a ejecutar el programa SewerCAD, acto seguido configuramos las unidades con las cuales trabajaremos para nuestro proyecto.

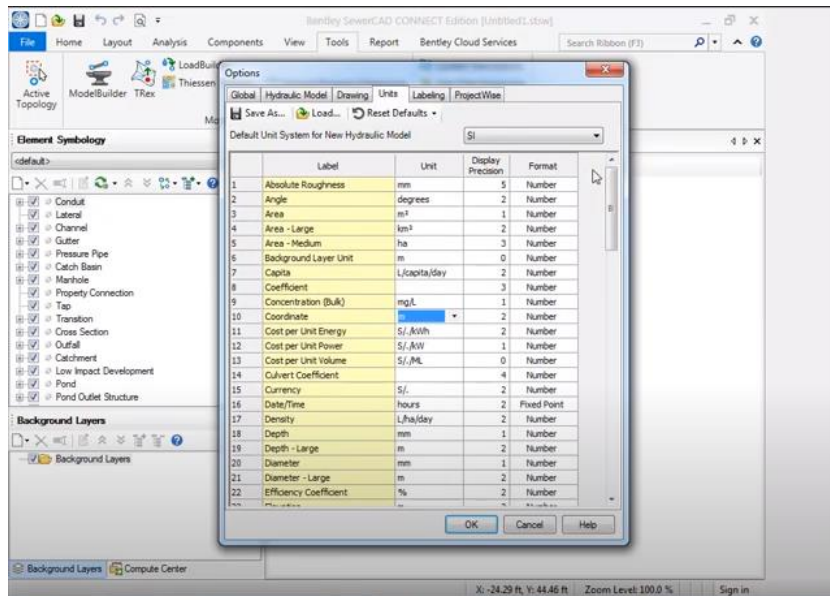
Figura N° 93. Pantalla de Inicio SewerCAD



Fuente: SewerCAD

- Configuramos el sistema de unidades que utilizaremos, este paso es de suma importancia para evitar errores futuros durante el cálculo.

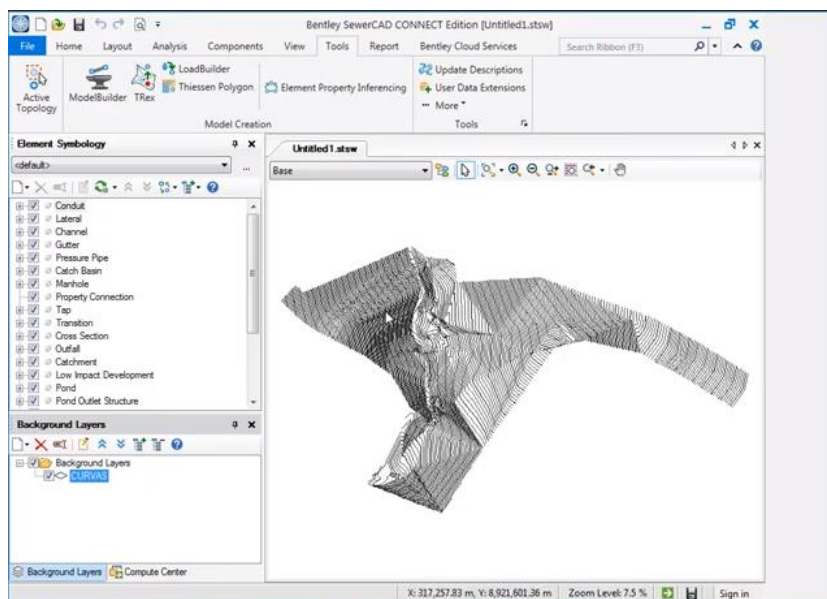
Figura N° 94. Configuración del Sistema de Unidades en SewerCAD.



Fuente: SewerCAD.

- Dentro de la pestaña “Background Layers” procederemos a importar tanto las curvas de nivel como la lotización y estructuras a tomar a considerar, es importante georreferenciar cada capa, con el fin de evitar desfases al exportar los datos.

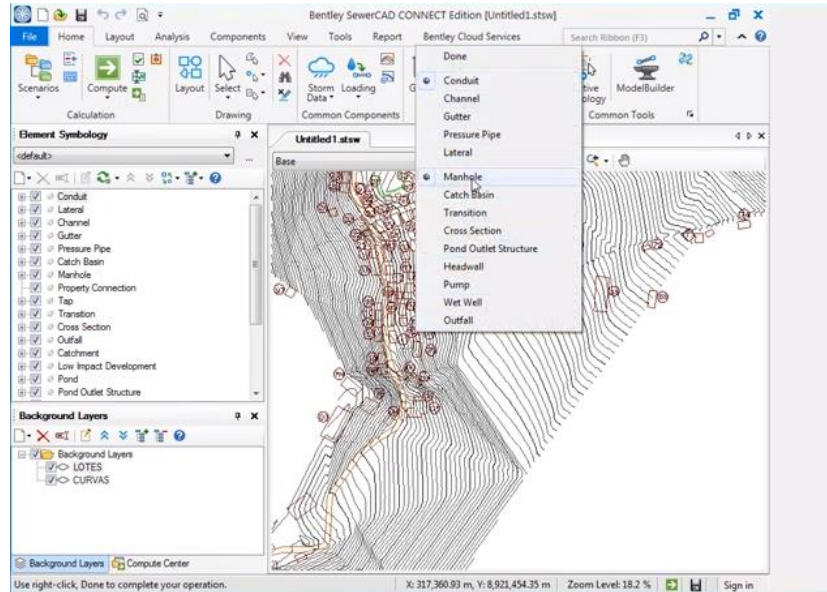
Figura N° 95. Importación de Curvas de Nivel y Estructuras a SewerCad.



Fuente: SewerCAD

6. Se da inicio al dibujo de la red y a la elección de la pendiente a emplear mediante la herramienta “Layout”.

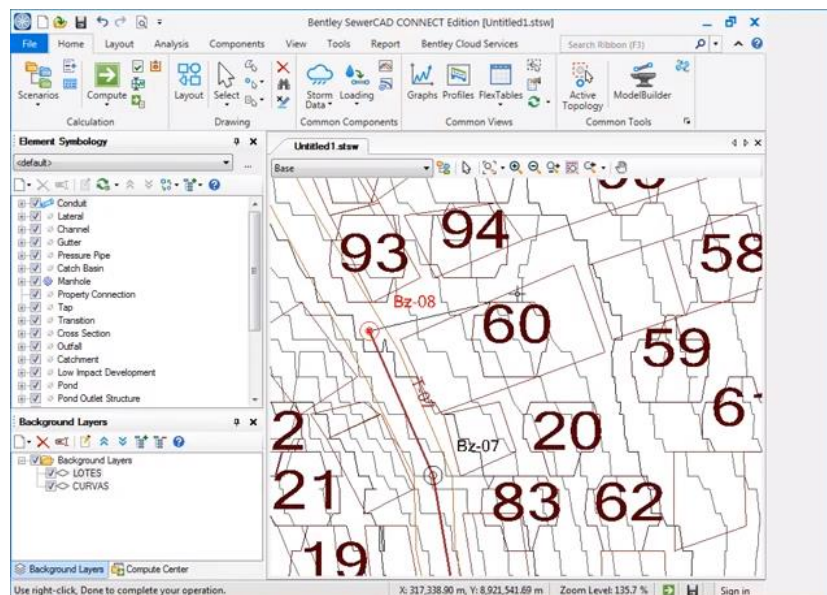
Figura N° 96. Trazo de la red de alcantarillado (1)



Fuente: SewerCAD

7. Iniciamos con el trazo de la red tomando en cuenta la ubicación de los buzones proyectados, considerando que no exista contrapendiente entre los mismos.

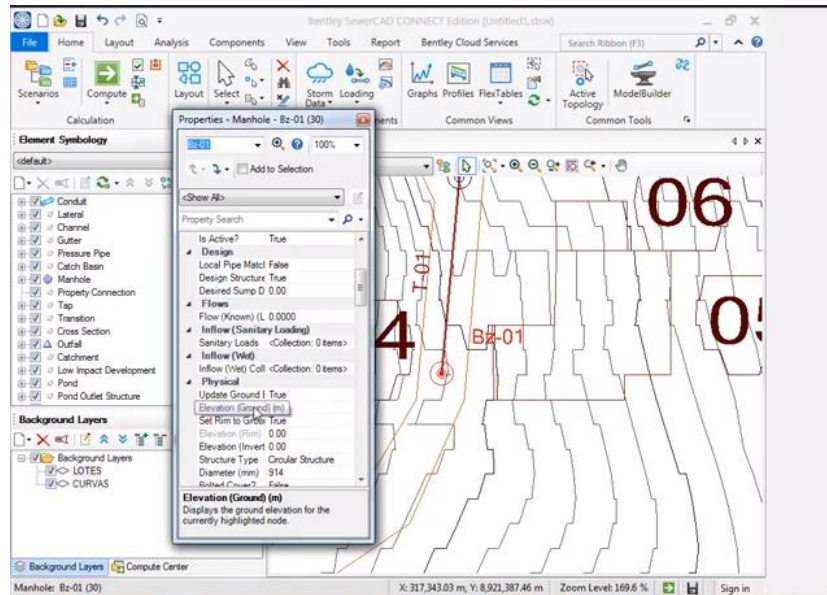
Figura N° 97: Trazo Inicial de Red de Alcantarillado (2)



Fuente: SewerCAD

8. Una manera de ingresar las cotas para los buzones es de forma manual, tanto para cota de tapa como para cota de fondo por cada buzón.

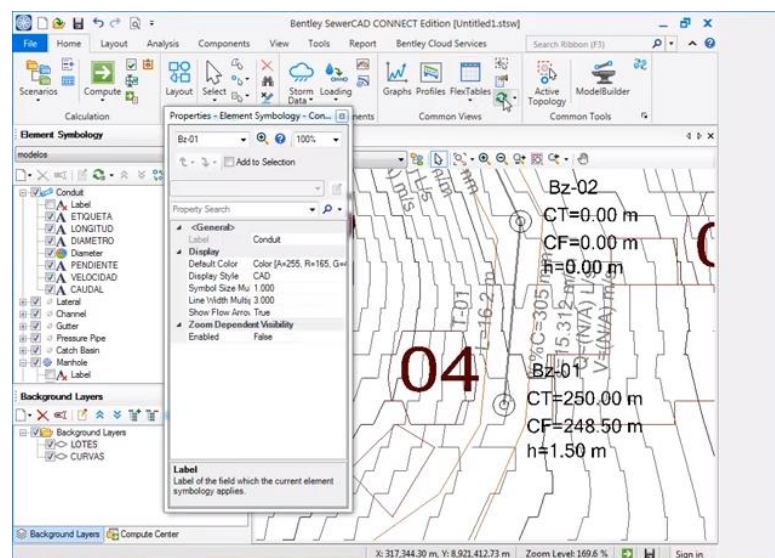
Figura N° 98. Ingreso Manual de Datos para Buzones (1)



Fuente: SewerCAD

9. Al ingresar los datos de cada buzón, estos deben verse reflejados en el programa, a manera de una leyenda al lado de cada uno, especificando su cota de tapa, cota de fondo y altura.

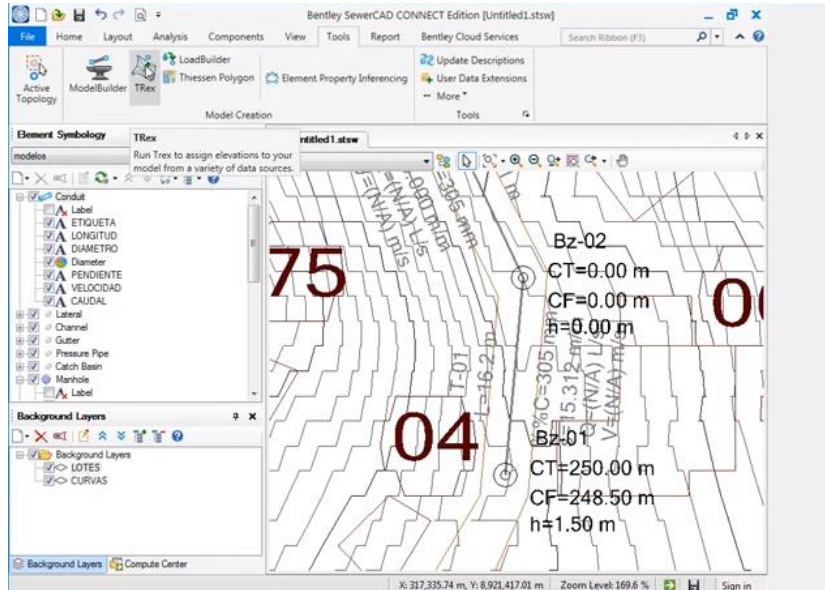
Figura N° 99. Ingreso Manual de Datos para Buzones (2)



Fuente: SewerCAD

10. Por fines prácticos consideramos más conveniente hacer uso de las curvas de nivel, para obtener los datos de los buzones, para ellos entramos a la pestaña Tools > TRex.

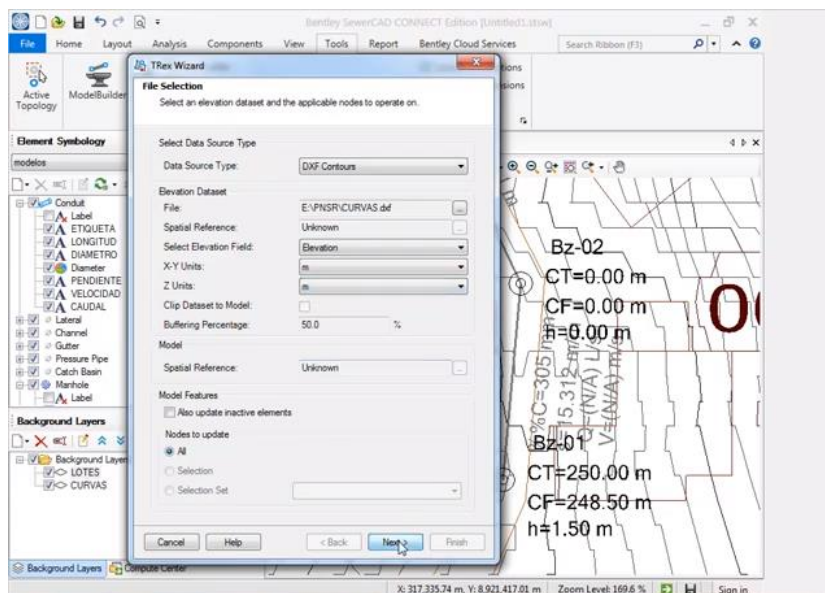
Figura N° 100. Ingreso de Cotas para Buzones mediante Herramienta TRex (1)



Fuente: SewerCAD.

11. Ingresamos la base de datos que usará el programa, es decir nuestras curvas de nivel previamente exportadas en formato .DXF, y las unidades a considerar (m).

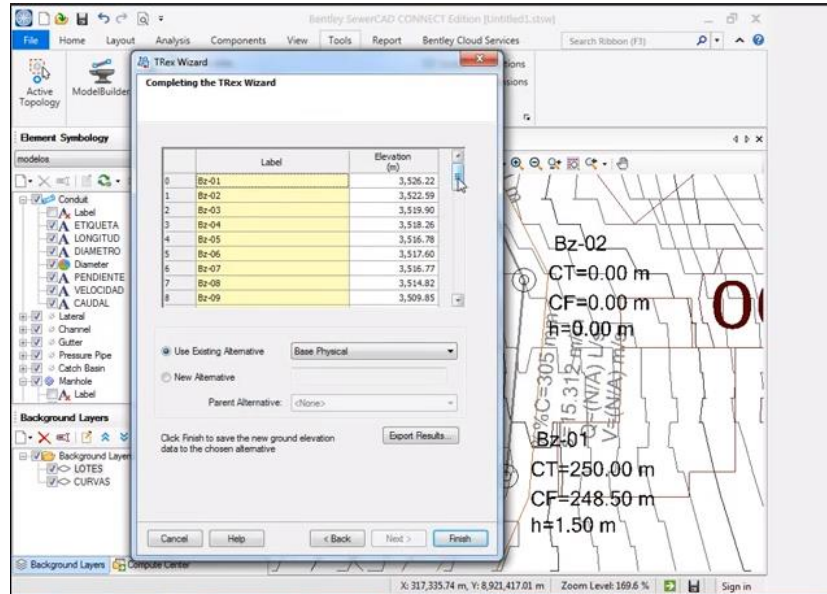
Figura N° 101. Ingreso de Cotas para Buzones mediante Herramienta TRex (2)



Fuente: SewerCAD.

12. Una vez ya cargados los datos, estos son procesados arrojándonos los resultados para cada uno de los buzones, esta Data es únicamente aplicable para cota de TAPA.

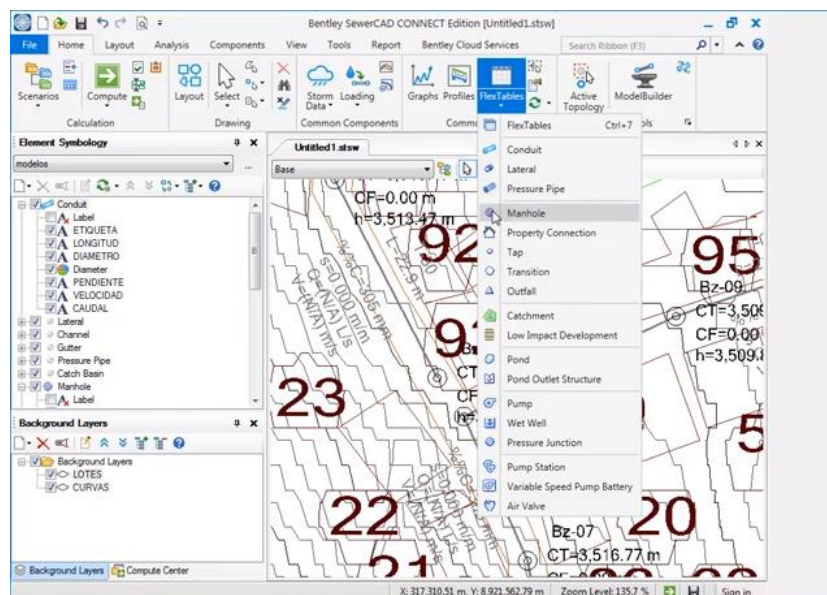
Figura N° 102. Ingreso de Cotas para Buzones mediante Herramienta TRex (3)



Fuente: SewerCAD

13. Con el fin de obtener las cotas de fondo, realizaremos un artificio en EXCEL, para ello es necesario solicitarle al SewerCAD las tablas donde figuran los datos de todos los buzones.

Figura N° 103. Obtención de Cotas de Fondo (1)



Fuente: SewerCAD.

14. Importamos los datos obtenidos a Excel, asignando a los buzones, la profundidad requerida, es decir Cota de Tapa – Profundidad = Cota de Fondo.

Figura N° 104. Obtención de Cotas de Fondo (2)

ID	Label	Elevation (Ground) (m)	Set Rim to Ground Elevation?	Elevation (Rim) (m)	Botted Cover?	Elevation (Driver) (m)	Inflow (Wet) Collection	Flow (Total In) (L/s)	Flow (Total Out) (L/s)	Depth (Out) (m)
30	Bz-01	3,526.22	True	3,526.22	False	3,526.22	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
31	Bz-02	3,522.59	True	3,522.59	False	3,522.59	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
33	Bz-03	3,519.90	True	3,519.90	False	3,519.90	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
35	Bz-04	3,518.26	True	3,518.26	False	3,518.26	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
37	Bz-05	3,516.78	True	3,516.78	False	3,516.78	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
39	Bz-06	3,517.60	True	3,517.60	False	3,517.60	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
41	Bz-07	3,516.77	True	3,516.77	False	3,516.77	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
43	Bz-08	3,514.82	True	3,514.82	False	3,514.82	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
45	Bz-09	3,509.85	True	3,509.85	False	3,509.85	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
47	Bz-10	3,505.24	True	3,505.24	False	3,505.24	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
49	Bz-11	3,496.52	True	3,496.52	False	3,496.52	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
51	Bz-12	3,490.41	True	3,490.41	False	3,490.41	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
53	Bz-13	3,482.59	True	3,482.59	False	3,482.59	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
55	Bz-14	3,474.21	True	3,474.21	False	3,474.21	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
57	Bz-15	3,468.34	True	3,468.34	False	3,468.34	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
59	Bz-16	3,462.94	True	3,462.94	False	3,462.94	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
61	Bz-17	3,455.44	True	3,455.44	False	3,455.44	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
63	Bz-18	3,448.75	True	3,448.75	False	3,448.75	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
65	Bz-19	3,439.90	True	3,439.90	False	3,439.90	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
67	Bz-20	3,431.82	True	3,431.82	False	3,431.82	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
69	Bz-21	3,421.97	True	3,421.97	False	3,421.97	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)

Fuente: Microsoft Excel.

15. Ingresamos los datos obtenidos en Excel de regreso a la data que nos presentó SewerCAD en la herramienta “FlexTables”

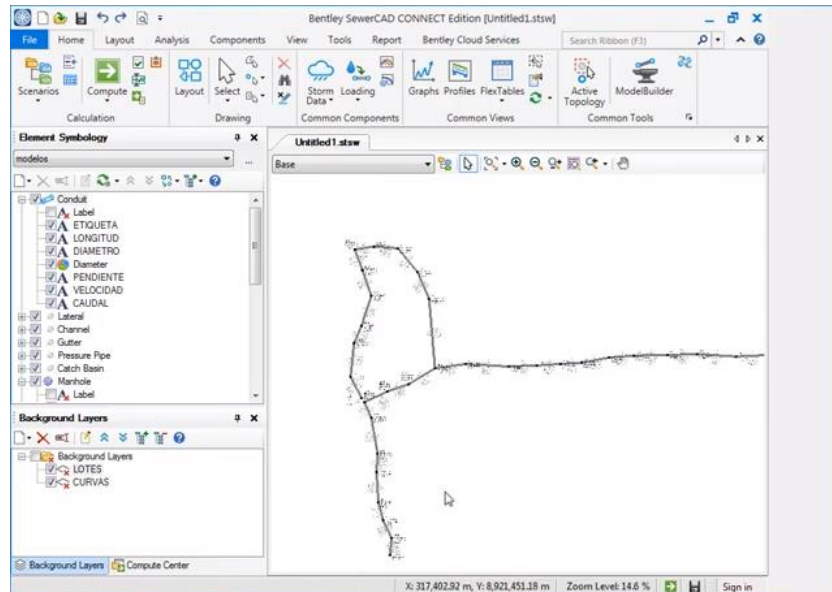
Figura N° 105. Obtención de Cotas de Fondo (3)

ID	Label	Elevation (Ground) (m)	Set Rim to Ground Elevation?	Elevation (Rim) (m)	Botted Cover?	Elevation (Driver) (m)	Inflow (Wet) Collection	Flow (Total In) (L/s)	Flow (Total Out) (L/s)	Depth (Out) (m)
47	Bz-10	3,505.24	✓	3,505.24	☐	3,503.74	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
49	Bz-11	3,496.52	✓	3,496.52	☐	3,495.02	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
51	Bz-12	3,490.41	✓	3,490.41	☐	3,488.91	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
53	Bz-13	3,482.59	✓	3,482.59	☐	3,481.09	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
55	Bz-14	3,474.21	✓	3,474.21	☐	3,472.71	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
57	Bz-15	3,468.34	✓	3,468.34	☐	3,466.84	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
59	Bz-16	3,462.94	✓	3,462.94	☐	3,461.44	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
61	Bz-17	3,455.44	✓	3,455.44	☐	3,453.94	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
63	Bz-18	3,448.75	✓	3,448.75	☐	3,447.25	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
65	Bz-19	3,439.90	✓	3,439.90	☐	3,438.40	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
67	Bz-20	3,431.82	✓	3,431.82	☐	3,430.32	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
69	Bz-21	3,421.97	✓	3,421.97	☐	3,420.47	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
71	Bz-22	3,412.92	✓	3,412.92	☐	3,411.42	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
73	Bz-23	3,406.28	✓	3,406.28	☐	3,404.78	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
75	Bz-24	3,399.78	✓	3,399.78	☐	3,398.28	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
77	Bz-25	3,395.91	✓	3,395.91	☐	3,394.41	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
79	Bz-26	3,389.67	✓	3,389.67	☐	3,388.17	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
81	Bz-27	3,383.24	✓	3,383.24	☐	3,381.74	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
83	Bz-28	3,377.11	✓	3,377.11	☐	3,375.61	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
85	Bz-29	3,371.43	✓	3,371.43	☐	3,369.93	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
89	Bz-30	3,514.69	✓	3,514.69	☐	3,513.19	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
90	Bz-31	3,513.47	✓	3,513.47	☐	3,511.97	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
92	Bz-32	3,512.88	✓	3,512.88	☐	3,511.38	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
94	Bz-33	3,513.40	✓	3,513.40	☐	3,511.90	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
96	Bz-34	3,513.89	✓	3,513.89	☐	3,512.39	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
98	Bz-35	3,512.62	✓	3,512.62	☐	3,511.12	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
100	Bz-36	3,509.85	✓	3,509.85	☐	3,508.35	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
102	Bz-37	3,504.59	✓	3,504.59	☐	3,503.09	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
104	Bz-38	3,496.31	✓	3,496.31	☐	3,494.81	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
106	Bz-39	3,496.42	✓	3,496.42	☐	3,494.92	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)
108	Bz-40	3,495.89	✓	3,495.89	☐	3,494.39	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)

Fuente: SewerCAD.

16. Verificamos la pendiente en cada punto de la red, identificando que cumplan con el sentido del flujo que esperamos.

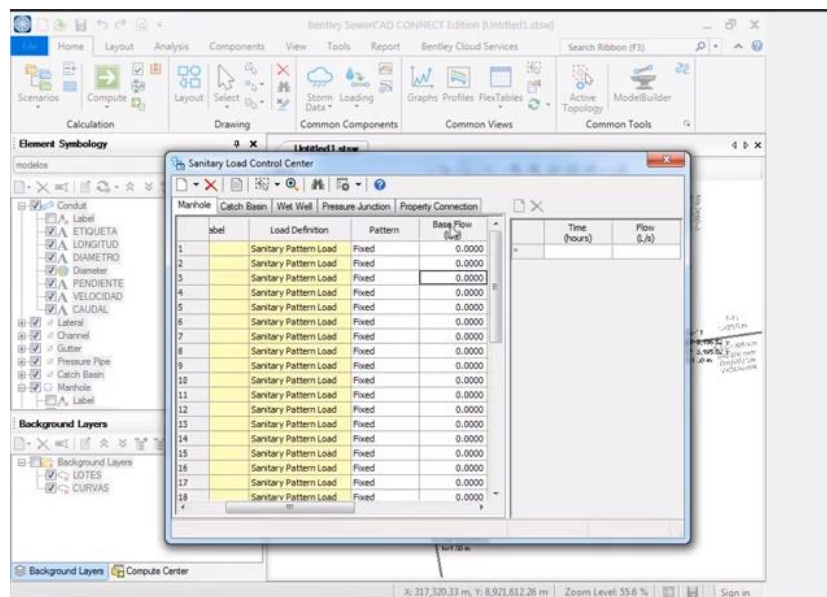
Figura N° 106. Verificación Manual de Sentido de Flujo



Fuente: SewerCAD

17. Asignamos un caudal mínimo a la red, con el fin de verificar si esta cumple con el flujo requerido para su correcto funcionamiento

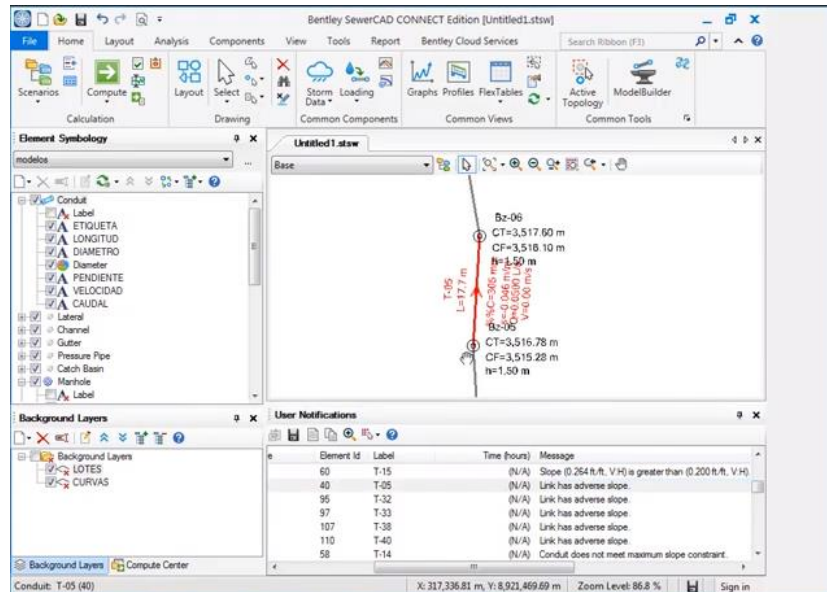
Figura N° 107. Verificación del Sentido de Flujo (1)



Fuente: SewerCAD.

18. Procesamos los datos y el programa nos informará cuales son los tramos de tubería que cuentan con pendientes invertidas a fin de poder corregirlas.

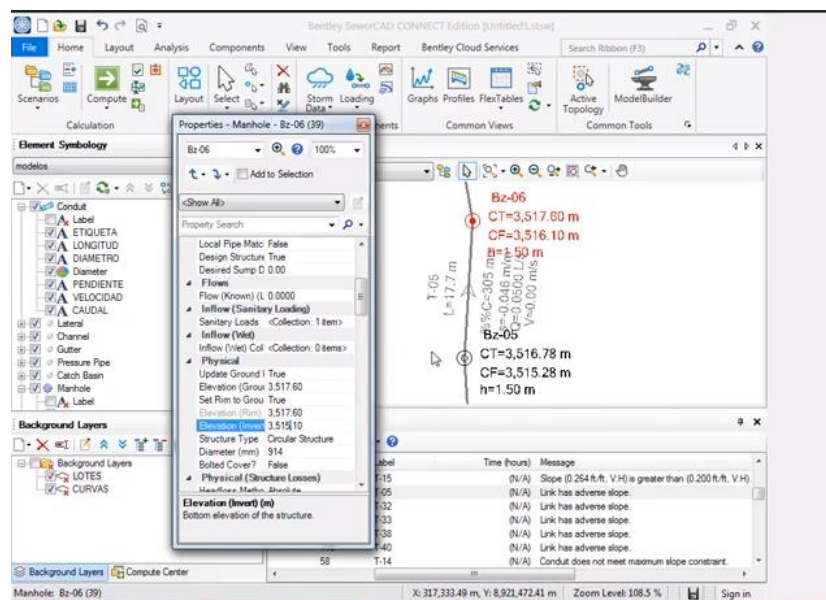
Figura N° 108. Verificación de Pendientes con Flujo Invertido



Fuente: SewerCAD.

19. Corregimos las cotas de fondo punto por punto, a fin de que las pendientes cumplan con los parámetros mínimos establecidos por norma.

Figura N° 109. Corrección de Flujos Invertidos



Fuente: SewerCAD

20. Basado en los datos de población, densidad, número de viviendas y tasa de crecimiento poblacional para un periodo proyectado a 20 años podemos estimar los caudales a considerar para cada buzón de acuerdo a su área de influencia.

Figura N° 110. Determinación de Caudales de acuerdo al área de Influencia.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
1			CT				CF					
2		30 Bz-01	3,526.22	True	3,526.22	False	3,524.72	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)	At
3		31 Bz-02	3,522.59	True	3,522.59	False	3,521.09	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)	At
4		33 Bz-03	3,519.90	True	3,519.90	False	3,518.40	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)	At
5		35 Bz-04	3,518.26	True	3,518.26	False	3,516.76	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)	At
6		37 Bz-05	3,516.78	True	3,516.78	False	3,515.28	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)	At
7		39 Bz-06	3,517.60	True	3,517.60	False	3,516.10	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)	At
8		41 Bz-07	3,516.77	True	3,516.77	False	3,515.27	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)	At
9		43 Bz-08	3,514.82	True	3,514.82	False	3,513.32	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)	At
10		45 Bz-09	3,509.85	True	3,509.85	False	3,508.35	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)	At
11		47 Bz-10	3,505.24	True	3,505.24	False	3,503.74	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)	At
12		49 Bz-11	3,496.52	True	3,496.52	False	3,495.02	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)	At
13		51 Bz-12	3,490.41	True	3,490.41	False	3,488.91	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)	At
14		53 Bz-13	3,482.59	True	3,482.59	False	3,481.09	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)	At
15		55 Bz-14	3,474.21	True	3,474.21	False	3,472.71	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)	At
16		57 Bz-15	3,468.34	True	3,468.34	False	3,466.84	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)	At
17		59 Bz-16	3,462.94	True	3,462.94	False	3,461.44	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)	At
18		61 Bz-17	3,455.44	True	3,455.44	False	3,453.94	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)	At
19		63 Bz-18	3,448.75	True	3,448.75	False	3,447.25	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)	At
20		65 Bz-19	3,439.90	True	3,439.90	False	3,438.40	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)	At
21		67 Bz-20	3,431.82	True	3,431.82	False	3,430.32	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)	At
22		69 Bz-21	3,421.97	True	3,421.97	False	3,420.47	<Collection: (N/A)	(N/A)	(N/A)	(N/A)	At

Fuente: Microsoft Excel.

21. Procedemos a ingresar los datos de obtenidos en Excel al software.

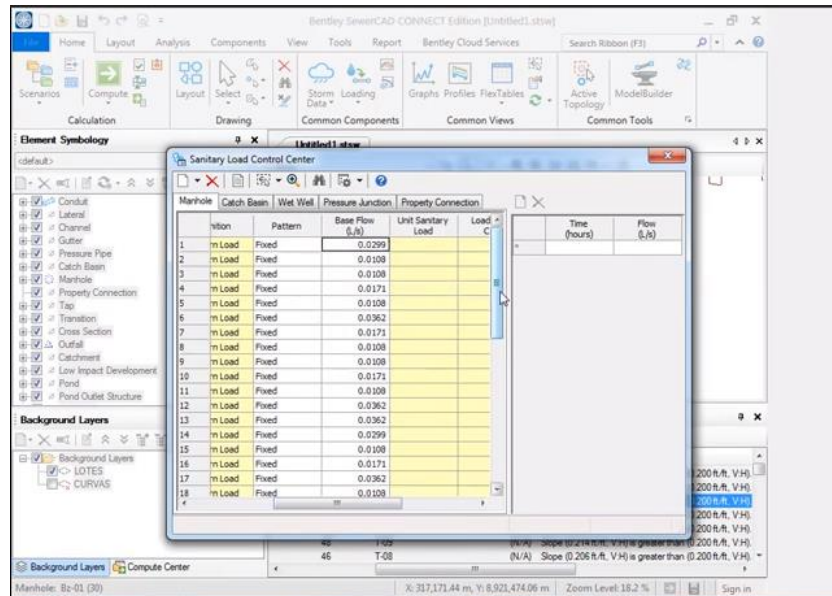
Figura N° 111 Ingreso de Caudales Requeridos a SewerCAD. (1)

	Bolted Cover?	Elevation (Invert) (m)	Inflow (Wet) Collection	Flow (Total In) (L/s)	Flow (Total Out) (L/s)	Depth (Out) (m)	Hydraulic Grade Line (In) (m)	Headloss Method	Hydraulic Grade Line (Out) (m)	Is Overflowing?	Is Ever Overflowing?
30: Bz-01	22	3,524.72	<Collection:	0.0000	0.0100	0.00	3,524.72	Absolute	3,524.72		
31: Bz-02	29	3,521.09	<Collection:	0.0100	0.0200	0.00	3,521.09	Absolute	3,521.09		
33: Bz-03	29	3,518.40	<Collection:	0.0200	0.0300	0.00	3,518.40	Absolute	3,518.40		
35: Bz-04	26	3,516.76	<Collection:	0.0300	0.0400	0.00	3,516.76	Absolute	3,516.76		
37: Bz-05	26	3,515.28	<Collection:	0.0400	0.0500	0.01	3,515.28	Absolute	3,515.28		
39: Bz-06	26	3,515.10	<Collection:	0.0500	0.0600	0.01	3,515.11	Absolute	3,515.11		
41: Bz-07	27	3,514.77	<Collection:	0.0600	0.0700	0.01	3,514.78	Absolute	3,514.78		

Fuente: Propia.

22. Al ingresar los valores debemos tener en cuenta que deben tener concordancia con la cantidad de viviendas y de buzones tomados en cuenta para nuestro diseño.

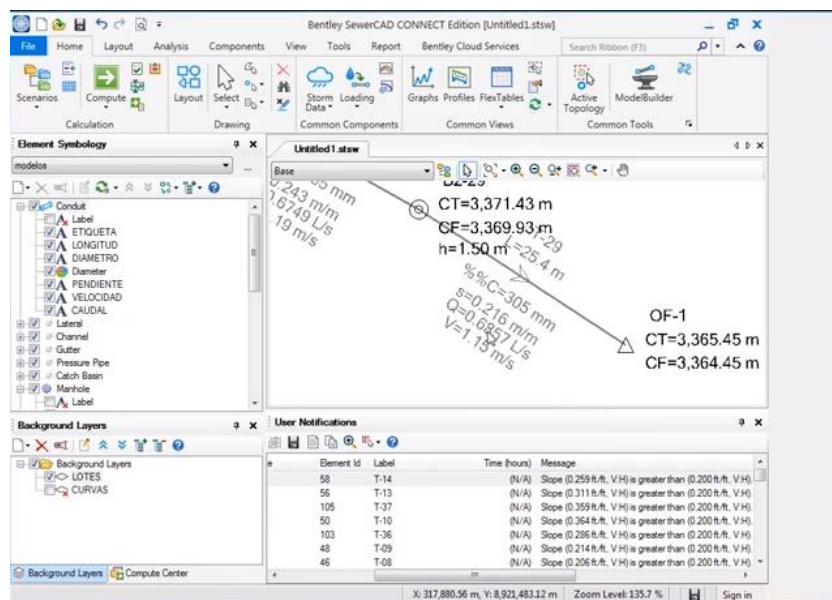
Figura N° 112. Ingreso de Caudales Requeridos a SewerCAD. (2)



Fuente: SewerCAD.

23. Es necesario verificar que el caudal recolectado en la tubería de salida, debe coincidir con el caudal total de toda la red.

Figura N° 113. Verificación de Caudales Totales en la Red



Fuente: SewerCAD

24. Una vez verificado el comportamiento de la red, es necesario empezar a asignar el diámetro de nuestras tuberías y los materiales con los cuales trabajaremos.

Figura N° 114. Elección de Diámetro y Materiales de Tuberías de la Red. (1)

Section Type	Diameter (mm)	Manning's n	Flow (L/s)	Velocity (m/s)	Depth (Middle) (m)	Capacity (Full Flow) (L/s)	Flow / Capacity (Design) (%)	Depth/Rise (%)	Notes	Material
32: T-01	160	0.010	0.0299	0.47	0.00	111.2189	0.0	2.7		PVC
34: T-02	305	0.013	0.0407	0.42	0.00	378.2603	0.0	1.6		
36: T-03	305	0.013	0.0515	0.40	0.01	308.5967	0.0	1.8		
38: T-04	305	0.013	0.0686	0.35	0.01	227.9579	0.0	2.1		
40: T-05	305	0.013	0.0794	0.20	0.01	101.7661	0.1	2.4		
42: T-06	305	0.013	0.1156	0.23	0.01	98.0153	0.1	2.7		
44: T-07	305	0.013	0.1327	0.52	0.01	301.6464	0.0	2.8		

Element Id	Label	Time (hours)	Message
58	T-14	(N/A)	Slope (0.259 ft./ft. V.H) is greater than (0.200 ft./ft. V.H)
56	T-13	(N/A)	Slope (0.311 ft./ft. V.H) is greater than (0.200 ft./ft. V.H)
105	T-37	(N/A)	Slope (0.359 ft./ft. V.H) is greater than (0.200 ft./ft. V.H)
50	T-10	(N/A)	Slope (0.364 ft./ft. V.H) is greater than (0.200 ft./ft. V.H)
103	T-36	(N/A)	Slope (0.286 ft./ft. V.H) is greater than (0.200 ft./ft. V.H)
48	T-09	(N/A)	Slope (0.214 ft./ft. V.H) is greater than (0.200 ft./ft. V.H)
46	T-08	(N/A)	Slope (0.206 ft./ft. V.H) is greater than (0.200 ft./ft. V.H)

Fuente: SewerCAD

25. Una vez procesado deberíamos poder verificar en el diseño, los caudales, pendientes y el material empleado para cada tramo de tubería.

Figura N° 115. Elección de Diámetro y Materiales de Tuberías de la Red. (2)

Element Id	Label	Time (hours)	Message
58	T-14	(N/A)	Slope (0.259 ft./ft. V.H) is greater than (0.200 ft./ft. V.H)
56	T-13	(N/A)	Slope (0.311 ft./ft. V.H) is greater than (0.200 ft./ft. V.H)
105	T-37	(N/A)	Slope (0.359 ft./ft. V.H) is greater than (0.200 ft./ft. V.H)
50	T-10	(N/A)	Slope (0.364 ft./ft. V.H) is greater than (0.200 ft./ft. V.H)
103	T-36	(N/A)	Slope (0.286 ft./ft. V.H) is greater than (0.200 ft./ft. V.H)
48	T-09	(N/A)	Slope (0.214 ft./ft. V.H) is greater than (0.200 ft./ft. V.H)
46	T-08	(N/A)	Slope (0.206 ft./ft. V.H) is greater than (0.200 ft./ft. V.H)

Fuente: SewerCAD

26. Es necesario verificar la tensión tractiva en todos los puntos de la red, para ello lo verificaremos con la ayuda de una tabla de Excel, finalizando el diseño de la red.

Figura N° 116. Verificación de la Tensión Tractiva.

ID	Label	Elevation (Ground) (m)	Set Rim to Ground Elevation?	Elevation (Rim) (m)	Bolted Cover?	Elevation (Invert) (m)	Inflow (Wet) Collection	Flow (Total In) (L/s)	Flow (Total Out) (L/s)	Depth (Out) (m)	Hydraulic Grade Line (m)
1											
2	30 Bz-01	3.526 22	True	3.526 22	False	3.524 72	<Collection (0	0.01	0	3.524 72 At
3	31 Bz-02	3.522 59	True	3.522 59	False	3.521 09	<Collection (0.01	0.02	0	3.521 09 At
4	33 Bz-03	3.519 90	True	3.519 90	False	3.518 40	<Collection (0.02	0.03	0	3.518 40 At
5	35 Bz-04	3.518 26	True	3.518 26	False	3.516 76	<Collection (0.03	0.04	0	3.516 76 At
6	37 Bz-05	3.516 78	True	3.516 78	False	3.515 28	<Collection (0.04	0.05	0.01	3.515 29 At
7	39 Bz-06	3.517 60	True	3.517 60	False	3.515 10	<Collection (0.05	0.06	0.01	3.515 11 At
8	41 Bz-07	3.516 77	True	3.516 77	False	3.514 77	<Collection (0.06	0.07	0.01	3.514 78 At
9	43 Bz-08	3.514 82	True	3.514 82	False	3.513 32	<Collection (0.07	0.08	0.01	3.513 33 At
10	45 Bz-09	3.509 85	True	3.509 85	False	3.508 35	<Collection (0.08	0.09	0.01	3.508 36 At
11	47 Bz-10	3.505 24	True	3.505 24	False	3.503 74	<Collection (0.09	0.1	0.01	3.503 75 At
12	49 Bz-11	3.496 52	True	3.496 52	False	3.493 02	<Collection (0.21	0.22	0.01	3.493 03 At
13	51 Bz-12	3.490 41	True	3.490 41	False	3.488 91	<Collection (0.22	0.23	0.01	3.488 92 At
14	53 Bz-13	3.482 59	True	3.482 59	False	3.481 09	<Collection (0.23	0.24	0.01	3.481 10 At
15	55 Bz-14	3.474 21	True	3.474 21	False	3.472 71	<Collection (0.24	0.25	0.01	3.472 72 At
16	57 Bz-15	3.468 34	True	3.468 34	False	3.466 84	<Collection (0.25	0.26	0.01	3.466 85 At
17	59 Bz-16	3.462 94	True	3.462 94	False	3.461 44	<Collection (0.26	0.27	0.01	3.461 45 At
18	61 Bz-17	3.455 44	True	3.455 44	False	3.453 94	<Collection (0.27	0.28	0.01	3.453 95 At
19	63 Bz-18	3.448 75	True	3.448 75	False	3.447 25	<Collection (0.28	0.29	0.01	3.447 26 At
20	65 Bz-19	3.439 90	True	3.439 90	False	3.438 40	<Collection (0.29	0.3	0.01	3.438 41 At
21	67 Bz-20	3.431 82	True	3.431 82	False	3.430 32	<Collection (0.3	0.31	0.01	3.430 33 At
22	69 Bz-21	3.421 97	True	3.421 97	False	3.420 47	<Collection (0.31	0.32	0.01	3.420 48 At
23	71 Bz-22	3.419 40	True	3.419 40	False	3.411 42	<Collection (0.32	0.33	0.01	3.411 43 At

Fuente: Propia

XVII. CONCLUSIONES.

Se obtuvieron las siguientes conclusiones:

17.1. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.

Con el propósito de conocer las propiedades físicas del suelo el programa de exploración de suelos albergó en su ejecución, 16 sondajes mediante el sistema de calicatas con una profundidad mínima de 1.50 m.

Las 16 calicatas arrojaron resultados similares, encontrándonos ante la presencia de suelos arenosos arcillosos, con niveles bajos de plasticidad, a excepción de las calicatas C-3, C-8, C-9, C-10, C-15, C-16 que presentan suelos arcillo arenosos de alta plasticidad.

Durante la excavación de algunas de nuestras calicatas, se observó problemas de estabilidad en las paredes debido a la presencia de estratos arenosos.

A pesar de haber excavado hasta una profundidad máxima de 2.20 no se encontró napa freática.

17.2. DISEÑO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.

Después de efectuar el diseño de la red de abastecimiento de agua potable se concluyó que, para lograr la optimización del diseño de nuestra red mediante el uso de la herramienta DARWIN DESIGNER se consideró prudente el empleo de diámetros óptimos lo cuales van desde los 4 a 8”

Después de realizar el cálculo hidráulico, se determinó que no se considera necesaria la construcción de un reservorio elevado ya que el actual excede la capacidad requerida proyectada

Se determinó que el presente proyecto cumplirá la demanda potable para una población que se encuentra de 1180 viviendas cumpliendo con los parámetros mínimos establecida según norma.

Mediante los estudios de calidad de agua sustentada en la presente tesis se concluye que, la fuente de captación de agua mediante pozos tubulares cumple los límites máximos establecidos según la autoridad nacional del agua (ANA).

17.3. DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.

Luego de evaluar y realizar el diseño del sistema de alcantarillado se determinó que dicho sistema no necesita un mejoramiento de la planta de tratamiento de aguas servidas, ya que, la existente ya ha sido rehabilitada y luego de haber hecho los cálculos y diseños correspondientes se concluye que cumple los parámetros de diseño establecido.

Para el proyecto se consideró los diámetros de las redes de tuberías para alcantarillado de 200 mm, 225 mm, 250 mm, 300 mm.

Para el diseño de buzones se consideró buzones tipo A, que oscilan entre 1.20 metros a 2.50 metros que para su construcción se considerará de concreto simple, siendo los que llevarán acero los buzones mayores de 2.50 metros. Es preciso mencionar que debido a la topografía de la zona urbana de distrito de Íllimo por tener pendientes abruptas se ha considerado caídas especiales, dichas caídas tienen pendientes de 15 %.

Se consideró 1188 conexiones domiciliarias para alcantarillado, esto es para la zona urbana del Distrito de Íllimo, abarcando las conexiones existentes y la ampliación de dicho servicio.

Para este proyecto que abarca también el tema de drenaje pluvial, se concluye garantizar el correcto funcionamiento del sistema de alcantarillado, ya que se propone el recojo de las aguas pluviales en caso de suceder eventos del fenómeno de niño costero.

17.4. DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL.

Como resultado de la investigación hidrológica presentada se concluye que existe una relación estrecha y a la vez inversamente proporcional para los tiempos de concentración e intensidades concernientes a los cuatro sectores estudiados, iniciando en la precipitación del diseño ya que el tiempo de conservación de toda una red es equivalente al funcionamiento total de todos los flujos por ende la posibilidad de que la precipitación llegue a perdurar va disminuyendo en lo que respecta a intensidad.

Debido a la envergadura del proyecto se consideró necesaria el planteamiento de la red de diseño solo calculada a nivel de rasante, relevando el diseño de canaletas y estudios de pavimento, así mismo como el planteamiento de un expediente técnico para uso de derecho de vía, ya que, las redes de agua potable y alcantarillado atraviesan una vía nacional.

Esta tesis se empleará como un referente para futuras investigaciones

XVIII. RECOMENDACIONES.

Se obtuvieron las siguientes recomendaciones:

18.1. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.

Es sensato realizar el proceso exploratorio de las excavaciones de manera manual y/o con el empleo maquinaria.

Los resultados del estudio químico – físico efectuado en laboratorio usando las muestras obtenidas se ven reflejados en las fichas resumen contenidas en la sección de anexos. Estos valores se encuentran dentro de los parámetros permitidos de agresividad contra el concreto. Pero, sin embargo, se sugiere emplear Cemento tipo Pórtland tipo MS en la elaboración del concreto.

La profundidad de cimentación deberá encontrarse como mínimo a 1.50 m. y a 2.00 m. en la PTAR.

XIX. LISTA DE REFERENCIAS

- [1] ONU, «La Humanidad necesita Agua,» noviembre 2016. [En línea]. Available: <http://www.who.int/mediacentre/factsheets/fs391/es/>. [Último acceso: 03 Junio 2017].
- [2] OMS, «Organización Mundial de la Salud,» 2014. [En línea]. Available: http://www.who.int/water_sanitation_health/dwq/wsh0207/es/. [Último acceso: 06 Junio 2017].
- [3] UNW-DPAC, «UN-WATER DECADE PROGRAMME ON ADVOCAY AND COMMUNICATION,» 2015, [En línea]. Available: <http://www.un.org/waterforlifedecade/unwdpac.shtml>. [Último acceso: 04 06 2017].
- [4] OEFA, «Organización de Evaluación y Fiscalización Ambiental,» Abril 2014. [En línea]. Available: <http://www.oefa.gob.pe/publicaciones/aguas-residuales>. [Último acceso: 26 Abril 2017].
- [5] IMIAPPL, «INFORME MULTIANUAL DE INVERSIONES EN ASOCIACIONES PÚBLICAS PRIVADAS,» 23 Marzo 2016. [En línea]. Available: http://www.mef.gob.pe/contenidos/inv_privada/app/IMI_APP_lambayeque.pdf.
- [6] H. M. e. E. V. L. D. Aguilar Mendoza, Vulnerabilidad y Riesgo Sanitario-Ambiental en los servicios de Agua potable y de la disposición de escretas y Aguas residuales en el Centro Poblado el Molino. Chocope, Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civi. Universidad Privada Antenor Orrego-Trujillo, 2014.
- [7] Aguilar Mendoza, Vulnerabilidad y Riesgo Sanitario-Ambiental en los servicios de Agua potable y de la disposición de escretas y Aguas residuales en el Centro Poblado el Molino. Chocope, Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civi. Universidad Privada Antenor Orrego-Trujillo, 2014.
- [8] Añazco Valdivia, Jaime Barahona. 2014. “Análisis y Diseño para Solución de Aguas de lluvia mediante Sistemas Urbanos de Drenaje Pluvial sostenible ampliando la técnica de firmes en Condominio Ercilla, Comuna de Temuco, IX Región de la Araucanía”. Tesis para Optar el Título Profesional de Ingeniero Civil en Obras Civiles. Universidad Austral de Chile - Chile.

- [9] Bieberach Mugruza, Humberto Joseph. 2013. “Ampliación y Mejoramiento de los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de Villa y Anexos – Distrito Chorrillos”. Tesis para Optar el Título Profesional de Ingeniero Sanitario. Universidad Nacional de Ingeniería - Lima.
- [10] Noyola, Adalberto. 2013. Selección de Tecnología para el Tratamiento de Aguas Residuales Municipales. México: Universidad Nacional de México.
- [11] Quispe Ccente, Juan Carlos e Efraín Rojas Poma. 2015. “Diseño del Sistema de Drenaje Pluvial de la Comunidad 3 de mayo de Pucarumi del Distrito de Ascensión - Huancavelica”. Tesis para Optar el Título Profesional de Ingeniero Civil. Universidad Nacional de Huancavelica - Huancavelica.
- [12] Arana Ysa, Vladimir. 2010. Guía para la toma de decisiones en la selección de sistemas de tratamiento de aguas residuales no convencionales. Lima.

XX. ANEXOS.


20.1. ANEXO N°01: DOCUMENTOS.

Figura N° 117. Constancia de no existencia del Proyecto.




Fuente: Municipalidad Distrital de Illimo

Figura N° 118. Certificado de Necesidad de Proyecto Expedido por el Municipio Distrital de Íllimo



**MUNICIPALIDAD DISTRITAL
DE ILLIMO**



Juntos hacemos el cambio!

“Año del Buen Servicio al Ciudadano”

Illimo, Setiembre 22 del 2017

Carta N° 014-2017-MDI/A.

Sres :
ING. ANIBAL DIAZ ORREGO
DIRECTOR DE LA ESCUELA DE ING. CIVIL AMBIENTAL
Ciudad .-


ASUNTO : RESPUESTA A LO SOLICITADO
REFERENCIA : CARTA N°042-2017-USAT-EICA

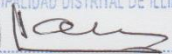
Reciba usted el cordial saludo a nombre de la Municipalidad que actualmente presido, y que en respuesta a su carta de la referencia, me complace indicarle que valoramos todo apoyo que nuestra juventud estudiantil requiera y más aún que de alguna forma a nuestro Distrito le beneficie como es en este caso el desarrollo de un proyecto relacionado con el Sistema de Agua Potable y Alcantarillado, teniendo en cuenta que por consecuencias del Fenómeno del Niño Costero nos ha azotado en gran manera a todo nuestro Distrito.

Así mismo se hace constancia que actualmente nuestra institución necesita de suma urgencia el proyecto denominado **“MEJORAMIENTO Y AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA ZONA URBANA DEL DISTRITO DE ILLIMO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE, 2017”**. Por lo que comunicamos que el sistema de agua potable y alcantarillado de nuestro Distrito, no se encuentra funcionando correctamente debido a que ya cumplió su periodo de vida útil por el cual fue diseñado.

Estando a su disposición, aprovechamos para reiterarle nuestra estima personal,

Atentamente,




Ing. Juan M. Cabrera Farroñán
ALCALDE

CALLE REAL N° 444 - TELF.: 422179 - ILLIMO **www.muniillimo.gob.pe**

Fuente: Municipalidad Distrital de Íllimo

Figura N° 119. Declaración Jurada de no Existencia del Proyecto.




“AÑO DEL BUEN SERVICIO AL CIUDADANO “

DECLARACIÓN JURADA

Yo, ERLITA SÁNCHEZ OLIVOS, identificada con DNI N° 44405874, código universitario 102AC23414, con domicilio en la Calle Lambayeque N° 871, Distrito de Lambayeque y MARIO BARRUETO SAMAME, identificada con DNI N° 48147256, código universitario 101IA19543, con domicilio en la Residencial Leguía edificio 7 departamento 101, Distrito de Chiclayo, declaramos bajo juramento tener conocimiento que el proyecto denominado “MEJORAMIENTO Y AMPLIACIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA ZONA URBANA DEL DISTRITO DE ILLIMO , PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE ,2017” , no se encuentra dentro del banco de proyectos de la Municipalidad de Illimo , ni se viene desarrollando estudios por alguna Institución o Persona ,por tal motivo se firma el presente documento en señal de veracidad.

Chiclayo, 23 de septiembre del 2017



 SÁNCHEZ OLIVOS ERLITA



 BARRUETO SAMAMÉ MARIO

DNI: 44405874 DNI: 48147256

CERTIFICO: QUE LA(S) FIRMA(S) Y HUELLA(S) QUE ANTECEDE(N)
 CORRESPONDE(N) A: Erlita Sanchez Olivos -
Mario Humberto Barrueto Samame

IDENTIFICADO(S) CON DNI: 44405874 - DNI: 48147256
 RESPECTIVAMENTE

LA NOTARIA NO ASUME RESPONSABILIDAD SOBRE EL CONTENIDO DEL DOCUMENTO
 CHICLAYO.

23 SET. 2017




CÉSAR ENRIQUE DELGADO PÉREZ
 ABOGADO - NOTARIO DE CHICLAYO



Fuente: Propia

Figura N° 120. Certificado de Seguimiento para Requerimiento de Estado Situacional de las Tuberías

CARGO

“AÑO DEL BUEN SERVICIO AL CIUDADANO”

Chiclayo, 19 de septiembre del 2017

Ing. Gustavo Castellanos Custodio.
GERENTE OPERACIONAL.

ASUNTO: Acceso a información del estado actual del sistema de agua y alcantarillado del Distrito de Illimo.

REFERENCIA: Proyecto de Tesis Denominado:
“Mejoramiento y Ampliación del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado, de la Zona Urbana del Distrito de Illimo, Provincia y Departamento de Lambayeque, 2017”


De nuestra consideración:


Reciba nuestro cordial saludo y al mismo tiempo dirigirme a su despacho para expresarle el motivo de mi solicitud:

Que en calidad de alumnos de la Carrera de Ingeniería Civil Ambiental de la “Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo” de la ciudad de Chiclayo, hemos decidido desarrollar el proyecto de tesis denominado “Mejoramiento y Ampliación del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado, de la Zona Urbana del Distrito de Illimo, Provincia y Departamento de Lambayeque, 2017”, motivo por el cual solicitamos a su despacho que nos brinde información requerida para el desarrollo de nuestro proyecto, como también la AUTORIZACION para poder visitar los Pozos Tubulares y Lagunas de Estabilización del distrito de Illimo, Provincia y Departamento de Lambayeque y poder seguir adelante con nuestro proyecto.

Por lo que esperamos a sus diligencias en la respuesta a nuestra solicitud por el momento antes mencionado.

Afectuosamente:


 SAÚL CHÁVEZ OLIVARES RLLTA
 DDCN1444068744


 BÁRBARA SAMANÉ MARRO
 DDCN1488437966

93

Fuente: EPSEL S.A.

Figura N° 121. Calibración de la Estación Total.

CONSEVIAL
ALQUILER - VENTA - SERVICIO TÉCNICO DE EQUIPOS TOPOGRÁFICOS

TOPCON Leica SOKKIA Trimble GARMIN
www.consevialsac.com

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN

Otorgado a: N° C-319/18

VIEM DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN E.I.R.L.

DATOS DEL EQUIPO:

EQUIPO	MARCA	MODELO	SERIE
ESTACIÓN TOTAL	TOPCON	ES 105	BS 2872

RESULTADOS DE LA CALIBRACIÓN:

Ángulos	Valor del Patrón	Valor Obtenido	Error	Incertidumbre
DIRECTO	00°00'00"	00°00'00"	00°00'00"	± 00°00'05"
INVERSO	180°00'00"	180°00'00"	00°00'00"	± 00°00'05"

PATRÓN UTILIZADO:

SET COLIMADOR MODELO F550 / TD5. Se hace una línea al horizonte enfocando al infinito con un grosor de 01" del trazo del retículo; este colimador es patronado periódicamente por un teodolito WILD modelo T2 de precisión al 01" con el método de lectura DIRECTA-INVERSA.

CONSEVIAL SAC, a través de su servicio técnico CERTIFICA que el equipo en mención se encuentra totalmente revisado, controlado, calibrado y 100% operativo, cumpliendo con las especificaciones técnicas de fábrica y los estándares internacionales establecidos (DIN 18723), sugiriéndose una recalibración en un periodo máximo de 06 meses, aproximada al 22 de Febrero del 2019.

• Nota: CONSEVIAL SAC no se responsabiliza por desajustes y /o descalibraciones en los equipos causados por un inadecuado transporte del mismo.

Fecha de Emisión	Próxima Calibración	Validez del Certificado
22-Agosto-2018	22-Febrero-2019	06 meses



César Campos Vargas
SERVICIO TÉCNICO
CONSEVIAL

Principal Chiclayo: Av. Balta N° 910- Interior 301 - Cercado de Chiclayo.
Teléfono: 074-262860 RPM #947514259 - #978072776
Email: hc Campos@consevialsac.com - cc Campos@consevialsac.com

Fuente: Consevial

Figura N°122. Solicitud de Información para Estudio de Calidad de Agua a EPS de Íllimo

Formulario de Solicitud de Acceso a la Información Pública

	SOLICITUD DE ACCESO A LA INFORMACIÓN PÚBLICA Texto Único Ordenado de la Ley N° 27806, Ley de Transparencia y Acceso a la Información Pública, aprobado por Decreto Supremo N° 043-2003-PCM	N° DE REGISTRO 563895
HORA: 3:30 PM FECHA: 02 TRÁMITE: DOCUMENTARIO		

I. FUNCIONARIO RESPONSABLE DE LA ATENCIÓN DE PEDIDOS EN EL MARCO DE LA LEY DE TRANSPARENCIA Y ACCESO A LA INFORMACIÓN PÚBLICA

Oficina de Comunicación Social

II. DATOS DEL SOLICITANTE

APELLIDOS Y NOMBRES/RAZÓN SOCIAL BARRUETO SOMME, MARIO <small>RESID. LEGUA</small>	DOCUMENTO DE IDENTIDAD 48147256		
DOMICILIO RESIDENCIAL LEGUA EDIFICIO 7 DEP 101			
AV/CALLE/IR/PSJ			
PROVINCIA CHICLAYO	DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE	CORREO ELECTRONICO Mario.barrueto93@gmail.com	TELEFONO 935545219

III. INFORMACIÓN SOLICITADA


Solicito el estudio de calidad de agua (Físico, química, biológica) del pozo N°2 del distrito de Íllimo mediante la ley de Transparencia.

IV. DEPENDENCIA DE LA CUAL SE REQUIERE LA INFORMACIÓN

Oficina de Control de Calidad

V. FORMA DE ENTREGA DE LA INFORMACIÓN (MARCA CON UN "X")

COPIA SIMPLE	DISKETTE	CD	CORREO ELECTRONICO	OTROS
X			X	

 FIRMA	FECHA Y HORA DE RECEPCIÓN
--	---------------------------

Observaciones:.....

.....

.....

Fuente: EPSEL S.A.

20.2. ANEXO N°02: CUADROS.

Tabla N° 107. Anexo Datos Generales del Distrito de Íllimo.

Departamento	Lambayeque
Provincia	Lambayeque
Distrito	Íllimo
Altitud (m.s.s.m)	53
Extención Territorial (km²)	67.3
Población	8856
Población Zona Urbana	5037
Densidad Poblacional (Hab/Km²)	141

Fuente : Gerencia Regional de Salud Lambayeque 2017

Tabla N° 108. Evaluación de Daños en el Distrito de Íllimo durante el Fenómeno del Niño Costero 2017.

UBICACIÓN ZONA URBANA	DAÑOS MATERIALES			DAÑOS A LA VIDA Y SALUD			
	VIVIENDAS			DAMNIFICADOS		AFECTADOS	
	Colapso	Inhabilitado	Afectado	Familias	Personas	Familias	Personas
N°	125	132	282	266	881	273	704

Fuente : INEI 2017 – Consolidado de evaluación de daños.

Tabla N° 109. Récord de Precipitaciones en 24 Horas Durante enero, febrero y marzo.

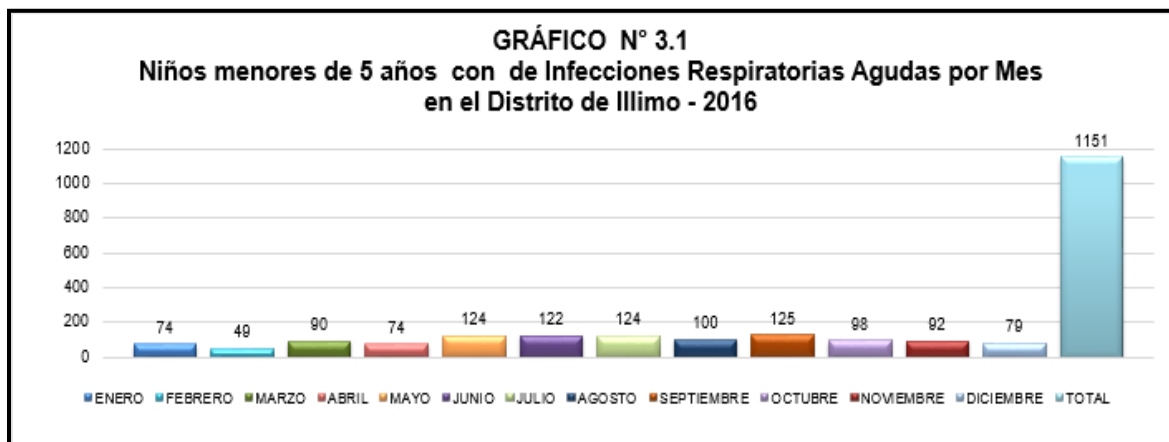
	ESTACIÓN	Max 24/h (mm)								
		Ene-17	Récord 1	Récord 2	Feb-17	Récord 1	Récord 2	Mar-17	Récord 1	Récord 2
LAMBAYEQUE	CAYALTI	2.4	26.2/ 1983	22.8/ 1998	41.9	77.3/ 1998	41.9/ 2017	51.3	78.2/ 1972	65.8/ 1993
	REQUE	1.1	48.3/ 1983	7.5/ 1998	21.4	60.4/ 1993	21.4/ 2017	29.8	56/ 1983	49.5/ 1998
	JAYANCA	25.9	59.6/ 1998	37.4/ 1983	120.8	120.8/ 2017	109.8/ 2017	113	113/ 2017	94.8/ 2017
	TINAJONES	14.6	60.9/ 1998	19 /2008	81.8	290.7/ 2002	81.6/ 2017	85.7	116.3/ 1998	93.9/ 1971

Fuente : SENAMHI 2017 – Monitoreo Diario de Precipitaciones en la Región Norte.

20.3. ANEXO N°04: GRÁFICOS.

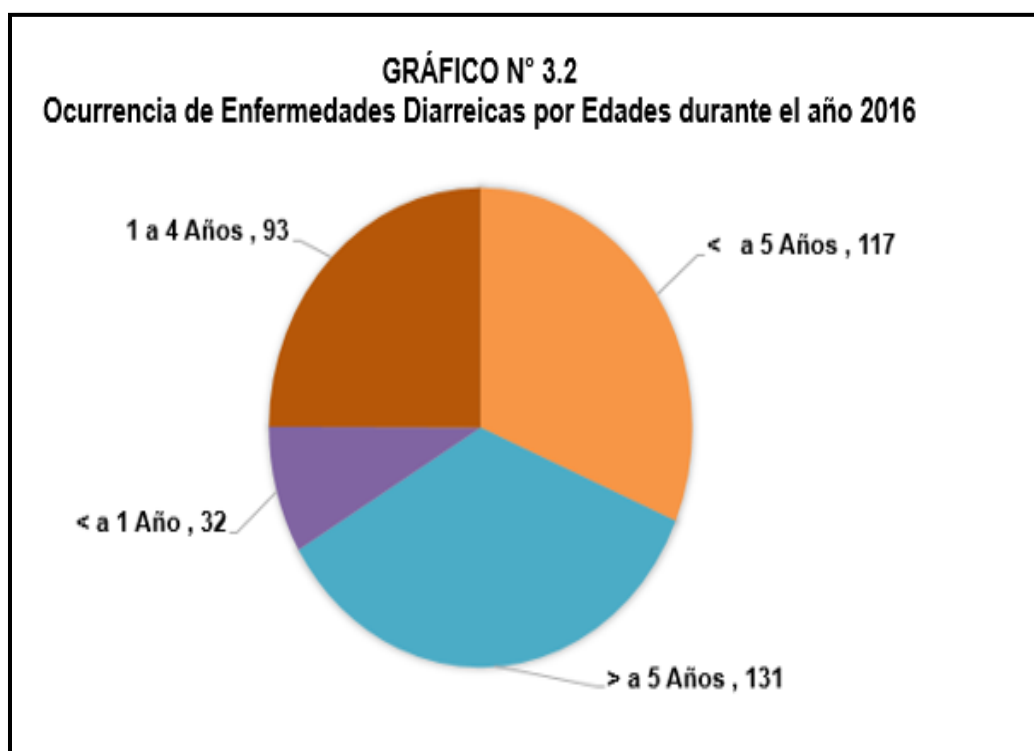
GRÁFICO N°19.1.

Figura N° 123. Niños Menores de 5 Años con Infecciones Respiratorias Agudas por Mes en el Distrito de Íllimo - 2016



Fuente: Centro de Salud del Distrito de Íllimo, 2016.

Figura N° 124. Ocurrencias de Enfermedades Diarreicas por Edades Durante el Año 2016



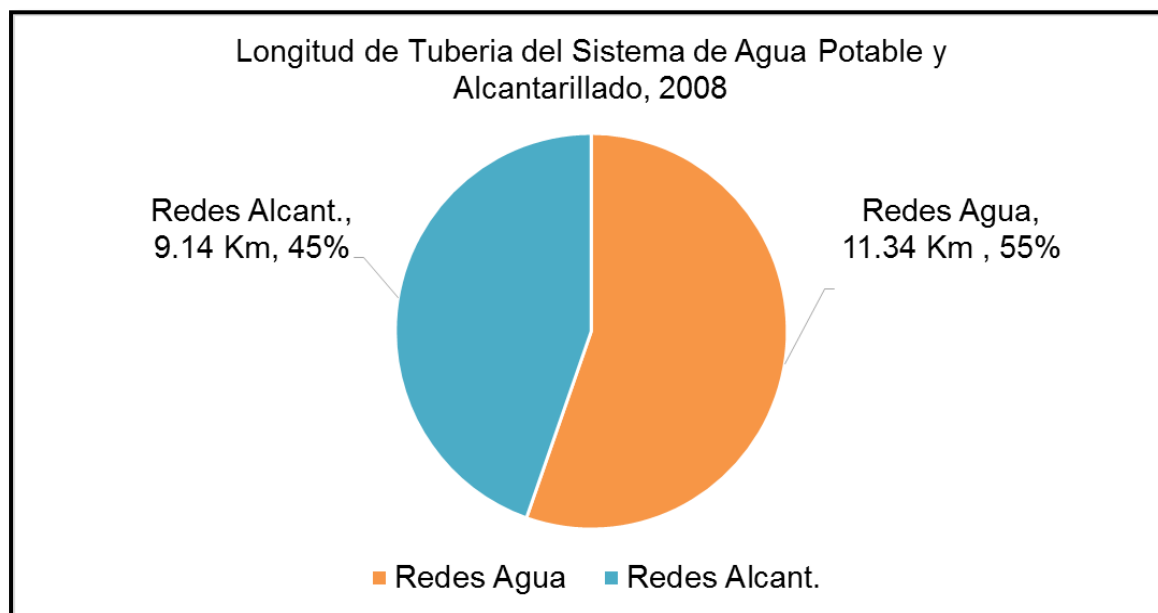
Fuente: Centro de Salud del Distrito de Íllimo, 2016.

Figura N° 125. Índices de Morbilidad con más Frecuencia Durante los Meses de enero – agosto 2017.



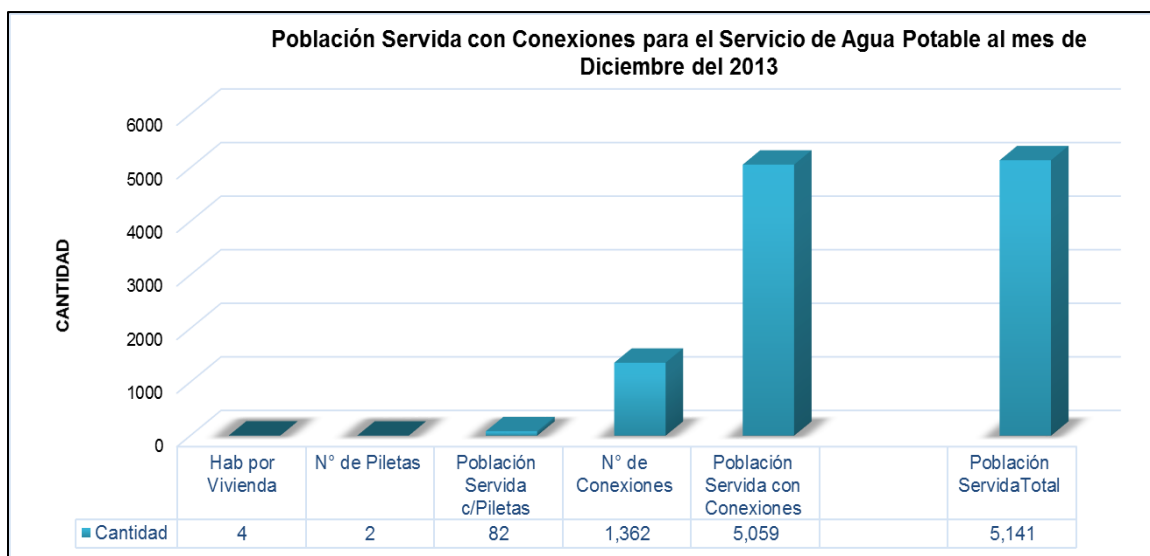
Fuente: Centro de Salud del Distrito de Íllimo, 2017.

Figura N° 126. Longitud de Tubería del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado.



Fuente: EPSEL S.A.

Figura N° 127. Población Servida con Conexiones para el Servicio de Agua Potable al mes de diciembre del 2013.



Fuente: EPSEL S.A.

Figura N° 128. Población Servida con Conexiones para el Servicio de Alcantarillado al Mes de diciembre del 2013.



Fuente: EPSEL S.A

**20.4. ANEXO N°05:
PANEL FOTOGRÁFICO.**

Figura N° 129. Visita a la Caseta de Bombeo y Reservorio



Fuente: Propia.

Figura N° 130. Visita al Pozo Tubular



Fuente: Propia.

Figura N° 131. Visita a las Lagunas de Oxidación



Fuente: Propia.

Figura N° 132. Canal de Derivación de las Aguas de las Lagunas de Oxidación Durante las Lluvias



Fuente: Propia.

Figura N° 133. Buzones Colmatados en la Parte Baja de la Zona Urbana (calle La Victoria y Libertad), Durante el Fenómeno Costero.



Fuente: Propia

PANEL FOTOGRÁFICO DEL ESTUDIO TOPOGRÁFICO.

Figura N° 134. Levantamiento Topográfico con Estación Total en la Zona Urbana del Distrito de Íllimo.



Fuente: Propia.

Figura N° 135. Levantamiento Topográfico con Estación Total en la Zona Urbana del distrito de Íllimo.



Fuente: Propia.

Figura N° 136. Levantamiento Topográfico con Estación Total en la Zona Urbana del Distrito de Íllimo.



Fuente: Propia.

PANEL FOTOGRAFICO ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Figura N° 137. Calicata profundidad 1.55 m en el Parque Central Íllimo



Fuente: Propia.

Figura N° 138. Calicatas para Extracción de Muestras de Suelo, profundidad 1.80 m.



Fuente: Propia

Figura N° 139. Trabajadores de la Municipalidad de Íllimo Apoyo para Excavación de Calicatas-



Fuente: Propia.

ESTUDIO DE SUELOS EN LABORATORIO USAT

Figura N° 140. Elaboración de Ensayos Granulométricos, Corte Directo. entre otros, Necesarios para el Proyecto.



Fuente: Propia