



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**“DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA ABASTECER LAS
COMUNIDADES DE POTRERO DE OYANCA, LAS MESAS Y LAS PENCAS EN
EL MUNICIPIO DE LA TRINIDAD DE ESTELI”.**

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Br. Douglas Ulises García González

Br. Holverth David Mendoza Figueroa

Br. David Moisés Moreno Matamoros

Tutor

Ing. Juan Leonardo Chow Zúniga

Managua, Julio 2021

Agradecimiento

A Dios por bendecirnos con la vida, guiarnos a lo largo de nuestra experiencia, ser el apoyo de fortaleza en aquellos momentos de dificultad y debilidad.

Gracias a nuestros padres por ser los principales promotores de nuestros sueños, por creer y confiar en nuestras expectativas, por los consejos, valores y principios que nos han inculcado.

A nuestros docentes de la Universidad Nacional de Ingeniería Sede Regional del Norte por haber compartido sus conocimientos a lo largo de la preparación de nuestra profesión, de manera especial al Ing. Juan Leonardo Chow Zúniga tutor de nuestro proyecto de investigación quien ha guiado con su paciencia y su rectitud como docente y a todas las personas que de una u otra manera nos brindaron valiosos aportes a nuestra investigación.

Br. Douglas Ulises García Gonzales

Br. Holverth David Mendoza Figueroa

Br. David Moisés Moreno Matamoros

Dedicatoria

En primer lugar, a Dios por ser el inspirador y darnos la fuerza para continuar en este proceso de obtener uno de los anhelos más deseados.

A nuestros padres, por su amor, trabajo y sacrificio en todos estos años, gracias a ustedes hemos logrado llegar hasta aquí y convertirnos en lo que somos.

A todas las personas que nos han apoyado y han hecho que el trabajo se realice con éxito en especial a aquellos/as que nos abrieron las puertas y compartieron sus conocimientos.

Br. Douglas Ulises García Gonzales

Br. Holverth David Mendoza Figueroa

Br. David Moisés Moreno Matamoros

I.	Introducción.....	1
II.	Antecedentes	2
III.	Justificación.....	3
IV.	Objetivos	4
4.1	Objetivo general	4
4.2	Objetivos específicos	4
V.	Descripción del área de estudio	5
5.1	Demografía	5
5.2	Macro y micro localización	5
5.3	Geología de las comunidades de Potrero de Oyanca, Las Pencas y Las Mesas	7
5.4	Clima	8
VI.	Marco teórico	9
6.1	Estudio socio económico.....	9
6.2	Estudio hidrológico	10
6.3	Estudio topográfico.....	11
6.4	Aforo de la fuente	11
6.5	Diseño de los miniacueductos por bombeo eléctrico y gravedad.....	12
6.5.1.	Obra de captación manantial.....	12
6.5.2.	Población de diseño	14
6.5.3.	Dotación	15
6.5.4.	Caudales de diseños	15
6.5.5.	Línea de conducción	15
6.5.6.	Tanque de almacenamiento	16

6.5.7. Red de distribución.....	16
6.5.8. Acometidas domiciliarias.....	16
6.6. Presupuesto	17
VII. Diseño metodológico.....	17
7.1 Tipo de estudio.....	17
7.2 Estudio socio económico.....	17
7.3 Estudio hidrológico.....	17
7.4 Estudio topográfico.....	21
7.4.1 Fase de campo.....	21
7.4.2 Fase de gabinete.....	22
7.4.3 Aforo de la fuente	22
7.5 Diseño del mini acueducto	23
7.5.1 Población de diseño	23
7.5.2 Caudales de diseños	23
7.5.3 Diseño de la línea de conducción.....	25
7.5.3.1. Línea de conducción por gravedad.....	25
7.5.3.2. Línea de conducción por bombeo con bomba de eje horizontal.....	27
7.5.3.3. Línea de conducción por bombeo con bomba sumergible	33
7.5.4 Tanque de almacenamiento	34
7.5.5 Desinfección	34
7.5.6 Red de distribución	35
7.5.7 Válvulas de aire y de limpieza	36
7.5.8 Acometidas domiciliarias	37

7.6	Presupuesto	37
VIII.	Cálculos	38
8.1	Estudio socioeconómico.....	38
8.1.1	Tipo de trabajo de la población.....	38
8.1.2	Personas que tienen trabajo remunerado.....	39
8.1.3	Miembros en el hogar	40
8.1.4	Cantidad de habitantes por sexo	41
8.1.5	Personas que poseen servicio de agua.....	41
8.1.6	Distancia para acarrear el agua.....	42
8.1.7	Estado de letrinas	43
8.1.8	Percepción de la calidad del agua	44
8.1.9	Enfermedades de origen hídrico.....	45
8.1.10	Tipo de enfermedades hídricas	46
8.2	Estudio hidrológico.....	47
8.2.1	Parámetros morfométricos para la cuenca 1 Potrero de Oyanca	48
8.2.2	Parámetros morfológicos para la microcuenca 2 Las Pencas	54
8.3.	Estudio topográfico.....	59
8.3.1.	Procesamiento de datos topográficos	59
8.4.	Aforo de la fuente	60
8.5.	Diseño de mini acueducto	68
8.5.1.	Población de diseño	68
8.5.2.	Dotación y demanda.....	68
8.5.3.	Diseño hidráulico	69

8.5.3.1. Calculo línea de conducción por gravedad.....	70
8.5.3.2. Cálculo de la línea de conducción por bombeo con bomba de eje horizontal	
74	
8.5.3.3. Calculo línea de conducción por bombeo con bomba sumergible	83
8.6. Almacenamiento y desinfección	90
8.6.1 Desinfección.....	93
8.7. Simulación hidráulica del sistema	96
8.7.1. Simulación de la línea de conducción de Las Pencas.....	97
8.7.2. Simulación línea de conducción por gravedad Las Mesas.....	100
8.7.3. Simulación línea de conducción por bombeo de Potrero de Oyanca	103
8.7.4. Criterios de diseño y nodos concentrados para la simulación de redes	108
8.7.5. Simulación de la red de distribución de Las Pencas	109
8.7.6. Red de distribución Las Mesas sector 2 tramo A	113
8.7.7. Red de distribución de Las Mesas sector 2 tramo B	117
8.7.8. Red de distribución Potrero de Oyanca sector 3 tramo A.....	122
8.7.9. Red de distribución Potrero de Oyanca sector 3 tramo B.....	126
8.7.10. Red de distribución Potrero de Oyanca sector 3 sección C	131
8.7.11. Simulación de la red con demanda Cero.....	135
8.8. Simulación de dosificación del cloro en la red de distribución.....	141
8.9. Conexión domiciliares	151
8.10. Presupuesto	151
IX Conclusiones y recomendaciones	153
9.1. Conclusiones.....	153
9.2. Recomendaciones.....	155

X.	Bibliografía	156
XI.	Anexos	I
Tabla 1	Precipitación promedio mensual 1998-2019 micro cuenca rio La Trinidad	8
Tabla 2	Jefes de hogar entrevistado	38
Tabla 3	Tipos de trabajos remunerados.....	39
Tabla 4	Porcentaje de personas que trabajan.....	40
Tabla 5	Cantidad de miembros en la familia	40
Tabla 6	Cantidad de habitantes en las comunidades.....	41
Tabla 7	Porcentaje de personas que gozan del servicio	42
Tabla 8	Cantidad de km recorridos para obtención de agua	42
Tabla 9	Estado de las letrinas	43
Tabla 10	Porcentajes según los rangos de calidad del agua	44
Tabla 11	Porcentaje de la población que padecen de enfermedades ocasionadas por el consumo del agua	45
Tabla 12	Tipos de enfermedades ocasionadas por el consumo de agua	46
Tabla 13	Intensidad de las precipitaciones en la estación de San Isidro	52
Tabla 14	Coeficiente de escurrimiento por tipo de uso de suelo Mc1	53
Tabla 15	Escurrecimiento de la microcuenca 1 según el periodo de retorno	54
Tabla 16	Coeficiente de escurrimiento por tipo de uso de suelo Mc2	58
Tabla 17	Escurrecimiento de la microcuenca 2 según el periodo de retorno	59
Tabla 18	Lista de planos de estudio topográficos	59
Tabla 19	Aforo de las fuentes.....	61
Tabla 20	Caudales por sectores.....	70

Tabla 21 Datos de la línea de conducción por gravedad	71
Tabla 22 Tubería de succión para la línea de conducción por bombeo	75
Tabla 23 Accesorios de la tubería de succión y pérdida de carga	76
Tabla 24 Accesorios y pérdidas locales en la sarta.....	77
Tabla 25 Datos de la línea de conducción por bombeo	78
Tabla 26 Columna de bombeo en la línea de conducción con bomba sumergible	84
Tabla 27 Accesorios y pérdidas locales en la sarta.....	85
Tabla 28 Línea de conducción por bombeo con bomba sumergible	86
Tabla 29 Consumo promedio diario por sectores.....	91
Tabla 30 Consumo máximo horario en base a las viviendas	96
Tabla 31 Longitudes y velocidades en la línea de conducción de Las Pencas	99
Tabla 32 Presiones en la línea de conducción de las Pencas	100
Tabla 33 Longitudes y velocidades en la línea de conducción de Las Mesas	102
Tabla 34 Presiones línea de conducción Las Mesas	103
Tabla 35 Longitudes y velocidades en la línea de conducción de Potrero	106
Tabla 36 Presiones y altura en la línea de conducción de Potrero.....	107
Tabla 37 Nodos concentrados por sector.....	108
Tabla 38 Red de distribución Las Pencas	109
Tabla 39 Nodos de presiones red de distribución de Las Pencas.....	112
Tabla 40 Red de distribución Las Mesas tramo A	115
Tabla 41 Nodos de presiones red de distribución de Las Mesas sección A.....	116
Tabla 42 Red de distribución de Las Mesas tramo B.....	118
Tabla 43 Nodos de presiones red de distribución de Las Mesas sección B.....	121

Tabla 44 Red de distribución Potero sector 3 tramo A	123
Tabla 45 Nodos de presiones red de distribución de Potrero sector 3 tramo A...	125
Tabla 46 Red de Potrero sector 3 tramo B	127
Tabla 47 Nodos de presiones red de distribución de Potrero sector 3 tramo B...	130
Tabla 48 Red de Potrero sector 3 tramo C.....	132
Tabla 49 Nodos de presiones red de distribución de Potrero sector 3 tramo C ..	134
Tabla 50 Red de distribución sector 1 Las Pencas con demanda cero	135
Tabla 51 Red de distribución sector 2 tramo A Las Mesas Demanda Cero	136
Tabla 52 Red de distribución sector 2 tramo B Las Mesas Demanda Cero	137
Tabla 53 Red de distribución tramo A Potrero con demanda cero	138
Tabla 54 Red de distribución sector 3 tramo B Potrero Demanda Cero.....	139
Tabla 55 Red de distribución sector 3 tramo C Potrero con demanda cero	140
Tabla 56 Red - Nudos en 16 Hrs.....	141
Tabla 57 Costo por etapas	152
Tabla 58 Costos por tipo de obra	152
Ilustración 1 Sector a brindar agua potable	6
Ilustración 2 División política de Nicaragua.....	6
Ilustración 3 Departamento de Estelí, municipio La Trinidad	6
Ilustración 4 Geología de la zona de estudio	¡Error! Marcador no definido.
Ilustración 5 Manantial de afloramiento.....	12
Ilustración 6 Manantial emergente	13
Ilustración 7 Manantial de grieta o filón	13

Ilustración 8 Manantial de afloramiento vertical.....	14
Ilustración 9 Parámetros de aproximación	21
Ilustración 10 Resultado análisis de la fuente de Las pencas	62
Ilustración 11 Resultado análisis de la fuente de Las Pencas.....	63
Ilustración 12 Resultado análisis de la fuente de Las pencas	64
Ilustración 13 Resultado análisis de la fuente de Potrero de Oyanca	65
Ilustración 14 Resultado análisis de la fuente de Potrero de Oyanca	66
Ilustración 15 Resultado análisis de la fuente de Potrero de Oyanca	67
Ilustración 16 Curva de operación de la bomba	83
Ilustración 17 Curva de operación de la bomba	90
Ilustración 18 Línea de conducción Las Pencas	97
Ilustración 19 Bomba de eje vertical Las Pencas	98
Ilustración 20 Perfil natural del terreno.....	98
Ilustración 21 Perfil longitudinal de altura piezométrica.....	99
Ilustración 22 Perfil longitudinal de presión Las Pencas	100
Ilustración 23 Línea de conducción Las Mesas.....	101
Ilustración 24 Perfil natural del terreno.....	101
Ilustración 25 Perfil longitudinal de la altura piezométrica.....	102
Ilustración 26 Perfil longitudinal de presión	103
Ilustración 27 Línea de conducción Potrero	104
Ilustración 28 Perfil longitudinal de la cota natural del terreno	104
Ilustración 29 Detalles Bomba 2 sumergible	105
Ilustración 30 Perfil longitudinal de la altura piezométrica.....	105

Ilustración 31 Perfil longitudinal de presión	107
Ilustración 32 Red de distribución de Las Pencas.....	109
Ilustración 33 Perfil longitudinal de la cota natural del terreno	111
Ilustración 34 Perfil longitudinal de la altura piezométrica.....	111
Ilustración 35 Perfil longitudinal de presiones	113
Ilustración 36 Red de distribución Las Mesas Sector 2 tramo A	114
Ilustración 37 Perfil longitudinal de la cota natural del terreno	115
Ilustración 38 Perfil longitudinal de la altura piezométrica.....	116
Ilustración 39 Perfil longitudinal de presión	117
Ilustración 40 Red de distribución de Las Mesas sector 2 sección B.....	118
Ilustración 41 Perfil longitudinal de la cota natural del terreno	120
Ilustración 42 Perfil longitudinal de la altura piezométrica.....	120
Ilustración 43 Perfil longitudinal de presión	122
Ilustración 44 Red de distribución Potrero de Oyanca sector 3 tramo A	123
Ilustración 45 Perfil longitudinal de la cota natural del terreno	124
Ilustración 46 Perfil longitudinal de la altura piezométrica.....	125
Ilustración 47 Perfil longitudinal de presión	126
Ilustración 48 Red de distribución Potrero sector 3 tramo B	127
Ilustración 49 Perfil longitudinal de la cota natural del terreno	129
Ilustración 50 Perfil longitudinal de altura piezométrica.....	129
Ilustración 51 Perfil longitudinal de presión	131
Ilustración 52 Red de distribución Potrero sector 3 sección C	132
Ilustración 53 Perfil longitudinal de la cota natural del terreno	133

Ilustración 54 Perfil longitudinal de la altura piezométrica	134
Ilustración 55 Perfil longitudinal de presión	135
Ilustración 56 Distribución de cloro residual en 1 horas.	143
Ilustración 57 Distribución de cloro residual a las 5 horas.....	144
Ilustración 58 Distribución de cloro residual a las 16 horas.....	145
Ilustración 59 Concentración de cloro en el sector 1 Las Pencas	146
Ilustración 60 Concentración de cloro en el sector 2 Tramo A, Las Mesas.	147
Ilustración 61 Concentración de cloro en el sector 2 tramo B Las Mesas.	148
Ilustración 62 Concentración de cloro en el sector 3 tramo A, Potrero Oyanca. .	149
Ilustración 63 Concentración de cloro en el sector 3 tramo B, Potrero Oyanca ..	150
Ilustración 64 Concentración de cloro en el sector 3 tramo C, Potrero Oyanca ..	151
Gráfico 1 Precipitación mensual 1998-2019 micro cuenca rio La Trinidad.....	9
Gráfico 2 Población por sexo	38
Gráfico 3 Tipo de trabajo	39
Gráfico 4 Personas que trabajan en el hogar	40
Gráfico 5 Cantidad de miembros en las familias	41
Gráfico 6 Servicio de agua potable	42
Gráfico 7 Kilómetros recorridos	43
Gráfico 8 Porcentaje estado de las letrinas	44
Gráfico 9 Porcentaje calificación del agua	45
Gráfico 10 Porcentaje de la población que padecen de enfermedades ocasionadas por el consumo del agua	46
Gráfico 11 Porcentaje de enfermedades causadas por el consumo de agua	47

Gráfico 12 Curva IDF estación de San Isidro 1971-1999	52
Mapa 1 Microcuencas de Las Pencas y Potrero de Oyanca	48
Mapa 2 Microcuenca 1 con sus puntos de elevación mayor y menor	49
Mapa 3 Orden de corriente Microcuenca 1	50
Mapa 4 Uso de suelo Microcuenca 1	53
Mapa 5 Microcuenca 2 con sus puntos de elevación mayor y menor	55
Mapa 6 Orden de corriente de la Microcuenca 2.....	56
Mapa 7 Uso de suelo en la Microcuenca 2	58

I. Introducción

Las comunidades Las Pencas, Las Mesas y Potrero de Oyanca se localizan 6 km al este del municipio de La Trinidad, departamento de Estelí. Las mencionadas comunidades fueron pobladas por 6 familias y posteriormente se asentaron familias de otros municipios hasta alcanzar una población de 900 habitantes (ENACAL, 2019).

La zona donde se localiza la población cuenta con una elevación mayor a 1198 msnm teniendo un clima fresco con temperatura varía entre los 21°C y los 25.5 °C y una estación seca marcada y un periodo lluvioso de 6 meses con un rango de precipitación entre 800mm a 2000mm (ENACAL, 2019).

La economía actual de las familias se basa en la venta de la fuerza de trabajo y una pequeña parte de habitantes se dedica a la agricultura, como siembra de frijoles, maíz y chíá, además algunas familias se dedican al cultivo de penca, así mismo otras se dedican a la crianza de ganado (ENACAL, 2019).

En cuanto a los servicios de agua potable, las comunidades en la década del 90 fueron beneficiadas con un sistema de agua potable cuya vida útil ha finalizado, por lo cual las familias no cuentan con el servicio de agua potable, teniendo que consumir agua sin tratamiento que no reúne las características para el consumo humano.

Por tanto, en el presente estudio se propone utilizar dos manantiales para el diseño de un miniacueducto mixto con dos líneas de conducción por bombeo y uno por gravedad con sus respectivos tanques de almacenamiento para abastecer una red que dará servicio a las comunidades Potrero de Oyanca, Las Mesas y Las Pencas, contribuyendo por tanto en la mejora de la salud de los pobladores. El diseño se basará en la norma del sector rural y está enmarcado en los objetivos propuestos por el gobierno para el sector de agua en el Plan Nacional de Desarrollo (PND), donde se plantea alcanzar el 100% de cobertura en agua potable y el 95% en saneamiento (OPS-ENACAL-INAA, 2004).

II. Antecedentes

Según informe de UNICEF del año 2017 en Nicaragua hay una cobertura básica de agua potable a nivel nacional de 59% y acceso limitado al agua potable en un 82% de la población registrada hasta el 2015 (UNICEF, 2017).

No obstante, ENACAL afirma que el país tiene una cobertura de 96% de agua potable brindando el servicio a 255 mil familias de todo el país (Chavez, 2018).

Así mismo según la OMS hasta el año 2015 el agua para el consumo humano alcanzaba el 85%, la mencionada organización afirma que Nicaragua ha logrado alcanzar los objetivos del milenio, reduciendo a la mitad la población sin acceso al agua potable (OMS, 2015).

La OMS además menciona que en el departamento de Esteli la principal enfermedad de origen hídrico es la Giardiasis, la cual es un riesgo a la salud de la población, siendo el mismo 5 veces mayor que en el resto del país (OMS, 2015).

En este contexto en el municipio de La Trinidad en tres comunidades rurales, POTRERO DE OYANCA, LAS MESAS Y LAS PENCAS, la población se abastece de 2 manantiales los cuales no reciben ningún tratamiento para su potabilización, lo que incide en la presencia endémica de enfermedades de origen hídrico tales como: diarrea, vómito y enfermedades en la piel.

En el territorio nacional existen 3 sistemas de abastecimientos mixtos (sistemas por gravedad y por bombeo eléctrico), los cuales están ubicados en la zona central, 2 en el departamento de Jinotega y 1 en el departamento de Matagalpa, por lo tanto en el departamento de Esteli no existe ningún miniacueducto mixto. (SIASAR, 2020).

III. Justificación

Las comunidades de Potrero de Oyanca, Las Mesas y Las Pencas con una población de 900 habitantes carecen de un buen servicio seguro de agua potable. Actualmente cuentan con dos miniacueductos por gravedad construidos en la década del 90, los cuales han concluido con su vida útil generando problemas de desabastecimiento de agua en las tres comunidades debido a lo siguiente:

- El agua en la red no alcanza las presiones necesarias para dar cobertura a las zonas más elevadas.
- Hay fugas excesivas de agua debido a las malas condiciones de los tanques, líneas de conducción y red de distribución.
- Los pobladores de Las Mesas tienen que desplazarse 1 km hasta las Pencas para obtener agua de un puesto público.
- El agua no es tratada para su desinfección.

Como resultado de los problemas anteriores además del desabastecimiento, en el año 2019 se presentaron 40 casos de enfermedades diarreicas agudas (EDA) y en el año 2020 solo se dieron 33 casos de EDA, causadas por la ingesta de agua contaminada con abundantes coliformes fecales.

Por lo antes mencionado se propone el diseño de un miniacueducto basado en el uso de dos manantiales como fuentes de abastecimiento, el cual pueda brindar un servicio seguro a las tres comunidades antes mencionadas a través de conexiones domiciliarias.

Con esta propuesta se contribuirá a garantizar la disponibilidad de agua y su gestión sostenible, así como saneamiento para todos, en el cumplimiento del objetivo 6, agua limpia y saneamiento en el marco del desarrollo sostenible de la nación.

IV. Objetivos

4.1 Objetivo general

Diseñar un sistema de agua potable en las comunidades de Potrero de Oyanca, Las Mesas y Las Pencas, en el municipio de la Trinidad, localizada al sur del departamento de Estelí.

4.2 Objetivos específicos

1. Realizar un estudio socio económico para la determinación de los diferentes tipos de consumo de agua potable y las características demográficas de la población objeto de estudio.
2. Elaborar un estudio hidrológico para la selección de acciones de manejo frente al cambio climático en las microcuencas donde se localizan dos manantiales, para la preservación de las fuentes con sus características actuales.
3. Hacer un estudio topográfico para la obtención de las características del relieve que servirán para el diseño de los miniacueducto.
4. Aforar la fuente de abastecimiento para la determinación de las características físico-químico y biológico del agua.
5. Diseñar los distintos componentes de los miniacueductos que abastecerán a las comunidades, tales como: Obra de captación, línea de conducción, tanque de almacenamiento, red de distribución y acometidas domiciliarias.
6. Realizar el presupuesto del sistema de agua potable que abastece Las Pencas, Las mesas y Potrero Oyanca para que la alcaldía municipal de La Trinidad lo incorpore en el plan de inversión municipal.

V. Descripción del área de estudio

5.1 Demografía

Según el censo de INIDE (2008) la población del municipio de la Trinidad es de 20,140 habitantes de las cuales 9,968 habitantes son hombres y 10,172 habitantes son mujeres.

El municipio de La Trinidad se compone por un casco urbano de 13 barrios y 9 micro regiones, en la micro región 2 se encuentra las comunidades incluidas en el presente estudio, las cuales son: Potrero de Oyanca, Las Mesas y Las Pencas, la primera tiene una población de 258 habitantes de las cuales 132 habitantes son hombres y 126 habitantes son mujeres, la segunda 197 habitantes de las cuales 100 habitantes son hombres y 97 habitantes son mujeres, la tercera 203 habitantes de las cuales 109 habitantes son hombres y 94 habitantes son mujeres (INIDE, 2008).

5.2 Macro y micro localización

La zona de estudio se encuentra entre las coordenadas 12°56'12.86"N 86°16'0.09"O y 12°55'35.11"N 86°15'15.02"O en el municipio de La Trinidad departamento de Estelí.

Ilustración 2 División política de Nicaragua



Ilustración 3 Departamento de Estelí, municipio La Trinidad



Ilustración 1 Sector a brindar agua potable



Fuente: Obtenido mediante las coordenadas del lugar con Google Earth Pro

5.3 Geología de las comunidades de Potrero de Oyanca, Las Pencas y Las Mesas

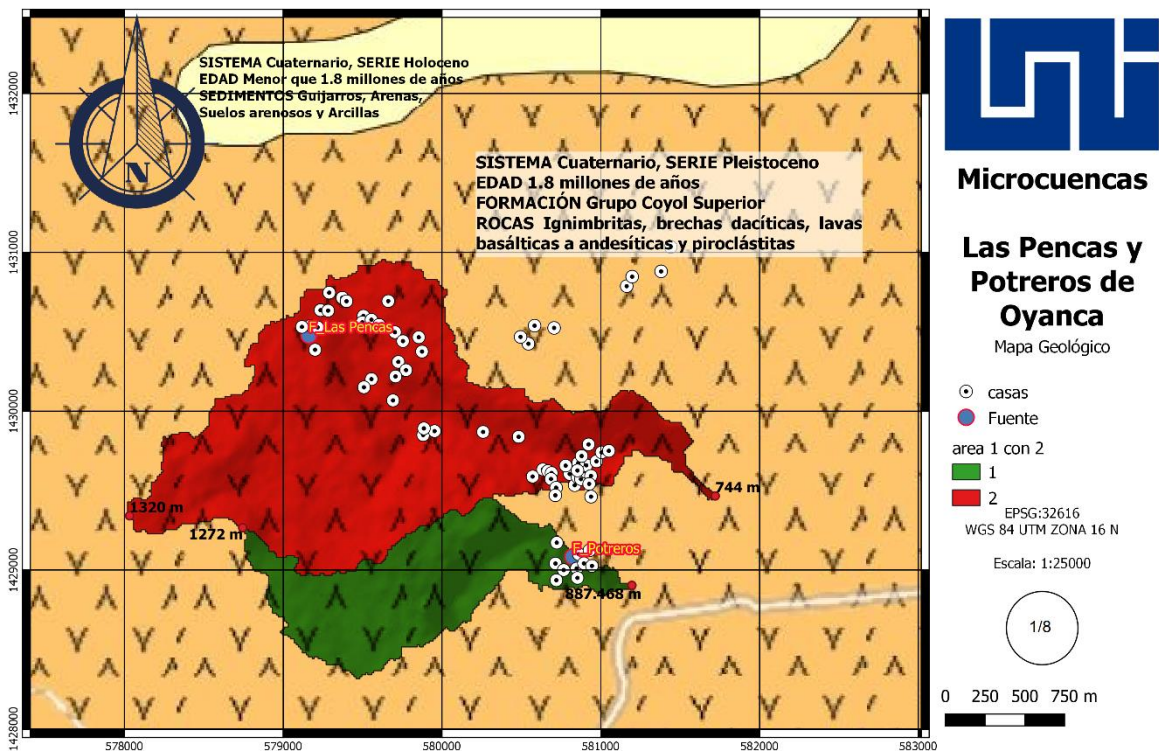
Según Fenzl citado por Marquínez y otros (2020) la zona de estudio está ubicada en la provincia de las cordilleras centrales, en la zona de las Mesas de Matagalpa y Estelí. De acuerdo a la geomorfología de la zona, las formas de relieve predominantes en esta provincia son altiplanicies, mesas, cuestras y terrenos montañosos. El sistema de drenaje predominante está constituido por redes rectangulares y angulares, y frecuentemente el perfil longitudinal de los ríos es irregular, con rápidos y obstrucciones locales.

El relieve presenta altitudes máximas próximas a los 1300 msnm al sur del área y un sistema fluvial joven encajado. La cota inferior del área estudiada es de 600 msnm en el pueblo de La Trinidad.

Desde el punto de vista geológico el área se circunscribe en un amplio afloramiento de materiales volcánicos de edades cuaternarias que constituye el substrato geológico en todo el sector oeste de la montaña central (Mapa 1). Las laderas tienen un desnivel entre 200 y 300 m, con morfología variable e irregularidades como cambios de pendiente y resaltes, que se relacionan con depósitos y formas erosivas de antiguos movimientos complejos y flujos (Marquinez, Menendes, & Ferrer, 2020).

El elemento fisiográfico más destacado de la región es la presencia de relieves llanos elevados en los que se encaja un sistema fluvial joven. El Río La Trinidad es el cauce principal, que recoge todos los cauces menores y arroyos de las mesetas superiores. Las partes altas de la red de drenaje son cauces erosivos y únicamente en la parte media-baja del área se desarrolla un valle algo más amplio con depósitos aluviales (Marquinez, Menendes, & Ferrer, 2020).

Mapa 1 Geología de la zona de estudio



Fuente: ESRI.

5.4 Clima

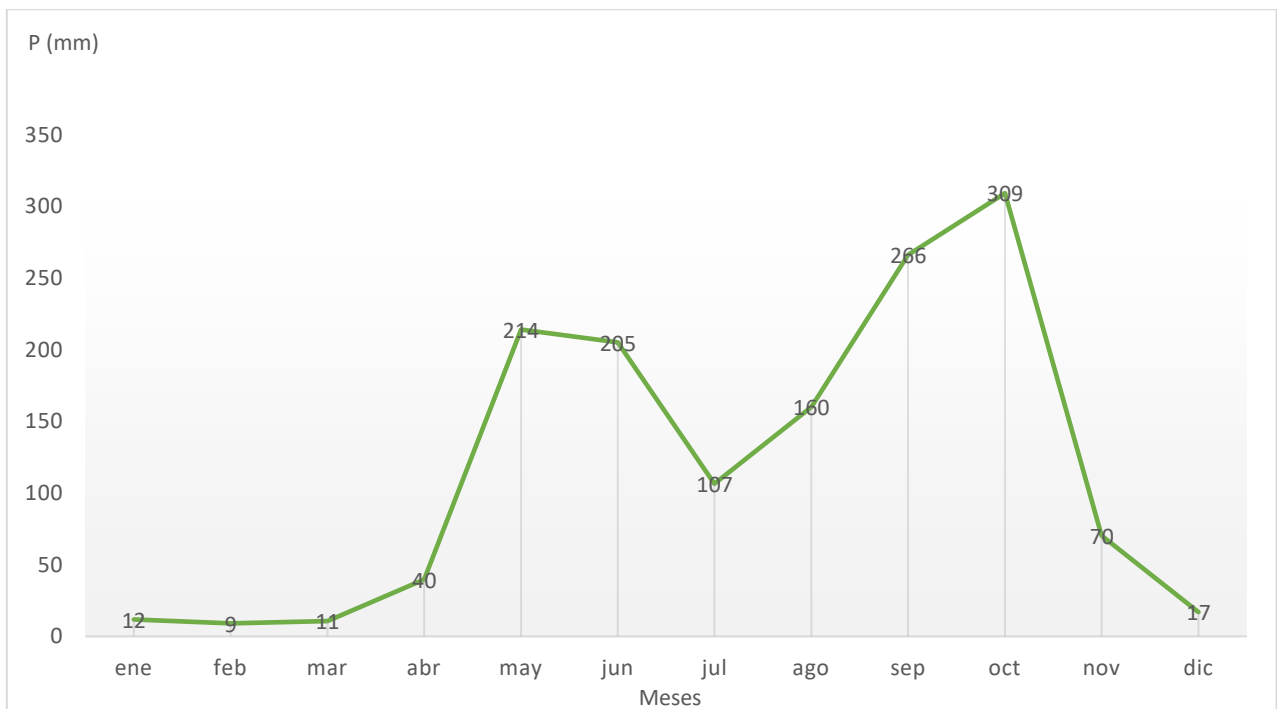
La precipitación promedio mensual en la zona de estudio perteneciente al municipio de La Trinidad se presenta en la tabla 1 teniendo un promedio anual de 1420 mm. La precipitación mensual se presenta en la tabla 1 y gráfico 1. La temperatura varía entre los 21 grados y los 25.5 grados centígrados.

Tabla 1 Precipitación promedio mensual 1998-2019 micro cuenca rio La Trinidad

Mes	Mes	Mes	Mes	Mes	Mes	Mes	Mes	Mes	Mes	Mes	Mes	Precipitación total (mm)
ene	feb	mar	abr	May	jun	jul	ago	sep	oct	nov	dic	1420
12	9	11	40	214	205	107	160	266	309	70	17	

Fuente: Elaboración propia basado en serie de tiempo NASA Giovanni 2019 sensor TRMM 3B43

Gráfico 1 Precipitación mensual 1998-2019 micro cuenca rio La Trinidad



VI. Marco teórico

6.1 Estudio socio económico

Un estudio socio económico se puede catalogar como una investigación sobre sociedad, se lleva a cabo empleando técnicas métricas acerca de la situación social y económica para constatar o descartar hipótesis sobre las necesidades y características de una persona o grupo de persona (CENEPRED, 2016).

El objetivo de un estudio socioeconómico es corroborar la forma de vida, escolaridad y referencias laborales de las personas o grupos (CENEPRED, 2016).

Un estudio socio económico se puede llevar a cabo mediante censos y encuestas entre otros medios, los cuales brindan información útil a tomar en cuenta en los análisis y resultados de las investigaciones (CENEPRED, 2016).

6.2 Estudio hidrológico

Se denomina cuenca a aquella parte de la Tierra y a todo espesor del suelo a partir de los cuales el agua se moviliza para desembocar a un río. A la totalidad de los ríos que se unen para formar un flujo total, se la llama sistema fluvial o red de drenaje. En general, la cuenca de un río es la conjunción de dos cuencas: una superficial y otra subterránea; sin embargo, en la práctica, por cuenca hidrográfica, se opta por llamar sólo a la cuenca superficial (Campos Cedeños, Sinichenko, & Igorevich Gritsuk, 2016).

Por otra parte, el escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca. El agua proveniente de la precipitación que llega hasta la superficie terrestre una vez que una parte ha sido interceptada y evaporada sigue diversos caminos hasta llegar a la salida de la cuenca. Conviene dividir estos caminos en tres clases: escurrimiento superficial, escurrimiento subsuperficial y escurrimiento subterráneo (Aparicio Mijares, 1992).

Para el estudio de una cuenca también se analizan los parámetros morfométricos los cuales se pueden agrupar en aquellos principales y secundarios, en los principales se incluyen: área de la cuenca, longitud del río principal y desnivel; mientras que en los secundarios se mencionan: número de corrientes, longitud media de las corrientes, densidad fluvial, índice de compacidad (Campos Cedeños, Sinichenko, & Igorevich Gritsuk, 2016).

Para el manejo de una cuenca, también es importante conocer el balance hídrico, donde la lluvia total (P) es igual a la retención superficial más la infiltración (F) y el escurrimiento (Pn); así mismos la retención superficial corresponde a la interceptación (I), el almacenamiento superficial (S) y la evaporización (E). Una preocupación permanente de la Hidrología es la obtención de la escorrentía directa que corresponde a una determinada lluvia en un cierto lugar (Chereque Moran, 1980).

6.3 Estudio topográfico

Básicamente un levantamiento topográfico debe dar una perfecta idea de conjunto de los objetos espaciales y tener detalles suficientes para una ejecución posterior bien ubicada. Se deberá utilizar como punto de partida de cualquier levantamiento topográfico la Red Geodésica Nacional, tanto en el levantamiento planimétrico como altimétrico y deberá cumplir con las recomendaciones que al respecto indique el INETER. El levantamiento topográfico se deberá amarrar a la Red Geodésica Nacional de por lo menos dos puntos o mojones aprobados por INETER, convenientemente referenciados y protegidos de tal manera que pueda reconstruirse a partir de ellos el levantamiento de campo realizado, presentándose los resultados en coordenadas UTM (INAA, 2005).

6.4 Aforo de la fuente

Las fuentes de abastecimiento de agua pueden ser subterráneas como, manantiales y pozos o superficiales como, lagos, ríos, embalses (OMS, 2009).

El aforo es medir la cantidad de agua de las fuentes, para saber la cantidad de población para la que puede alcanzar. El aforo es la operación de medición del volumen de agua en un tiempo determinado. Esto es, el caudal que pasa por una sección de un curso de agua. El valor del caudal mínimo debe ser mayor que el consumo máximo diario con la finalidad de cubrir la demanda de agua de la población futura. Lo ideal sería que los aforos se efectúen en las temporadas críticas de los meses de estiaje y de lluvias, para conocer los caudales mínimos y máximos (OMS, 2009, pag. 33).

Existen varios métodos para determinar el caudal de agua. Los más utilizados en los proyectos rurales son los métodos volumétricos y de sección velocidad. El primero es utilizado para calcular caudales hasta con un máximo de 10 L/s y el segundo para caudales mayores a 10 L/s (OMS, 2009, pag. 33).

Las fuentes de abastecimiento para suministro de agua potable, constituyen el elemento más importante de todo el sistema, por tanto, debe estar lo suficientemente protegida y debe cumplir dos propósitos fundamentales los cuales son: suministrar agua en cantidades suficientes para abastecer la demanda de la

población durante el periodo de diseño considerado y mantener las condiciones de calidad necesaria para mantener la potabilidad de la misma (INAA, 1999).

6.5 Diseño de los miniacueductos por bombeo eléctrico y gravedad

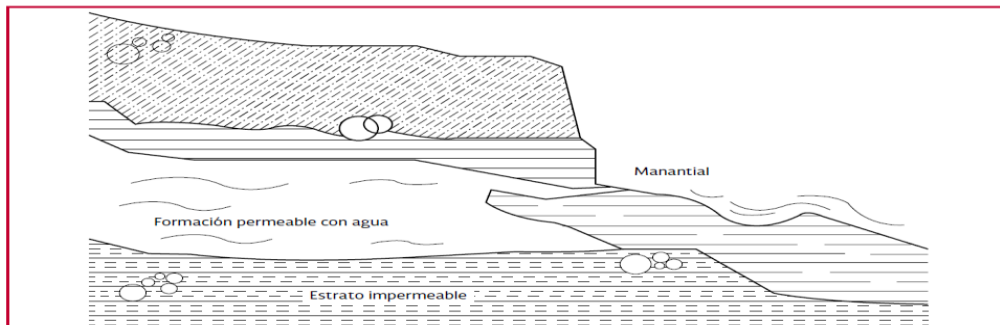
6.5.1. Obra de captación manantial

Los manantiales son puntos localizados en la corteza terrestre por donde aflora el agua subterránea. Generalmente este tipo de fuentes, sufre variaciones en su producción, asociadas con el régimen de lluvia en la zona. En la mayoría de los casos es de esperar que el caudal mínimo del manantial coincida con el final de periodo seco en la zona (INAA, 1999).

Según el manual de agua potable alcantarillado y saneamiento CONAGUA (2015), un manantial es el lugar donde el acuífero se manifiesta en la superficie. No siempre es de buena calidad bacteriológica el agua de un manantial; en muchos casos no son más que pozos superficiales cuya agua procede de un estrato acuífero compuesto de piedra caliza fragmentada, arena o grava, situada a escasa profundidad. Existen manantiales de afloramiento, emergente y de grieta o filón que se ilustra a continuación.

Ilustración 4 Manantial de afloramiento

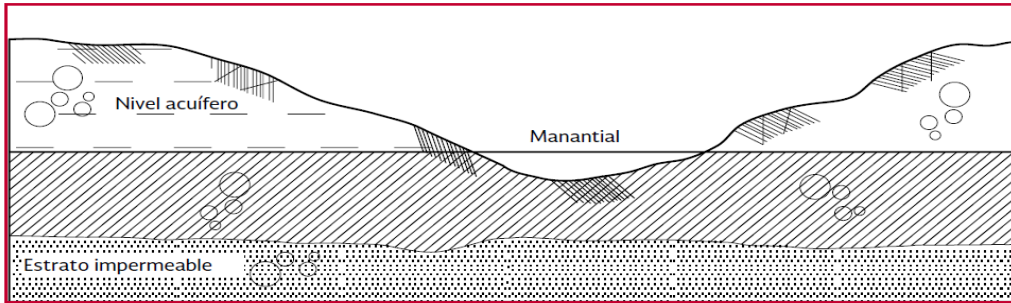
Ilustración 4.57 Manantial de afloramiento



Fuente: Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento obra de captación superficiales.

Ilustración 5 Manantial emergente

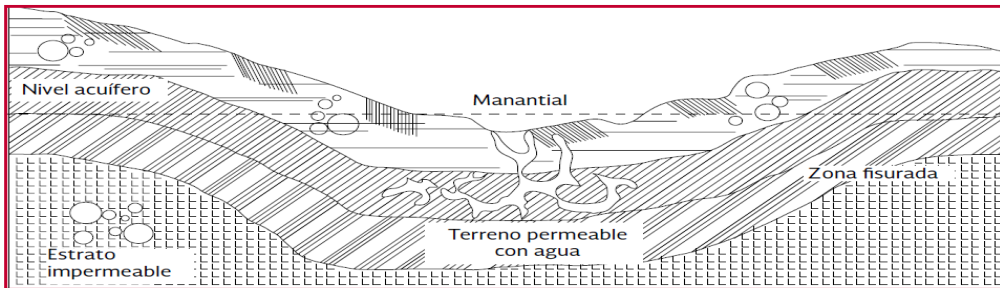
Ilustración 4.59 Manantial emergente



Fuente: Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento obra de captación superficiales.

Ilustración 6 Manantial de grieta o filón

Ilustración 4.60 Manantial de grieta o filón



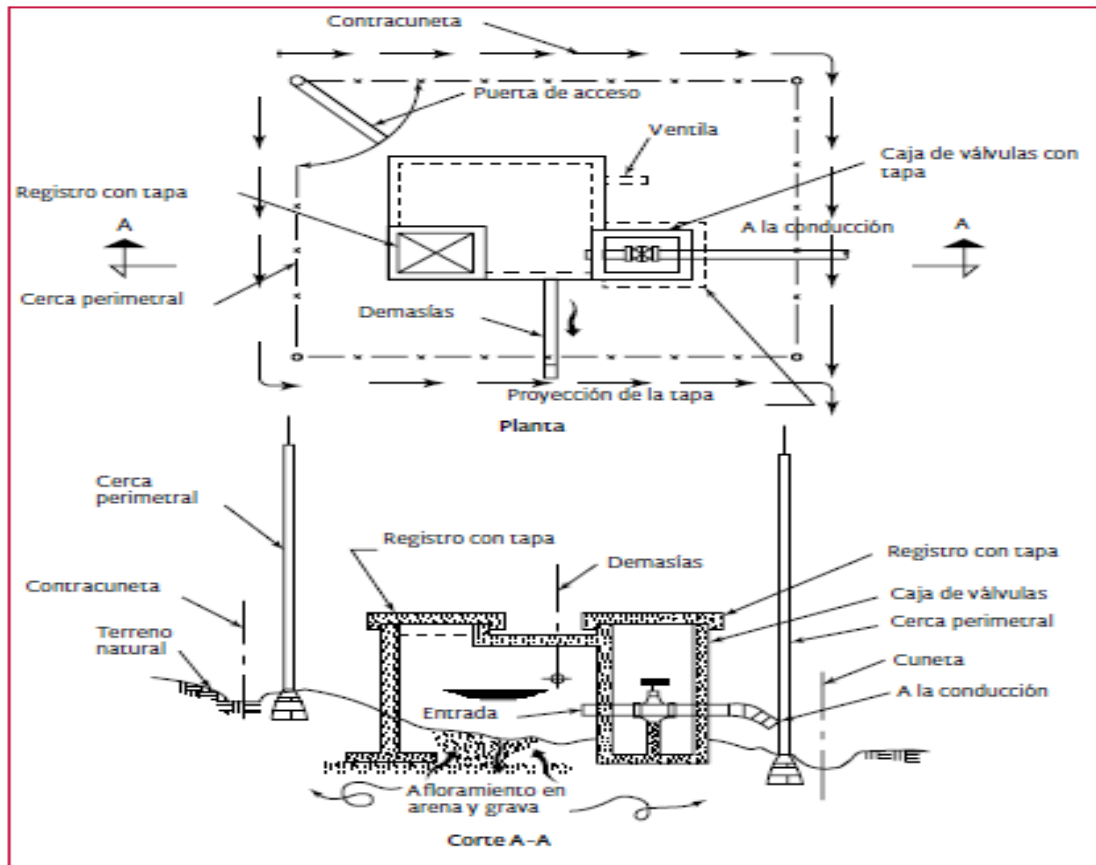
Fuente: Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento obra de captación superficiales.

Así mismos una obra de captación es aquellas que se construye para reunir adecuadamente aguas aprovechables, su finalidad básica es agrupar bajo cualquier condición de flujo durante todo el año de las aguas previstas.

En caso de manantiales pueden encontrarse obras de captación para manantial de afloramiento vertical, manantial de afloramiento horizontal y captación indirecta de manantial, a continuación, se ilustra una obra de captación de afloramiento vertical (CONAGUA, 2015).

Ilustración 7 Manantial de afloramiento vertical

Ilustración 4.58 Manantial de afloramiento vertical



Fuente: Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento obra de captación superficiales.

6.5.2. Población de diseño

Para el cálculo de las poblaciones futuras se usó el método geométrico, se llevó a cabo un censo poblacional por medio de los representantes comunitarios o promotores sociales, previamente entrenados. Conviene conocer la tasa de crecimiento histórico nacional, para compararla con la obtenida en cada caso particular. Los valores anuales varían de 2.5% a 4%, en dependencia del valor los justificamos en la adopción de tasas de crecimiento diferente a los valores indicados (INAA, 1999a).

6.5.3. Dotación

Según la norma nacional INAA, (1999a), la dotación de agua expresada como la cantidad de agua por persona por día está en dependencia de: Nivel de servicio adoptado, factores geográficos, factores culturales, uso del agua.

Para sistemas de abastecimiento de agua potable, por medio de puestos públicos, se asigna un caudal de 30 a 40 lppd. Para sistemas de abastecimiento de agua potable por medio de conexiones domiciliarias de patio, se asigna un caudal de 50 a 60 lppd. Para los pozos excavados a mano y pozos perforados se asigna una dotación de 20 a 30 lppd.

6.5.4. Caudales de diseños

Para el diseño de la línea de conducción se tomó en consideración el consumo máximo diario el cual resulta de la aplicación del factor 1.5 al consumo promedio diario más las pérdidas, para el diseño de la red de distribución se utilizó el consumo máximo horario, el cual resulta del consumo promedio diario al cual se le aplica el factor 2.5 más las pérdidas (INAA, 1999b).

6.5.5. Línea de conducción

La línea de conducción es la parte del sistema constituida por el conjunto de ductos, obras de arte y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde el lugar de la captación, hasta un punto que bien puede ser un tanque de regulación, una planta potabilizadora, o la red de distribución. Su capacidad se calcula con el caudal del gasto máximo diario o con el que se considere más conveniente tomar de la fuente de abastecimiento de acuerdo a la naturaleza del problema que se tenga en estudio (INAA, 1999a).

De acuerdo a la naturaleza y características de la fuente de abastecimiento de agua, se distinguen dos tipos de línea de conducción: Conducción por gravedad y conducción por bombeo. Una línea de conducción por gravedad es la que dispone para transportar el caudal requerido aguas abajo, de una carga potencial entre sus extremos que puede utilizarse para vencer las pérdidas por fricción, originadas en el conducto al producirse el flujo (INAA, 1999a).

6.5.6. Tanque de almacenamiento

En cualquier sistema de abastecimiento de agua potable, deben de diseñarse los tanques que sean necesarios para el almacenamiento, de tal manera que éstos sean todo el tiempo capaz de suplir las máximas demandas que se presenten durante la vida útil del sistema, además que también mantengan las reservas suficientes para hacerles frente, tanto a los casos de interrupciones en el suministro de energía, como en los casos de daños que sufran las líneas de conducción o de cualquier otro elemento. En los sistemas en donde existan hidrantes para combatir incendios, también será necesario almacenar los volúmenes de agua para enfrentar estas circunstancias (INAA, 1999a).

6.5.7. Red de distribución

La red de distribución es el sistema de conductos cerrados, que permite distribuir el agua bajo presión a los diversos puntos de consumo, los que pueden ser conexiones domiciliarias o puestos públicos. Para su diseño deberá considerarse el consumo de hora máxima (CHM) al final del periodo de diseño, el cual resulta al aplicar el factor de 2.5 al consumo promedio diario (CPD), ($CHM=2.5CPD$, más las pérdidas), además debe tenerse en cuenta el tipo de red sea está abierta, cerrada o una combinación de ambas. También la red deberá estar dotado de válvulas y accesorios para asegurar su buen funcionamiento y facilitar su mantenimiento (INAA, 1999b).

Para el diseño de la red se utilizó Hazen Williams para el cálculo de pérdidas de cargas con el método de Hardy Cross para redes cerradas o el método de Hunter para redes abiertas (INAA, 1999b).

6.5.8. Acometidas domiciliarias

El diámetro mínimo de cada conexión será de $\frac{1}{2}$ (12.5 mm) pulgada. Toda conexión domiciliar estará siempre controlada por su medidor correspondiente o por un regulador de flujos (INAA, 1999b).

6.6. Presupuesto

La elaboración de un presupuesto resulta clave para la administración financiera. Esta herramienta ayuda a planificar, desarrollar y usar presupuestos de manera efectiva. Esta herramienta junto con otras, ayudan a mejorar la capacidad de la organización a la hora de dirigir su efectividad financiera. Asimismo, incrementa la capacidad de supervivencia a lo largo del proceso de previsión y planificación. (CIVICUS, 2010).

VII. Diseño metodológico

7.1 Tipo de estudio

El presente estudio es de tipo descriptivo, basado en métodos de investigación cuantitativos, como el censo, aforos de fuentes, proyección de población y diseño; también es cualitativo por las entrevistas que usan como herramientas complementarias a los métodos cuantitativos.

7.2 Estudio socio económico

Se realizó mediante un censo dirigido a los hogares de las comunidades de POTRERO DE OYANCA, LAS MESAS Y LAS PENCAS.

El instrumento para levantar el censo se presenta en el anexo 1.

El censo se llevó a cabo entre las 3 y 4 PM en los días sábado y domingo, para asegurar la participación de la población seleccionada para este propósito.

Los datos recolectados a través del censo se procesaron en hojas de cálculo Excel con la finalidad de obtener los parámetros descriptivos de la población tales como media aritmética, tablas de frecuencias, porcentaje y gráficos explicativos.

7.3 Estudio hidrológico

Para realizar el estudio hidrológico se hizo la limitación de las micro cuencas donde se localizan los manantiales (fuente de abastecimiento) utilizando el modelo de elevación digital (DEM) ALOS PALSAR (Anexo 2), el cual tiene una resolución espacial por pixel de 12.5 x12.5m (ALOS PALSAR, 2006).

El modelo de elevación digital se procesó con el software Global Mapper para obtener la delimitación de la microcuenca y las curvas de nivel, así como todos los datos geométricos la microcuenca y de la red de drenaje (Global Mapper, 2018).

Los shape files generados con Global Mapper se utilizaron posteriormente en Qgis con el cual se obtuvo: Ortofotomapa de la microcuenca, mapa de la microcuenca con red de drenaje y curvas de nivel y mapa de uso de suelo (QGIS, 2020).

Basado en las variables geométricas obtenidas del DEM mediante el Global Mapper y Qgis se calcularon los parámetros morfométricos principales como: área de la cuenca, longitud del río principal, y desnivel, así mismo se calcularon los parámetros secundarios: número de corrientes, longitud media de las corrientes, densidad fluvial, índice de compacidad. Todos los parámetros morfométricos se calcularon mediante las ecuaciones descritas en el libro de hidráulica de hidrología para ingenieros (Campos Cedeños, Sinichenko, & Igorevich Gritsuk, 2016, págs. 182-186).

También se calculará el escurrimiento superficial utilizando el método racional (ecuación 1) que se recomienda para cuencas menores a 300 hectáreas. El coeficiente de escurrimiento (ecuación 2) que requiere el método se obtendrá a partir del mapa de uso de suelo y la tabla coeficiente de escurrimiento descrita en el manual guía de obras de drenaje para caminos rurales (Past-Dania, 2004, págs. 5-6).

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad \text{Ecuación 1}$$

Dónde:

K_c: Coeficiente de compacidad

P: Perímetro de la cuenca

A: Área de la cuenca

$$I_a = \frac{L_m}{l}$$

Ecuación 2

Dónde:

Ia: Índice de alargamiento

Lm: Longitud máxima de la cuenca

l: Ancho máximo de la cuenca

$$Km = \frac{\text{Altura media de la cuenca (m)}}{\text{Area de la cuenca (km)}}$$

Ecuación 3

$$D_d = \frac{L}{A}$$

Ecuación 4

Dónde:

Dd: Densidad de drenaje

L: Longitud total de las corrientes de la cuenca (km)

A: Área de la cuenca (Km²)

$$S = \frac{H}{L}$$

Ecuación 5

Dónde:

S: Pendiente media del cauce

H: Desnivel entre los puntos más elevado y más alto

L: Longitud del cauce

$$T_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{S} \right)^{0.385}$$

Ecuación 6

Dónde:

Tc: Tiempo de concentración

L: Longitud del cauce principal

S: Pendiente del cauce principal

También se calculó el escurrimiento superficial utilizando el método racional (ecuación 7) que se recomienda para cuenca menores a 300 hectáreas. El coeficiente de escorrentía (ecuación 8) se obtuvo a partir del mapa de uso de suelo y la tabla coeficiente de escorrentía descrita en el manual guía de obras de drenaje para caminos rurales (Past-Dania, 2004, págs. 5-6).

$$Q = \frac{C_p * I * A}{360} \quad \text{Ecuación 7}$$

Dónde:

Q: Caudal de diseño en m³/s

I: Intensidad de la lluvia en mm/hora

A: Área de drenaje de la microcuenca, en Ha

C_p: Coeficiente ponderado de escorrentía

C_i: Coeficiente parcial

$$C_p = \frac{\sum A_i * C_i}{A_T} \quad \text{Ecuación 8}$$

Las curvas IDF para determinar la intensidad de la precipitación que también es necesario para el método racional, éstas se obtuvieron de la estación meteorológica Raúl González cod:069132 de San Isidro (Ilustración 8), mediante la siguiente ecuación 9.

$$I = A/(t + d)b$$

Ecuación 9

Dónde:

I: Intensidad.

A y B: Parámetros de aproximación.

D: Duración.

Ilustración 8 Parámetros de aproximación

IDF San Isidro 1971 1999

$I = A/(t+d)b$

Periodo de retorno	2	15	25
A	2405	2928	3105
B	15	18	19
C	0.977	0.89	0.88

Fuente: Past-Dania, 2004.

Basado en los resultados del estudio hidrológico se propuso acciones de manejo en el contexto del cambio climático con la finalidad de preservar el manantial en sus condiciones actuales o mejora las mismas.

7.4 Estudio topográfico

Se realizó en dos etapas un estudio de campo y otro de gabinete. A continuación se describe cada etapa.

7.4.1 Fase de campo

En esta fase se levantaron los datos con estación total partiendo de dos puntos geodésicos (levantado con GPS), se hicieron estaciones a cada 20 metros o menores cuando el relieve. El levantamiento inicio a partir de 2 mojones geodésicos, para cumplir con norma de INETER.

Se levantó coordenadas UTM (x, y, z) del eje por donde pasará la línea de conducción y red de distribución, así como otros objetos espaciales tales como cercos, viviendas, arboles de referencia y cualquier otro objeto de importancia que se considere necesario incluirlo en el levantamiento.

7.4.2 Fase de gabinete

Se descargaron los datos tomados en campo en formato csv para exportarlo a civil 3D con la finalidad de generar los siguientes planos:

- Plano de conjunto
- Orto foto
- Plano de curvas de nivel
- Perfiles longitudinales de la línea de conducción y red

Todos los datos e insumos en el estudio topográfico se utilizaron para el diseño hidráulico de la línea de conducción y red de distribución.

7.4.3 Aforo de la fuente

El aforo de la fuente se realizó en temporada de verano en el mes de abril, mediante el método volumétrico, el cual consistió en aforar un recipiente de volumen conocido tomando el tiempo cada vez que se realice el aforo del recipiente. Se aplicó el siguiente procedimiento:

- Se usó un recipiente de 19 litros
- Se midió el tiempo de aforo con un cronometro
- Se hicieron 4 repeticiones del mencionado procedimiento
- Para determinar el caudal se utilizó la ecuación

$$Q = \frac{V}{t} \qquad \text{Ecuación 10}$$

Dónde:

Q: caudal, L/s

V: volumen, L

T: tiempo, s

7.5 Diseño del mini acueducto

A continuación, se describirá el proceso de diseño hidráulico del miniacueducto por gravedad y bombeo eléctrico, comenzando por la obra de toma, línea de conducción, tanque de almacenamiento, red de distribución y concluyendo con las acometidas domiciliarias.

7.5.1 Población de diseño

Para determinar la población futura para el diseño se utilizó el método geométrico como lo establece la norma (INAA, 1999a,pág.9).

La población inicial se obtuvo mediante censos que se realizaron en las tres comunidades en estudio, la tasa de crecimiento para el área rural se tomó del último censo nacional del año 2005 que actualmente dispone INIDE.

Se usó la siguiente ecuación:

$$P_n = P_o(1 + r)^n \quad \text{Ecuación 11}$$

Dónde:

P_n: Población del año “n”

P_o: Población al inicio del periodo de diseño

r: Tasa de crecimiento en el periodo de diseño expresado en notación decimal

n: Número de años que comprende el periodo de diseño

7.5.2 Caudales de diseños

Para determinar los caudales de diseño se tomó en consideración la máxima dotación diaria rural cuyo valor es de 60 lppd (INAA, 1999a,pág.11).

- Se calculó el consumo domiciliar (CD) mediante la siguiente expresión:

$$CD = P_f(\text{dotacion})$$

Ecuación 12

Dónde:

CD: Consumo domiciliario, L/s.

Pf: Población final al periodo de diseño

Dotación= 60 lppd

- Se calculó el consumo promedio diario teniendo en cuenta que es un área rural donde se incluirá únicamente el factor de consumo institucional, así como las pérdidas en el sistema, los cálculos se hicieron mediante la siguiente expresión:

$$CPD = CD + CD \left(\frac{7}{100} \right)$$

Ecuación 13

Dónde:

CPD: Consumo promedio diario, L/s.

CD: Consumo domiciliario, L/s

- Además, se calcularon las fugas en el sistema mediante la ecuación 14:

$$Q_{fugas} = \frac{20}{100} CPD$$

Ecuación 14

Dónde:

Q_{fugas}: Fugas en el sistema, L/s.

CPD: Consumo promedio diario, L/s

- También se calculó el caudal de diseño de la línea de conducción, el cual se obtuvo tomando en consideración el factor de consumo máximo diario cuyo valor es 1.5, como se observa en la ecuación 15.

$$CMD = 1.5(CPD) + Q_{fugas}$$

Ecuación 15

Dónde:

CMD: Consumo máximo diario, L/s

Q_{fugas} : Fugas en el sistema, L/s.

- El caudal para el diseño de la red, se obtuvo tomando en consideración el factor de consumo máximo horario cuyo valor es de 2.5, para el mismo se utilizó la siguiente expresión:

$$CMH = 2.5(CPD) + Q_{fugas} \quad \text{Ecuación 16}$$

Dónde:

CMH: Consumo máximo horario, L/s.

Q_{fugas} : Fugas en el sistema, L/s.

7.5.3 Diseño de la línea de conducción

Debido a las características del relieve y a las cotas de las dos fuentes, se realizó el diseño de líneas de conducción por gravedad desde la fuente a un tanque, así como líneas de conducción por bombeo desde la fuente a un tanque o reservorio. A continuación, se describe la metodología para el diseño de las líneas de conducción.

7.5.3.1. Línea de conducción por gravedad

En la línea de conducción por gravedad la energía necesaria para el flujo depende de la altura hidrostática lo cual es la diferencia de las cotas de la obra de toma y el tanque de almacenamiento, teniendo esto en consideración se determinaron las pérdidas de carga por fricción mediante la ecuación de Hazen Williams que se describe a continuación:

$$h_f = 10.549 \left(\frac{Q^{1.85}}{C^{1.85} D^{4.87}} \right) L \quad \text{Ecuación 17}$$

Dónde:

h_f : Pérdida de carga, m.

L: Longitud de la tubería, m.

C: Coeficiente de riosidad (Anexo 3)

D: Diámetro interno, m.

Q: Caudal, m³/s

Una vez calculadas las pérdidas de carga por fricción se dibujó la línea piezométrica con civil 3D, tomando en cuenta el perfil del terreno y el desfase de la tubería.

Una vez obtenida la pérdida de carga se obtendrá la gradiente de hidráulica mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{H}{L} \quad \text{Ecuación 18}$$

Dónde:

S: Gradiente de presión, m/m.

H: Pérdida de carga, m.

L: Longitud, m.

La línea se diseñó utilizando tuberías PVC cuya cédula se determinó según el máximo valor de la altura piezométrica, así mismo el diámetro se dimensionó tomando en cuenta las velocidades que soporta el material PVC y los criterios establecidos en la norma (INAA, 1999b,pág.45-46).

Basado en la gradiente hidráulica de la ecuación 18, se dibujó la línea piezométrica en el perfil del terreno natural con el propósito de observar que los valores de presión no excedan 50 m o sean inferiores a 5 m a fin de dar cumplimiento a la norma (INAA, 1999b,pág.45).

7.5.3.2. Línea de conducción por bombeo con bomba de eje horizontal

Para el diseño de la línea de conducción por bombeo, con bomba de eje horizontal se diseñó la tubería de succión, la sarta y la línea de conducción, los cuales se describen a continuación.

- **Diámetro de la tubería de succión**

El diámetro de la tubería se seleccionó tomando en cuenta los valores de la norma que se presentan en el anexo 4. La velocidad de flujo en la tubería de succión se calculó mediante la ecuación 19.

$$V = \frac{Q}{\pi D^2/4} \quad \text{Ecuación 19}$$

Dónde:

V: Velocidad m/s

Q: Caudal m³/s

D: Diámetro de la tubería m

En la tubería de succión se calcularon las pérdidas por fricción utilizando la ecuación de Hazen William (Ecuación 17) y las pérdidas locales se calcularon utilizando la ecuación 20. Los coeficientes de pérdida K, se obtuvieron del anexo 5:

$$h_f = \sum K \frac{V^2}{2g} \quad \text{Ecuación 20}$$

Dónde:

hf: Pérdida de carga, m

K: Coeficiente de pérdida de carga singular adimensional

V: Velocidad media en la sección, m/s

g: Aceleración de la gravedad, m/s²

Las pérdidas de carga en la succión se determinaron mediante la ecuación 21 que se describe a continuación:

$$h_{succion} = hf + hl + hg$$

Ecuación 21

Dónde:

$h_{succion}$: Pérdida de carga en la succión, m.

h_g : Altura estática, m.

h_f : Pérdida por fricción, m.

h_l : Pérdida locales, m.

Se llevó a cabo el cálculo de la carga estática utilizando la ecuación 22

$h_g =$ Cota del tanque – cota del
cárcamo+ nivel de agua + altura de la
descarga

Ecuación 22

- **Sarta**

La sarta llevará los accesorios recomendados por la norma, el diámetro se dimensionó basado en el anexo 6 (INAA, 2019, pág. 109), también se calcularon las pérdidas por fricción con Hazen William (ecuación 17) y las pérdidas locales con la ecuación 20. Las pérdidas totales de sarta se determinaron mediante la ecuación 22.

$$h_{sarta} = hf + hl$$

Ecuación 23

Dónde

h_{sarta} : Pérdidas en la sarta, m

h_f : Pérdidas por fricción en la sarta, m.

h_l : Pérdidas locales en la sarta, m.

- **Línea de conducción**

Para el dimensionamiento de la línea de conducción por bombeo se utilizó la ecuación 24, similar a la de Bresse (INAA, 1999a, pág. 33). Posteriormente se seleccionó en base al resultado obtenido un diámetro comercial de tubería PVC.

$$D = KQ^n$$

Ecuación 24

Dónde:

D= Diámetro, m

K=0.9

n=0.45

La pérdida de carga por fricción se calculó mediante la ecuación de Hazen William (ecuación 17) y las pérdidas locales se despreciaron debido a que en el tramo de línea de conducción solo se ubicaran 2 codos de 90 grados en la llegada del tanque.

Para líneas por bombeo, se procuró que la velocidad de flujo no excediera de 1.50 m/s ni sea inferior a 0.6 m/s (INAA, 2019, pág. 16).

La carga dinámica total de la línea de conducción por bombeo se calculó mediante la ecuación 25 que describen continuación:

$$CDT = h_{lf} + h_{sarta} + h_{succion} + h_g$$

Ecuación 25

Dónde:

CDT: Carga dinámica total, m

h_{lf}: Pérdidas por fricción línea de conducción, m

h_{sarta}: Pérdidas en la sarta, m

h_{succion}: Pérdidas tubería de succión, m

h_g: Carga estática, m

- **Selección de la bomba**

Para llevar a cabo la selección de la bomba se calculó la carga neta de succión positiva disponible (NPSH_d). En el diseño de bombas destacan dos valores de NPSH, el NPSH disponible y el NPSH requerido.

El NPSH_r requerido es en función del diseño de fábrica de la bomba, su valor es proporcionado por el fabricante. EL NPSH_d disponible corresponde a la carga

mínima que necesita la bomba para mantener su funcionamiento estable. (UNATSABAR, 2005).

El NPSH disponible se calculó con la siguiente expresión:

$$NPSH_{disp} = H_{atm} - (H_{vap} + h_s + \Delta H_s) \quad \text{Ecuación 26}$$

Dónde:

$NPSH_{disp}$: Carga neta de succión positiva disponible, m

H_{atm} : Presión atmosférica, m (Anexo 7)

H_{vap} : Presión de vapor, m (Anexo 8)

H_s : Altura de succión estática, m

ΔH_s : Perdida de carga por fricción de accesorios y tubería, m

Obteniendo el NPSH disponible, se procedió a seleccionar la bomba basada en el catálogo de bombas, de donde se obtuvo, la potencia de la bomba y el NPSH requerido.

- **Golpe de ariete**

Para todas las líneas de conducción se calculó el golpe de ariete con el siguiente procedimiento:

Cálculo de la celeridad de la onda de presión mediante la siguiente expresión:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \cdot \frac{D}{e}}} \quad \text{Ecuación 27}$$

Dónde:

a = Celeridad de la onda de presión, m/s

K : Coeficiente función del módulo de elasticidad del material constituido de la tubería, que representa principalmente el efecto de la inercia del grupo motobomba (Anexo 9)

D: Diámetro interior de la tubería, mm

e: Espesor de la tubería, mm

Cálculo de tiempo de cierre de válvula según la ecuación de Mendeluce:

$$T = C + \frac{K * L * v}{g * H_m} \quad \text{Ecuación 28}$$

Dónde:

T: tiempo de cierre, s.

L: Longitud de la conducción, m.

v: Velocidad de régimen del agua, m/s.

g: Aceleración de la gravedad, m/s².

H_m: Altura manométrica proporcionada por el grupo de bombeo

Se determinó el valor de C en base al porcentaje *i* obtenido en la siguiente ecuación.

$$i = \frac{hm}{L} * 100 \quad \text{Ecuación 29}$$

Dónde:

i: Gradiente hidráulica, (adimensional).

h_m: Altura manométrica, mca.

L: Longitud de la tubería de conducción, m.

Así mismo el tiempo recorrido de la onda de presión en la tubería se calculó mediante la ecuación 29.

$$t = \frac{2 * L}{a} \quad \text{Ecuación 30}$$

$$T < t : \text{Cierre Rapido} \quad \text{Ecuación 31}$$

$T > t$: Cierre Lento

Ecuación 32

También se evaluó el tiempo de parada de la válvula mediante la expresión:

Además, se calculó la longitud crítica con la siguiente ecuación, para determinar si la impulsión es corta o larga:

$$L_c = \frac{aT}{2}$$

Ecuación 33

La sobre presión se calculó mediante la siguiente expresión:

Cierre lento ecuación de Michaud

$$\Delta H = \frac{2 * L * v}{g * T}$$

Ecuación 34

Dónde:

ΔH : Sobre presión debida al golpe de ariete, m.

L: Longitud de la tubería, m

v: Velocidad de régimen de agua, m/s

T: Tiempo de parada o de cierre, según el caso, s

g: Gravedad, m/s²

Cierre rapido ecuacion de Allievi:

$$\Delta H = \frac{a * v}{g}$$

Ecuación 35

Dónde:

ΔH : Sobre presión debida al golpe de ariete, m.

a: Celeridad, m/s.

v: Velocidad de regimen del agua, m/s.

g: Gravedad, m/s².

Basado en la sobre presión alcanzada en el sistema se seleccionó la tubería con cédula capaz de soportar las presiones generadas en el sistema.

7.5.3.3. Línea de conducción por bombeo con bomba sumergible

- **Columna de bombeo**

En la línea de conducción con bomba sumergible se procedió a calcular la columna de bombeo, la longitud de columna de bombeo (cárcamo de bombeo) acoplado a la bomba se diseñó con una pérdida por fricción no mayor del 5% de su longitud de la tubería, las pérdidas por fricción se calcularon con la ecuación 17 de Hazen - Williams. Los diámetros para la columna de bombeo se seleccionaron del anexo 10. (INAA, 2019). También se calculó la velocidad de flujo mediante la ecuación 19.

- **Sarta**

En la sarta se determinó el diámetro según el anexo 6 de la norma. (INAA, 1999a, pág. 36). También se calculó la velocidad de flujo con la ecuación 19. Además, se consideraron todos los accesorios que dicta la norma y se calcularon las pérdidas locales con la ecuación 20. La pérdida de carga en la sarta se calculó con la ecuación 22.

- **Línea de Conducción**

Para el dimensionamiento de la línea de conducción se utilizó la ecuación 23 de similar a la Bresse. También se determinó la velocidad de la línea de conducción apoyándose con la ecuación 19 y las pérdidas por fricción con la ecuación 17 de Hazen Williams, así mismo se calculó la carga dinámica total haciendo uso de la ecuación 25.

- **Golpe de ariete**

El golpe de ariete como se indicó, se calculó para todas las líneas de conducción, por lo que se procedió a determinar:

- El cálculo de la celeridad con la ecuación 27.
- El tiempo de cierre de válvula según Mendeluce ecuación 28.

- La evaluación del tiempo de parada con las ecuaciones 30 y 31.
- La longitud crítica con la ecuación 33.
- Determinación del tipo de impulsión (cota o larga)
- El cálculo de sobre presión y evaluación de cierre lento o rápido con las ecuaciones 34 y 35.

7.5.4 Tanque de almacenamiento

➤ Dimensionamiento

Para la capacidad del tanque de almacenamiento se tomó en cuenta las siguientes condiciones:

Volumen Compensador 15% del consumo promedio diario

Volumen de reserva 20 % del consumo promedio.

El volumen del tanque de almacenamiento fue igual al 35% del consumo promedio diario.

➤ Localización

El tanque de almacenamiento se localizó en una zona próxima al poblado teniendo en cuenta la topografía del terreno, de tal manera que brindara presiones de servicio establecido en la norma para un buen funcionamiento de la red de distribución. (INAA, 1999a pag. 16)

➤ Clase de tanque

La clase de tanque fue de mampostería lo que estuvo en función de acceso y de los materiales en la zona. En nuestro caso que el tanque fue de mampostería la altura útil no supero mayor los 2.5 m.

7.5.5 Desinfección

Se realizó el cálculo para la desinfección con hipoclorito de sodio, debido a su facilidad de manejo y aplicación. La aplicación al agua, de la solución de hipoclorito de sodio se efectuará mediante el hipoclorador de carga constante.

En general, el hipoclorito se recomienda para abastecimiento de pequeñas poblaciones. La selección del tipo de cloro a utilizar se hizo tomando en cuenta los siguientes aspectos:

La capacidad requerida de la estación de cloración será:

$$Ca = \frac{QC}{1000} \quad \text{Ecuación 36}$$

Dónde:

Ca: Capacidad de diseño de la estación de cloración, Kg. Cloro/día

Q: Caudal de agua, máximo horario, m³ /día

C: Dosis de cloro a aplicar, mg/l

En general se utilizará para el cálculo del cloro, basado en hipocloración para capacidades menores de 1 kg/día y caudales de 130 gpm como máximo. (8.20 L/s).

7.5.6 Red de distribución

Se diseñó una red de distribución abierta debido a la ubicación de las viviendas, que en el área rural no cumple con el estricto plan urbanístico.

El diseño de la red se hizo basado en simulaciones con EPANET el cual fue de la manera siguiente:

- Configuración para el cálculo de pérdidas de cargas con la fórmula de Hazen-Willians.
- Unidades del sistema internacional de medidas.
- Se hizo una simulación tomando en consideración el caudal máximo horario (CMH), el cual se distribuyó en nodos concentrados atendiendo a la longitud de la red de distribución para calcular el caudal por unidad de longitud.
- En la simulación se evaluó que las velocidades de flujo estén en el rango. de 0.4 y 2 m/s y la presión hidrostática entre 5 y 50 m/s excepcionalmente en terrenos irregulares de 70m.

- Una segunda simulación con demanda cero y tanques llenos con la finalidad de evaluar las presiones hidrostáticas las que deberán estar en un rango de 5m y 50m, excepcionalmente en terrenos irregulares de 70m.
- Se llevó a cabo un informe de EPANET sobre las presiones por cada nodo a si con las velocidades de flujo a través de las tuberías.
- Se elaboró un perfil de presiones de la red y de la línea de conducción del tanque a la red.
- Se presentaron en planos, la red con diámetro y clases de tubería, longitud, válvulas de admisión y expulsión de aire y de control de flujo y válvulas de limpieza.

7.5.7 Válvulas de aire y de limpieza

El diseño de válvulas de aires y limpiezas se realizó basado en la norma que se presenta a continuación (INAA, 1999b, pág. 55):

- Al ser necesario por el relieve se instalaron válvulas rompe presión cuando las presiones estáticas sobrepasaban las presiones de trabajo de la tubería o excedan lo que recomienda la norma.
- De acuerdo a las características del relieve y basados en el perfil se localizaron válvulas de aire y vacío en las cimas y válvulas de limpiezas en los columpios.
- Si se encontraba un área con la topografía regular o plana, las válvulas se localizaban cada 2.5 kilómetro como máximo y en las partes más altas del perfil.
- En caso de topografía plana se provocarían pendientes del 3% en el sentido positivo y 6% en el sentido negativo de la dirección del flujo y se ubicarían válvulas de aire en los puntos de inflexión.
- El diámetro de las válvulas de aire y vacío se determinaron en función del diámetro de la línea de conducción. Se recomienda el uso de válvulas cuyo diámetro es 1½" por pie de diámetro de la línea de conducción.

- En los puntos más bajos de la línea se instalaron válvulas de limpieza con diámetro mínimo equivalente a $\frac{1}{4}$ del diámetro de la línea de conducción.
- Al inicio y al final de la línea de conducción, se instalaron válvulas de compuerta para regular o cortar el flujo cuando sea necesario.

7.5.8 Acometidas domiciliarias

Las acometidas domiciliarias se diseñaron basado en la norma (INAA, 1999b, págs. 51-52).

El diámetro mínimo de cada conexión fue de $\frac{1}{2}$ (12.5 mm) pulgada. Dispositivos disipadores de presión.

Toda conexión domiciliar deberá estar siempre controlada por su medidor correspondiente o por un regulador de flujos.

7.6 Presupuesto

El presupuesto se llevó a cabo basado en las cantidades de obras calculadas a partir de los planos constructivos para lo cual se hizo lo siguiente:

- Organizo las actividades por etapas y sub etapas.
- Calculó la cantidad de actividades.
- Determinó los costos unitarios a partir del sistema de costo de la alcaldía municipal de La Trinidad.
- Realizó el presupuesto utilizando una hoja de cálculo cuyos datos de ingresos serán etapas, sub etapas, cantidades y precios unitarios.
- Se presentó un informe detallado por actividades.
- Se presentó un informe resumido por etapa y sub etapa.

VIII. Cálculos

8.1 Estudio socioeconómico

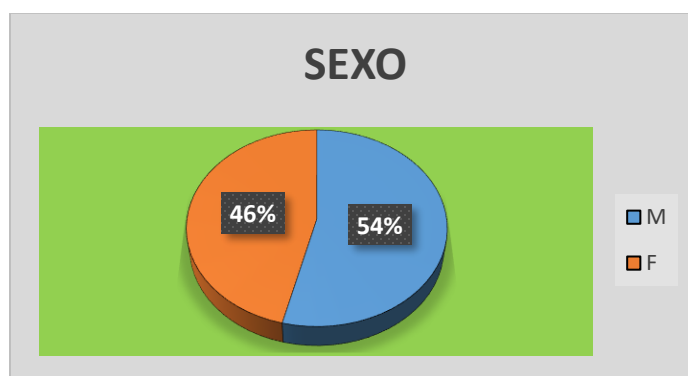
Se entrevistaron a 180 jefes de familia los días sábado y domingo del mes de abril del año 2020, lo que representa una población de 900 habitantes, de las cuales el 53.89% fueron varones, mientras que el 46.11% fueron mujeres como se muestra en la tabla 2, grafico 2.

Tabla 2 Jefes de hogar entrevistado

SEXO	Masculino	Femenino	Total
Frecuencia	97	83	180
Porcentaje	53.89 %	46.11 %	100%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 2 Población por sexo



Fuente: Elaboración propia

8.1.1 Tipo de trabajo de la población

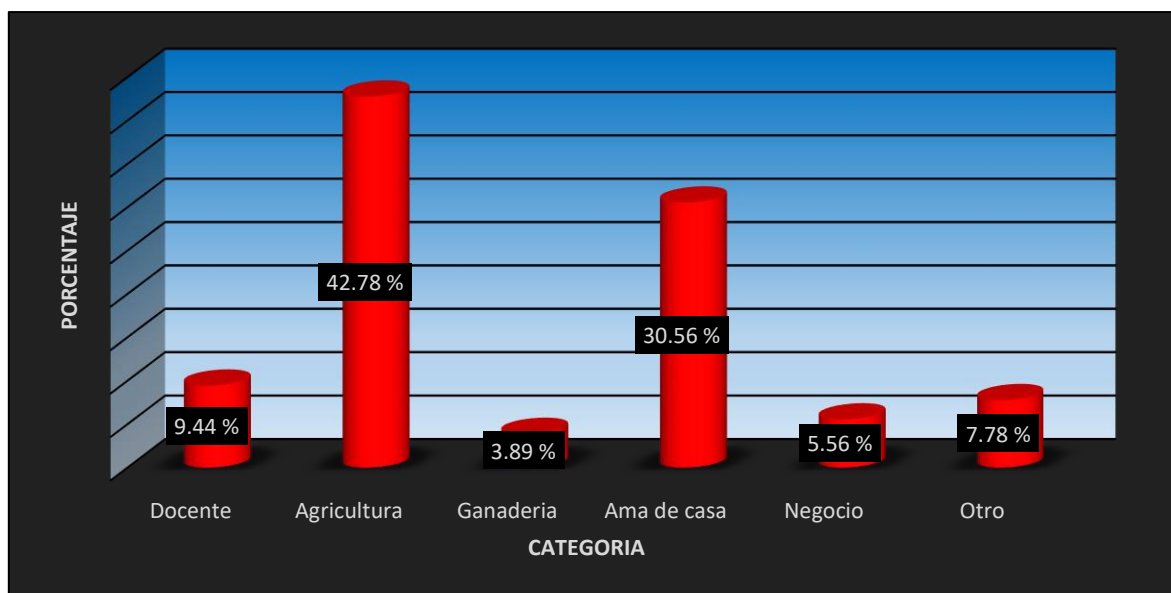
Con relación al tipo de trabajo remunerado a la que la población de las comunidades se dedica, se obtuvo que un 42.78% son agricultores y 30.56% realizan trabajo en la casa no remunerado, como ama de casa. Además, también pudo observarse que un 9.44% son docentes y otro 5.56% tiene su negocio propio. También fue notorio encontrar que un 3.89% se dedica a la ganadería (tabla 3, grafico 3).

Tabla 3 Tipos de trabajos remunerados

En que trabajan	Docente	Agricultura	Ganadería	Ama de casa	Negocio	otro	total
Frecuencia	17	77	7	55	10	14	180
Porcentaje	9.44 %	42.78 %	3.89 %	30.56 %	5.56 %	7.78 %	

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 3 Tipo de trabajo



Fuente: Elaboración propia

8.1.2 Personas que tienen trabajo remunerado

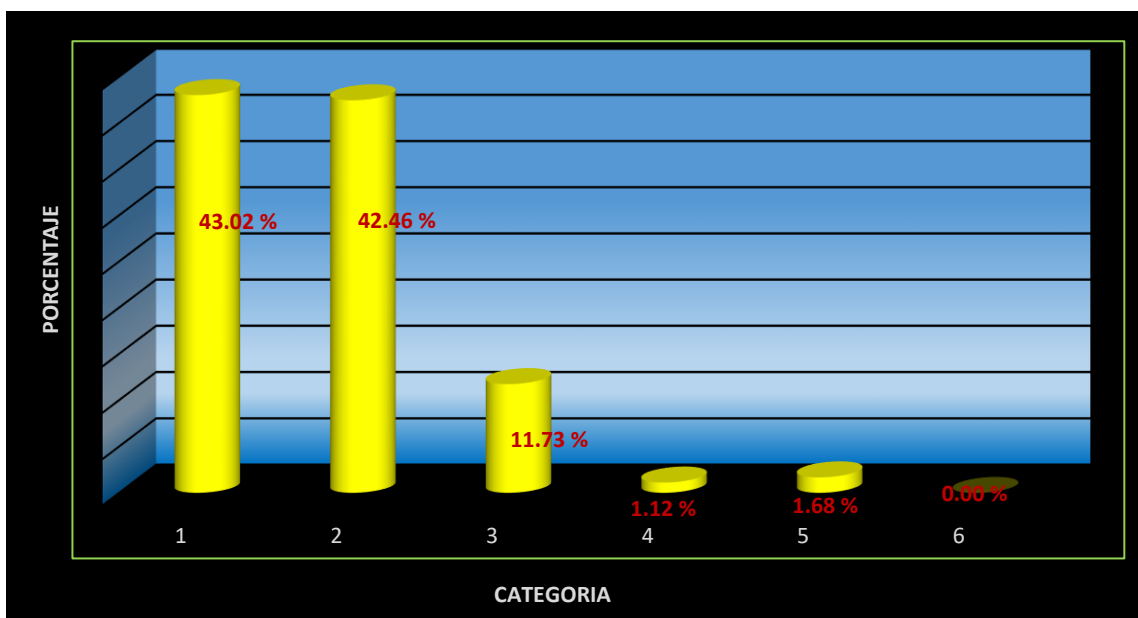
En cuanto las personas que trabajan por hogares, se encontró que en el 43.02% de los hogares, al menos una persona que trabaja, seguido con un 42.46% donde trabajan 2 personas, además se encontró que el 11.73% de las familias reportaron que 3 miembros del hogar trabajan, también se mencionó que en el 1.12% de las familias trabajan 4 miembros de la misma, mientras que el 1.68% de las familias mencionaron que 5 de sus miembros generan ingresos; y finalmente no se encontraron familias donde hubieran 6 o más personas generando ingresos para el hogar. (Tabla 4, gráfico 4).

Tabla 4 Porcentaje de personas que trabajan

Cuantos trabajan	1	2	3	4	5	6	total
Frecuencia	77	76	21	2	4	0	179
Porcentaje	43.02 %	42.46 %	11.73 %	1.12 %	1.68 %	0.00 %	100%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 4 Personas que trabajan en el hogar



Fuente: Elaboración propia

8.1.3 Miembros en el hogar

De acuerdo a las encuestas realizadas se encontró en el rango de 3 habitantes por hogar un 35.56%, en el rango de 4 personas el 32.22%, en rango de 5 personas el 18.33%, en el rango de 6 personas el 5.56%, en el rango de 7 personas el 4.44% y finalmente al rango de 8 personas el 3.89% (tabla 5, grafico 5).

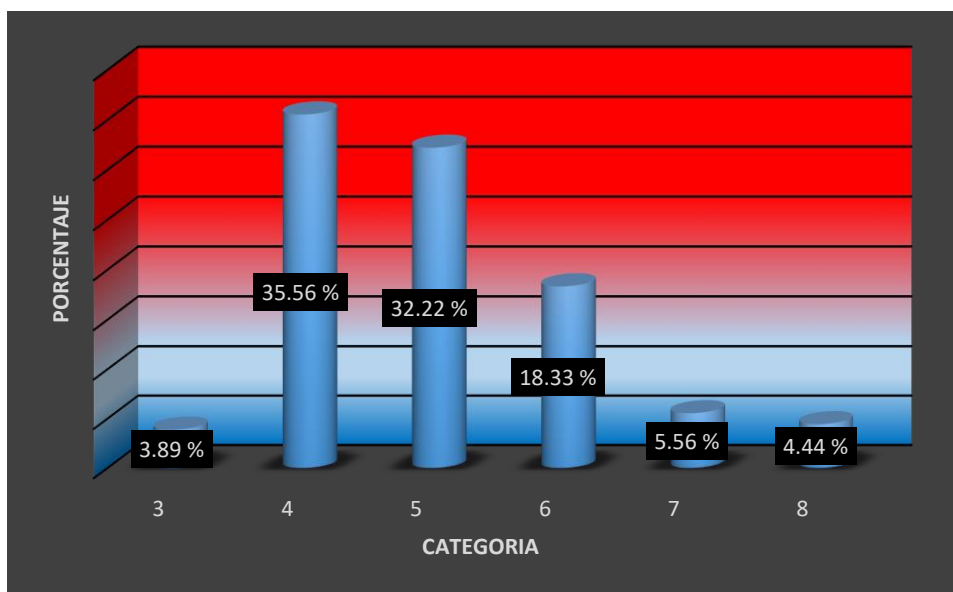
Se observó que los mayores porcentajes corresponden a hogares con 4 y 5 miembros, ambas clases representan 67.68% de las familias encuestadas.

Tabla 5 Cantidad de miembros en la familia

Rango	3	4	5	6	7	8	total
Frecuencia	7	64	58	33	10	8	180
Porcentaje	3.89 %	35.56 %	32.22 %	18.33 %	5.56 %	4.44 %	100%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 5 Cantidad de miembros en las familias



Fuente: Elaboración propia

8.1.4 Cantidad de habitantes por sexo

Conforme a las encuestas aplicadas en las 3 comunidades se extrajeron los siguientes resultados: 227 hombres, 254 mujeres, 231 niños y 188 niñas, para un total de 900 personas como se muestra en la tabla 6. El promedio de personas en el hogar fue de 5, de las cuales el 46.5% correspondió a niños y niñas

Tabla 6 Cantidad de habitantes en las comunidades

POBLACION TOTAL DE LAS TRES COMUNIDADES				
Hombres	Mujeres	Niños	Niñas	Total
227	254	231	188	900

Fuente: Elaboración propia

8.1.5 Personas que poseen servicio de agua

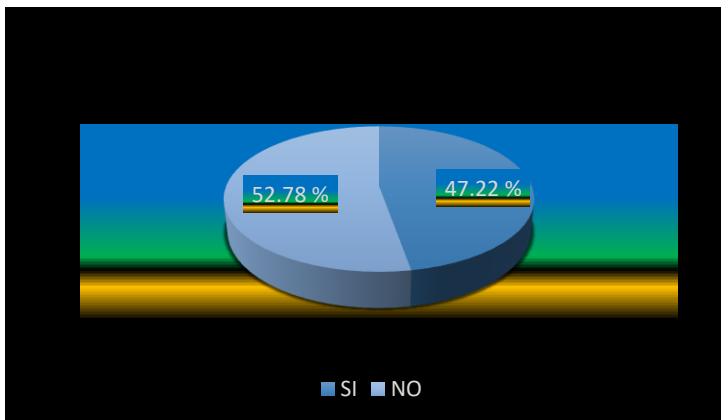
De la población censada el 47.22% cuentan con el servicio de agua y el 52.78% carecen de este como se muestra en la tabla 7, grafico 6. Estos resultados indican que más de la mitad de la población está en riesgo de contraer enfermedades de origen hídricas.

Tabla 7 Porcentaje de personas que gozan del servicio

Servicio de agua			
Servicio	SI	NO	total
Frecuencia	85	95	180
Porcentaje	47.22 %	52.78 %	100%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 6 Servicio de agua potable



Fuente: Elaboración propia

8.1.6 Distancia para acarrear el agua.

También se observó la distancia que los miembros del hogar recorren para abastecerse de agua, encontrándose que el 0.56% recorre hasta 2 km, un 2.22% recorre 1 km, el 1.67% recorre 800 m, un 16.67% recorre 500 m, otro 19.44% recorre 300 m, y un 11.67% recorre 100 m.

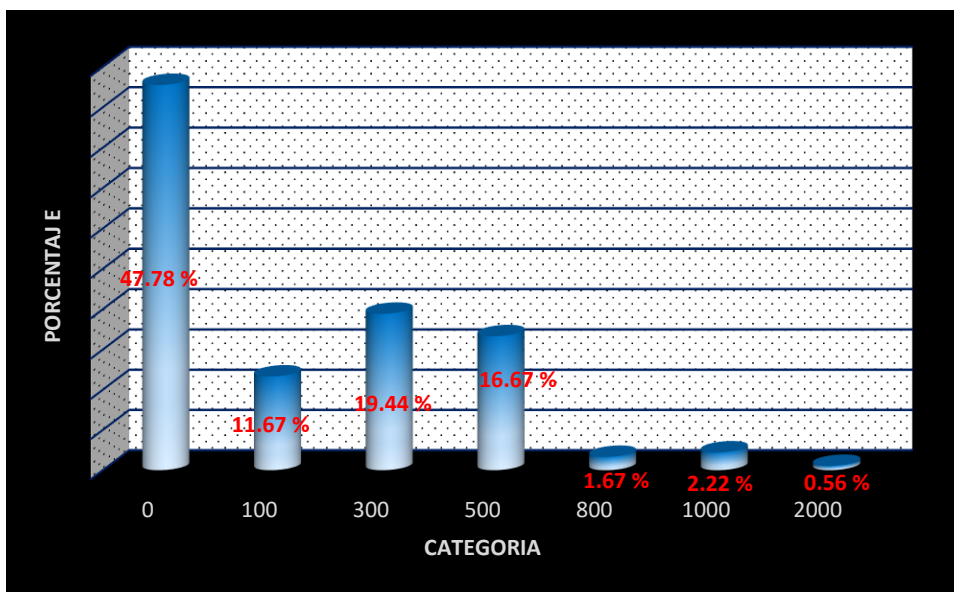
Así mismo se observó que un 47.78% cuentan con el servicio de agua potable, a través de conexiones de patio (tabla 8, grafico 7). Como se observa en los resultados de las diferentes distancias el 52.22% de las familias realiza un importante trabajo para abastecerse de agua.

Tabla 8 Cantidad de km recorridos para obtención de agua

Rango	Metros							Total
	0	100	300	500	800	1000	2000	
Frecuencia	86	21	35	30	3	4	1	180
Porcentaje	47.78 %	11.67 %	19.44 %	16.67 %	1.67 %	2.22 %	0.56 %	

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 7 Kilómetros recorridos



Fuente: Elaboración propia

8.1.7 Estado de letrinas

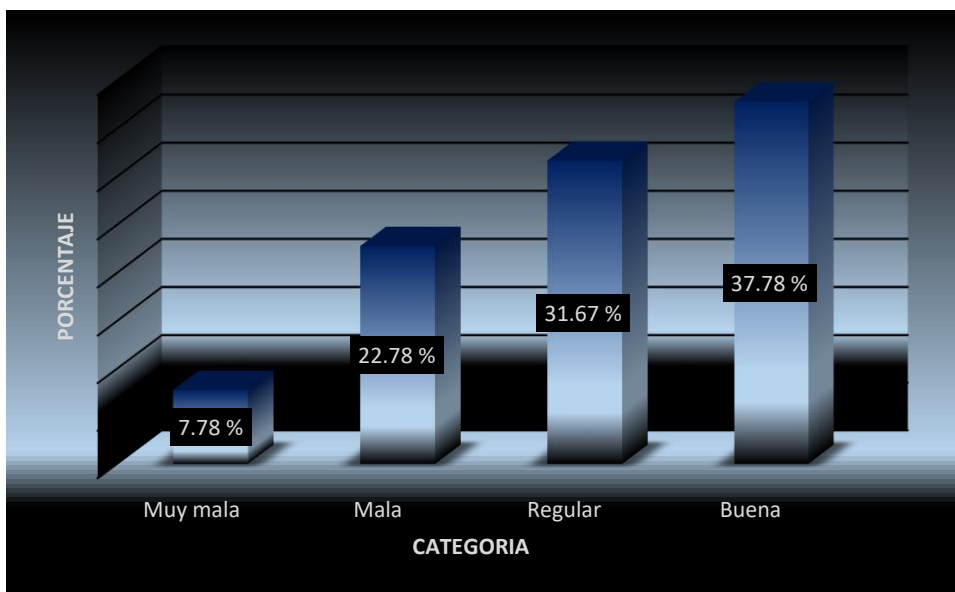
También se observó que las familias censadas cuentan con letrinas, no obstante, los estados físicos de las mismas presentan diferentes grados de deterioro, resultando que un 7.78% tienen letrinas en muy mal estado, el 22.78% en mal estado, 31.67% regular y solamente el 37.78% cuentan con una letrina buena (tabla 9, grafico 8). De estos resultados pueden deducirse que las letrinas pueden ser una importante fuente de contaminación debido a que más de la mitad de ellas están en mal estado.

Tabla 9 Estado de las letrinas

	Letrinas				Total
Estado de Letrina	Muy mala	Mala	Regular	Buena	
Frecuencia	14	41	57	68	180
Porcentaje	7.78 %	22.78 %	31.67 %	37.78 %	

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 8 Porcentaje estado de las letrinas



Fuente: Elaboración propia

8.1.8 Percepción de la calidad del agua

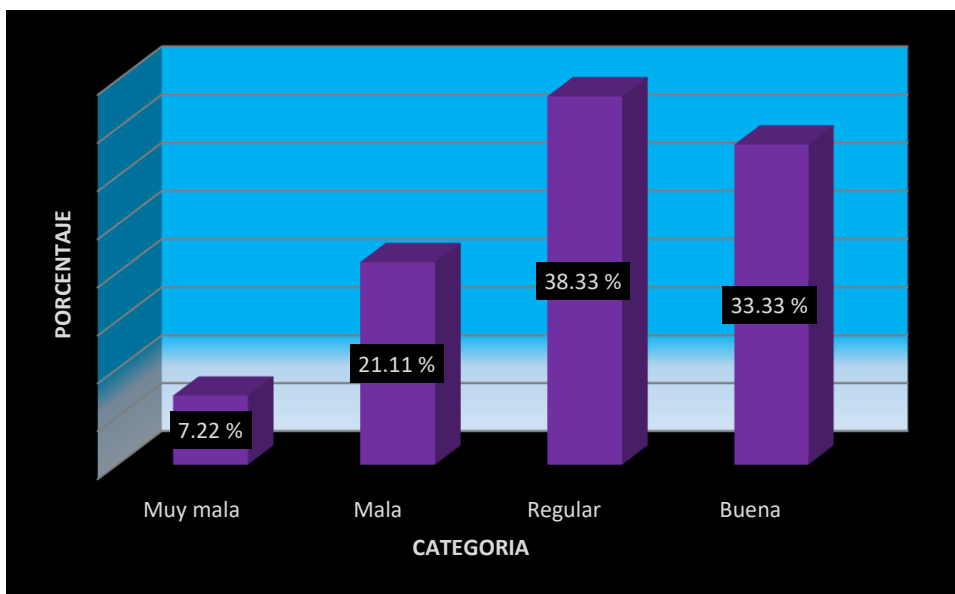
Con relación a la calidad del agua el 38.33% de los entrevistados opinaron que el agua es de calidad regular, un 33.33% dijo que el agua es buena, otro 21.11%, afirmó que es mala; mientras que solo un 7.22% opino que el agua es muy mala (tabla 10, grafico 9). Se observó que la mayor parte de la familia que representan un 71.66% consideran que el agua es entre buena y regular.

Tabla 10 Porcentajes según los rangos de calidad del agua

Estado del Agua	Muy mala	Mala	Regular	Buena	180
Frecuencia	13	38	69	60	
Porcentaje	7.22 %	21.11 %	38.33 %	33.33 %	

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 9 Porcentaje calificación del agua



Fuente: Elaboración propia

8.1.9 Enfermedades de origen hídrico

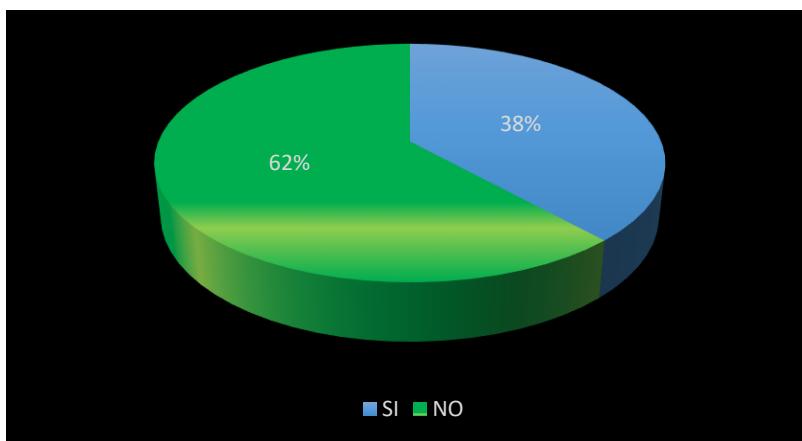
Con relación a las enfermedades ocasionadas por el servicio de agua, se encontró que el 38.33% de la población padecen de enfermedades que son causadas por el consumo de agua sin tratamiento, mientras que el 61.67% expreso no enfermarse por la mencionada causa (tabla 11, grafico 10).

Tabla 11 Porcentaje de la población que padecen de enfermedades ocasionadas por el consumo del agua

	Si	No	Total
Frecuencia	69	111	180
Porcentaje	38.33 %	61.67 %	

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 10 Porcentaje de la población que padecen de enfermedades ocasionadas por el consumo del agua



Fuente: Elaboración propia

8.1.10 Tipo de enfermedades hídricas

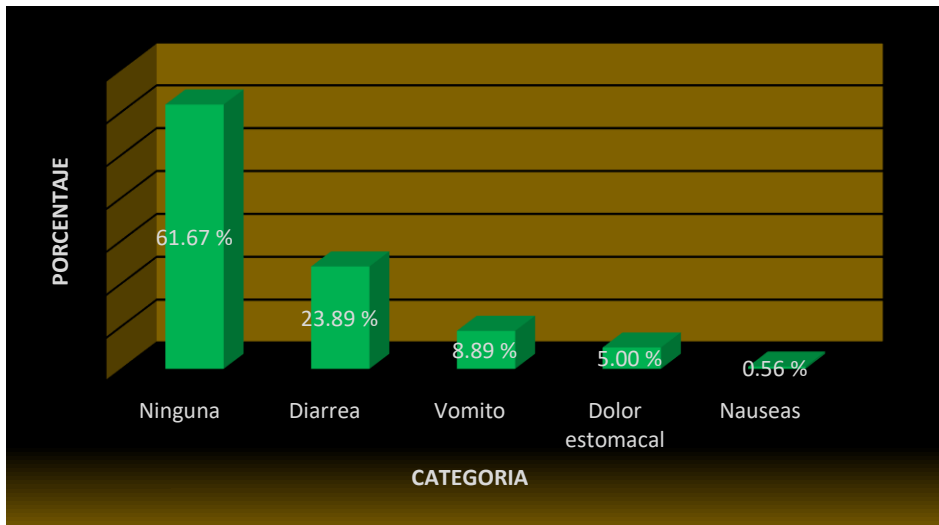
En referencia a las enfermedades con mayor incidencia se mencionó la diarrea con 23.89% de afectación en la población, el 8.89% menciono el vómito, luego el dolor estomacal citado por el 5.00%, seguido por nauseas con 0.56%. Así mismo un 61.67% de la población mencionó no haber padecido de las enfermedades antes mencionadas (tabla 12, grafico 11).

Tabla 12 Tipos de enfermedades ocasionadas por el consumo de agua

Clasificación de las enfermedades						
Tipo de enfermedad	Ninguna	Diarrea	Vomito	Dolor estomacal	Nauseas	total
Frecuencia	111	43	16	9	1	180
Porcentaje	61.67 %	23.89 %	8.89 %	5.00 %	0.56 %	100%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 11 Porcentaje de enfermedades causadas por el consumo de agua

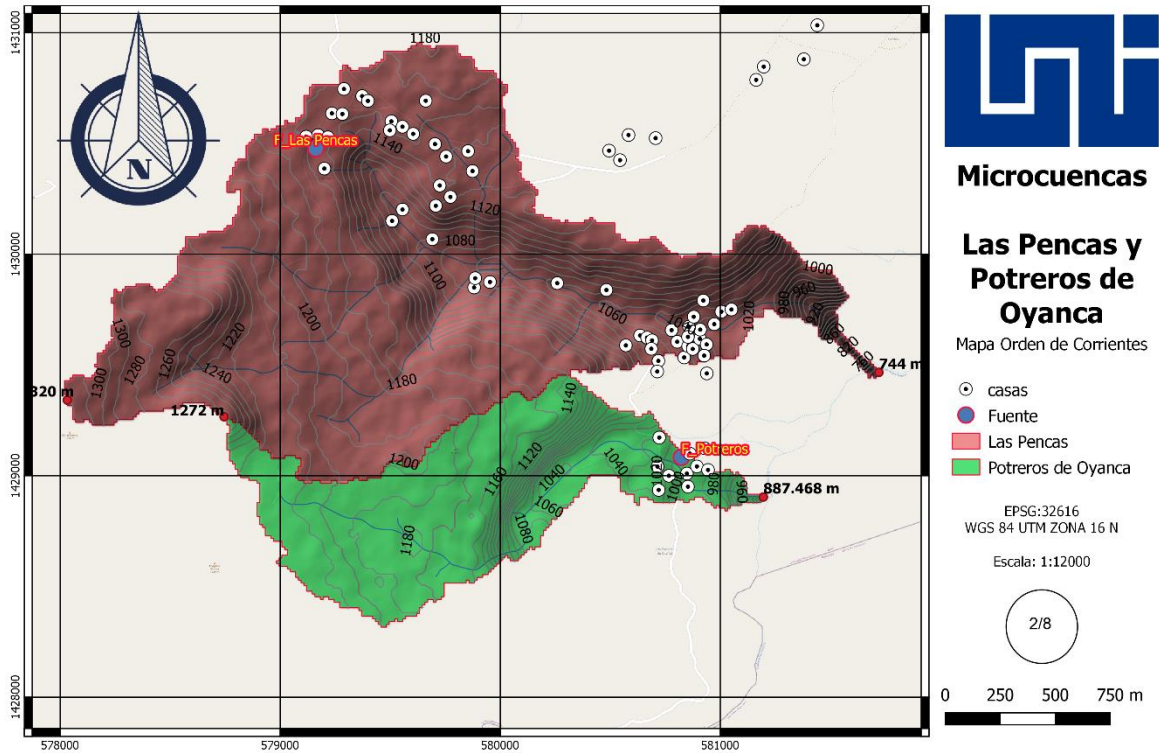


Fuente: Elaboración propia

8.2 Estudio hidrológico

En el proceso de diseño del miniacueducto de las comunidades de Potrero de Oyanca, Las Mesas y Las Pencas, se realizó un estudio hidrológico de dos microcuencas en las cuales se localizan dos manantiales: “el manantial de Potrero de Oyanca y el manantial de Las Pencas”. El propósito del mencionado estudio fue conocer las características hidrológicas a fin de proponer acciones que favorezcan la preservación de recursos hídricos en la zona, en el contexto del cambio climático, contribuyendo a mejorar el caudal de los manantiales que servirán como fuente de abastecimiento para agua potable. A continuación, se presenta el mapa 2, en donde se presentan las dos microcuencas:

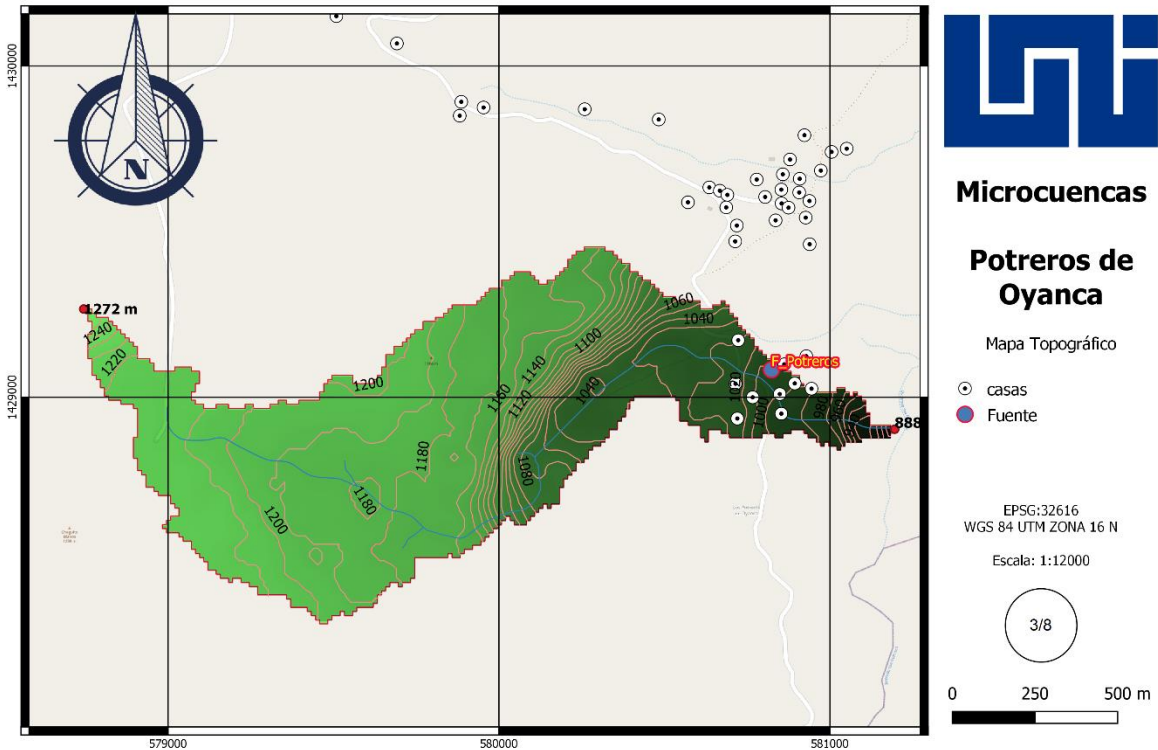
Mapa 2 Microcuencas de Las Pencas y Potrero de Oyanca



8.2.1 Parámetros morfométricos para la cuenca 1 Potrero de Oyanca

La micro cuenca número 1 que se presenta en el mapa 3, ojo de agua Potrero de Oyanca tiene una superficie de 115.2 hectáreas, con perímetro de 8.982 km, con elevación máxima de 1272 msnm, y una mínima de 888 msnm, con pendiente promedio de 17.87%. A continuación, se describen los parámetros morfométricos:

Mapa 3 Microcuenca 1 con sus puntos de elevación mayor y menor



A. Coeficiente de compacidad

Con respecto al coeficiente de compacidad aplicando la ecuación 1 se encontró un valor de 2.343 como se muestra a continuación. Se concluye que la microcuenca tiene una forma oval oblongada característica que facilita el drenaje de la escorrentía.

$$K_c = 0.28 \frac{8.982 \text{ km}}{\sqrt{1.152 \text{ km}^2}} = 2.343$$

B. Índice de alargamiento

Así mismo se analizó el índice de alargamiento utilizando la ecuación 2 obteniendo un valor 3.972 para el mencionado índice como se muestra a continuación, con lo cual se ratifica que la microcuenca tiende a ser muy alargada en su forma.

$$I_a = \frac{2.88 \text{ km}}{0.725 \text{ km}} = 3.972$$

C. Coeficiente de masividad

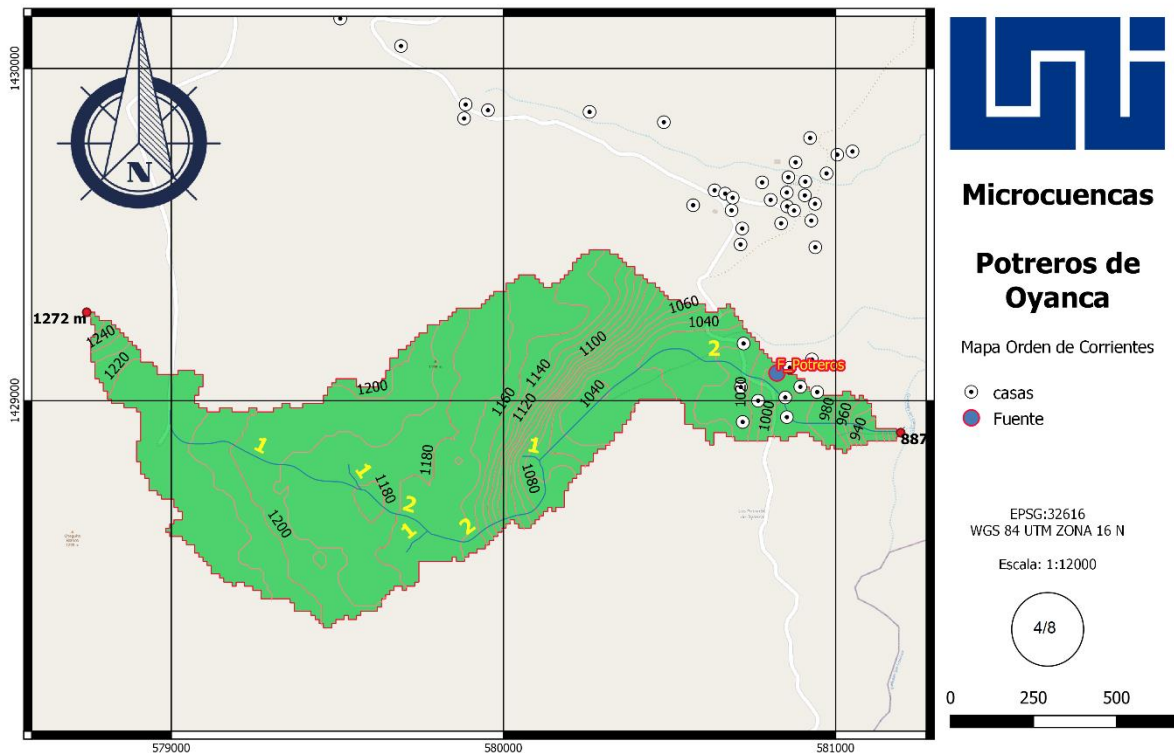
Además, se tiene según la ecuación 3 un coeficiente de masividad de valor de 333.3 lo que indica que la microcuenca presenta un relieve moderadamente montañoso.

$$K_m = \frac{384}{1.152 \text{ km}^2} = 333.3$$

D. Orden de corriente

También se encontró un orden de corriente para la cuenca en estudio, encontrándose unidades de primer y segundo orden, como se presenta en el mapa 4:

Mapa 4 Orden de corriente Microcuenca 1



E. Densidad de drenaje

Otro parámetro estudiado mediante la ecuación 4 fue la densidad de drenaje cuyo valor fue de 7.80 y se clasifica como una densidad alta, lo que indica la facilidad de evacuación de la escorrentía, reduciendo al mínimo la posibilidad de inundaciones.

$$D_d = \frac{8.982 \text{ km}}{1.152 \text{ km}^2} = 7.80$$

F. Pendiente del cauce principal

Para el cálculo de la pendiente del cauce principal se utilizó la ecuación 5 obteniendo un valor de 13.44%, clasificándose, como una pendiente moderada.

$$S = \frac{(1063.968 - 885.334)}{1329 \text{ m}} \times 100 = 13.44\%$$

G. Tiempo de concentración

En el caso del tiempo de concentración se calculó mediante la ecuación 6 de kirpich, con la cual se obtuvo un valor de 10.73 *minutos*, lo que se considera un tiempo de concentración rápido.

$$T_c = 0.0195 \left(\frac{1329^3}{1063.968 - 885.334} \right)^{0.385} = 10.73 \text{ minutos}$$

H. Escurrimiento de la microcuenca 1

También se calculó el escurrimiento superficial con precipitaciones con periodo de retorno de 15 y 25 años con el propósito de conocer el escurrimiento que se genera en la microcuenca.

Para el cálculo se utilizó la ecuación 9 para determinar la intensidad de la precipitación con los periodos de retorno antes indicados. A continuación, se presenta en la tabla 13 la intensidad de las precipitaciones, así como un gráfico con la representación de las mismas (Grafico 12).

I. Intensidad de la precipitación

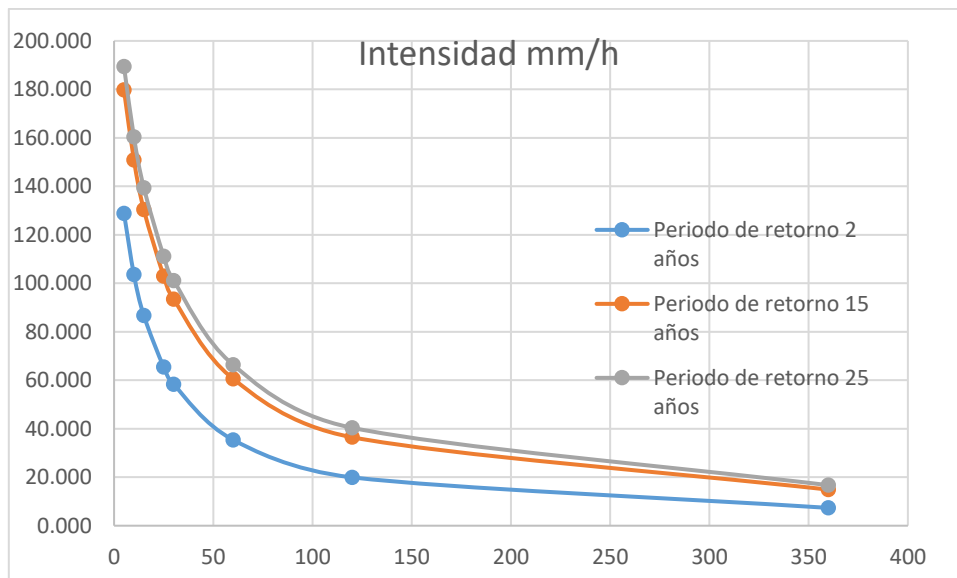
Tabla 13 Intensidad de las precipitaciones en la estación de San Isidro

Periodo de retorno en años	Intensidad mm/h							
	Minutos							
	5	10	15	25	30	60	120	360
2	128.828	103.592	86.690	65.449	58.335	35.414	19.942	7.350
15	179.735	150.869	130.345	102.987	93.383	60.619	36.482	14.880
25	189.442	160.380	139.431	111.128	101.086	66.397	40.384	16.705

Fuente: Hidrología para estudiantes de ingeniería civil

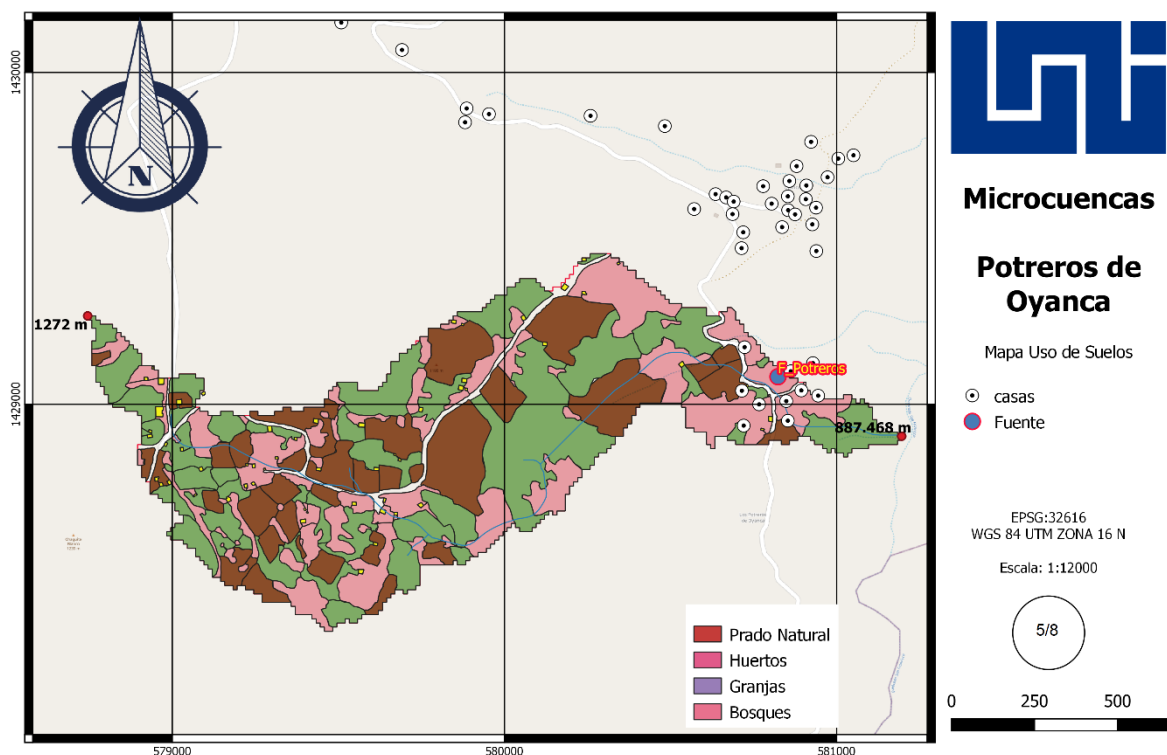
Se llevó a cabo el diseño de las curvas IDF en base a los datos obtenidos de la estación de San Isidro 1971-1999 Past-Dania, 2004., en el cual se establecieron los periodos de retorno para 2, 15 y 25 años, en el gráfico 12 continuación se aprecian las variaciones de las curvas en base a las intensidades antes calculadas.

Gráfico 12 Curva IDF estación de San Isidro 1971-1999



Así mismo el coeficiente de escurrimiento se calculó a través del uso de las tablas descritas en el anexo 11, la cual se basa en el tipo de uso de los suelos (mapa 5) y sus respectivas pendientes.

Mapa 5 Uso de suelo Microcuenca 1



A continuación, se presenta los valores de los coeficientes de escurrimiento por el uso de suelo y las áreas correspondientes que sirvieron de base para calcular el coeficiente de escurrimiento ponderado.

Tabla 14 Coeficiente de escurrimiento por tipo de uso de suelo Mc1

Tipo de suelo mc1	Area hc	C 15 años	Cp	C 25 años	Cp
Granja	1.67	0.83	0.01	0.88	0.01
Bosque	66.66	0.43	0.20	0.45	0.20
Tierra Cultivada	33.09	0.43	0.10	0.44	0.10
Prado natural	45.14	0.44	0.14	0.46	0.14
Total	146.55		0.44		0.46

Fuente: Elaboración Propia

J. Escorrentía superficial

Se encontró un escurrimiento superficial de 21.13 m³/s para retorno de 15 años y 23.39 m³/s para retorno de 25 años como se observa en la tabla 15. El escurrimiento mencionado podría reducirse siempre que haya una mejor gestión en el uso de suelo, buscando transformar más áreas de pastos y cultivos a áreas de bosques, lo que traería como consecuencia una mayor infiltración de las precipitaciones en la microcuenca 1, mejorando por consiguiente el caudal de manantial conocido como Potrero de Oyanca.

Tabla 15 Escurrimiento de la microcuenca 1 según el periodo de retorno

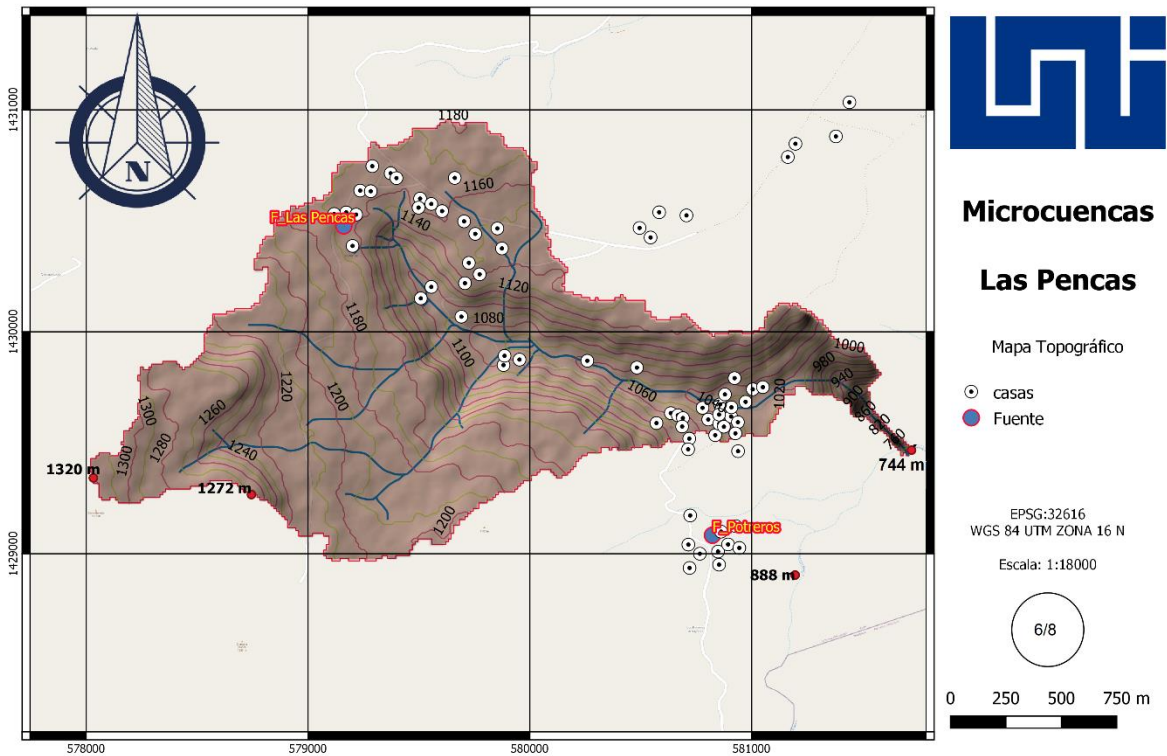
Periodo de retorno	Intensidad 10 minutos mm/h	Cp	Área	Caudal m ³ /s
15	150.87	0.44	115.2	21.13
25	160.38	0.46	115.2	23.39

Fuente: Elaboración Propia

8.2.2 Parámetros morfológicos para la microcuenca 2 Las Pencas

Como se indicó anteriormente en el presente estudio se realizó el análisis de dos microcuencas a continuación se describen los resultados de los parámetros morfométricos y la escorrentía de la microcuenca conocida como Las Pencas (mapa 6), la cual tiene una superficie de 333.4 hectáreas, un perímetro de 14.01 km, con elevación máxima de 1320 m, y una mínima de 744 m, con pendiente promedio de 17.87%. A continuación, se presentan los resultados:

Mapa 6 Microcuenca 2 con sus puntos de elevación mayor y menor



A. Coeficiente de compacidad para microcuenca 2 Las Pencas

Se calculó en la microcuenca 2 el coeficiente de compacidad aplicando la ecuación 1 encontrándose un valor de 2.148 como se muestra a continuación, por lo que se describe la forma de la microcuenca como oblongada, alargada la cual facilita el rápido drenaje.

$$K_c = 0.28 \frac{14.01 \text{ km}}{\sqrt{3.334 \text{ km}^2}} = 2.148$$

B. Índice de alargamiento microcuenca 2

El índice de alargamiento se calculó con la ecuación 2 y se obtuvo un valor de 2.093 como se muestra a continuación, lo cual significa que la microcuenca tiene una forma alargada en la cual se facilita el drenaje de la escorrentía como se indicó anteriormente.

$$I_a = \frac{3.96 \text{ km}}{1.892 \text{ km}} = 2.093$$

C. Coeficiente de masividad microcuenca 2

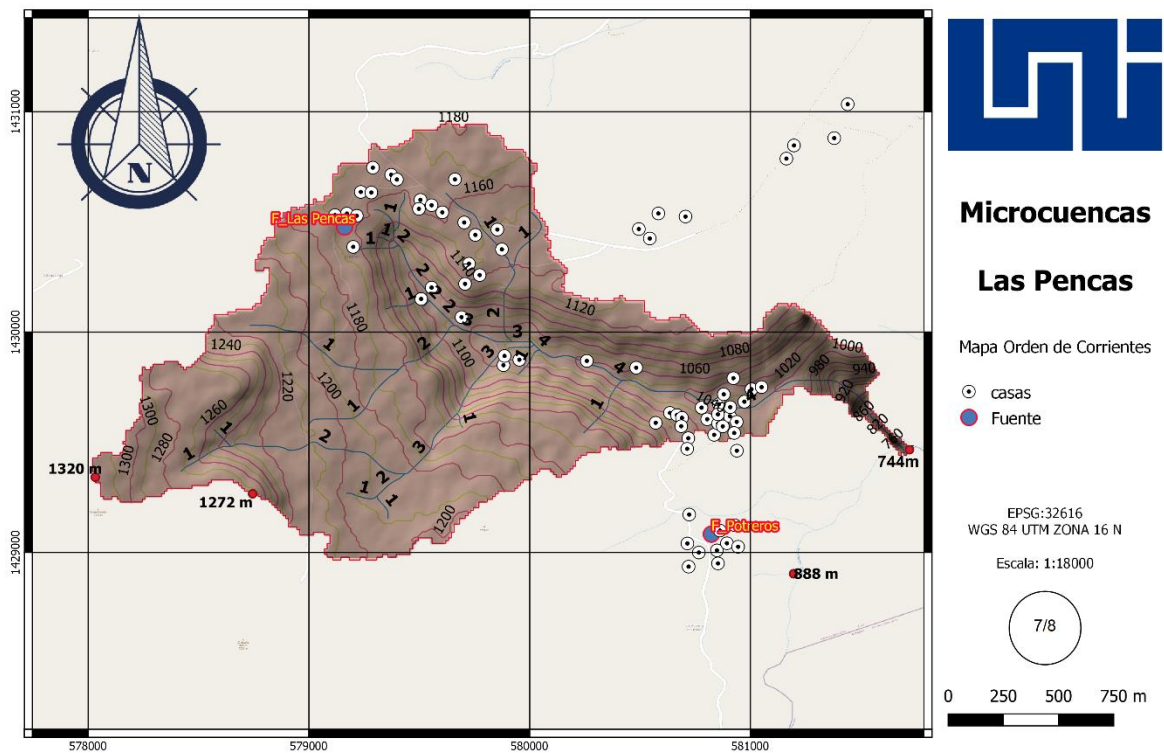
Utilizando la ecuación 3 se obtuvo un coeficiente de masividad con un valor de 172.765, lo que indica que la microcuenca presenta un relieve moderadamente montañoso.

$$K_m = \frac{576}{3.334 \text{ km}^2} = 172.765$$

D. Orden de corriente microcuenca 2

En la microcuenca 2 se encontró un orden de corriente de primer y cuarto orden, como se presenta en el mapa 7. Por lo que se concluye que existen altas escorrentías.

Mapa 7 Orden de corriente de la Microcuenca 2



E. Densidad de drenaje microcuena 2

En la microcuena 2 la densidad de drenaje cuyo valor fue de 2.802 y se clasifica como una densidad moderada, lo que nuevamente indica la facilidad de que produzca la evacuación de la escorrentía reduciendo el mínimo la posibilidad de inundaciones.

$$D_d = \frac{9.342 \text{ km}}{3.334 \text{ km}^2} = 2.802$$

F. Pendiente del cauce principal de la microcuena 2

Para el cálculo de la pendiente del cauce principal se utilizó la ecuación 5 obteniendo un valor de 21%, clasificándose, como una pendiente fuerte.

$$S = \frac{(1053.128 - 744)}{1503 \text{ m}} = 0.21$$

G. Tiempo de concentración

En el caso del tiempo de concentración de la microcuena 2 se calculó mediante la ecuación 9 de Kirpich, con la cual se obtuvo un valor de 10.02 minutos, lo que se considera un tiempo de concentración moderado.

$$T_c = 0.0195 \left(\frac{1503^3}{1053.128 - 744} \right)^{0.385} = 10.02 \text{ min}$$

H. Escurrimiento de la microcuena 2

También se calculó el escurrimiento superficial con precipitaciones con periodo de retorno 15 y 25 años con el propósito de conocer el escurrimiento que se genera en la microcuena 2.

I. Coeficiente de escurrimiento

Al igual que la microcuena 1 se calculó el escurrimiento superficial en la microcuena 2, lo cual se realizó considerando el coeficiente de escurrimiento ponderado descritos la tabla 16 y mapa de uso de suelos.

Mapa 8 Uso de suelo en la Microcuenca 2

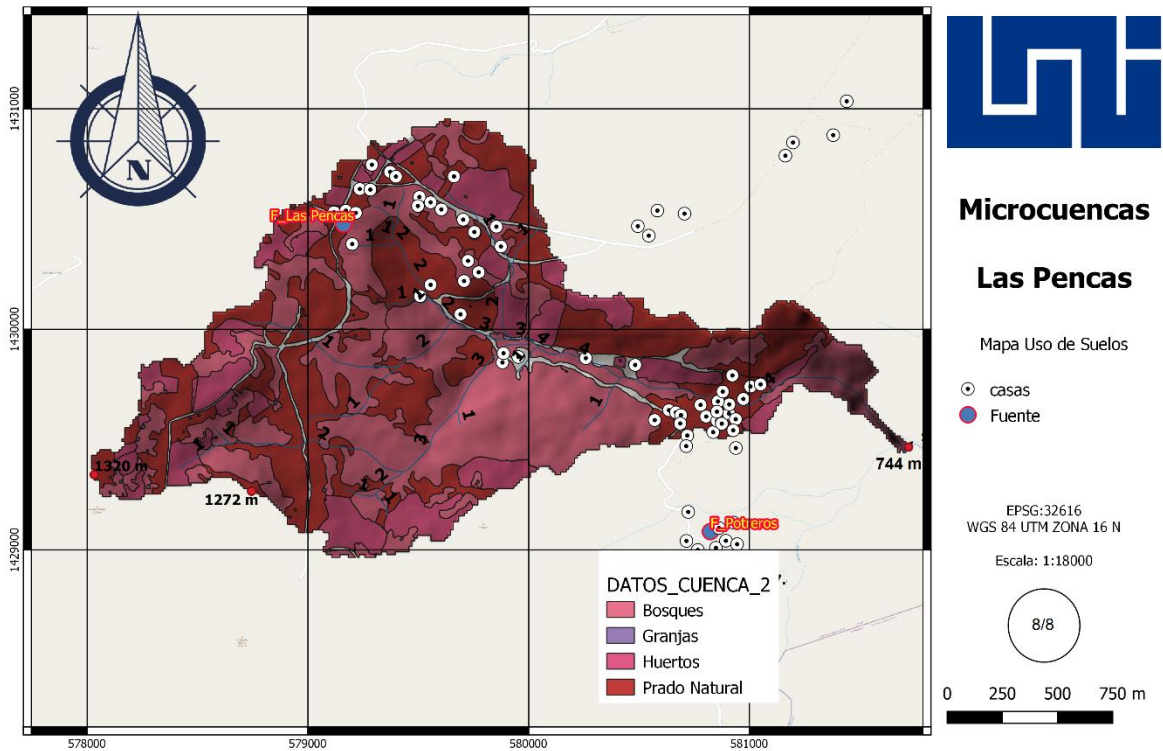


Tabla 16 Coeficiente de escurrimiento por tipo de uso de suelo Mc2

Tipo de suelo mc2	Area hc	C 15 años	Cp	C 25 años	Cp
Granja	3.0161	0.83	0.00	0.88	0.00
Bosque	281.686	0.43	0.19	0.4	0.18
Tierra Cultivada	108.607	0.43	0.07	0.44	0.07
Prado natural	249.819	0.44	0.17	0.42	0.16
	643.1279		0.44		0.42

Fuente: Elaboración propia

J. Escorrentía superficial

Aplicando la ecuación del método racional (ecuación 7) se encontró un escurrimiento superficial de 41.56 m³/s para un periodo de retorno de 15 años y de 42.89 m³/s para un periodo de retorno de 25 años como se muestra en la tabla 17.

Los valores de escurrimiento antes mencionados debido a la pendiente de la microcuenca y a los altos valores del coeficiente de escurrimiento podría ser muy erosivo lo que puede mejorarse con una mejor cobertura en el uso de suelo para reducir el valor del coeficiente de escurrimiento y favorecer los procesos de

infiltración que vendrían a mejorar la capacidad de la fuente donde se abastece de agua la comunidad de Las Pencas.

Tabla 17 Esguerrimiento de la microcuencia 2 según el periodo de retorno

Periodo de retorno	Intensidad 25 minutos m ³ /h	Cp	Area (hc)	Caudal m ³ /s
15	102.99	0.44	333.4	41.56
25	111.13	0.42	333.4	42.89

Fuente: Elaboración Propia

8.3. Estudio topográfico

El estudio topográfico se realizó iniciando con 2 puntos geodésicos levantados con GPS modelo sp60 cuya coordenada fueron las siguientes:

Punto geodésico 1: X:5791142.91;Y:1430503.80;Z:1167.00

Punto geodésico 2: X:579108.159;Y:1430511.69;Z:1170.00

Posteriormente se procedió a levantar cada 20 m una coordenada para crear el trazado de la línea de conducción y red de distribución tomando como ruta los caminos que conectan los ojos de agua y las viviendas de la comunidad.

8.3.1. Procesamiento de datos topográficos

Concluido el levantamiento en su fase de campo se procedió a la exportación de los datos en formato csv para su procesamiento con civil 3d con el cual se realizaron los planos que se presentan en la tabla siguiente:

Tabla 18 Lista de planos de estudio topográficos

Numero de plano	Nombre de plano	Anexo
1	Portada	12
2	Plano de conjunto	12
3	Plano de Curvas	12

4	Plano de perfil de longitud del terreno de tanque por bombeo Las Pencas	12
5	Plano de perfiles de longitud del terreno de tanque por gravedad Las Mesas	12
6	Plano de perfiles de longitud del terreno tanque por bombeo Potrero de Oyanca	12
7	Plano de perfiles de longitud del terreno Sector 1 Las Pencas	12
8	Plano de perfiles de longitud del terreno Sector 2 tramo A Las Mesas	12
9	Plano de perfiles de longitud del terreno Sector 2 tramo B Las Mesas	12
10	Plano de perfiles de longitud del terreno Sector 3 tramo A Potrero de Oyanca	12
11	Plano de perfiles de longitud del terreno Sector 3 tramo B Potrero de Oyanca	12
12	Plano de perfiles de longitud del terreno Sector 3 tramo C Potrero de Oyanca	12

8.4. Aforo de la fuente

El aforo de las fuentes se realizó en la temporada de verano en el mes de abril, mediante el método volumétrico, aplicando la ecuación 10, en el cual Potrero de Oyanca presenta un caudal de 2.28 L/s y Las Pencas un caudal de 1.26 L/s, como se aprecia a continuación:

$$Q = \frac{19}{8.33} = 2.28 \text{ L/s}$$

$$Q = \frac{19}{15.13} = 1.26 \text{ L/s}$$

En la tabla 19 se presentan los resultados del aforo de ambas fuentes, los 4 aforos que se llevaron a cabo para determinar el tiempo promedio de llenado y también se encuentran las coordenadas de las dos fuentes.

Tabla 19 Aforo de las fuentes

Comunidad	No de aforos	Tiempo (s)	Volumen del recipiente	Resultado en L/s	Coordenadas
Potrero de Oyanca	1	10.25	19	2.28	E: 580774.086
	2	11.53			N: 1429196.472
	3	11.53			
	4	11.65			
	Promedio	8.33			
Las Pencas	1	14.5	19	1.26	12°56'19.57" N
	2	15.3			86°16'12.73" O
	3	15.3			
	4	15.4			
	Promedio	15.13			

De igual manera se llevó a cabo los análisis físico-químico y biológicos de las fuentes de abastecimiento, como se aprecia en las ilustraciones 9,10, 11, 12, 13 y 14.

Ilustración 9 Resultado análisis de la fuente de Las pencas



Universidad Nacional de Ingeniería
 Vicerrectoría de Investigación y Desarrollo
 Programa de Investigación, Estudios Nacionales y Servicios del Ambiente
 Managua, Nicaragua



LABORATORIOS AMBIENTALES

CERTIFICADO DE ENSAYOS

MP-2003-0036

CLIENTE			DIRECCION		TELEFONO
Holverth Figueroa – Douglas García – David Moreno			UNI - RUACS		NR
ATENCION			CARGO	EMAIL	CELULAR
Holverth Figueroa – Douglas García – David Moreno			TESISTAS	Holverthfigueroa14@gmail.com	57083191
FECHAS DE PROCESAMIENTO DE MUESTRA EN EL LABORATORIO			FECHA DE EMISION DE CERTIFICADO DE ANALISIS	CADENA CUSTODIA	NUMERO DE MUESTRAS
INGRESO	INICIO DE ANALISIS	FINAL DE ANALISIS			
07/01/2021	10/01/2021	14/01/2021	19/01/2021	3275	Una (1)
Fecha y Hora de Muestreo			07/01/2021;8:00 am		
Supervisor de Muestreo en Campo			NR		
Fuente			Las Pencas		
Tipo de Muestra			Manantial		
Observaciones de Ubicación			La Trinidad - Estelí		
Coordenadas			X 579161.5000 m Y 1430477.3710 m		
Codificación PIENSA			LA-1810-0818		
METODO SM / EPA	ENSAYO REALIZADO PARAMETRO	UNIDAD	VALOR DE CONCENTRACION		RANGO O VALOR MAXIMO PERMISIBLE O RECOMENDADO
			PUNTO DE MUESTREO 1		Norma CAPRE*
G.H	Arsénico	mgL	<0.007		0.01

LEYENDA DE REPORTE DE RESULTADOS: Se reporta por parámetro de acuerdo a la unidad que se indica en la columna y línea respectiva. Abreviaturas y símbolos: <= menor al Límite de Detección que se especifica por parámetro, NR= No Reporta. Métodos, Normas y/o Decreto empleados: SM = Standard Methods for the Examination of Water & Wastewater 23 RD 2017 EPA = Environmental Protection Agency, * Normas de Calidad del Agua para Consumo Humano: Norma Regional CAPRE G.H: Generador de Hidruros, Utilizando ARSENATOR

OBSERVACIONES: La muestra fue recolectada, custodiada e ingresada al laboratorio por el cliente.

Los resultados reportados corresponden a los ensayos solicitados por el cliente

Ing. María Lidia Gómez
 Coordinadora de Laboratorios Ambientales PIENSA-UNI

Declaramos que este informe de resultados será de uso exclusivo del cliente, el laboratorio garantiza la confidencialidad e imparcialidad del informe.

Ilustración 10 Resultado análisis de la fuente de Las Pencas



LABORATORIOS AMBIENTALES

CERTIFICADO DE ENSAYOS

MP-2003-0038

CLIENTE			DIRECCION		TELEFONO
Holverth Figueroa – Douglas García – David Moreno			UNI - RUACS		NR
ATENCION			CARGO	EMAIL	CELULAR
Holverth Figueroa – Douglas García – David Moreno			TESISTAS	Holverthfigueroa14@gmail.com	57083191
FECHAS DE PROCESAMIENTO DE MUESTRA EN EL LABORATORIO					
INGRESO	INICIO DE ANALISIS	FINAL DE ANALISIS	FECHA DE EMISION DE CERTIFICADO DE ANALISIS	CADENA CUSTODIA	NUMERO DE MUESTRAS
07/01/2021	10/01/2021	14/01/2021	19/01/2021	3275	Una (1)
Fecha y Hora de Muestreo			07/01/2021;8:00 am		
Supervisor de Muestreo en Campo			NR		
Fuente			Las Pencas		
Tipo de Muestra			Manantial		
Observaciones de Ubicación			La Trinidad - Estelí		
Coordenadas			X 579161.5000 m Y 1430477.3710 m		
Codificación PIENSA			LA-1810-0818		
METODO SM / EPA	ENSAYO REALIZADO PARAMETRO	UNIDAD	VALOR DE CONCENTRACION		RANGO O VALOR MAXIMO PERMISIBLE O RECOMENDADO
			PUNTO DE MUESTREO 1		
Visual	Aspecto	NE	Claro		Norma CAPRE*
4500-B	Potencial de Hidrogeno	pH	7.40		NE
2510-B	Conductividad Eléctrica	uS/cm	228.13		6.5 – 8.5**
2130-B	Turbiedad	UNT	0.053		400**
2120-C	Color Verdadero	mg/L CaCO ₂	1.19		5
2320-B	Alcalinidad	mg/L CaCO ₂	103.78		15
2320-B	Carbonato	mg/L CaCO ₂	0.59		NE
2320-B	Bicarbonatos	mg/L CaCO ₂	103.77		NE
4500-B	Nitratos	mg/L	3.27		NE
4500-B	Nitritos	mg/L	0.013		50
4500-D	Cloruros	mg/L	3.91		0.1
3500-B	Hierro Total	mg/L	0.011		250
4500-D	Sulfatos	mg/L	2.71		0.3
2340-C	Dureza Total	mg/L CaCO ₂	80.37		250
2340-C	Dureza Cálcica	mg/L CaCO ₂	42.45		400**
3500-B	Calcio	mg/L	17.02		NE
3500-B	Magnesio	mg/L	9.25		100**
3500-B	Manganeso	mg/L	0.05		50
3500-X	Sodio	mg/L	13.00		0.5
3500-C	Potasio	mg/L	1.46		200
4500-C	Fluor	mg/L	0.368		10
					0.7

LEYENDA DE REPORTE DE RESULTADOS: Se reporta por parámetro de acuerdo a la unidad que se indica en la columna y línea respectiva. Abreviaturas y símbolos: <= menor al Límite de Detección que se especifica por parámetro, NR= No Reporta. Métodos, Normas y/o Decreto empleados: SM = Standard Methods for the Examination of Water & Wastewater 23 RD 2017 EPA = Environmental Protection Agency, * Normas de Calidad del Agua para Consumo Humano: Norma Regional CAPRE G.H: Generador de Hidruros, Utilizando ARSENA TOR

OBSERVACIONES: La muestra fue recolectada, custodiada e ingresada al laboratorio por el cliente.

Los resultados reportados corresponden a los ensayos solicitados por el cliente

Ing. María Lidia Gómez
 Coordinadora de Laboratorios Ambientales PIENSA-UNI

Declaramos que este informe de resultados será de uso exclusivo del cliente, el laboratorio garantiza la confidencialidad

Ilustración 11 Resultado análisis de la fuente de Las pencas



LABORATORIOS AMBIENTALES

CERTIFICADO DE ENSAYOS

MP-2003-0037

CLIENTE			DIRECCION		TELEFONO
Holverth Figueroa – Douglas García – David Moreno			UNI - RUACS		NR
ATENCION			CARGO	EMAIL	CELULAR
Holverth Figueroa – Douglas García – David Moreno			TESISTAS	Holverthfigueroa14@gmail.com	57083191
FECHAS DE PROCESAMIENTO DE MUESTRA EN EL LABORATORIO			FECHA DE EMISION DE CERTIFICADO DE ANALISIS	CADENA CUSTODIA	NUMERO DE MUESTRAS
INGRESO	INICIO DE ANALISIS	FINAL DE ANALISIS	19/01/2021	3275	Una (1)
07/01/2021	10/01/2021	14/01/2021			
Fecha y Hora de Muestreo			07/01/2021;8:00 am		
Supervisor de Muestreo en Campo			NR		
Fuente			Las Pencas		
Tipo de Muestra			Manantial		
Observaciones de Ubicación			La Trinidad - Estelí		
Coordenadas			X 579161.5000 m Y 1430477.3710 m		
Codificación PIENSA			LA-1810-0818		
METODO SM / EPA	ENSAYO REALIZADO PARAMETRO	UNIDAD	VALOR DE CONCENTRACION		RANGO O VALOR MAXIMO PERMISIBLE O RECOMENDADO
			PUNTO DE MUESTREO 1		Norma CAPRE*
9221-B	Coliforme Total	NMP/100mL	Negativo		Negativo
9221-E	Coliforme Fecal	NMP/100mL	Negativo		Negativo
9221-F	E. coli	NMP/100mL	Negativo		NE

LEYENDA DE REPORTE DE RESULTADOS: Se reporta por parámetro de acuerdo a la unidad que se indica en la columna y línea respectiva. Abreviaturas y símbolos: <= menor al Límite de Detección que se especifica por parámetro, NR= No Reporta. Métodos, Normas y/o Decreto empleados: SM = Standard Methods for the Examination of Water & Wastewater 23 RD 2017 EPA = Environmental Protection Agency, * Normas de Calidad del Agua para Consumo Humano: Norma Regional CAPRE G.H: Generador de Hidruros, Utilizando ARSENATOR

OBSERVACIONES: La muestra fue recolectada, custodiada e ingresada al laboratorio por el cliente.

Los resultados reportados corresponden a los ensayos solicitados por el cliente

Ing. María Lidia Gómez
 Coordinadora de Laboratorios Ambientales PIENSA-UNI

Declaramos que este informe de resultados será de uso exclusivo del cliente, el laboratorio garantiza la confidencialidad

Ilustración 12 Resultado análisis de la fuente de Potrero de Oyanca



Universidad Nacional de Ingeniería
 Vicerrectoría de Investigación y Desarrollo
 Programa de Investigación, Estudios Nacionales y Servicios del Ambiente
 Managua, Nicaragua



LABORATORIOS AMBIENTALES

CERTIFICADO DE ENSAYOS

MP-2003-0037

CLIENTE		DIRECCION			TELEFONO
Holverth Figueroa – Douglas García – David Moreno		UNI - RUACS			NR
ATENCION		CARGO		EMAIL	CELULAR
Holverth Figueroa – Douglas García – David Moreno		TESISTAS		Holverthfigueroa14@gmail.com	57083191
FECHAS DE PROCESAMIENTO DE MUESTRA EN EL LABORATORIO				FECHA DE EMISION DE CERTIFICADO DE ANALISIS	CADENA CUSTODIA
INGRESO	INICIO DE ANALISIS	FINAL DE ANALISIS			NUMERO DE MUESTRAS
07/01/2021	10/01/2021	14/01/2021	19/01/2021	3275	Una (1)
Fecha y Hora de Muestreo			07/01/2021;8:00 am		
Supervisor de Muestreo en Campo			NR		
Fuente			Potrero de Hoyanca		
Tipo de Muestra			Manantial		
Observaciones de Ubicación			La Trinidad - Estelí		
Coordenadas			X 580823.4470 Y 1429083.1330		
Codificación PIENSA			LA-1810-0818		
METODO SM / EPA	ENSAYO REALIZADO PARAMETRO	UNIDAD	VALOR DE CONCENTRACION		RANGO O VALOR MAXIMO PERMISIBLE O RECOMENDADO
			PUNTO DE MUESTREO 1		
9221-B	Coliforme Total	NMP/100mL	Negativo		
9221-E	Coliforme Fecal	NMP/100mL	Negativo		
9221-F	E. coli	NMP/100mL	Negativo		Norma CAPRE*

LEYENDA DE REPORTE DE RESULTADOS: Se reporta por parámetro de acuerdo a la unidad que se indica en la columna y línea respectiva. Abreviaturas y símbolos: <= menor al Límite de Detección que se especifica por parámetro, NR= No Reporta. Métodos, Normas y/o Decreto empleados: SM = Standard Methods for the Examination of Water & Wastewater 23 RD 2017 EPA = Environmental Protection Agency, * Normas de Calidad del Agua para Consumo Humano: Norma Regional CAPRE G.H: Generador de Hidruros, Utilizando ARSEATOR

OBSERVACIONES: La muestra fue recolectada, custodiada e ingresada al laboratorio por el cliente.

Los resultados reportados corresponden a los ensayos solicitados por el cliente

Ing. María Lidia Gómez
 Coordinadora de Laboratorios Ambientales PIENSA-UNI

Declaramos que este informe de resultados será de uso exclusivo del cliente, el laboratorio garantiza la confidencialidad

Ilustración 13 Resultado análisis de la fuente de Potrero de Oyanca



LABORATORIOS AMBIENTALES

CERTIFICADO DE ENSAYOS

MP-2003-0038

CLIENTE			DIRECCION		TELEFONO
Holverth Figueroa – Douglas García – David Moreno			UNI - RUACS		NR
ATENCION			CARGO	EMAIL	CELULAR
Holverth Figueroa – Douglas García – David Moreno			TESISTAS		57083191
Holverthfigueroa14@gmail.com					
FECHAS DE PROCESAMIENTO DE MUESTRA EN EL LABORATORIO			FECHA DE EMISION DE CERTIFICADO DE ANALISIS	CADENA CUSTODIA	NUMERO DE MUESTRAS
INGRESO	INICIO DE ANALISIS	FINAL DE ANALISIS			
07/01/2021	10/01/2021	14/01/2021	19/01/2021	3275	Una (1)
Fecha y Hora de Muestreo			07/01/2021;8:00 am		
Supervisor de Muestreo en Campo			NR		
Fuente			Potrero de Hoyanca		
Tipo de Muestra			Manantial		
Observaciones de Ubicación			La Trinidad - Esteli		
Coordenadas			X 580823.4470 Y 1429083.1330		
Codificación PIENSA			LA-1810-0818		
METODO SM / EPA	ENSAYO REALIZADO PARAMETRO	UNIDAD	VALOR DE CONCENTRACION		RANGO O VALOR MAXIMO PERMISIBLE O RECOMENDADO
			PUNTO DE MUESTREO 1		
Visual	Aspecto	NE	Claro		Norma CAPRE*
4500-B	Potencial de Hidrogeno	pH	7.23		NE
2510-B	Conductividad Eléctrica	uS/cm	227.00		6.5 – 8.5**
2130-B	Turbiedad	UNT	0.042		400**
2120-C	Color Verdadero	mg/L CaCO ₃	1.00		5
2320-B	Alcalinidad	mg/L CaCO ₃	103.60		15
2320-B	Carbonato	mg/L CaCO ₃	0.40		NE
2320-B	Bicarbonatos	mg/L CaCO ₃	103.60		NE
4500-B	Nitratos	mg/L	3.15		50
4500-B	Nitritos	mg/L	0.009		0.1
4500-D	Cloruros	mg/L	3.80		250
3500-B	Hierro Total	mg/L	0.007		0.3
4500-D	Sulfatos	mg/L	2.54		250
2340-C	Dureza Total	mg/L CaCO ₃	80.16		400**
2340-C	Dureza Cálrica	mg/L CaCO ₃	42.40		NE
3500-B	Calcio	mg/L	16.99		100**
3500-B	Magnesio	mg/L	9.18		50
3500-B	Manganeso	mg/L	0.02		0.5
3500-X	Sodio	mg/L	10.00		200
3500-C	Potasio	mg/L	1.25		10
4500-C	Fluor	mg/L	0.258		0.7

LEYENDA DE REPORTE DE RESULTADOS: Se reporta por parámetro de acuerdo a la unidad que se indica en la columna y línea respectiva. Abreviaturas y símbolos: <= menor al Límite de Detección que se especifica por parámetro, NR= No Reporta. Métodos, Normas y/o Decreto empleados: SM = Standard Methods for the Examination of Water & Wastewater 23 RD 2017 EPA = Environmental Protection Agency, * Normas de Calidad del Agua para Consumo Humano: Norma Regional CAPRE G.H: Generador de Hidruros, Utilizando ARSENATOR

OBSERVACIONES: La muestra fue recolectada, custodiada e ingresada al laboratorio por el cliente.

Los resultados reportados corresponden a los ensayos solicitados por el cliente

Ing. María Lidia Gómez
Coordinadora de Laboratorios Ambientales PIENSA-UNI

Declaramos que este informe de resultados será de uso exclusivo del cliente, el laboratorio garantiza la confidencialidad

Ilustración 14 Resultado análisis de la fuente de Potrero de Oyanca



LABORATORIOS AMBIENTALES

CERTIFICADO DE ENSAYOS

MP-2003-0036

CLIENTE			DIRECCION		TELEFONO
Holverth Figueroa – Douglas García – David Moreno			UNI - RUACS		NR
ATENCION		CARGO	EMAIL		CELULAR
Holverth Figueroa – Douglas García – David Moreno		TESISTAS	Holverthfigueroa14@gmail.com		57083191
FECHAS DE PROCESAMIENTO DE MUESTRA EN EL LABORATORIO			FECHA DE EMISION DE CERTIFICADO DE ANALISIS	CADENA CUSTODIA	NUMERO DE MUESTRAS
INGRESO	INICIO DE ANALISIS	FINAL DE ANALISIS	19/01/2021	3275	Una (1)
07/01/2021	10/01/2021	14/01/2021			
Fecha y Hora de Muestreo			07/01/2021;8:00 am		
Supervisor de Muestreo en Campo			NR		
Fuente			Potrero de Hoyanca		
Tipo de Muestra			Manantial		
Observaciones de Ubicación			La Trinidad - Estelí		
Coordenadas			X 580823.4470 Y 1429083.1330		
Codificación PIENSA			LA-1810-0818		
METODO SM / EPA	ENSAYO REALIZADO PARAMETRO	UNIDAD	VALOR DE CONCENTRACION		RANGO O VALOR MAXIMO PERMISIBLE O RECOMENDADO
			PUNTO DE MUESTREO 1		
G.H	Arsénico	mg/L	<0.001		Norma CAPRE* 0.01

LEYENDA DE REPORTE DE RESULTADOS: Se reporta por parámetro de acuerdo a la unidad que se indica en la columna y línea respectiva. Abreviaturas y símbolos: <= menor al Límite de Detección que se especifica por parámetro, NR= No Reporta. Métodos, Normas y/o Decreto empleados: SM = Standard Methods for the Examination of Water & Wastewater 23 RD 2017 EPA = Environmental Protection Agency, * Normas de Calidad del Agua para Consumo Humano: Norma Regional CAPRE G.H: Generador de Hidruros, Utilizando ARSENATOR

OBSERVACIONES: La muestra fue recolectada, custodiada e ingresada al laboratorio por el cliente.

Los resultados reportados corresponden a los ensayos solicitados por el cliente

Ing. María Lidia Gómez
 Coordinadora de Laboratorios Ambientales PIENSA-UNI

Declaramos que este informe de resultados será de uso exclusivo del cliente, el laboratorio garantiza la confidencialidad e imparcialidad del informe.

Ambas presentaron ser aptas para el consumo humano, siendo aprobadas para el proyecto de agua potable que se llevará a cabo, de la misma manera las zonas de almacenamiento tendrán su debida desinfección.

8.5. Diseño de mini acueducto

8.5.1. Población de diseño

La población inicial se proyectó a 20 años utilizando la formula geométrica descrita en la ecuación 11. Se utilizó una tasa de crecimiento de 2.5% debido que a la tasa de crecimiento calculada en el periodo 2018 al 2020 fue de 1.7%, la cual es inferior a lo permitido por la norma (INAA, 1999b, pág. 9).

Los resultados de los cálculos se presentan a continuación:

- **Cálculo de la tasa de crecimiento 2018 a 2020**

$$r = \left(\frac{900}{870}\right)^{\frac{1}{2}} - 1$$

$$r = 0.017, \text{equivalente al } 1.7\%$$

Nuevamente se observa que la tasa calculada es inferior a la que recomienda la norma por lo que se opto por una tasa de 2.5% (INAA, 1999b, pág. 9).

- **Cálculo de la población a 20 años**

Para realizar el cálculo de la población de diseño se utilizó la formula geométrica (ecuación 11), que se presenta a continuación. El cálculo se basó en una población de 900 habitantes, tasa de crecimiento de 2.5% y un período de diseño de 20 años. Con estas condiciones la población futura fue de 1475 habitantes como se observa a continuación.

$$P_n = 900(1 + 0.025)^{20}$$

$$P_n = 1475 \text{ habitantes}$$

8.5.2. Dotación y demanda

Se procedió a calcular el consumo domiciliario, considerando una población de 1475 habitantes y dotación de 60 lppd, encontrándose un caudal de 1.02 L/s. Los resultados se presentan a continuación.

$$CD = (1475 * 60)/86400$$

$$CD = 1.02 \text{ L/s}$$

Teniendo el valor del consumo domiciliar se procedió a calcular del consumo promedio diario en donde el porcentaje institucional se tomó de acuerdo a la norma, pero no se consideró los consumos comerciales e institucionales debido a las características de las comunidades. El resultado se presenta a continuación:

$$CPD = 1.02 + (1.02) 0.07\%$$

$$CPD = 1.10 \text{ L/s}$$

A continuación, se procedió a realizar el cálculo de pérdidas en el sistema o fugas utilizando la ecuación 14:

$$Q_{fugas} = \frac{20}{100} 1.10 = 0.22 \text{ L/S}$$

Con el resultado del consumo promedio diario y las pérdidas o fugas en el sistema se calculó el consumo máximo diario (ecuación 15), obteniendo un valor de 1.86 L/s como se aprecia a continuación:

$$CMD = 1.5(1.10) + 0.22$$

$$CMD = 1.86 \text{ L/s}$$

Por último, se determinó el consumo máximo horario haciendo uso de la ecuación 16, se obtuvo un valor de 2.96 L/s, como se observa a continuación:

$$CMH = 2.5(1.10) + 0.22$$

$$CMH = 2.96 \text{ L/s}$$

8.5.3. Diseño hidráulico

Las líneas de conducción se diseñaron tomando en cuenta la ubicación de las fuentes de aguas (manantiales), la distribución de las viviendas, y el relieve de la localidad.

Tomando en consideración lo antes mencionado la comunidad se dividió en 3 sectores por lo que se procedió a diseñar 3 líneas de conducción con su respectivo tanque de almacenamiento. La primera por gravedad con una longitud 143.7m utilizando la fuente localizada en Las Pencas para abastecer 16 viviendas, otra línea

de conducción por bombeo con bomba de eje horizontal con una longitud de 148m, también utilizando la fuente de Las Pencas para abastecer 31 viviendas y finalmente una tercera línea de conducción por bombeo con bomba sumergible multietapas con una longitud de 648 m, utilizando la fuente localizada en Potrero de Oyanca para abastecer 64 viviendas. En total se abastecerán a través de conexiones domiciliarias 1475 habitantes al final del período de diseño. Los dos sistemas por bombeo eléctrico utilizaron cárcamos de bombeo, (plano 23 y 24).

Por lo anterior se procedió a dividir el caudal máximo diario y el caudal máximo horario, tomando en cuenta la cantidad de viviendas, con el fin de asignar caudales por sectores en toda la comunidad (tabla 20).

Tabla 20 Caudales por sectores

Líneas de conducción	sectores	Viviendas	Viviendas por Línea de Conducción	CMD (l/s)	CMH (l/s)
Línea conducción tanque por bombeo Las Pencas	Sector 1	31	31	0.52	0.83
Línea conducción tanque por gravedad Las Mesas	Sector 2	16	16	0.27	0.43
Línea conducción tanque Potrero de Oyanca	Sector 3	63	63	1.07	1.70
Total		110		1.86	2.96

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se describe el diseño de las 3 líneas de conducción, comenzando con la línea de conducción por gravedad, seguida con la línea de conducción con bomba de eje horizontal y concluyendo con la línea de conducción con bomba sumergible multietapa.

8.5.3.1. Calculo línea de conducción por gravedad

Para el dimensionamiento de la tubería de las líneas de conducción por gravedad se aplicó la formula exponencial de Hazen – Williams que corresponde a la ecuación 17. Los datos para el diseño de la línea de conducción se presentan en la tabla 21 (Anexo 12, Plano 13).

Tabla 21 Datos de la línea de conducción por gravedad

Cota del tanque	1151.9	msnm
Cota de la fuente	1163.7	msnm
Altura de la descarga	2.2	m
Cota de la descarga	1154.1	m
Hg	9.6	m
Caudal	0.27	L/s
	0.00027	m ³ /s
C	150	
Longitud	138.3	m

Fuente: Elaboración propia

Tomando en cuenta la altura hidrostática disponible de 9.6 m, se procedió a calcular el diámetro de la tubería utilizando la ecuación de Hazen Williams, expresando en el diámetro en función del caudal y la carga hidrostática, obteniéndose un resultado de 0.018 m de diámetro, al no ser un diámetro comercial se procedió a seleccionar un diámetro de 2”.

Partiendo del resultado anterior se adoptó una tubería PVC SDR-26 con diámetro nominal de 2” y diámetro interno de 55.7 mm. De este modo, la línea de conducción por gravedad, desde la obra de toma hasta el tanque de almacenamiento, tendrá una longitud de 138.3 m, con una carga hidrostática en el sistema de 9.6 m, una pérdida por fricción 0.44 m y una velocidad de flujo 0.11 m/s, la cual es inferior a lo recomendado por la norma; no obstante se incluirán válvulas de limpieza para la eliminación de los sedimentos que podrían quedar en la tubería, por causa de una baja velocidad (INAA, 1999a, pág. 16). A continuación, se presenta el cálculo del diámetro de la tubería.

- **Cálculo del diámetro**

Partiendo de la ecuación 17 de Hazen Williams se obtuvo la ecuación 37, para el cálculo del diámetro de tuberías en serie, obteniéndose un valor de 0.018 m, como se muestra a continuación:

$$D = \left[\left(10.549 \frac{Q^{1.85}}{H.C^{1.85}} \right) L \right]^{\frac{1}{4.87}} \quad \text{Ecuación 37}$$

$$D = \left[\left(10.549 \frac{(0.00027)^{1.85}}{9.6(150)^{1.85}} \right) 138.3 \right]^{\frac{1}{4.87}} = 0.018 \text{ m}$$

Tomado en cuenta el diámetro teórico de 0.018 m y los diámetros mínimos que recomienda la norma, se adoptó un diámetro comercial de 2" SDR 26 con diámetro interno de 55.7 mm.

- **Cálculo de la pérdida de carga por fricción por Hazen-William ecuación 17.**

Con la tubería de 2" se realizó el cálculo de la pérdida de carga por fricción obteniendo un valor de 0.044m, como se muestra a continuación.

$$h_f = 10.549 \left(\frac{0.00027^{1.85}}{150^{1.85} 0.0557^{4.87}} \right) 138.3 = 0.044 \text{ m}$$

- **Cálculo velocidad de flujo**

Se calculó la velocidad de flujo con la ecuación 38, obteniendo una velocidad de 0.11 m/s, inferior a lo establecido por la norma (INAA, 1999a, pág. 16), los resultados se presentan a continuación:

$$V = \frac{Q}{\frac{\pi(d)^2}{4}} \quad \text{Ecuación 38}$$

$$V = \frac{0.00027}{\left(\frac{\pi * (0.0557)^2}{4} \right)} = 0.11 \text{ m/s}$$

- **Cálculo del gradiente hidráulico**

Para el cálculo de la gradiente de hidráulica se utilizó la ecuación 18, a continuación, se presenta el resultado:

$$S = \frac{0.044 \text{ m}}{138.3 \text{ m}} = 0.00032 \text{ m/m}$$

- **Golpe de ariete en la línea de conducción por gravedad**

Para el cálculo de la celeridad se utilizó la ecuación 27, a continuación, se presenta el resultado:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 34 \frac{60.3}{2.3}}} = 329 \text{ m/s}$$

Para una instalación por gravedad el tiempo de cierre se controla mediante una válvula de compuerta, no obstante, se calculó el tiempo de parada aplicando la ecuación 28 de Mendeluce, obteniéndose un tiempo de 1.3 s, como se muestra a continuación.

$$T = 1 + \frac{2 * 138.3 * 0.11}{9.81 * 9.65} = 1.3 \text{ s}$$

Para el cálculo se utilizó un valor de C=1 y un valor de k=2, debido a que la pendiente hidráulica es menor a 0.20 y la longitud es menor a 500 metros.

De acuerdo al resultado anterior se recomienda que el tiempo de cierre sea mayor de 1.3 s, siendo un valor recomendado unos 30 s, para reducir el golpe de ariete al momento de manipular la válvula.

- **Evaluación del tiempo de cierre**

También se procedió a evaluar el tiempo de parada con relación al tiempo de propagación de la onda de presión, utilizando la ecuación 31 y 32, los resultados se presentan seguidamente:

$$t = \frac{2 * 138.3}{329} = 0.8$$

$$T > t$$

$$1.5\text{s} > 0.8\text{s}$$

De acuerdo a la evaluación se concluye que es un tiempo de cierre lento, por lo que deberá utilizarse para calcular la sobre presión la ecuación de Michaud.

- **Longitud crítica**

La longitud crítica se evaluó utilizando la ecuación 33, y se obtuvo un valor de 217.7 m como se aprecia a continuación:

$$L_c = \frac{(329)1.3}{2} = 217.7 \text{ m}$$

Dado que la longitud crítica es de 217.7 m, resultado mayor que la longitud de la línea la cual tiene 138.3 m, se concluye que es una impulsión corta.

- **Cálculo de la sobre presión**

El cálculo del sobre presión se hizo con la ecuación 34 de Michaud, obteniendo un valor de 2.4 m, como se aprecia a continuación:

$$\Delta H = \frac{2 * 138.3 * 0.11}{9.81 * 1.3} = 2.4 \text{ m}$$

Conociendo la sobrepresión y la altura hidrostática se obtuvo la presión total en el sistema, por efecto del golpe de ariete (ecuación 39) la cual alcanza 12 m (Anexo 12, Plano 43), como se muestra a continuación:

$$H_t = h_g + \Delta H$$

Ecuación 39

$$H_t = 9.6 + 2.4 = 12 \text{ m}$$

8.5.3.2. Cálculo de la línea de conducción por bombeo con bomba de eje horizontal

A continuación, se describen el dimensionamiento y la pérdida de carga en la tubería de succión, en la sarta y en la línea de conducción.

A. Pérdida de carga en la succión

Tomado en consideración el caudal de 0.52 L/s para la línea de conducción por bombeo Las Pencas que se presenta en la tabla 20, la norma rural establece un diámetro nominal de 50 mm para velocidades de 0.75 m/s y caudales hasta 1.5 L/s (INAA, 1999a, pág. 23).

También la norma urbana para pozos húmedos recomienda velocidades para tubería de succión de 0.6 a 0.9 m/s (INAA, 1999b, pág. 35). Por tanto, tomando en cuenta las recomendaciones mencionadas por la norma, se adoptó una tubería de H°G° 1 ½" Clase 40, diámetro interno 40.9 mm, debido a que con el caudal para demanda máxima diaria tiene un valor de 0.52 L/s. Con el diámetro de 40.9 mm se obtuvo una velocidad de flujo de 0.40 m/s calculada con la ecuación 38, cuyo resultado se presenta a continuación.

$$V = \frac{0.0005}{\left(\frac{\pi * (0.0409)^2}{4}\right)} = 0.40 \text{ m/s}$$

Como se observa, el valor de la velocidad se encuentra en el rango ligeramente inferior al mínimo recomendada por el NTON 09003-99, así mismo el caudal es inferior al mínimo referido en la norma rural pág. 23, no obstante, se considera que con la velocidad antes mencionada no se creará turbulencias en el cárcamo de bombeo y habrá pocas perdidas de carga por lo que se considera un diseño satisfactorio.

B. Pérdida de carga por fricción en la tubería de succión

Teniendo en cuenta las características en el cárcamo de bombeo (Anexo 12, Plano 23) descritas en la pág. 35 de la NTON 09003-99, se adoptó una tubería de succión de 5 m de longitud, de H°G° Clase 40 con diámetro de 1 ½" como se indica en la tabla 22.

Tabla 22 Tubería de succión para la línea de conducción por bombeo

Nivel del espejo del agua	2.00	m
Diámetro HG 1 1/2" clase 40=	40.94	mm
Profundidad de sumersión =	3.00	m
Longitud total de la tubería de succión=	5.00	M
Velocidad	0.40	m/s

Fuente: Elaboración propia

Con las características antes descritas en la tabla 22, se calculó las pérdidas por fricción utilizando la ecuación 17, obteniendo un valor de 0.05 m como se muestra a continuación:

$$h_f = 10.549 \left(\frac{0.0005^{1.85}}{100^{1.85} 0.040^{4.87}} \right) 5 = 0.05 \text{ m}$$

C. Pérdidas de carga locales en la tubería de succión

Las pérdidas locales en la tubería de succión se calcularon mediante la ecuación 20 y los valores de los coeficientes de pérdida (K) se tomaron de la tabla 23.

Las pérdidas locales en la tubería de succión fueron de 0.041m como se observa a continuación:

$$h_l = \sum 5.18 \frac{0.40^2}{2(9.81)} = 0.041 \text{ m}$$

Tabla 23 Accesorios de la tubería de succión y pérdida de carga

Accesorio	Cantidad	k	Kt
Válvula check 1 ½"	1	2.58	2.58
Unión 1 ½"	3	0.3	0.9
Codos 90 1 ½"	2	0.74	1.48
Reductor 1 ½ x 1"	1	0.22	0.22
Total			5.18
		hl	0.041

Fuente: Elaboración propia

Las pérdidas totales en la tubería de succión tanto por fricción, como por pérdidas locales fueron de 0.092 m como se observa a continuación.

$$h_{succion} = 0.041 + 0.05 = 0.092 \text{ m}$$

D. Sarta

El dimensionamiento de la sarta se basó en la norma, la cual establece que, para diámetros menores de 50 mm, caudales de hasta 5 L/s (INAA, 1999b, pág. 38). Por tal razón se adoptó una tubería con diámetro de 1 ½" H°G° CLASE 40, diámetro interno de 40.9 mm (Anexo 12, Plano 25).

La velocidad de flujo en la sarta se calculó utilizando la ecuación 38, cuyo resultado fue de 0.40 m/s, valor que se encuentra en el rango recomendado en la norma (INAA, 1999a, pág. 16).

$$V = \frac{0.0005}{\left(\frac{\pi \left(\frac{40.9}{100}\right)^2}{4}\right)} = 0.40 \text{ m/s}$$

Las pérdidas por fricción se calcularon con la ecuación 17 de Hazen Williams obteniendo un resultado de 0.06 m, como se presenta a continuación.

$$h_f = 10.549 \left(\frac{0.0005^{1.85}}{100^{1.85} 0.0409^{4.87}} \right) 6 = 0.06 \text{ m}$$

Las pérdidas locales se calcularon utilizando la ecuación 20 y los coeficientes de perdida se tomaron de la tabla 24, los cuales son accesorios recomendados por la norma (INAA, 1999b, pág. 39). Se obtuvo un resultado de 0.13 m para las pérdidas de carga locales en la sarta como se muestran a continuación.

$$h_{fl} = (16.2) \frac{0.40^2}{2(9.81)} = 0.13 \text{ m}$$

Tabla 24 Accesorios y pérdidas locales en la sarta

LOCALES	CANTIDAD	K	Kt
Tee línea 1 ½"	1	0.3	0.3
Tee salida lateral 1 ½"	1	1.8	1.8
Codo 45 1 ½"	2	0.4	0.8
Válvula Compuesta 1 ½"	1	0.2	0.2
Válvula no retorno 1 ½"	1	2.5	2.5
Unión Universal 1 ½"	1	0.3	0.3
Medidor	1	10	10
Unión 1 ½"	1	0.3	0.3
		Total	16.2
		hf	0.13

Fuente: Elaboración propia

Las pérdidas totales en la sarta tomando en cuenta las pérdidas por fricción y las perdidas locales fue de 0.19 m como se presenta a continuación.

$$h_{sarta} = 0.13 + 0.06 = 0.19 \text{ m}$$

E. Línea de conducción por bombeo Las Pencas

Por esta línea fluirá un caudal de 0.52 L/s, que corresponde al consumo al consumo máximo diario como se muestra en la tabla 20. La línea de conducción tendrá una longitud total de 171 m (Anexo 12, Plano 14), las características de la línea de conducción se presentan en la tabla 25.

Tabla 25 Datos de la línea de conducción por bombeo

Longitud	171	m
Cota tanque	1172.00	m
Cota cárcamo de bombeo	1163.70	m
Nivel del espejo de agua	2	m
Longitud de la tubería de succión	3.00	m
Altura descarga tanque	2.20	m
Caudal	0.52	L/s
Caudal	0.0005	m ³ /s

Fuente: Elaboración propia

Para el diseño del diámetro se tomó en consideración la ecuación 24 similar a Bresse, con lo cual se obtuvo un diámetro teórico de 30 mm como se presenta a continuación.

$$D = 0.9(0.0005)^{0.45} = 0.0295 \text{ m} \approx 30 \text{ mm}$$

Después de conocer el diámetro teórico se procedió a determinar un diámetro comercial y se adoptó por una tubería de PVC SDR-26 1 ½" Norma ASTM 2164 con diámetro interno de 44.6 mm.

F. Velocidad de flujo

La velocidad de flujo se calculó mediante la ecuación 38 y se obtuvo un valor de 0.33 m/s, un valor aproximado a los 0.4 m/s que recomienda la norma (INAA, 1999b, pág. 16).

$$V = \frac{0.0005}{\left(\frac{\pi * (0.044)^2}{4}\right)} = 0.33 \text{ m/s}$$

G. Pérdida de carga por fricción

Para el cálculo de pérdidas de carga por fricción se utilizó la ecuación 17 y se tomó en consideración una longitud de 171 m con una tubería PVC SDR-26 de 1 ½", resultando una pérdida de carga por fricción de 0.54 m, los resultados se presentan a continuación:

$$h_f = 10.549 \left(\frac{0.0005^{1.85}}{150^{1.85} 0.044^{4.87}} \right) 171 = 0.54 \text{ m}$$

H. Carga estática

Basados en los datos de la tabla 25 y con el uso de la ecuación 22, se obtuvo una carga estática con un valor de 12.5 m como se muestra a continuación.

$$h_g = 1172 - 1163.70 + 2 + 2.20 = 12.5 \text{ m}$$

I. Carga Dinámica Total

Para calcular la carga dinámica total se utilizó la ecuación 25, teniendo en cuenta una carga estática de 12.5 m, perdidas en la succión de 0.05, perdidas en la sarta 0.19, en la línea por conducción de 0.54 y 0.092 perdidas locales, con la cual se obtuvo un valor de 13.37 m.

$$CDT = 0.54 + 0.19 + 0.05 + 12.5 + 0.092 = 13.37 \text{ m}$$

J. Cálculo de NPSH disponible

El NPSH se calculó utilizando la ecuación 26 teniendo las siguientes consideraciones:

La presión atmosférica a la cota 1163.7 m fue de 8.93 m (Anexo 7).

La presión de vapor de agua a 25° C fue de 0.323 m (Anexo 8).

Aplicando las consideraciones anteriores, y teniendo en cuenta las pérdidas de carga en la tubería de succión más la carga estática, desde el eje de la bomba hasta el espejo de agua, se obtuvo para el $NPSH_{disp}$ un valor de 6.52 m. Este valor fue mayor al $NPSH_{req}$ (6.1 m) requerido de la bomba, por lo que se concluye que el diseño propuesto es adecuado. A continuación, se presenta el cálculo del $NPSH_{dis}$.

$$NPSH_{disp} = 8.93 - (0.323 + 0.05 + 0.041 + 2) = 6.52 \text{ m}$$

K. Potencia de la bomba

Una vez conocida la carga dinámica total y el caudal de la línea de conducción se procedió a calcular la potencia de la bomba, obteniéndose una potencia teórica de 0.13 HP, como se observa a continuación:

$$Pot = \frac{\gamma(HQ)}{0.7(746)} \quad \text{Ecuación 40}$$

$$Pot = \frac{9810(13.37)(0.0005)}{0.7(746)} = 0.13 \text{ HP}$$

No obstante, debido a que la bomba comercial de menor potencia es de 0.5 Hp, se adoptó una potencia comercial de 0.5 HP, la cual servirá de referencia para seleccionar la bomba a utilizar.

L. Golpe de ariete

Cálculo de la celeridad de la onda de presión mediante la ecuación 27, obteniéndose un valor de 329.6 m/s como se muestra continuación. El resultado es aproximado a 330 m/s que recomienda el fabricante para tubería PVC SDR-26. (AMANCO, 2006, pág. 31).

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 34 \frac{48.3}{1.85}}} = 329.6 \text{ m/s}$$

M. Cálculo del tiempo de parada

También se calculó tiempo de parada de la válvula según la ecuación 28 de Mendeluce, obteniendo un tiempo de 1.9 s, debido a que la pendiente hidráulica es de 7.7% que no supera el 20% se asumió un valor de C=1 y un valor k=2 debido a que la longitud de la línea de conducción es menor de 500 m, siendo esta de 171 m.

A continuación, se presenta el cálculo del tiempo de parada:

$$T = 1 + \frac{2 * 171 * 0.33}{9.81 * 13.28} = 1.9 \text{ s}$$

N. Cálculo del tiempo de propagación de la onda de presión y evaluación del tiempo de parada

El tiempo de propagación de la onda de presión se calculó mediante la ecuación 28 y se evaluó con relación al tiempo de parada utilizando la ecuación 29, resultando que el tiempo de parada (T) es mayor al tiempo de propagación de la onda de presión (t), por lo que se considera un cierre lento, como muestra a continuación:

$$t = \frac{2 * 171}{329.6} = 1.037 \text{ s}$$

$$\text{Cómo: } T = 1.9 \text{ s}$$

Por tanto: $T > t$, *Cierre lento*

O. Longitud crítica

Además, se calculó la longitud crítica mediante la ecuación 33 obteniéndose un valor de 308.8 m como se observa a continuación. Debido a que la longitud crítica es mayor que la longitud de la tubería, la cual tiene un valor de 171 m, se considera una impulsión corta como se muestra a continuación:

$$L_c = \frac{(329.6)1.9}{2} = 308.8 \text{ m}$$

$$\text{Cómo: } L = 171 \text{ m}$$

Por tanto: $L_c > L$, *es impulsión corta*

P. Cálculo de la sobrepresión

Debido a que es de cierre lento y una impulsión corta, para el cálculo de la sobrepresión se utilizó la ecuación 34 de Michaud, obteniéndose un valor de 6.2 m, el valor de la sobrepresión se presenta a continuación:

$$\Delta H = \frac{2 * 171 * 0.33}{9.81 * 1.9} = 6.2 \text{ m}$$

La presión total del sistema se calculó mediante la ecuación 39 obteniéndose un valor de 18.7 m, valor inferior a 112.6 m que es la presión máxima que puede soportar la tubería PVC SDR-26, ASTM-2241 (Anexo 12, Plano 44), por lo que se concluye que la tubería resistirá sobrepresiones del golpe ariete:

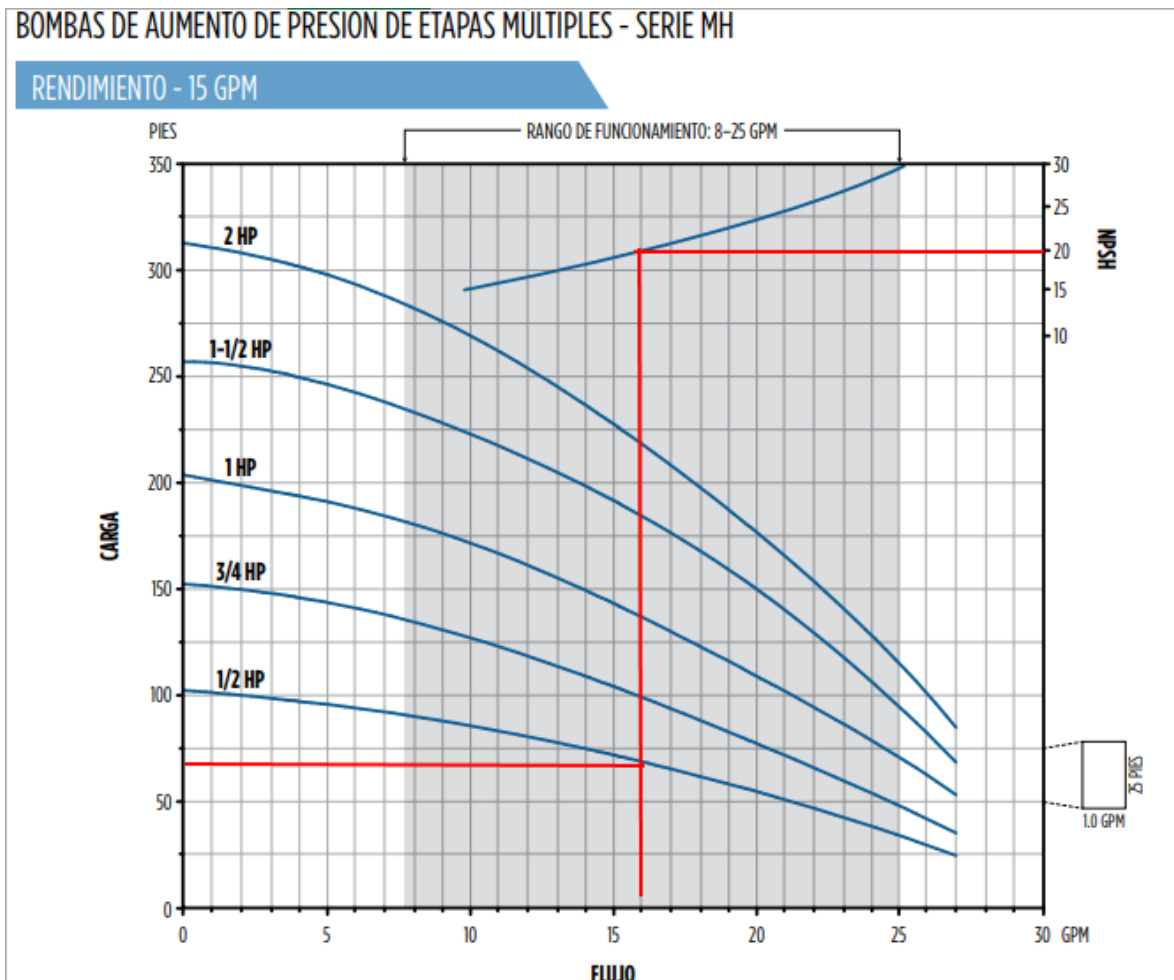
$$H_t = 6.2 + 12.5 = 18.7 \text{ m}$$

Q. Selección de la bomba

Como se indicó en el acápite del cálculo de potencia de la bomba se adoptó una potencia de 0.5 HP, a partir de la cual se seleccionó una bomba comercial Franklin Electric Serie MH con rango de funcionamiento entre 8 y 25 GPM.

Para la operación de la bomba se instalará una válvula reguladora de caudal para mantener un caudal de 16 GPM equivalente a 1.008 L/s y una presión de 70 ft equivalente a 21.34 m, como se observa en la ilustración 15. Ambos valores son superiores a los requeridos según los cálculos del diseño, que presentan un requerimiento de 0.6 L/s y presión manométrica 13.35 m. No obstante, se optó por esta solución debido a que es la bomba más pequeña del mercado.

Ilustración 15 Curva de operación de la bomba



Fuente: Catalogo de bombas de eje vertical Franklin Electric

Con la explotación del equipo, según las condiciones anteriores, se tiene un $NPSH_{req}$ de 20 ft equivalente a 6.1 m, como se observa en la ilustración 15. Así mismos el $NPSH_{disp}$ fue de 6.52 m, por lo que se concluye que la bomba es adecuada en el régimen de operación que se propone y que no habrá problemas de cavitación.

8.5.3.3. Calculo línea de conducción por bombeo con bomba sumergible

A continuación, se describen el dimensionamiento y la pérdida de carga en la columna de bombeo, en la sarta y en la línea de conducción.

A. Pérdida de carga en la columna de bombeo

La norma rural establece un diámetro nominal de 3" para la columna de bombeo cuando los caudales sean entre 0 y 3.5 L/s (INAA, 1999a, pág. 22). Tomando en cuenta las recomendaciones mencionadas en la norma y debido a que el caudal de diseño de 1.07 L/s se adoptó una tubería de 3 "H°G° Clase 40 con diámetro interno de 77.92 mm. La velocidad de flujo de en la columna de bombeo fue de 0.22 m/s calculada con la ecuación 38, cuyo resultado se presenta a continuación:

$$V = \frac{0.00107}{\left(\frac{\pi * (0.07792)^2}{4}\right)} = 0.22 \text{ m/s}$$

B. Pérdida de carga por fricción en la columna de bombeo

Teniendo en cuenta las características en el cárcamo de bombeo (Anexo, plano 24) descritas en la pág. 35 de la NTON 09003-99, la columna de bombeo fue de 5 m. Con esta longitud y con un diámetro de 77.92 mm como se presenta en la tabla 26, se calcularon las perdidas por fricción utilizando la ecuación 17, obteniendo un valor de 0.01 m como se muestra a continuación.

$$h_f = 10.549 \left(\frac{0.00107^{1.85}}{100^{1.85} 0.07792^{4.87}} \right) 5 = 0.01 \text{ m}$$

Tabla 26 Columna de bombeo en la línea de conducción con bomba sumergible

Nivel del agua en el cárcamo de bombeo	2.00	m
Diámetro HG 3" clase 40=	77.92	mm
Sumergencia =	3.00	m
Longitud	5	m

Fuente: Elaboración propia

C. Sarta

El diámetro de la sarta se basó en la norma, la cual establece que para diámetros menores de 50 mm se tendrán caudales de hasta 5 L/s (INAA, 1999b, pág. 38). Por tal razón se adoptó una tubería con diámetro de 2" H°G° CLASE 40 (Anexo 12, Plano 26).

Teniendo en cuenta el caudal de 1.07 L/s y un diámetro de tubería de 52.48 mm, se obtuvo una velocidad de flujo en la sarta de 0.49 m/s, el cual se calculó utilizando la ecuación 36, se observa que la velocidad es similar a la mínima recomendada por la norma la cual corresponde a 0.6 m/s (INAA, 1999b, pág. 53).

$$V = \frac{0.00107}{\left(\frac{\pi \left(\frac{52.48}{100}\right)^2}{4}\right)} = 0.49 \text{ m/s}$$

Las pérdidas por fricción se calcularon con la ecuación 17 de Hazen Williams obteniendo un resultado de 0.07 m, como se presenta a continuación:

$$h_f = 10.549 \left(\frac{0.00107^{1.85}}{100^{1.85} 0.05248^{4.87}} \right) 6 = 0.07 \text{ m}$$

Las pérdidas locales se calcularon utilizando la ecuación 20 y los coeficientes de perdida se tomaron de la tabla 27, los cuales son accesorios recomendados por la norma (INAA, 1999b, pág. 39). Se obtuvo un resultado de 0.24 m para las pérdidas de carga locales en la sarta como se muestran a continuación.

$$h_f = \sum 18.85 \frac{0.49^2}{2(9.81)} = 0.24 \text{ m}$$

Tabla 27 Accesorios y pérdidas locales en la sarta

LOCALES	CANTIDAD	K	Kt
Tee línea 3"	1	0.3	0.3
Tee salida lateral 3"	1	1.8	1.8
Codo 45 3"	2	0.4	0.8
Válvula Compuesta 3"	1	0.2	0.2
Válvula no retorno 3"	1	2.5	2.5
Válvula de alivio 3"	1	2.5	2.5
Unión Universal 3"	1	0.3	0.3
Medidor	1	10	10
Unión 3"	1	0.3	0.3
Reductor gradual 3x2	1	0.15	0.15
		Total	18.85
		hf	0.24

Fuente: Elaboración propia

Las pérdidas totales en la sarta tomando en cuenta las pérdidas por fricción y las pérdidas locales fueron de 0.30 m como se presenta a continuación.

$$h_{sarta} = 0.24 + 0.07 = 0.30 \text{ m}$$

D. Línea de conducción por bombeo Potrero de Oyanca

La línea de conducción con un caudal de 1.07 L/s que corresponde al consume al consumo máximo diario, tiene una longitud total de 643.6 m, todas las características se presentan en la tabla 28.

Tabla 28 Línea de conducción por bombeo con bomba sumergible

Longitud	643.60	m
Cota tanque	1099.00	m
Cota cárcamo de bombeo	1009.00	m
Nivel del espejo de agua	2	m
Sumergencia	3.00	m
Altura descarga tanque	2.20	M
Caudal CMD	1.07	L/s

Fuente: Elaboración propia

Para el dimensionamiento del diámetro se tomó en consideración la ecuación 24 similar a Bresse, con lo cual se obtuvo un diámetro teórico de 41.4 mm como se muestra en el resultado a continuación.

$$D = 0.9(0.0107)^{0.45} = 0.0414 \text{ m} \approx 41.4 \text{ mm}$$

Conociendo el diámetro teórico se procedió a determinar un diámetro comercial y se adoptó por una tubería de PVC SDR-17 1 1/2" ASTM 2241 con diámetro interno de 42.6 mm (Anexo 12, Plano 15).

E. Velocidad de flujo

La velocidad de flujo se calculó mediante la ecuación 38 y se obtuvo un valor de 0.75 m/s, un valor que se encuentra en el rango de 0.6 y 1.5 m/s, recomendado por la norma (INAA, 1999b, pág. 53).

$$V = \frac{0.00107}{\left(\frac{\pi * (0.0426)^2}{4}\right)} = 0.75 \text{ m/s}$$

F. Pérdida de carga por fricción

Para el cálculo de pérdidas de carga por fricción se utilizó la ecuación 17 y se tomó en consideración una longitud de 643.6 m con una tubería PVC SDR-17 de 1 ½", resultando una pérdida de carga por fricción de 9.66 m, los resultados se presentan a continuación:

$$h_f = 10.549 \left(\frac{0.00107^{1.85}}{150^{1.85} 0.0426^{4.87}} \right) 643.6 = 9.66 \text{ m}$$

G. Carga estática

Aplicando la ecuación 22 se obtuvo la carga estática como se observa a continuación:

$$hg = 1099 - 1009 + 2 + 2.20 = 94.2 \text{ m}$$

H. Carga Dinámica Total

Tomando en cuenta la pérdida por fricción en la columna de bombeo y línea de conducción, así como las pérdidas en la sarta, además considerando la altura estática y utilizando la ecuación 25, se obtuvo una carga dinámica total del sistema de 104.18 m, como se observa a continuación.

$$CDT = 0.01 + 0.30 + 9.66 + 94.20 = 104.18 \text{ m}$$

I. Golpe de ariete

El Cálculo de la celeridad de la onda de presión se realizó mediante la ecuación 27, utilizando $K=33.3$, valor que corresponde a la relación $1010/\epsilon$, siendo ϵ el módulo de elasticidad de la tubería PVC con valor de $3 \times 10^8 \text{ kg/m}^2$, obteniéndose un valor para la celeridad de 411.1 m/s. El resultado anterior es aproximado a 410 m/s que recomienda el fabricante para tubería PVC SDR-17 (AMANCO, 2006, pág. 31). A continuación, se muestran los cálculos:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 33.3 \frac{48.3}{2.85}}} = 411.1 \text{ m/s}$$

J. Cálculo del tiempo de parada

También se calculó el tiempo de parada de la válvula, según la ecuación 28 de Mendeluce, obteniendo un tiempo de 1.7 s, para el cálculo se utilizó un valor de $C=1$ debido a la pendiente hidráulica fue de 16.19%, la cual no excede el 20% y un valor $k=1.5$ debido a que longitud de la línea de conducción fue de 643.6 m superando los 500 m, pero menor de 1500 m.

$$T = 1 + \frac{1.5 * 643.60 * 0.75}{9.81 * 104.18} = 1.7 \text{ s}$$

K. Cálculo del tiempo de propagación de la onda de presión y evaluación del tiempo de parada

El tiempo de propagación de la onda de presión (t), se calculó mediante la ecuación 30, obteniendo un valor de 3.1 s. Este resultado se comparó con relación al tiempo de parada (T), mediante la ecuación 31, donde se observó que el tiempo de parada es menor al tiempo de propagación de la onda de presión, por lo que se considera un cierre rápido. A continuación, se presentan los cálculos realizados.

$$t = \frac{2 * 643.60}{410} = 3.1 \text{ s}$$

$$T = 1.7 \text{ s}$$

$$T < t, \text{ Cierre rapido}$$

L. Longitud crítica

Además, se calculó la longitud crítica mediante la ecuación 33 obteniéndose un valor de 351.3 m como se observa a continuación:

$$L_c = \frac{(411.1)1.7}{2} = 351.3 \text{ m}$$

También, debido a que la longitud de la tubería (L) la cual tiene un valor de 643.6 m es mayor que la longitud crítica (L_c), se considera una impulsión larga como se muestra a continuación:

$$L_c = 351.3 \text{ m}$$

$$L = 642. \text{ m}$$

$L > L_c$, es impulsión larga

M. Cálculo de la sobrepresión

Debido a que resultó una impulsión larga y tiempo de cierre rápido, el cálculo de la sobrepresión se hizo con la ecuación 35 de Alievi, obteniéndose un valor de:

$$\Delta H = \frac{411.1(0.75)}{9.81} = 31.5 \text{ m}$$

La presión total del sistema se calculó mediante la ecuación 39 obteniéndose un valor de 125.7 m de carga, valor inferior a 176 m de carga que es la presión máxima que puede soportar la tubería PVC SDR-17, ASTM-2241 (Anexo 16, Plano 45), por lo que se concluye que la tubería resistirá sobrepresiones del golpe ariete. A continuación, se presentan los cálculos:

$$H_t = 31.5 + 94.2 = 125.7 \text{ m}$$

Potencia de la bomba

Conociendo que la carga dinámica total es 104.18 m y el caudal de diseño de la línea de conducción es de 1.07 L/s, se procedió a calcular la potencia de la bomba con la ecuación 40, obteniéndose una potencia teórica de 2.1 HP, como se observa a continuación:

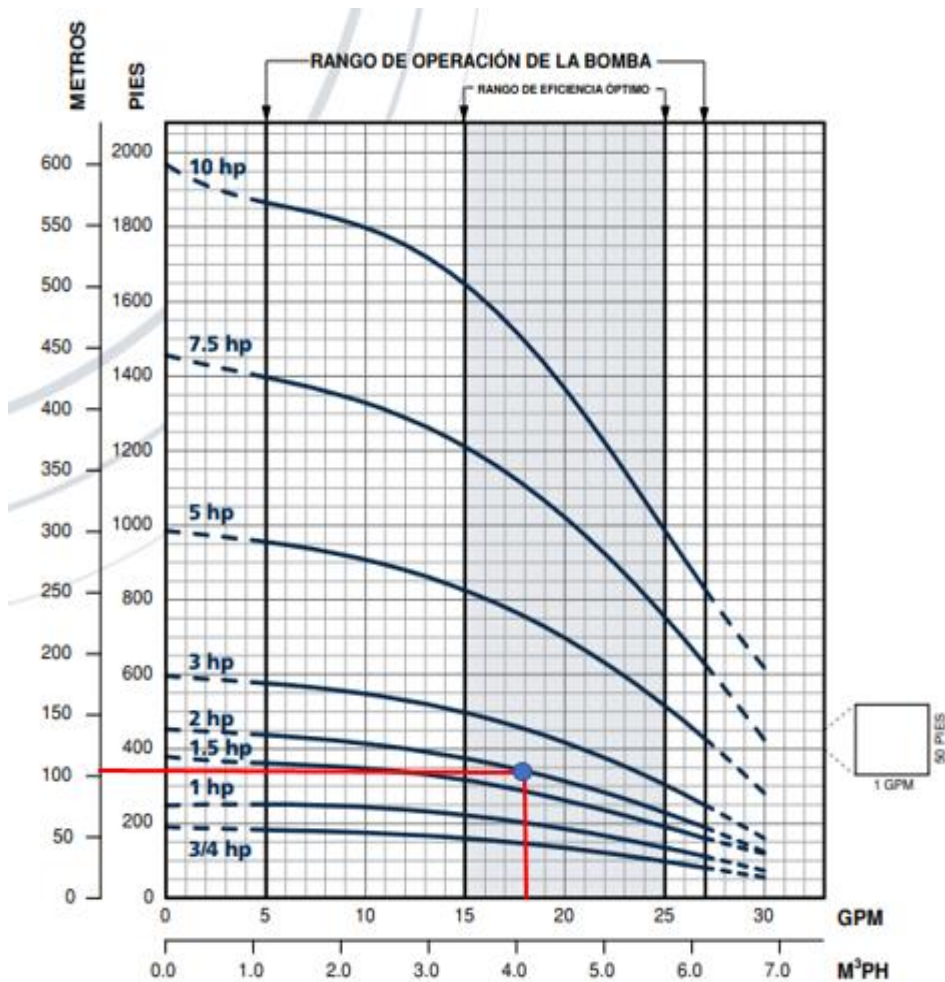
$$Pot = \frac{9810(104.18)(0.00107)}{0.7(746)} = 2.1 \text{ HP}$$

N. Selección de la bomba comercial

Para la selección de una bomba comercial se utilizó el nomograma de la ilustración 15, que corresponde a bombas Franklin Electric, utilizando caudal de 1.07 L/s equivalente a 16.98 GPM y carga dinámica total (CDT) con valor de 104.1 m. Este procedimiento permitió seleccionar una curva con punto de operación adecuada como se indica en la ilustración 16.

El punto de operación se encuentra en la zona de eficiencia óptima de la curva de una bomba de 2 HP marca Franklin Electric 4400-Tri Seal, la cual será la bomba seleccionada para la estación de bombeo.

Ilustración 16 Curva de operación de la bomba



Fuente: Catalogo de bombas sumergibles Franklin Electric

8.6. Almacenamiento y desinfección

Como se indicó en el acápite 9.4.3 del diseño de línea de conducción la comunidad fue dividida en sectores por lo que para calcular la capacidad de los tanques de almacenamiento en los 3 sectores se dividió proporcional a la demanda el caudal del consumo promedio diario que es de 1.1 L/s como se muestra en la tabla 29.

Tabla 29 Consumo promedio diario por sectores

Líneas de conducción		Viviendas	Ponderación	Caudal CPD
Línea conducción tanque secundario Las Pencas	Sector 1	31	0.30	0.3248
Línea conducción tanque Principal Las Mesas	Sector 2	10	0.10	0.1047
Línea conducción tanque Potrero de Oyanca	Sector 3	64	0.61	0.6704
Total		105		1.1

Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo de la capacidad de los 3 tanques de almacenamiento con la fórmula 41, 42 y 43.

$$v_r = CPD(16)(3600)\left(\frac{0.20}{1000}\right) \quad \text{Ecuación 41}$$

$$V_c = CPD(16)(3600)\left(\frac{0.15}{1000}\right) \quad \text{Ecuación 42}$$

$$C_t = V_r + V_c \quad \text{Ecuación 43}$$

Dónde:

CPD: Consumo promedio diario, L/s

V_r: Volumen de reserva, m³

V_c: Volumen compensador, m³

C_t: Capacidad del tanque, m³

A continuación, se presentan los resultados de los cálculos de la capacidad de 3 tanques divididos en 3 sectores de la comunidad:

A. Tanque Las Pencas

Cálculo del volumen de reserva:

$$V_r = 0.32(16)(3600)\left(\frac{0.20}{1000}\right) = 3.57 \text{ m}^3$$

Cálculo del volumen compensador:

$$V_c = 0.31(16)(3600) \left(\frac{0.15}{1000} \right) = 2.67 \text{ m}^3$$

Capacidad del tanque:

$$C_t = 3.57 + 2.67 = 6.24 \text{ m}^3$$

El dimensionamiento del tanque de las pencas fue de 6.24 m³, este tanque abastecerá a través de la red de distribución a 31 viviendas, el tanque estará ubicado en la cota 1172 msnm y será construido de mampostería (Anexo 12, Plano 30).

B. Tanque Las Mesas

Cálculo del volumen de reserva:

$$V_r = 0.16(16)(3600) \left(\frac{0.20}{1000} \right) = 1.84 \text{ m}^3$$

Cálculo del volumen compensador:

$$V_c = 0.16(16)(3600) \left(\frac{0.15}{1000} \right) = 1.38 \text{ m}^3$$

Capacidad del tanque:

$$C_t = 1.84 + 1.38 = 3.22 \text{ m}^3$$

El dimensionamiento del tanque de las mesas fue de 3.22 m³, este tanque abastecerá a través de la red de distribución a 10 viviendas, el cual estará ubicado en la cota 1151.9 msnm y será construido de mampostería (Anexo 12, Plano 31).

C. Tanque Potrero de Oyanca

Cálculo del volumen de reserva:

$$V_r = 0.63(16)(3600) \left(\frac{0.20}{1000} \right) = 7.25 \text{ m}^3$$

Cálculo del volumen compensador:

$$V_c = 0.63(16)(3600) \left(\frac{0.15}{1000} \right) = 5.44 \text{ m}^3$$

Capacidad del tanque:

$$Ct = 7.25 + 5.44 = 12.69 \text{ m}^3$$

El dimensionamiento del tanque de Potrerros fue de 12.69 m³, este tanque abastecerá a través de la red de distribución a 64 viviendas, este estará ubicado en la cota 1099 msnm y será construido de mampostería (Anexo 12, Plano 32).

8.6.1 Desinfección

La capacidad requerida para la estación de cloración:

$$Ca = \frac{Q(c)}{1000} \quad \text{Ecuación 44}$$

Dónde:

Ca: Capacidad de diseño de la estación de cloración kg.Cloro/día.

Q: Caudal de agua, máximo horario m³/día.

C: Dosis de cloro a aplicar mg/L

En general se recomienda hipocloración para capacidades menores de 1kg/día y caudales de 130 gpm como máximo (8.20 L/s).

Concentración de cloro en el envase; los hipocloritos tienen 120gr/L; en el caso de los cilindros se puede considerar que su peso neto corresponde al cloro puro.

Capacidad unitaria:

$$Ca_{unitaria} = \frac{1 \text{ kg/día}}{8.20 \text{ L/s}} = 0.1215 \frac{\text{kg/día}}{\text{L/s}} \quad \text{Ecuación 45}$$

$$Ca_{proyecto} = Q \frac{\text{L}}{\text{s}} (Ca_{unitaria}) \quad \text{Ecuación 46}$$

Dónde:

Ca proyecto: Capacidad del proyecto

Q: Caudal L/s

Ca unitaria: Capacidad unitaria $\frac{\text{kg/día}}{\text{L/s}}$

Volumen diario

$$v_{\text{bombeado}} = \text{horas de bombeo} (3600s) \left(Q \frac{L}{s} \right)$$

Ecuación 47

Dónde:

V_{bombeado} : Volumen bombeado m^3/dia

Q: Caudal L/s

Dosis de cloro a aplicar:

$$C = \frac{\text{peso del cloro en } \frac{mg}{\text{día}}}{v_{\text{bombeado}} \frac{L}{\text{día}}}$$

Ecuación 48

Dónde:

C: Dosis de cloro a aplicar mg/L

V_{bombeado} : Volumen bombeado m^3/dia

Volumen de cloro comercial será: como 1 litro de cloro comercial tiene una concentración de 130 gr/L entonces:

$$V = \frac{Ca_{\text{proyecto}} \frac{gr}{\text{día}}}{\text{concentracion de cloro comercial}}$$

Ecuación 49

Dónde:

V: Volumen de cloro comercial, L/día

Ca_{proyecto} : Capacidad del proyecto, gr/día

Volumen de agua limpia para diluir el cloro comercial:

$$V_{\text{agua}} = \frac{V_{\text{cloro}}}{\text{porcentaje a diluir}}$$

Ecuación 50

Dónde:

V agua: Volumen de agua, L

V cloro: Volumen de cloro, L

- **Desinfección General**

La capacidad requerida para la estación de cloración, considerada con 3 tanques de almacenamiento con un caudal (CMD) de 2.11 L/s, dividido proporcional al volumen de cada tanque:

$$Ca = \frac{170.496(2.11)}{1000} = 0.36 \text{ kg cloro/día}$$

- **Capacidad unitaria:**

$$Ca_{unitaria} = \frac{1 \text{ kg/día}}{8.20 \text{ L/s}} = 0.1215 \frac{\text{kg/día}}{\text{L/s}}$$

$$Ca_{proyecto} = 2.96(0.1215) = 0.36 \text{ kg/día}$$

- **Volumen diario:**

$$v_{bombeado} = 16(3600)(2.96) = 170496 \frac{\text{L}}{\text{día}} = 170.496 \text{ m}^3/\text{día}$$

- **Dosis de cloro a aplicar:**

$$C = \frac{360000}{170496} = 2.11 \text{ mg/L}$$

- **Volumen de cloro comercial:**

Como 1 litro de cloro comercial tiene una concentración de 130 gr/L entonces:

$$V = \frac{360}{130} = 2.77 \text{ L/día}$$

- **Volumen de agua limpia para diluir el cloro:**

$$V_{agua} = \frac{2.11 * 0.13}{0.01} = 27.43 \text{ L de agua}$$

Esto significa que se debe diluir 2.77 L de cloro comercial al 13% con aproximadamente 27.43 L de agua, para obtener una solución de 28.98 L al 1% de cloro, que se aplicará con un hipoclorador de flujo constante a los 3 tanques, lo cual se hará proporcional al volumen de cada uno (Anexo 12, Plano 37).

8.7. Simulación hidráulica del sistema

La simulación hidráulica se realizó en todo el sistema de agua potable, que incluyó una línea de conducción por bombeo eléctrico con bomba de eje horizontal, una línea de conducción por gravedad, una línea de conducción con bombeo sumergible, y el análisis de la red de la distribución de las Pencas, la red de distribución de las Mesas y la red de distribución de Potrero de Oyanca.

Para la simulación de las líneas de conducción se tomó en consideración el consumo máximo diario que fue de 1.86 L/s para todo el proyecto, a su vez este valor fue desagregado para el diseño de 3 líneas de conducción como se muestra en la tabla 20 descrita en el capítulo 9.4.3 Diseño hidráulico, en el cual se describe el diseño de las líneas de conducción antes mencionadas.

Así mismo para la simulación de la red de distribución se consideró el consumo máximo horario que fue de 2.96 L/s, el cual fue desagregado de acuerdo a las viviendas de los 3 sectores principales en los que se dividió la red. Los resultados se presentan en la tabla 30.

Tabla 30 Consumo máximo horario en base a las viviendas

Líneas de conducción	Sectores	Viviendas	CMH (L/s)
Línea conducción tanque por bombeo Las Pencas	Sector 1	31	0.83
Línea conducción tanque por gravedad Las Mesas	Sector 2	16	0.43
Línea conducción tanque Potrero de Oyanca	Sector 3	63	1.7
Total		110	2.96

Fuente: Elaboración propia

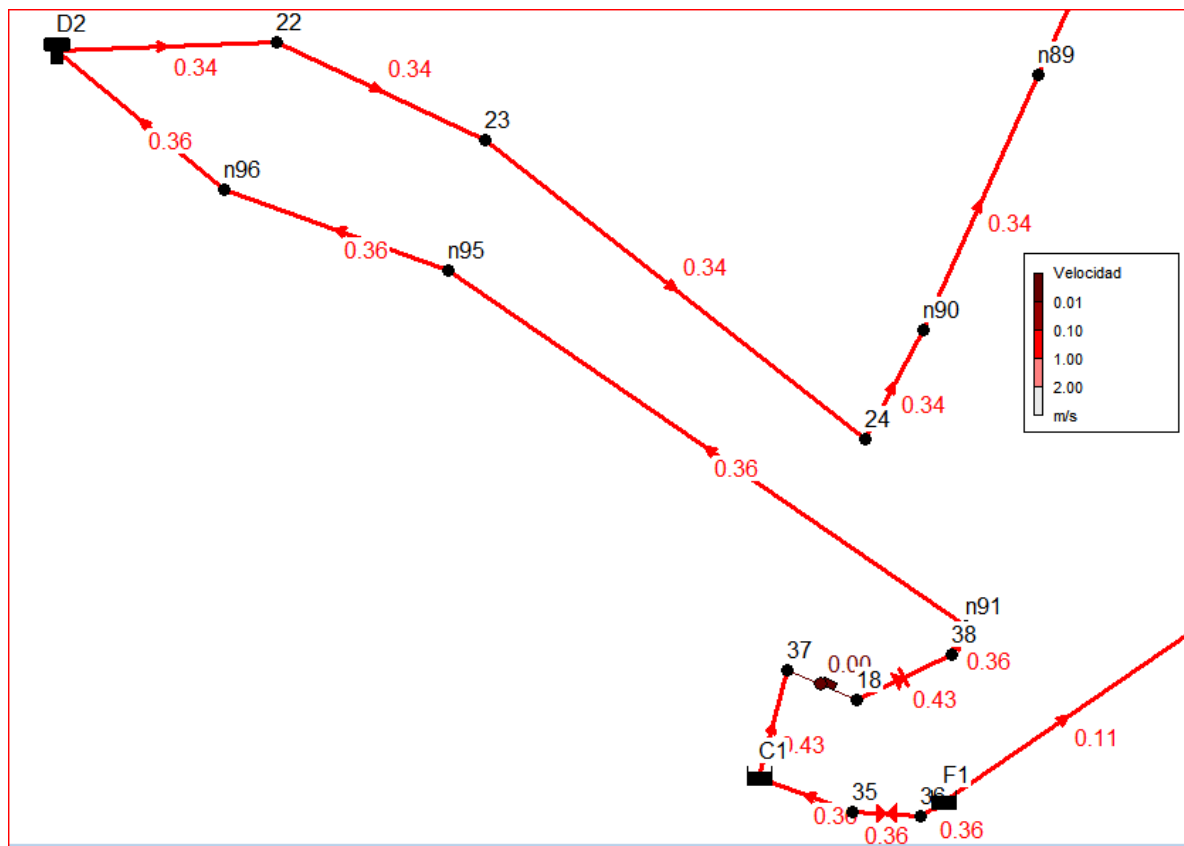
Para la simulación con EPANET se configuro para las pérdidas de carga la ecuación de Hazen Williams con resultados en unidades métricas y caudales en litros por segundo, se adoptó el coeficiente de fricción de 100 y 150 según sea el material H°G° o PVC(Anexo 3) para PVC (INAA, 1999b).

8.7.1. Simulación de la línea de conducción de Las Pencas

La línea de conducción de las Pencas que posee una longitud de 171 m, se diseñó con un diámetro de 1 ½" tubería PVC, con una bomba de eje horizontal de 0.5 HP, un caudal de 0.52 L/s y una carga dinámica total de 13.37 m, como se describe en el capítulo 9.4.3

La simulación de la línea de conducción de las Pencas ilustración 17, desde la bomba al tanque, dio como resultado una presión manométrica en la bomba de 13.24 m y un caudal de 0.56 L/s como se observa en la ilustración 18, los valores antes mencionados son similares a los calculados en el inciso 9.4.3

Ilustración 17 Línea de conducción Las Pencas



Fuente: Elaboración propia

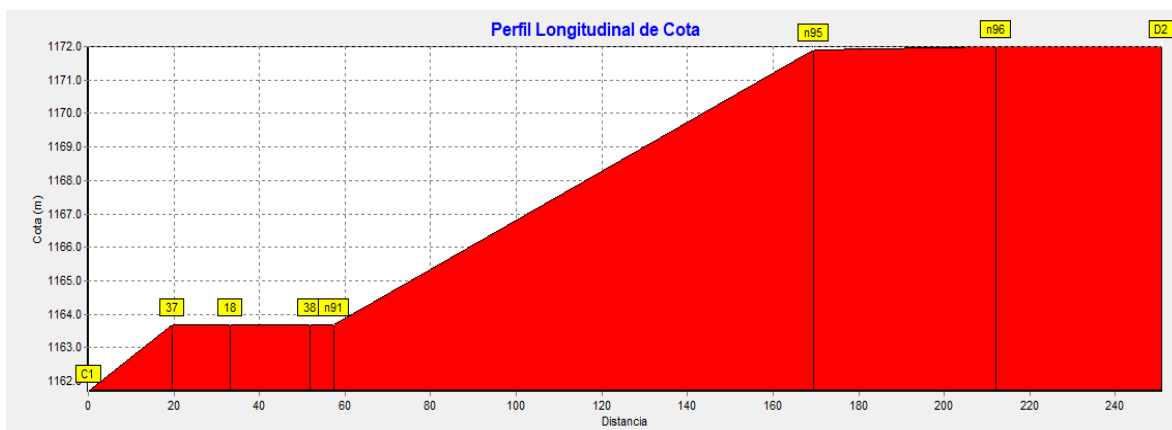
Ilustración 18 Bomba de eje vertical Las Pencas

Propiedad	Valor
*ID Bomba	Bomba1
*Nudo Inicial	37
*Nudo Final	18
Descripción	
Etiqueta	
Curva Característica	1
Potencia	
Velocidad Relativa	
Patrón	
Estado Inicial	Abierto
Curva de Rend.	
Precio Energía	
Patrón de Precios	
Caudal	0.56
Altura Manométrica	-13.24
Calidad	0.00
Estado	Abierto

Fuente: Elaboración propia

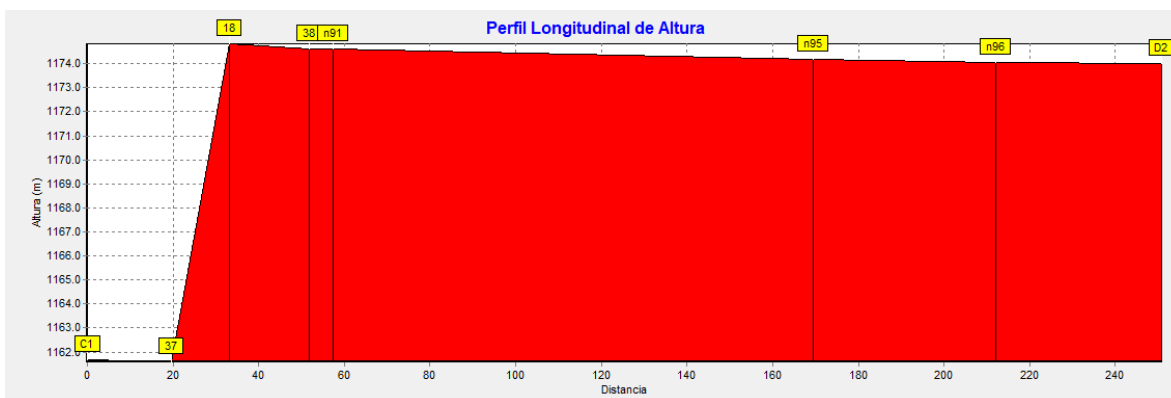
El perfil del terreno natural y la línea piezométrica se presentan en las ilustraciones 19 y 20 respectivamente.

Ilustración 19 Perfil natural del terreno



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 20 Perfil longitudinal de altura piezométrica



Fuente: Elaboración propia

La velocidad de la línea de la conducción oscila entre 0.36 y 0.43 m/s, como se muestra en la tabla 31. Las velocidades son cercanas a 0.4 m/s que establece la norma, no obstante, la línea estará dotada de válvula de limpieza para evitar sedimentación.

Tabla 31 Longitudes y velocidades en la línea de conducción de Las Pencas

	ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Pérd. Unit. (m/km)
Sc 1	Tubería 37	5	40.94	0.56	0.43	21.07
Sc 1	Tubería 18	6	40.94	0.56	0.43	36.39
Sc 1	Tubería 38	2	44.6	0.56	0.36	3.57
Sc 1	Tubería p94	117.1	44.6	0.56	0.36	3.58
Sc 1	Tubería p95	42.42	44.6	0.56	0.36	3.58
Sc 1	Tubería 20	10	44.6	0.56	0.36	3.58

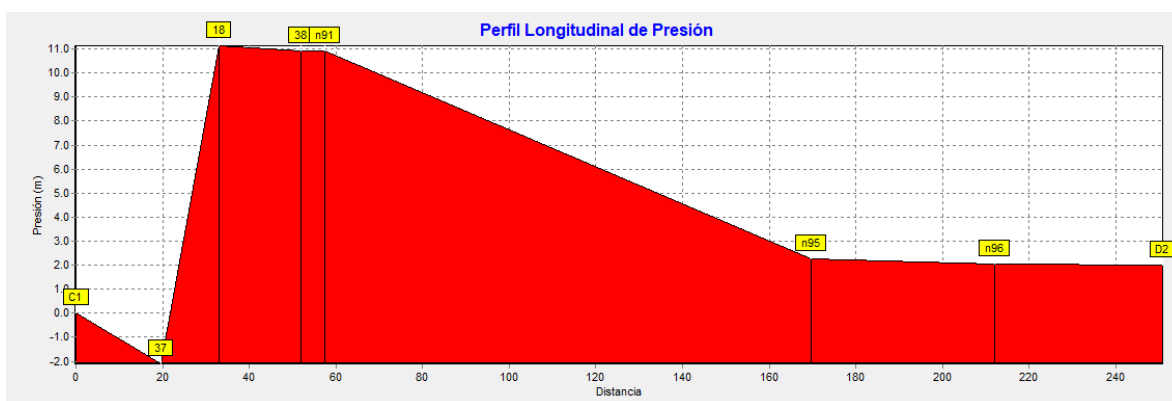
Fuente: Elaboración propia

En la ilustración 21, se presenta el perfil de presiones de la línea de conducción de Las Pencas y en la tabla 32 se presentan las presiones por nodo, observándose en el nodo 37 una presión negativa de -2.11 m que corresponde a la succión que ejerce

la bomba para desplazar el agua desde el cárcamo de bombeo hasta la sarta y tanque.

La máxima presión se presenta en el nodo 18 (sarta) con 11.13 m, y luego la presión se reduce en la medida que ocurre las pérdidas de carga hasta llegar al tanque.

Ilustración 21 Perfil longitudinal de presión Las Pencas



Fuente: Elaboración propia

Tabla 32 Presiones en la línea de conducción de las Pencas

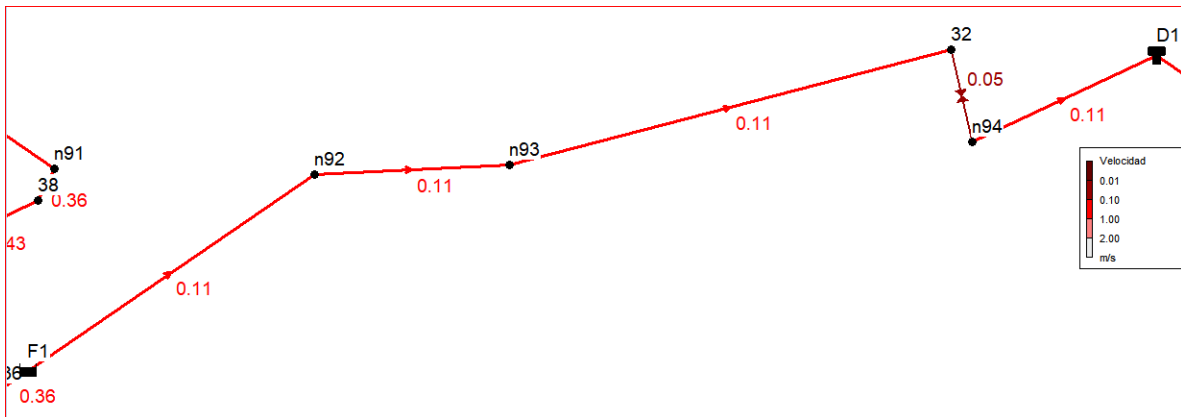
	ID Nudo	Cota (m)	Altura (m)	Presión (m)
Sc 1	Embalse C1	1161.698	1161.7	0
Sc 1	Succión	1163.698	1161.59	-2.11
Sc 1	Sarta	1163.698	1174.83	11.13
Sc 1	Conexión 38	1163.698	1174.61	10.92
Sc 1	Conexión n91	1163.698	1174.61	10.91
Sc 1	Conexión n95	1171.913	1174.19	2.27
Sc 1	Conexión n96	1172	1174.04	2.04
Sc 1	Depósito D2	1172	1174	2

Fuente: Elaboración propia

8.7.2. Simulación línea de conducción por gravedad Las Mesas

La línea de conducción por gravedad de Las Mesas que se observa en la ilustración 22, posee una longitud de 143.83 m, se diseñó con un diámetro de 2" tubería PVC, un caudal de 0.27 L/s y una carga hidrostática de 9.6 m, descrito en el capítulo 9.4.3.1.

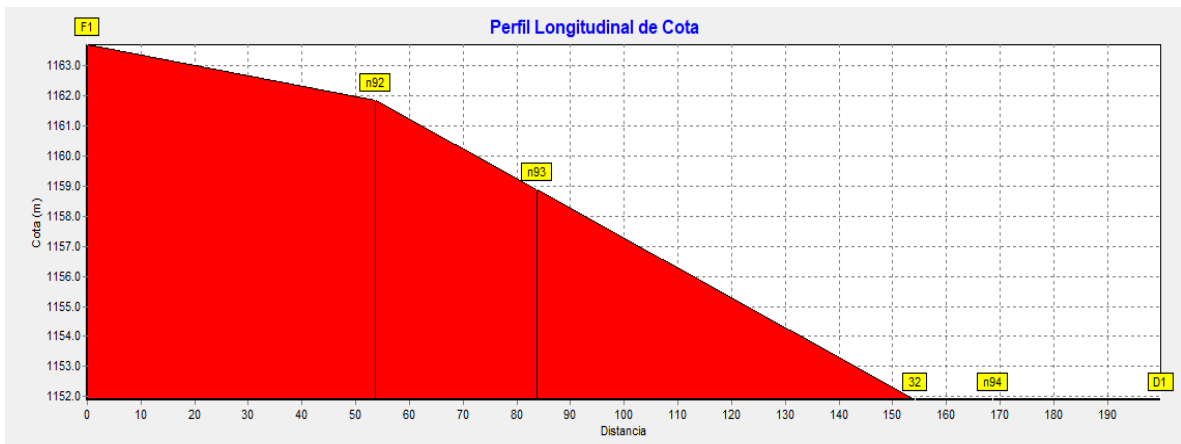
Ilustración 22 Línea de conducción Las Mesas



Fuente: Elaboración propia

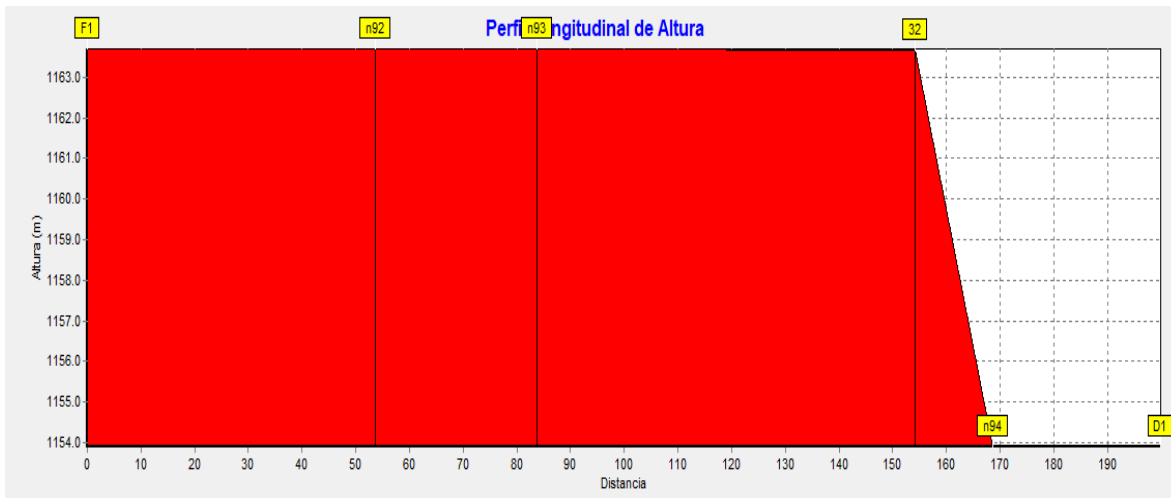
El perfil del terreno natural y la línea piezométrica se presentan en las ilustraciones 23 y 24 respectivamente.

Ilustración 23 Perfil natural del terreno



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 24 Perfil longitudinal de la altura piezométrica



Fuente: Elaboración propia

Según la simulación para la línea de conducción con una longitud de 143.83 m y diámetro de tubería PVC 2" SDR 26 con diámetro interno de 55.5 mm y caudal de 0.27 L/s, la velocidad de flujo en la línea de la conducción fue de 0.11 m/s, con pérdida unitaria 0.15 m/km, que coincide con los cálculos calculados en el inciso 9.4.3.1 y que se muestra en la tabla 33.

Tabla 33 Longitudes y velocidades en la línea de conducción de Las Mesas

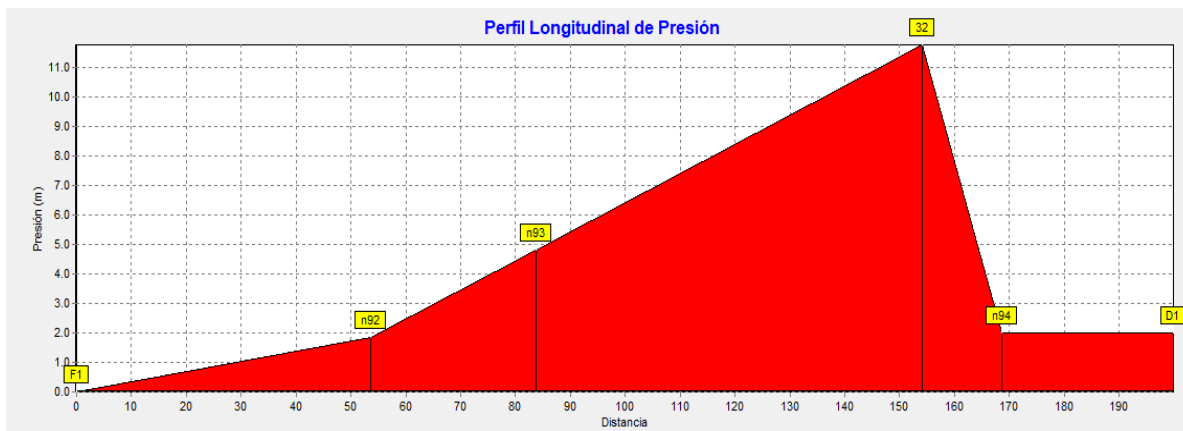
	ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Pérd. Unit. (m/km)
Sc 2-A	Tubería p93	36.77	55.7	0.27	0.11	0.15
Sc 2-A	Tubería p91	30.3	55.7	0.27	0.11	0.15
Sc 2-A	Tubería p92	71.76	55.7	0.27	0.11	0.15
Sc 2-A	Tubería 19	5	55.7	0.27	0.11	0.15

Fuente: Elaboración propia

En la ilustración 25 se presenta el perfil de presiones de la línea de conducción por gravedad de Las Mesas, así mismo en la tabla 34 se presentan las presiones por nodo. El nodo n92 presenta una presión de 1.84 m valor inferior a los 5 m que manda la norma, esto se debe a que al inicio de la fuente el terreno es relativamente plano como se muestra en el perfil de terreno natural (ilustración 23), luego la presión aumento en la medida que el nivel baja hasta 11.78 m, valor adecuado para el diseño según la norma, finalmente el nodo n94 de la válvula limitadora de caudal

y en el nodo D1 del tanque, la presión fue de 2 m que es la presión con la que el agua llega hasta el depósito.

Ilustración 25 Perfil longitudinal de presión



Fuente: Elaboración propia

Tabla 34 Presiones línea de conducción Las Mesas

Sistema por gravedad				
	ID Nudo	Cota (m)	Altura (m)	Presión (m)
Sc 2-A	Embalse F1	1163.698	1163.7	0
Sc 2-A	Conexión n92	1161.85	1163.69	1.84
Sc 2-A	Conexión n93	1158.893	1163.69	4.8
Sc 2-A	Conexión 32	1151.897	1163.68	11.78
Sc 2-A	Conexión n94	1151.897	1153.9	2
Sc 2-A	Depósito D1	1151.897	1153.9	2

Fuente: Elaboración Propia

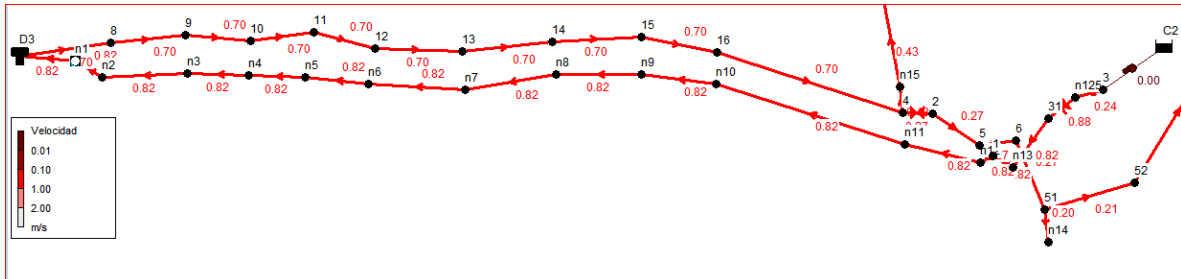
8.7.3. Simulación línea de conducción por bombeo de Potrero de Oyanca

La línea de conducción por bombeo de Potrero de Oyanca tiene una longitud de 643.60 m, se diseñó con un diámetro de 1 ½” tubería PVC SDR 17, con una bomba sumergible de 2.1 HP, un caudal de 1.07 L/s y una carga dinámica total de 102. m, como se describe en el capítulo 9.4.3.3.

La simulación de la línea de conducción por bombeo de Potreros de Oyanca ilustración 26, desde la bomba al tanque, que se presenta en el perfil de terreno natural descrita en la ilustración 27, dio como resultado una presión manométrica en la bomba de 104.67 m, con un caudal de 1.16 L/s como se observa en la ilustración 28, los valores antes mencionados son similares a los calculados en el

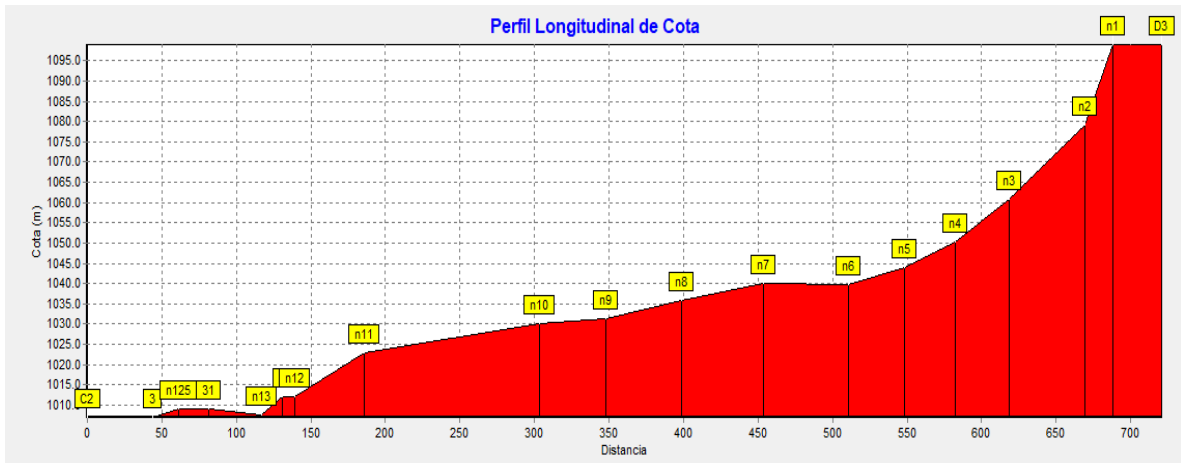
inciso 9.4.3.3, los valores ligeramente superiores son debido a la característica reales de la curva de la bomba Franklin Electrics 4400-Tri Seal.

Ilustración 26 Línea de conducción Potrero



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 27 Perfil longitudinal de la cota natural del terreno



Fuente: Elaboración propia

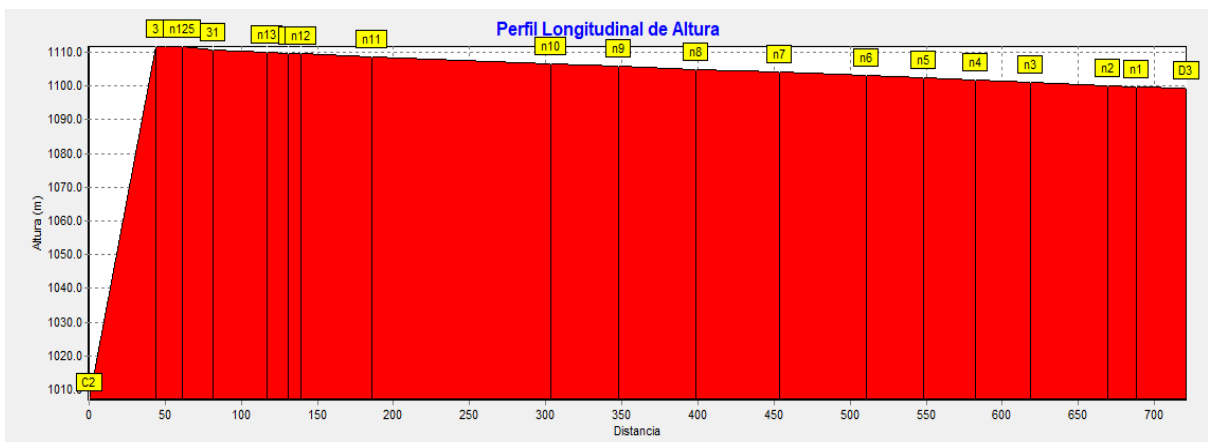
Ilustración 28 Detalles Bomba 2 sumergible

*ID Bomba	Bomba2
*Nudo Inicial	C2
*Nudo Final	3
Descripción	
Etiqueta	
Curva Característica	2
Potencia	
Velocidad Relativa	
Patrón	
Estado Inicial	Abierto
Curva de Rend.	
Precio Energía	
Patrón de Precios	
Caudal	1.16
Altura Manométrica	-104.67
Calidad	0.00
Estado	Abierto

Fuente: Elaboración propia

La línea piezométrica se presenta en las ilustraciones 29 en la cual se observa la gradiente de hidráulica.

Ilustración 29 Perfil longitudinal de la altura piezométrica



Fuente: Elaboración propia

La velocidad de la línea de conducción fue de 0.82 m/s, la velocidad en la sarta fue de 0.88 m/s y en la columna de bombeo fue de 0.24 m/s, como se muestra en la tabla 35.

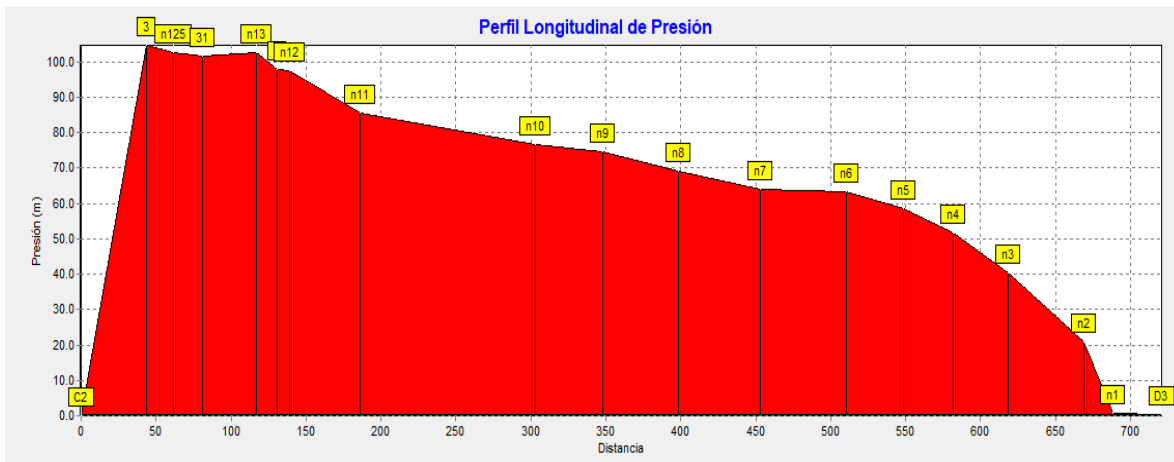
Tabla 35 Longitudes y velocidades en la línea de conducción de Potrero

	ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Pérd. Unit. (m/km)
Sc 3-A	Columna de Bombeo	5	77.92	1.16	0.24	1.93
Sc 3-A	Sarta	6	40.94	1.16	0.88	168.7
Sc 3-A	Tubería p1	27.42	42.6	1.16	0.82	17.28
Sc 3-A	Tubería p2	53.84	42.6	1.16	0.82	17.28
Sc 3-A	Tubería p3	37.87	42.6	1.16	0.82	17.27
Sc 3-A	Tubería p4	34.24	42.6	1.16	0.82	17.28
Sc 3-A	Tubería p5	37.78	42.6	1.16	0.82	17.28
Sc 3-A	Tubería p6	57.49	42.6	1.16	0.82	17.28
Sc 3-A	Tubería p7	54.87	42.6	1.16	0.82	17.28
Sc 3-A	Tubería p124	33.27	42.6	1.16	0.82	17.28
Sc 3-A	Tubería 2	10	42.6	1.16	0.82	17.27
Sc 3-A	Tubería p8	51.1	42.6	1.16	0.82	17.28
Sc 3-A	Tubería p9	44.56	42.6	1.16	0.82	17.28
Sc 3-A	Tubería p10	117.5	42.6	1.16	0.82	17.28
Sc 3-A	Tubería p11	47.92	42.6	1.16	0.82	17.28
Sc 3-A	Tubería p12	24.96	42.6	1.16	0.82	17.28
Sc 3-A	Tubería 39	10.78	42.6	1.16	0.81	17.27

Fuente: Elaboración propia

En la ilustración 30 se presenta el perfil de presiones de la línea de conducción por bombeo de Potrero de Oyanca, observándose que la mayor presión se da en la bomba ID 3 y la mínima se da en el tanque D3.

Ilustración 30 Perfil longitudinal de presión



Fuente: Elaboración propia

En la tabla 36 se presentan las presiones por nodo, siendo la máxima presión la del nodo 3 con un valor de 104.67 m, y corresponde a la presión que genera la bomba o carga dinámica total, luego la presión se reduce gradualmente en la medida que ocurren las pérdidas de carga hasta llegar al tanque con un valor de 0.5 m.

Tabla 36 Presiones y altura en la línea de conducción de Potrero

Perfil Potreros				
	ID Nudo	Cota (m)	Altura (m)	Presión (m)
Sc 3-A	Embalse C2	1007	1007	-
Sc 3-A	Columna de bombeo	1007	1111.64	104.64
Sc 3-A	Conexión n125	1009	1111.63	102.63
Sc 3-A	Conexión 31	1009	1110.62	101.62
Sc 3-A	Conexión n13	1007.622	1110.04	102.42
Sc 3-A	Conexión 1	1011.962	1109.61	97.65
Sc 3-A	Conexión n13	1007.622	1110.04	102.42
Sc 3-A	Conexión n2	1079.15	1100.15	21
Sc 3-A	Conexión n3	1060.755	1101.08	40.32
Sc 3-A	Conexión n4	1050.245	1101.73	51.48
Sc 3-A	Conexión n5	1043.9	1102.32	58.42
Sc 3-A	Conexión n6	1039.881	1102.97	63.09
Sc 3-A	Conexión n7	1039.957	1103.97	64.01

Sc 3-A	Conexión n8	1035.718	1104.92	69.2
Sc 3-A	Conexión n9	1031.419	1105.8	74.38
Sc 3-A	Conexión n10	1030	1106.57	76.57
Sc 3-A	Conexión n11	1022.982	1108.6	85.62
Sc 3-A	Conexión n12	1011.962	1109.43	97.46
Sc 3-A	Depósito D3	1098.999	1099.5	0.5

Fuente: Elaboración Propia

8.7.4. Criterios de diseño y nodos concentrados para la simulación de redes

Para la simulación de las redes con Epanet se diferenciaron 3 sectores atendiendo a la distribución de la población, al sector 1 red de Las Pencas se le asignó un caudal consumo máximo horario de 0.83 L/s y un nodo concentrado, al sector 2 Las Mesas se le asignó un caudal máximo horario de 0.43 L/s y 4 nodos concentrado y al sector 3 se le asignó un caudal máximo horario de 1.7 L/s con 6 nodos concentrados.

La asignación de caudal por sector se basó en el número de viviendas ubicadas en cada sector. Los resultados se presentan en la tabla 37.

Tabla 37 Nodos concentrados por sector

Redes de distribución		Viviendas	CMH (L/s)	Nodo	Demanda base
Red Las Pencas	Sector 1	31	0.83	30	0.83
Red Las Mesas	Sector 2	16	0.43	28	0.063
				29	0.063
				n108	0.063
				63	0.241
Red Potrero de Oyanca	Sector 3	63	1.70	n33	0.31
				42	0.32
				50	0.32
				56	0.33
				n14	0.32
				n55	0.1
Total		110	2.96		2.96

Fuente: Elaboración propia

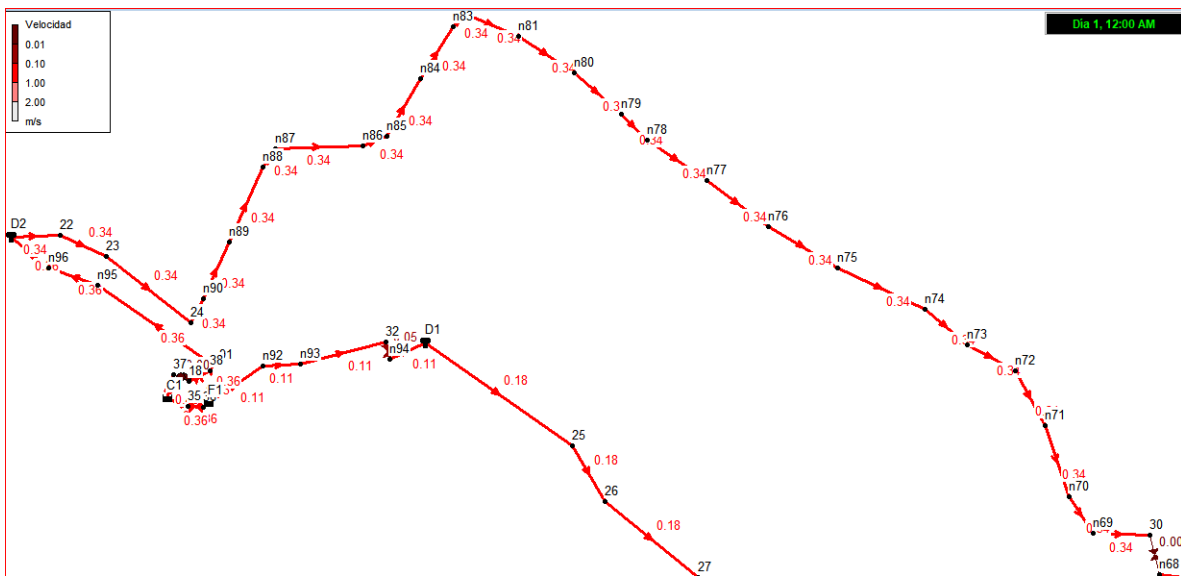
Así mismo para la simulación con Epanet se tomó como criterio de diseño un rango de presiones entre 5 y 50 m con un máximo de 70 m. Además, se consideraron velocidades de flujo entre 0.4 y 2 m. (INAA, 1999a, pág. 16)

A continuación, se describe la simulación con Epanet en los 3 sectores en que fue dividida la red de distribución de las comunidades de Las Pencas, Las Mesas y Potreros de Oyanca.

8.7.5. Simulación de la red de distribución de Las Pencas

La red de distribución de Las Pencas que se muestra en la ilustración 31 es para abastecer a 31 viviendas (tabla 38), se diseñó con un diámetro de 2" PVC SDR-26, norma ASTM-2146 con una longitud de 1,304.91 m (Anexo 16, Plano 16).

Ilustración 31 Red de distribución de Las Pencas



Fuente: Elaboración Propia

Por ella circula según la tabla 38, un caudal de 0.83 L/s, la velocidad de flujo fue de 0.34 m/s, valor similar a 0.4 m/s que es lo que establece la norma como mínimo (INAA, 1999a, pág. 16).

Tabla 38 Red de distribución Las Pencas

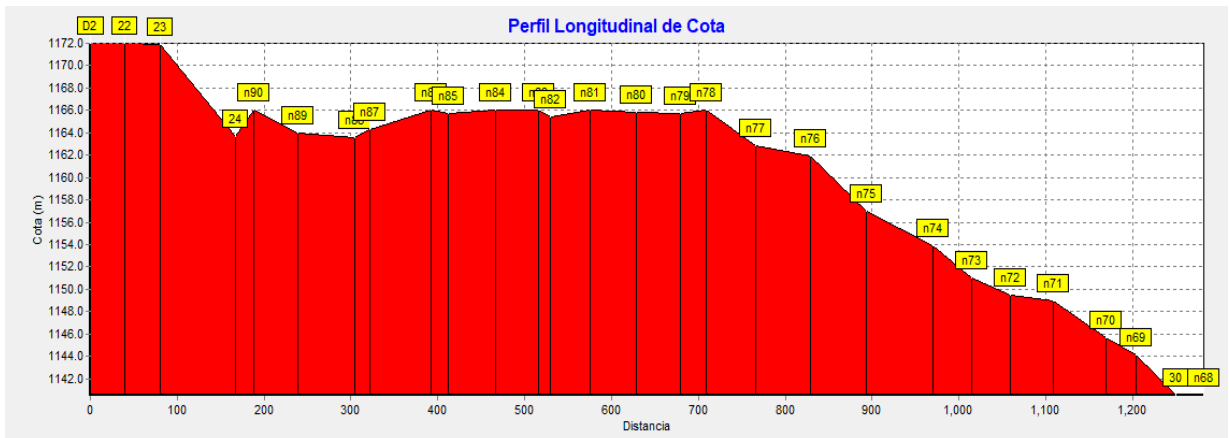
	ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (L/s)	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
Sc A	Tubería 21	10	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc A	Tubería 22	42.42	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc A	Tubería 23	117.1	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc 1	Tubería p90	35.16	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc 1	Tubería p89	60.21	55.7	0.83	0.34	2.52

Sc 1	Tubería p88	50.06	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc 1	Tubería p87	44.06	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc 1	Tubería p86	44.09	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc 1	Tubería p85	77.55	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc 1	Tubería p84	64.67	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc 1	Tubería p83	62.13	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc 1	Tubería p82	57.35	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc 1	Tubería p81	29.92	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc 1	Tubería p80	50.28	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc 1	Tubería p79	53.38	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc 1	Tubería p78	46.08	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc 1	Tubería p77	14.06	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc 1	Tubería p76	49.06	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc 1	Tubería p75	53.9	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc 1	Tubería p74	20.37	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc 1	Tubería p73	70.2	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc 1	Tubería p72	17.62	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc 1	Tubería p71	65.9	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc 1	Tubería p70	49.89	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc 1	Tubería p69	57.2	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc 1	Tubería p68	62.25	55.7	0.83	0.34	2.52
Sc 1	Válvula 29	-	55.7	0	0	17
Total		1304.91				

Fuente: Elaboración propia

El relieve donde se localiza la red de Las Pencas es irregular con grandes diferencias de cota, como se muestra en la ilustración 32. Con cota mínima de 1140.531msnm y máxima de 1172 msnm.

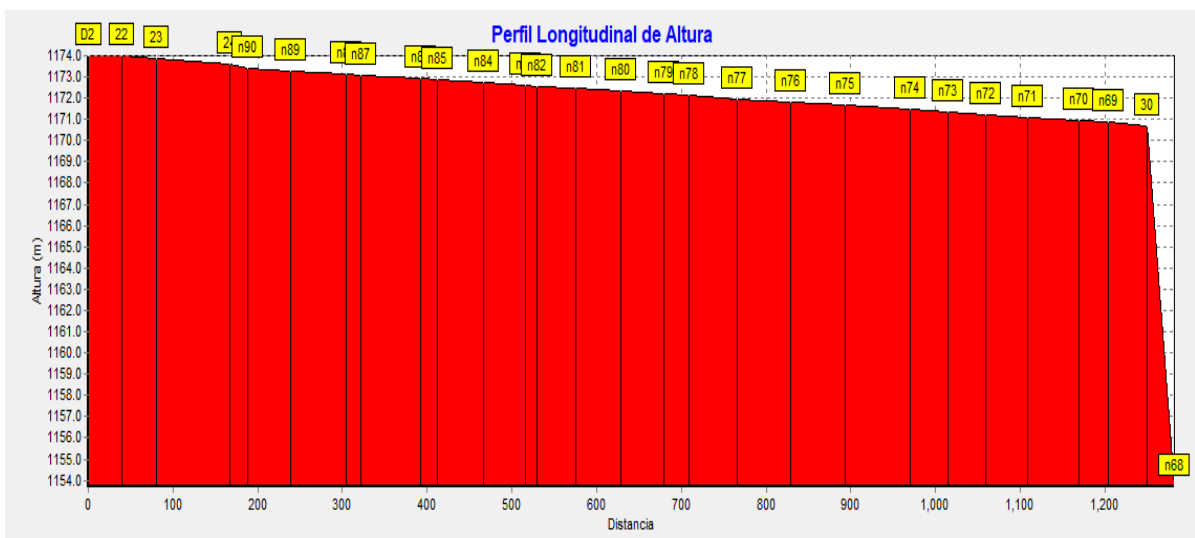
Ilustración 32 Perfil longitudinal de la cota natural del terreno



Fuente: Elaboración propia

La gradiente hidráulica a lo largo de la tubería se presenta en la ilustración 33. Se observa un cambio en la gradiente a partir de nodo 30 como efecto de una válvula reguladora de caudal.

Ilustración 33 Perfil longitudinal de la altura piezométrica



Fuente: Elaboración propia

Las presiones en la red de distribución de Las Pencas tuvieron su menor valor en la zona del tanque de almacenamiento, con presiones mínimas que variaron entre 1.95 y 2 m, no obstante en la zona de consumo que inicia en el nodo n90 y finaliza en el nodo 30 como se indica en la tabla 39, se tienen presiones que variaron entre 6.12

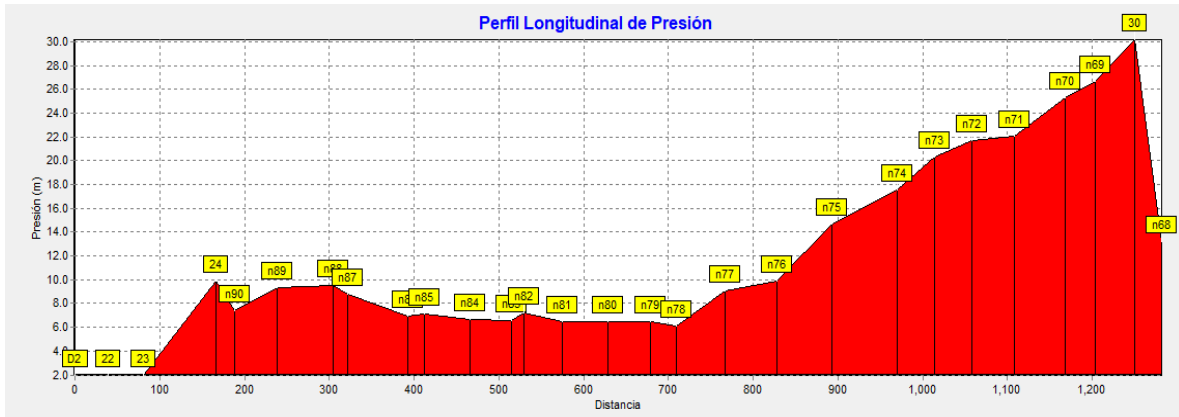
y 30.18 m, valores que cumplen con la norma (INAA, 1999a, pág. 35), los resultados del perfil de presiones se presentan en la ilustración 34.

Tabla 39 Nodos de presiones red de distribución de Las Pencas

	ID Nudo	Cota (m)	Altura (m)	Presión (m)
Sc 1	Depósito D2	1172	1174	2
Sc 1	Conexión 22	1172	1173.97	1.97
Sc 1	Conexión 23	1171.913	1173.87	1.95
Sc 1	Conexión 24	1163.698	1173.57	9.88
Sc 1	Conexión n90	1166.002	1173.43	7.43
Sc 1	Conexión n89	1164	1173.3	9.3
Sc 1	Conexión n88	1163.593	1173.14	9.54
Sc 1	Conexión n87	1164.33	1173.09	8.76
Sc 1	Conexión n86	1166	1172.92	6.92
Sc 1	Conexión n85	1165.752	1172.87	7.11
Sc 1	Conexión n84	1166.068	1172.73	6.66
Sc 1	Conexión n83	1166	1172.61	6.61
Sc 1	Conexión n82	1165.377	1172.57	7.19
Sc 1	Conexión n81	1166	1172.45	6.45
Sc 1	Conexión n80	1165.872	1172.32	6.45
Sc 1	Conexión n79	1165.678	1172.19	6.52
Sc 1	Conexión n78	1166	1172.12	6.12
Sc 1	Conexión n77	1162.89	1171.97	9.08
Sc 1	Conexión n76	1161.899	1171.82	9.92
Sc 1	Conexión n75	1157.009	1171.65	14.65
Sc 1	Conexión n74	1153.874	1171.46	17.59
Sc 1	Conexión n73	1151.037	1171.35	20.31
Sc 1	Conexión n72	1149.523	1171.24	21.71
Sc 1	Conexión n71	1149	1171.11	22.11
Sc 1	Conexión n70	1145.631	1170.96	25.33
Sc 1	Conexión n69	1144.178	1170.87	26.69
Sc 1	Conexión 30	1140.531	1170.71	30.18

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 34 Perfil longitudinal de presiones

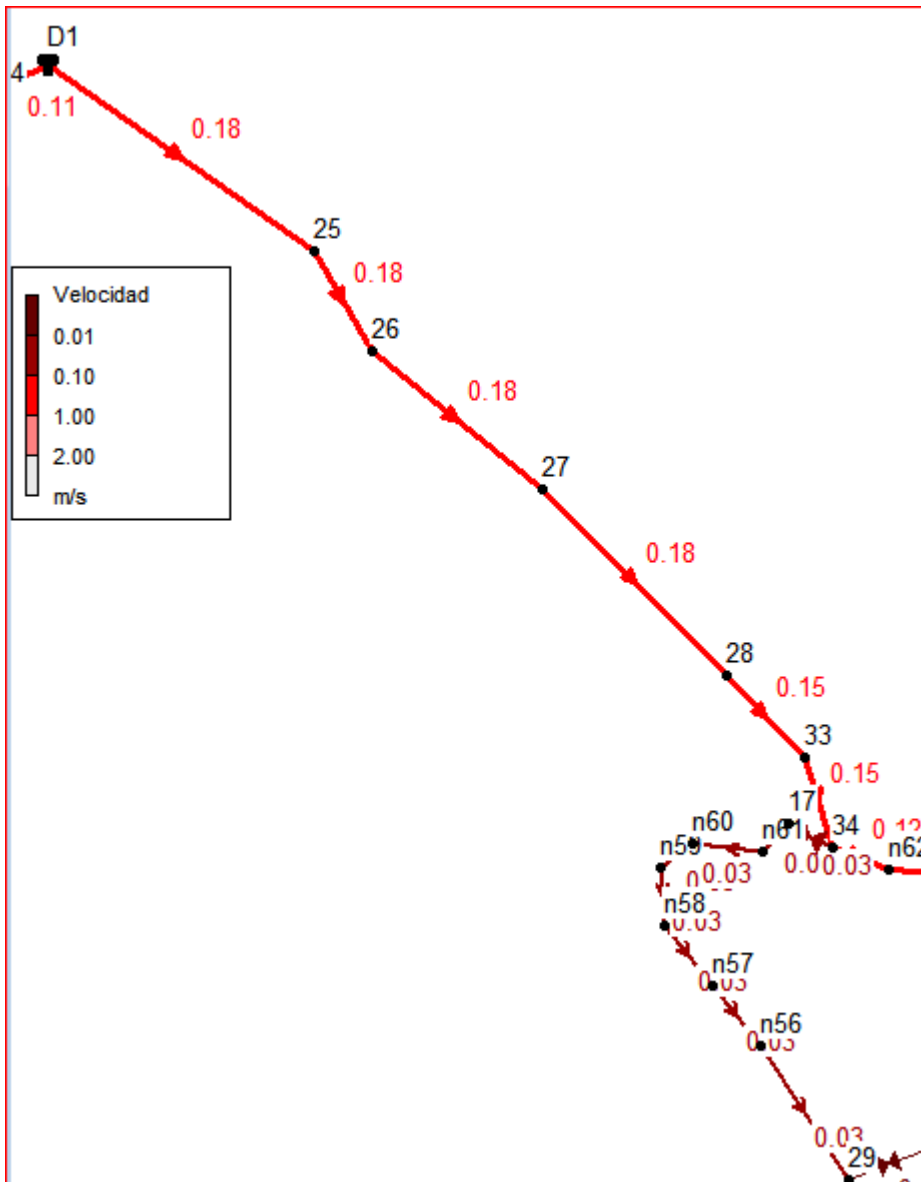


Fuente: Elaboración propia

8.7.6. Red de distribución Las Mesas sector 2 tramo A

La red de distribución de Las Mesas se dividió en dos tramos siendo el tramo A, el presentado en la ilustración 35. La red de distribución de las Mesas sector 2 tramo A abastecerá a 6 viviendas, se diseñó con un diámetro de 2" PVC SDR-26 norma ASTM-2164 con una longitud de 784.883 m (Anexo 16, Plano 17).

Ilustración 35 Red de distribución Las Mesas Sector 2 tramo A



Fuente: Elaboración propia

Por ella circula un caudal de 0.43 L/s, reduciéndose en la medida que aumentan las demandas a 0.35 L/s y finalmente en 0.06 L/s cómo se describe en la tabla 40.

Además, en la tabla antes mencionada se describen las velocidades, las cuales variaron entre 0.18 m/s a 0.03 m/s, que son inferiores a las velocidades que recomienda la norma, cuya velocidad mínima es de 0.4 m/s (INAA, 1999b, pág. 16). La baja velocidad en este tramo de red podría generar sedimentación de materiales

suspendidos en el agua por lo que se instalará válvula de limpieza y se recomendará un mantenimiento frecuente, para prevenir sedimentos en la línea.

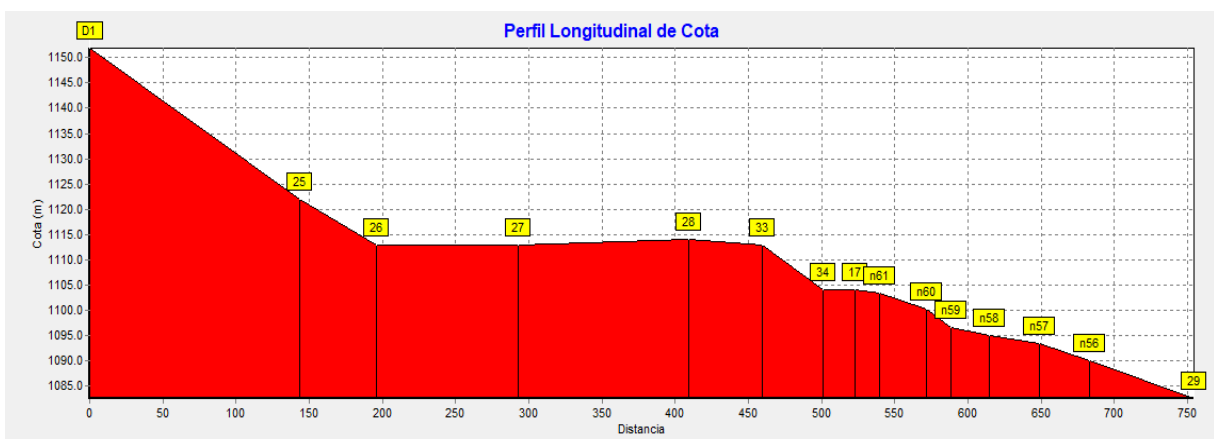
Tabla 40 Red de distribución Las Mesas tramo A

	ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal L/s	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
Sc 2-A	Tubería 24	164.451	55.7	0.43	0.18	0.1
Sc 2-A	Tubería 25	52.745	55.7	0.43	0.18	0.1
Sc 2-A	Tubería 26	96.68	55.7	0.43	0.18	0.1
Sc 2-A	Tubería 27	116.692	55.7	0.43	0.18	0.1
Sc 2-A	Tubería 28	50.22	55.7	0.37	0.15	0.07
Sc 2-A	Tubería 32	42.72	55.7	0.37	0.15	0.07
Sc 2-A	Válvula 41	-	55.7	0.06	0.03	39.85
Sc 2-A	Tubería 33	28.365	55.7	0.06	0.03	0.02
Sc 2-A	Tubería p60	89.15	55.7	0.06	0.03	0.02
Sc 2-A	Tubería p59	34	55.7	0.06	0.03	0.02
Sc 2-A	Tubería p58	34.32	55.7	0.06	0.03	0.02
Sc 2-A	Tubería p57	26.19	55.7	0.06	0.03	0.02
Sc 2-A	Tubería p56	17.19	55.7	0.06	0.03	0.02
Sc 2-A	Tubería p55	32.16	55.7	0.06	0.03	0.02
Sc 2-A	Válvula 6	-	55.7	0	0	0
Total		784.883				

Fuente: Elaboración propia

El relieve donde se localiza la red de Las Mesas sector 2 tramo A es irregular como se muestra en la ilustración 36. Presenta una cota mínima de 1082.519 y una máxima de 1151.897. También se observas un tramo llano.

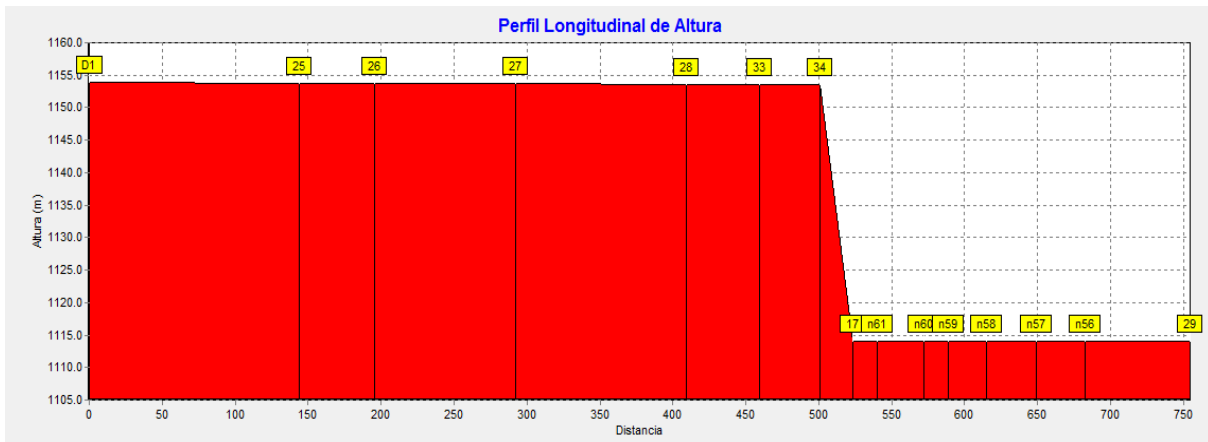
Ilustración 36 Perfil longitudinal de la cota natural del terreno



Fuente: Elaboración propia

La gradiente hidráulica a lo largo de la tubería presenta una rotura de carga en el nodo 34 y posteriormente se reduce la pendiente de la línea piezométrica, como se presenta en la ilustración 37.

Ilustración 37 Perfil longitudinal de la altura piezométrica



Fuente: Elaboración propia

Las presiones en la red de distribución de Las Mesas sector 2 tramo A tuvieron su menor valor en la zona del tanque de almacenamiento, con una presión mínima de 2 m, sin embargo, la red como tal tiene presiones que varían entre 10 m y 49.85 m, se observa que en el nodo 34 se instaló una válvula reguladora de presión por lo que en el nodo 17 la presión descendió hasta 10 m, dichos resultados se aprecian en la tabla 41.

Tabla 41 Nodos de presiones red de distribución de Las Mesas sección A

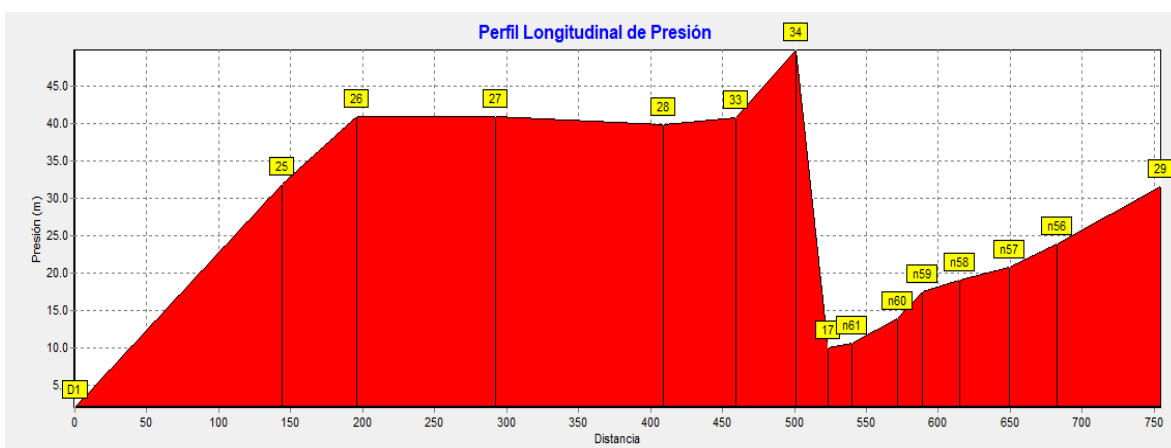
	ID Nudo	Cota (m)	Altura (m)	Presión (m)
Sc 2-A	Depósito D1	1151.897	1153.9	2
Sc 2-A	Conexión 25	1122	1153.88	31.88
Sc 2-A	Conexión 26	1113	1153.88	40.88
Sc 2-A	Conexión 27	1113	1153.87	40.87
Sc 2-A	Conexión 28	1114	1153.86	39.86
Sc 2-A	Conexión 33	1113	1153.85	40.85
Sc 2-A	Conexión 34	1104	1153.85	49.85
Sc 2-A	Conexión 17	1104	1114	10
Sc 2-A	Conexión n61	1090.076	1114	23.92
Sc 2-A	Conexión n60	1093.297	1114	20.7
Sc 2-A	Conexión n59	1094.906	1114	19.09
Sc 2-A	Conexión n58	1096.53	1114	17.47

Sc 2-A	Conexión n57	1100.131	1114	13.87
Sc 2-A	Conexión n56	1103.416	1114	10.58
Sc 2-A	Conexión 29	1082.519	1113.99	31.48

Fuente: Elaboración propia

Los resultados del perfil de presiones se presentan en la ilustración 38, apreciándose que el valor más alto de presión ocurre en el nodo 34, a partir del cual se instaló la válvula reguladora de presión.

Ilustración 38 Perfil longitudinal de presión

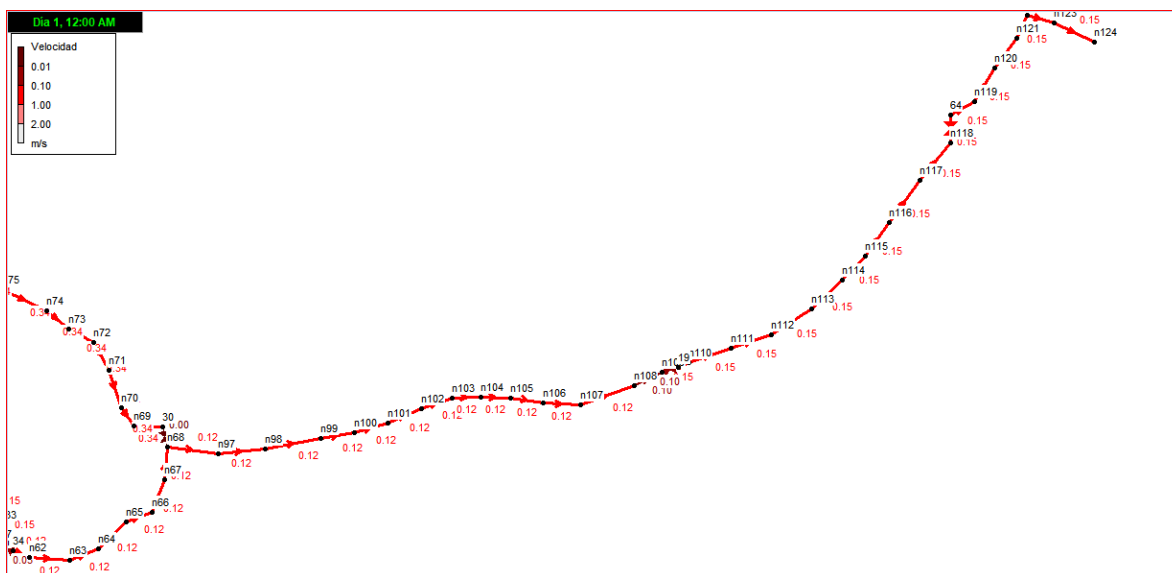


Fuente: Elaboración propia

8.7.7. Red de distribución de Las Mesas sector 2 tramo B

La red de distribución de Las Mesas sector 2 tramo B, se presenta en la ilustración 39, el tramo B abastecerá un total de 10 viviendas, se diseñó utilizando dos diámetros una sección de 2" con una longitud de 1,147.145 m y otra sección de diámetro 1 ½" con una longitud 941.87 m de PVC SDR-26 (Anexo 16, Plano 18), norma ASTM-24 con una longitud total de 2,089.02 m.

Ilustración 39 Red de distribución de Las Mesas sector 2 sección B



Fuente: Elaboración propia

Según la tabla 42, por la red circula un caudal de 0.24 L/s a 0.30 L/s, con una velocidad de flujo que oscila entre 0.12 m/s y 0.15 m/s velocidades que son inferiores a la norma (INAA, 1999b, pág. 16), por lo que la red estará dotada de válvulas de limpieza para evitar la sedimentación, además se recomendarán mantenimientos frecuentes.

Tabla 42 Red de distribución de Las Mesas tramo B

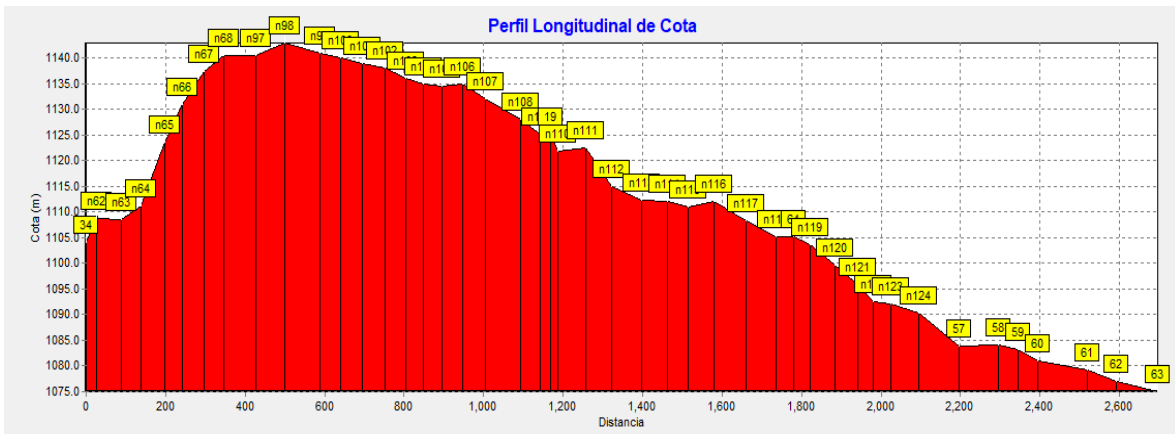
	ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (L/s)	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
Sc 2-B	Tubería 61	19.237	55.7	0.33	0.21	1.35
Sc 2-B	Tubería 62	19.681	55.7	0.32	0.12	1.27
Sc 2-B	Tubería 63	102.866	55.7	0.24	0.12	0.75
Sc 2-B	Tubería 64	98.631	55.7	0.24	0.12	0.75
Sc 2-B	Tubería 65	50.018	55.7	0.24	0.12	0.75
Sc 2-B	Tubería 66	47.874	55.7	0.24	0.12	0.75
Sc 2-B	Tubería 67	125.152	55.7	0.24	0.12	0.75
Sc 2-B	Tubería p96	80.27	55.7	0.3	0.12	1.16
Sc 2-B	Tubería p97	73.37	55.7	0.3	0.12	1.16
Sc 2-B	Tubería p98	88.06	55.7	0.3	0.12	1.16
Sc 2-B	Tubería p99	52.56	55.7	0.3	0.12	1.16
Sc 2-B	Tubería p100	54.46	55.7	0.3	0.12	1.16
Sc 2-B	Tubería p101	57.17	55.7	0.3	0.12	1.16
Sc 2-B	Tubería p102	51	55.7	0.3	0.12	1.16

Sc 2-B	Tubería p103	45.28	55.7	0.3	0.12	1.16
Sc 2-B	Tubería p104	45.63	55.7	0.3	0.12	1.16
Sc 2-B	Tubería p105	51.96	55.7	0.3	0.12	1.16
Sc 2-B	Tubería p106	58.93	55.7	0.3	0.12	1.16
Sc 2-B	Tubería p107	88.27	55.7	0.3	0.12	1.16
Sc 2-B	Tubería p108	48.47	55.7	0.24	0.12	0.75
Sc 2-B	Tubería p109	44.51	55.7	0.24	0.12	0.75
Sc 2-B	Válvula 42	-	55.7	0.24	0.10	17.65
Sc 2-B	Tubería p110	69.96	44.6	0.24	0.15	0.75
Sc 2-B	Tubería p111	66.18	44.6	0.24	0.15	0.75
Sc 2-B	Tubería p112	74.71	44.6	0.24	0.15	0.75
Sc 2-B	Tubería p113	66.05	44.6	0.24	0.15	0.75
Sc 2-B	Tubería p114	51.32	44.6	0.24	0.15	0.75
Sc 2-B	Tubería p115	65.72	44.6	0.24	0.15	0.75
Sc 2-B	Tubería p116	80.79	44.6	0.24	0.15	0.75
Sc 2-B	Tubería p117	74.69	44.6	0.24	0.15	0.75
Sc 2-B	Válvula 70	-	44.6	0.24	0.15	19.59
Sc 2-B	Tubería p118	74.05	44.6	0.24	0.15	0.75
Sc 2-B	Tubería p119	62.97	44.6	0.24	0.15	0.75
Sc 2-B	Tubería p120	57.09	44.6	0.24	0.15	0.75
Sc 2-B	Tubería p121	39.54	44.6	0.24	0.15	0.75
Sc 2-B	Tubería p122	44.34	44.6	0.24	0.15	0.75
Sc 2-B	Tubería p123	69.95	44.6	0.24	0.15	0.75
Total		2,089.02				

Fuente: Elaboración propia

El relieve donde se localiza la red de Las Mesas sector 2 tramo B es irregular como se muestra en la ilustración 40. Presenta una cota mínima de 1090.171 msnm y una máxima de 1140.662 msnm.

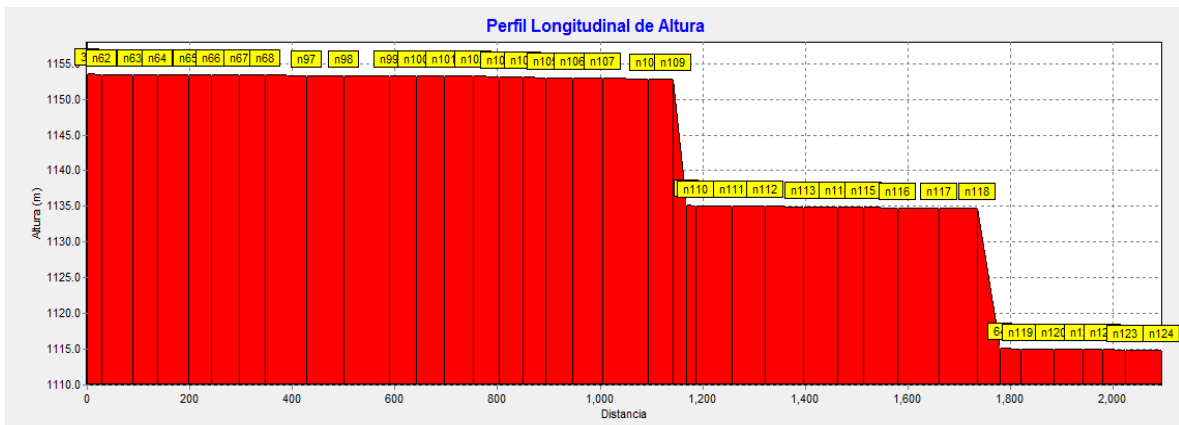
Ilustración 40 Perfil longitudinal de la cota natural del terreno



Fuente: Elaboración propia

La gradiente hidráulica a lo largo de la tubería varió a causa del cambio de diámetro de 2" a 1 ½", observándose además el cambio de presiones por efecto de las válvulas reguladoras de presión en los nodos n109 y n118 como se presenta en la ilustración 41.

Ilustración 41 Perfil longitudinal de la altura piezométrica



Fuente: Elaboración propia

Las presiones en la red de distribución de Las Mesas sector 2 tramo B poseen una variación que van de 10 m en la zona de rotura de carga por efecto de la válvula reguladora de presión, hasta 49.85 m, dichos resultados se aprecian en la tabla 43.

Tabla 43 Nodos de presiones red de distribución de Las Mesas sección B

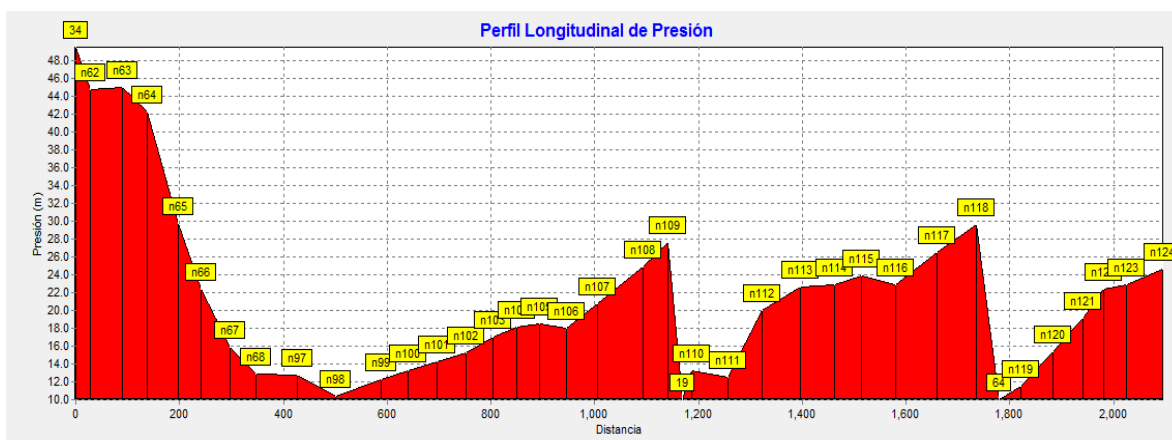
	ID Nudo	Cota (m)	Altura (m)	Presión (m)
Sc 2-B	Conexión 34	1104	1153.85	49.85
Sc 2-B	Conexión n62	1108.769	1153.84	45.07
Sc 2-B	Conexión n63	1108.525	1153.81	45.29
Sc 2-B	Conexión n64	1111.142	1153.79	42.65
Sc 2-B	Conexión n65	1123.664	1153.77	30.11
Sc 2-B	Conexión n66	1131.02	1153.75	22.73
Sc 2-B	Conexión n67	1137.474	1153.73	16.26
Sc 2-B	Conexión n68	1140.531	1153.71	13.18
Sc 2-B	Conexión n97	1140.662	1153.62	12.96
Sc 2-B	Conexión n98	1143	1153.53	10.53
Sc 2-B	Conexión n99	1141	1153.43	12.43
Sc 2-B	Conexión n100	1140	1153.37	13.37
Sc 2-B	Conexión n101	1139	1153.31	14.31
Sc 2-B	Conexión n102	1138	1153.24	15.24
Sc 2-B	Conexión n103	1136.128	1153.18	17.05
Sc 2-B	Conexión n104	1135	1153.13	18.13
Sc 2-B	Conexión n105	1134.578	1153.08	18.5
Sc 2-B	Conexión n106	1134.936	1153.02	18.08
Sc 2-B	Conexión n107	1132.197	1152.95	20.75
Sc 2-B	Conexión n108	1128	1152.85	24.85
Sc 2-B	Conexión n109	1125.157	1152.81	27.65
Sc 2-B	Conexión 19	1125.157	1135.16	10
Sc 2-B	Conexión n110	1121.828	1135.12	13.3
Sc 2-B	Conexión n111	1122.515	1135.07	12.56
Sc 2-B	Conexión n112	1115.063	1135.02	19.96
Sc 2-B	Conexión n113	1112.289	1134.96	22.68
Sc 2-B	Conexión n114	1112	1134.92	22.92
Sc 2-B	Conexión n115	1111	1134.88	23.88
Sc 2-B	Conexión n116	1112	1134.83	22.83
Sc 2-B	Conexión n117	1108.273	1134.77	26.49
Sc 2-B	Conexión n118	1105.118	1134.71	29.59
Sc 2-B	Conexión 64	1105.118	1115.12	10
Sc 2-B	Conexión n119	1103.588	1115.06	11.47
Sc 2-B	Conexión n120	1099.673	1115.01	15.34
Sc 2-B	Conexión n121	1095.892	1114.97	19.08

Sc 2-B	Conexión n122	1092.558	1114.94	22.38
Sc 2-B	Conexión n123	1092	1114.91	22.91
Sc 2-B	Conexión n124	1090.171	1114.86	24.69
Sc 2-B	Conexión n57	1093.297	1114	20.7
Sc 2-B	Conexión n58	1094.906	1114	19.09
Sc 2-B	Conexión n59	1096.53	1114	17.47
Sc 2-B	Conexión n60	1100.131	1114	13.87
Sc 2-B	Conexión n61	1103.416	1114	10.58
Sc 2-B	Conexión 62	1077	1114.48	37.48

Fuente: Elaboración propia

Los resultados del perfil de presiones se presentan en la ilustración 42, en ella se observa que las presiones mínimas están relacionadas con el nodo n98 cuya cota es de 1143 m (punto alto) y en otros casos debido al efecto de la válvula reguladora de presión como en los nodos n109 y n128, donde se instalaron válvulas reguladoras de presión en sitios bajos del terreno en las cotas 1125.52 m y 1105.118 m respectivamente.

Ilustración 42 Perfil longitudinal de presión



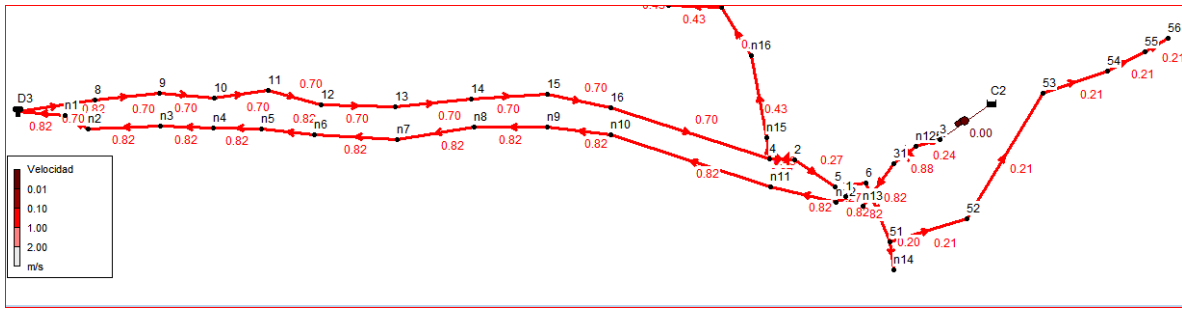
Fuente: Elaboración propia

8.7.8. Red de distribución Potrero de Oyanca sector 3 tramo A

En la red de distribución de Potrero de Oyanca sector 3, se dividió en 3 tramos atendiendo a la distribución de los usuarios, presentándose el tramo A en la ilustración 43.

Este tramo abastecerá un total de 23 viviendas, y se diseñó con diámetros de 2" en una longitud de 669.67 m y un diámetro de 1 ½" en una longitud 274.62 m. Toda la tubería del tramo fue diseñada con PVC SDR-26, norma ASTM-2146 y con una longitud total de 944.272 m (Anexo 16, Plano 19).

Ilustración 43 Red de distribución Potrero de Oyanca sector 3 tramo A



Fuente: Elaboración propia

En la tabla 44 se presenta la distribución de caudales en la tubería con un máximo de 1.7 L/s al inicio del tramo y 0.33 L/s al final del tramo, con velocidades de flujo que oscila entre 0.7 m/s y 0.21 m/s respectivamente. Las velocidades del primer tramo cumplen con la norma, la cual establece una velocidad mínima de 0.4 m/s y una máxima de 2 m/s, no así el último tramo donde se presentan velocidades inferiores al mínimo de la norma (INAA, 1999a, pág. 16)

Por lo anterior en el último tramo de la tubería de la red tramo A se instalarán válvulas de limpieza en todos los puntos bajos y se recomendarán mantenimientos frecuentes.

Tabla 44 Red de distribución Potrero sector 3 tramo A

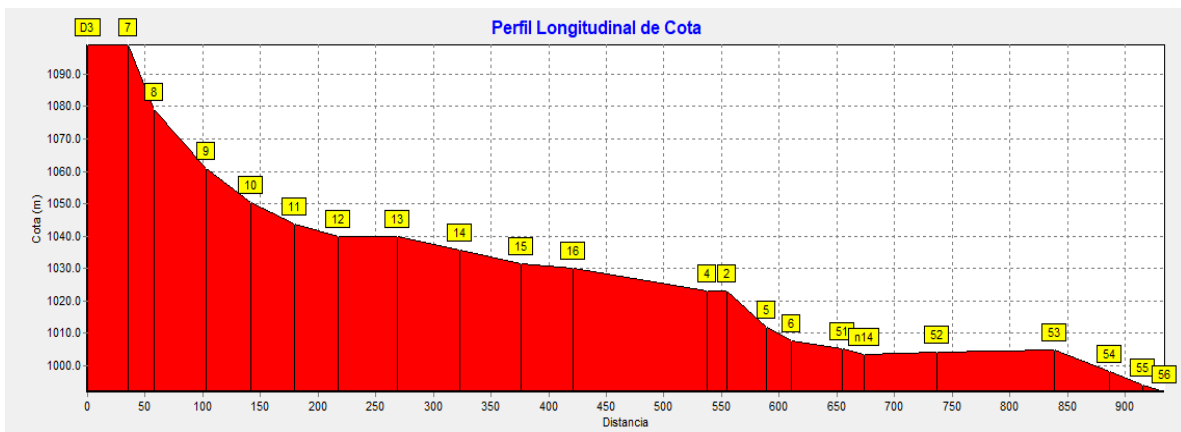
	ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (L/s)	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
Sc 3-A	Tubería 7	44.6	55.7	1.7	0.7	9.5
Sc 3-A	Tubería 8	27.42	55.7	1.7	0.7	9.5
Sc 3-A	Tubería 9	53.84	55.7	1.7	0.7	9.5
Sc 3-A	Tubería 10	37.87	55.7	1.7	0.7	9.5
Sc 3-A	Tubería 11	34.24	55.7	1.7	0.7	9.5
Sc 3-A	Tubería 12	37.78	55.7	1.7	0.7	9.5
Sc 3-A	Tubería 13	57.49	55.7	1.7	0.7	9.5
Sc 3-A	Tubería 14	54.87	55.7	1.7	0.7	9.5
Sc 3-A	Tubería 15	51.1	55.7	1.7	0.7	9.5

Sc 3-A	Tubería 16	44.56	55.7	1.7	0.7	9.5
Sc 3-A	Tubería 17	117.5	55.7	1.7	0.7	9.5
Sc 3-A	Válvula 40	-	55.7	0.65	0.27	61.19
Sc 3-A	Tubería 4	47.92	55.7	0.65	0.27	1.6
Sc 3-A	Tubería 5	24.96	55.7	0.65	0.27	1.6
Sc 3-A	Tubería p13	35.506	55.7	0.65	0.27	1.6
Sc 3-A	Tubería 62	19.681	44.6	0.33	0.21	1.35
Sc 3-A	Tubería 57	56.194	44.6	0.33	0.21	1.35
Sc 3-A	Tubería 58	102.108	44.6	0.33	0.21	1.35
Sc 3-A	Tubería 59	48.33	44.6	0.33	0.21	1.35
Sc 3-A	Tubería 60	29.066	44.6	0.33	0.21	1.35
Sc 3-A	Tubería 61	19.237	44.6	0.33	0.21	1.35
Total		944.272				

Fuente: Elaboración propia

El relieve donde se localiza la red de Potrero sector 3 tramo A es irregular como se muestra en la ilustración 44, con cota mínima de 991.979 msnm y máxima de 1098.999 msnm. La final del tramo se observa una zona plana.

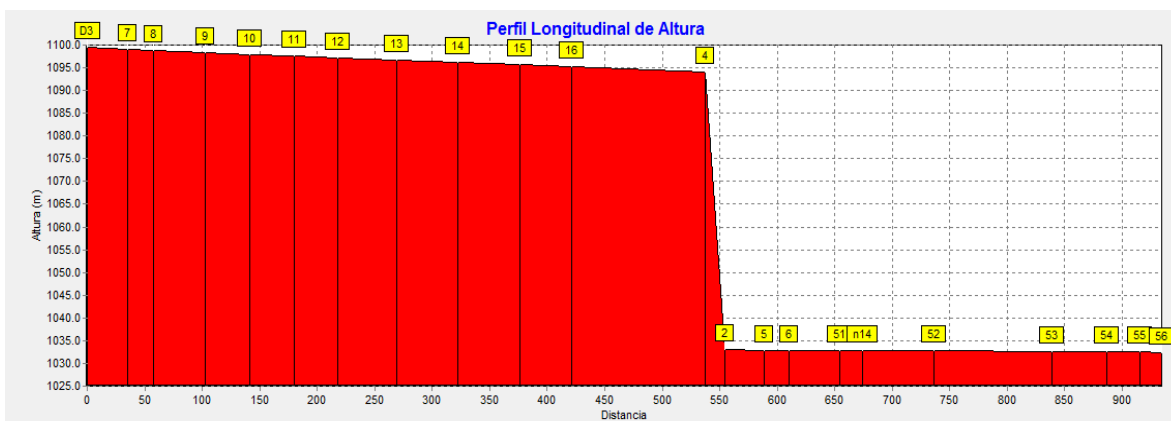
Ilustración 44 Perfil longitudinal de la cota natural del terreno



Fuente: Elaboración propia

La gradiente hidráulica a lo largo de la tubería varió a causa del cambio de diámetro de 2" a 1 ½", observándose además el cambio de presiones por efecto de las válvulas reguladoras de presión entre el nodo 4 y nodo 2, como se presenta en la ilustración 45.

Ilustración 45 Perfil longitudinal de la altura piezométrica



Fuente: Elaboración propia

En la red desde el tanque de Potrero de Hoyanca hasta el nodo 4, no se conecta ningún usuario, en ella la presión mínima en el tanque fue de 0.5 m, con tanque a media capacidad y una máxima presión de 71.19 m.

A partir de nodo 4 inicia la red sector 3 tramo A, entre el nodo 4 y nodo 2 se colocó una válvula reguladora de presión para asegurar que el tramo A tenga presiones adecuadas, como se observa en la tabla 45. Los valores de las presiones hidrostáticas variaron entre 10 m y 40.49 m, de este modo se cumple con la norma.

Tabla 45 Nodos de presiones red de distribución de Potrero sector 3 tramo A

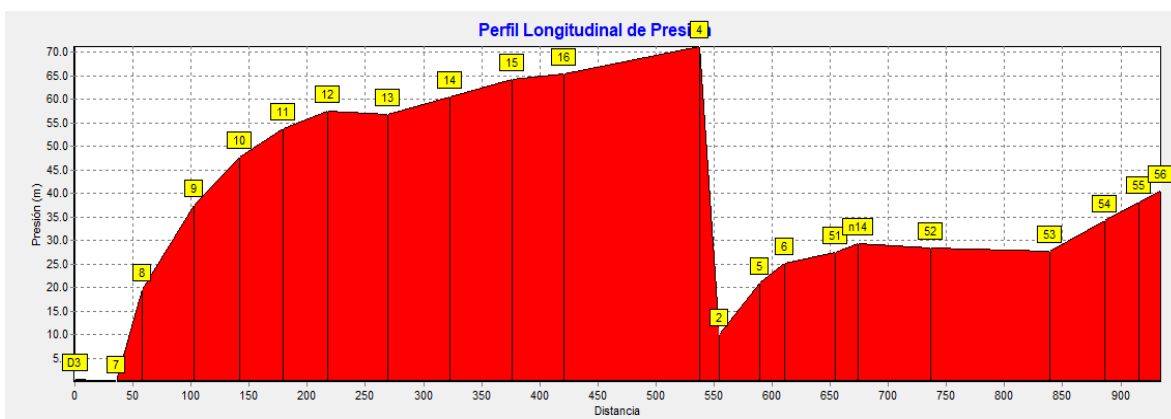
	ID Nudo	Cota (m)	Altura (m)	Presión (m)
Sc 3-A	Depósito D3	1098.999	1099.5	0.5
Sc 3-A	Conexión 7	1098.999	1099.08	0.08
Sc 3-A	Conexión 8	1079.15	1098.81	19.66
Sc 3-A	Conexión 9	1060.755	1098.3	37.55
Sc 3-A	Conexión 10	1050.245	1097.94	47.7
Sc 3-A	Conexión 11	1043.9	1097.62	53.72
Sc 3-A	Conexión 12	1039.881	1097.26	57.38
Sc 3-A	Conexión 13	1039.957	1096.71	56.76
Sc 3-A	Conexión 14	1035.718	1096.19	60.47
Sc 3-A	Conexión 15	1031.419	1095.71	64.29
Sc 3-A	Conexión 16	1030	1095.28	65.28
Sc 3-A	Conexión 4	1022.982	1094.17	71.19
Sc 3-A	Conexión 2	1022.982	1032.98	10
Sc 3-A	Conexión 5	1011.962	1032.91	20.94
Sc 3-A	Conexión 6	1007.622	1032.87	25.24

Sc 3-A	Conexión 51	1005.245	1032.81	27.56
Sc 3-A	Conexión n14	1003.487	1032.78	29.3
Sc 3-A	Conexión 52	1004.22	1032.73	28.51
Sc 3-A	Conexión 53	1004.966	1032.6	27.63
Sc 3-A	Conexión 54	998.358	1032.53	34.17
Sc 3-A	Conexión 55	994.199	1032.49	38.29
Sc 3-A	Conexión 56	991.979	1032.47	40.49

Fuente: Elaboración propia

Los resultados del perfil de presiones se presentan en la ilustración 46, en ella se observa que las presiones mínimas están relacionadas en uno de los casos por tramos de la red que conectan con el tanque y en otros casos debido al efecto de la válvula reguladora de presión, lo que se presenta entre nodo 4 y nodo 2. Las presiones entre el nodo 2 y el nodo 56 donde se conectan las viviendas, en todos los casos cumplen con la norma (INAA, 1999b, pág. 35).

Ilustración 46 Perfil longitudinal de presión

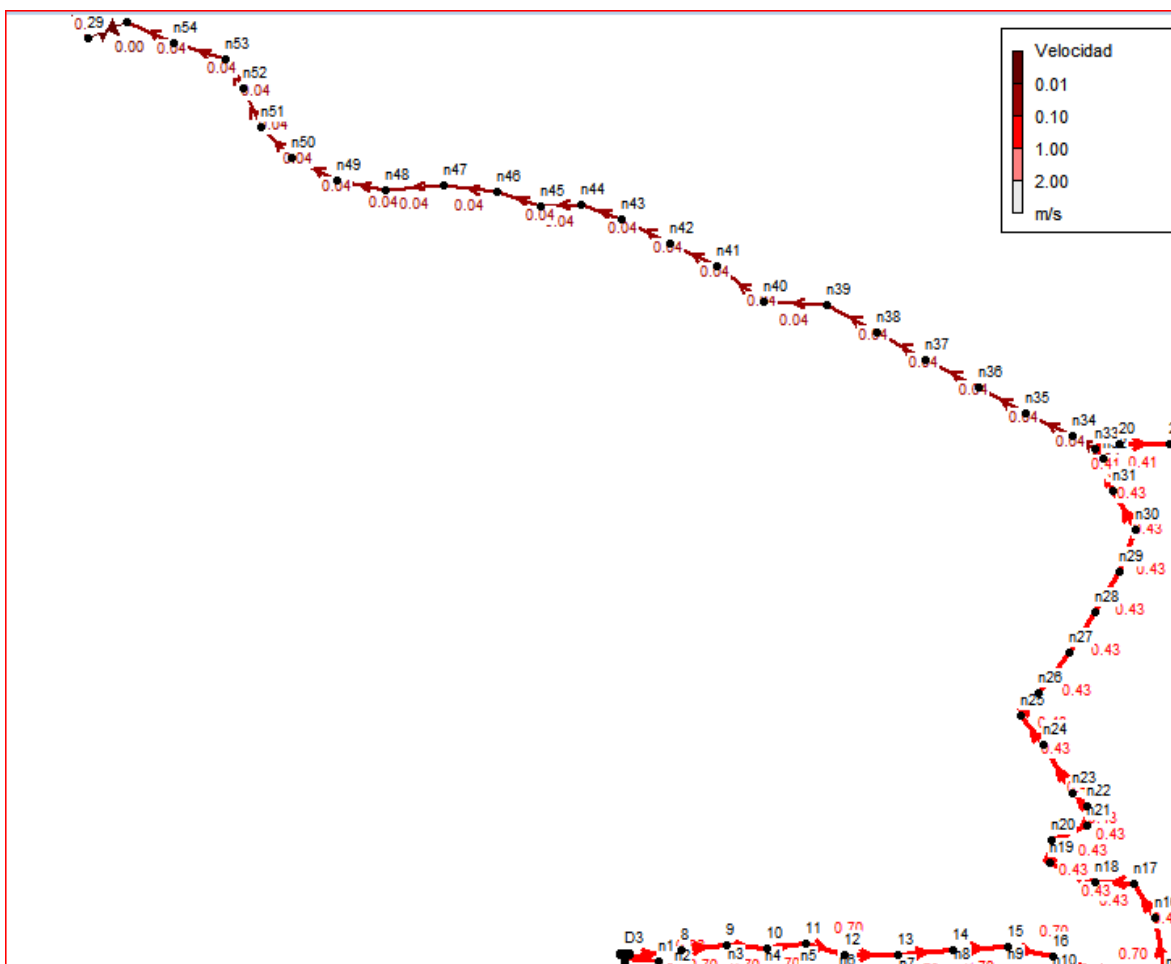


Fuente: Elaboración propia

8.7.9. Red de distribución Potrero de Oyanca sector 3 tramo B

La red de distribución de Potrero de Oyanca sector 3 tramo B, se presenta en la ilustración 47, el tramo B abastecerá un total de 15 viviendas, se diseñó con un diámetro de 2" de PVC SDR-26, norma ASTM-2146 con una longitud total de 1767.58 m (Anexo 16, Plano 20).

Ilustración 47 Red de distribución Potrero sector 3 tramo B



Fuente: Elaboración propia

Según la tabla 46, por la red circula un caudal de 0.10 L/s a 1.05 L/s, con unas velocidades de flujo de 0.04 m/s y una de 0.43 m/s, esta última es inferior a lo establecido por la norma (INAA, 1999a, pág. 16). Por lo anterior la red estará dotada de válvulas de limpieza para evitar la sedimentación y además se recomendarán mantenimientos frecuentes.

Tabla 46 Red de Potrero sector 3 tramo B

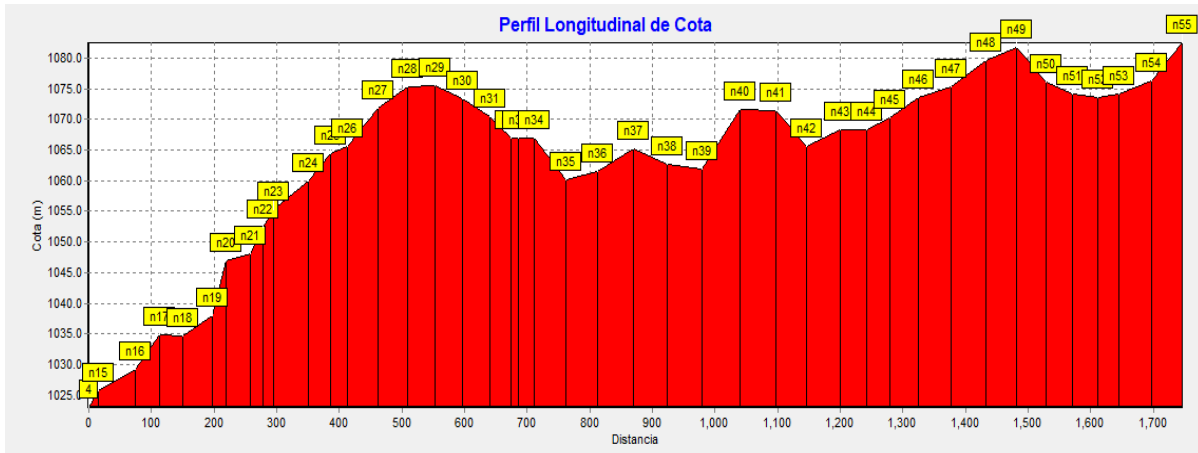
	ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (L/s)	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
Sc 3-B	Tubería p14	29.54	55.7	1.05	0.43	3.89
Sc 3-B	Tubería p15	58.28	55.7	1.05	0.43	3.89
Sc 3-B	Tubería p16	40.01	55.7	1.05	0.43	3.89
Sc 3-B	Tubería p17	36.88	55.7	1.05	0.43	3.89

Sc 3-B	Tubería p18	47.25	55.7	1.05	0.43	3.89
Sc 3-B	Tubería p19	24.22	55.7	1.05	0.43	3.89
Sc 3-B	Tubería p20	38.25	55.7	1.05	0.43	3.89
Sc 3-B	Tubería p21	19.89	55.7	1.05	0.43	3.89
Sc 3-B	Tubería p22	18.54	55.7	1.05	0.43	3.89
Sc 3-B	Tubería p23	55.22	55.7	1.05	0.43	3.89
Sc 3-B	Tubería p24	35.05	55.7	1.05	0.43	3.89
Sc 3-B	Tubería p25	27.14	55.7	1.05	0.43	3.89
Sc 3-B	Tubería p26	50.14	55.7	1.05	0.43	3.89
Sc 3-B	Tubería p27	46.06	55.7	1.05	0.43	3.89
Sc 3-B	Tubería p28	44.65	55.7	1.05	0.43	3.89
Sc 3-B	Tubería p29	44.12	55.7	1.05	0.43	3.89
Sc 3-B	Tubería p30	44.1	55.7	1.05	0.43	3.89
Sc 3-B	Tubería p31	33.46	55.7	1.05	0.43	3.89
Sc 3-B	Tubería p32	11.49	55.7	1.05	0.43	3.89
Sc 3-B	Tubería p33	25.58	55.7	0.1	0.04	0.05
Sc 3-B	Tubería p34	50.2	55.7	0.1	0.04	0.05
Sc 3-B	Tubería p35	51.22	55.7	0.1	0.04	0.05
Sc 3-B	Tubería p36	57.98	55.7	0.1	0.04	0.05
Sc 3-B	Tubería p37	54	55.7	0.1	0.04	0.05
Sc 3-B	Tubería p38	55.54	55.7	0.1	0.04	0.05
Sc 3-B	Tubería p39	61.4	55.7	0.1	0.04	0.05
Sc 3-B	Tubería p40	56.83	55.7	0.1	0.04	0.05
Sc 3-B	Tubería p41	49.95	55.7	0.1	0.04	0.05
Sc 3-B	Tubería p42	53.22	55.7	0.1	0.04	0.05
Sc 3-B	Tubería p43	41.55	55.7	0.1	0.04	0.05
Sc 3-B	Tubería p44	38.38	55.7	0.1	0.04	0.05
Sc 3-B	Tubería p45	45.24	55.7	0.1	0.04	0.05
Sc 3-B	Tubería p46	51.71	55.7	0.1	0.04	0.05
Sc 3-B	Tubería p47	56.23	55.7	0.1	0.04	0.05
Sc 3-B	Tubería p48	48.07	55.7	0.1	0.04	0.05
Sc 3-B	Tubería p49	49.03	55.7	0.1	0.04	0.05
Sc 3-B	Tubería p50	41.01	55.7	0.1	0.04	0.05
Sc 3-B	Tubería p51	41.41	55.7	0.1	0.04	0.05
Sc 3-B	Tubería p52	33.52	55.7	0.1	0.04	0.05
Sc 3-B	Tubería p53	51.78	55.7	0.1	0.04	0.05
Sc 3-B	Tubería p54	49.44	55.7	0.1	0.04	0.05
Total		1767.58				

Fuente: Elaboración propia

El relieve donde se localiza la red de Potrero de Oyanca sector 3 tramo B es irregular como se muestra en la ilustración 48. Con cota mínima 1022.982 msnm y máxima de 1081.707 msnm.

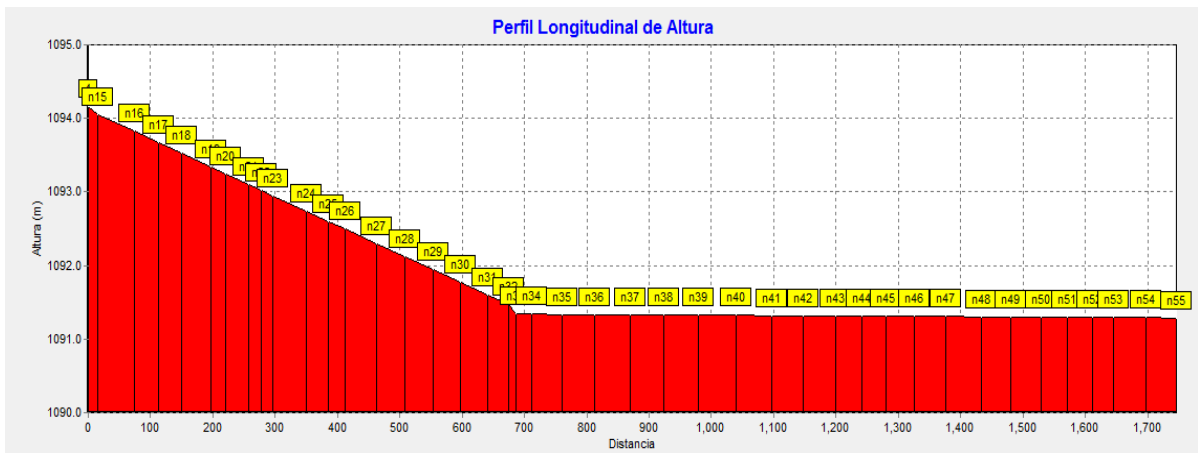
Ilustración 48 Perfil longitudinal de la cota natural del terreno



Fuente: Elaboración propia

La gradiente hidráulica a lo largo de la tubería, varió su pendiente en el nodo n33, debido, la reducción del caudal a 0.1 L/s como efecto del consumo, lo que redujo la pendiente en la gradiente hidráulica en el último tramo de la red (nodo n33 al n55), como se presenta en la ilustración 49.

Ilustración 49 Perfil longitudinal de altura piezométrica



Fuente: Elaboración propia

La red de distribución de Potrero de Oyanca sector 3 tramo B, da inicio en el nodo 4 con una presión de 71.19 m, que corresponde a la cota más baja del terreno,

donde no se prestará servicio a ninguna vivienda, en los nodos siguientes, desde el n15 hasta el nodo n55 las presiones variaron desde 68.34 m en el nodo n15, hasta 8.15 m en el nodo n55, dichos resultados se aprecian en la tabla 47.

Tabla 47 Nodos de presiones red de distribución de Potrero sector 3 tramo B

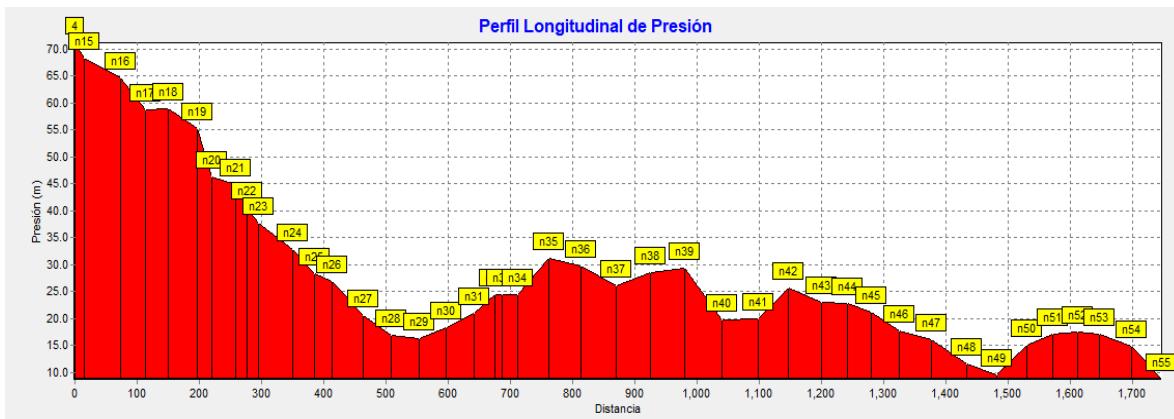
	ID Nudo	Cota (m)	Altura (m)	Presión (m)
Sc 3-B	Conexión 4	1022.982	1094.17	71.19
Sc 3-B	Conexión n15	1025.712	1094.05	68.34
Sc 3-B	Conexión n16	1029.18	1093.83	64.65
Sc 3-B	Conexión n17	1034.83	1093.67	58.84
Sc 3-B	Conexión n18	1034.615	1093.53	58.91
Sc 3-B	Conexión n19	1037.994	1093.34	55.35
Sc 3-B	Conexión n20	1046.98	1093.25	46.27
Sc 3-B	Conexión n21	1048.135	1093.1	44.97
Sc 3-B	Conexión n22	1052.429	1093.02	40.59
Sc 3-B	Conexión n23	1055.273	1092.95	37.68
Sc 3-B	Conexión n24	1059.878	1092.74	32.86
Sc 3-B	Conexión n25	1064.345	1092.6	28.25
Sc 3-B	Conexión n26	1065.606	1092.49	26.89
Sc 3-B	Conexión n27	1071.726	1092.3	20.57
Sc 3-B	Conexión n28	1075.243	1092.12	16.88
Sc 3-B	Conexión n29	1075.595	1091.95	16.35
Sc 3-B	Conexión n30	1073.456	1091.77	18.32
Sc 3-B	Conexión n31	1070.523	1091.6	21.08
Sc 3-B	Conexión n32	1067.026	1091.47	24.45
Sc 3-B	Conexión n33	1066.862	1091.34	24.48
Sc 3-B	Conexión n34	1066.964	1091.34	24.38
Sc 3-B	Conexión n35	1060.185	1091.34	31.15
Sc 3-B	Conexión n36	1061.473	1091.33	29.86
Sc 3-B	Conexión n37	1065.237	1091.33	26.09
Sc 3-B	Conexión n38	1062.689	1091.33	28.64
Sc 3-B	Conexión n39	1061.858	1091.33	29.47
Sc 3-B	Conexión n40	1071.537	1091.32	19.79
Sc 3-B	Conexión n41	1071.409	1091.32	19.91
Sc 3-B	Conexión n42	1065.68	1091.32	25.64
Sc 3-B	Conexión n43	1068.342	1091.31	22.97
Sc 3-B	Conexión n44	1068.39	1091.31	22.92
Sc 3-B	Conexión n45	1070.178	1091.31	21.13
Sc 3-B	Conexión n46	1073.657	1091.31	17.65
Sc 3-B	Conexión n47	1075.266	1091.31	16.04

Sc 3-B	Conexión n48	1079.658	1091.3	11.64
Sc 3-B	Conexión n49	1081.707	1091.3	9.59
Sc 3-B	Conexión n50	1076.106	1091.3	15.19
Sc 3-B	Conexión n51	1074.215	1091.3	17.08
Sc 3-B	Conexión n52	1073.658	1091.29	17.64
Sc 3-B	Conexión n53	1074.06	1091.29	17.23
Sc 3-B	Conexión n54	1076.31	1091.29	14.98
Sc 3-B	Conexión n55	1082.519	1091.29	8.77

Fuente: Elaboración propia

Los resultados del perfil de presiones se presentan en la ilustración 50, en ella se observa que las presiones mínimas corresponden al nodo n49, cuya cota es de 1081.707 msnm y el nodo n55 cota 1082.519 msnm, ambos corresponden a los puntos más elevados del tramo, así mismo las presiones más altas se presentan en el nodo 4 y nodo n15, los cuales tienen cotas de 1022.982 msnm y 1025.712 msnm respectivamente, que corresponden a los puntos más bajos del tramo.

Ilustración 50 Perfil longitudinal de presión

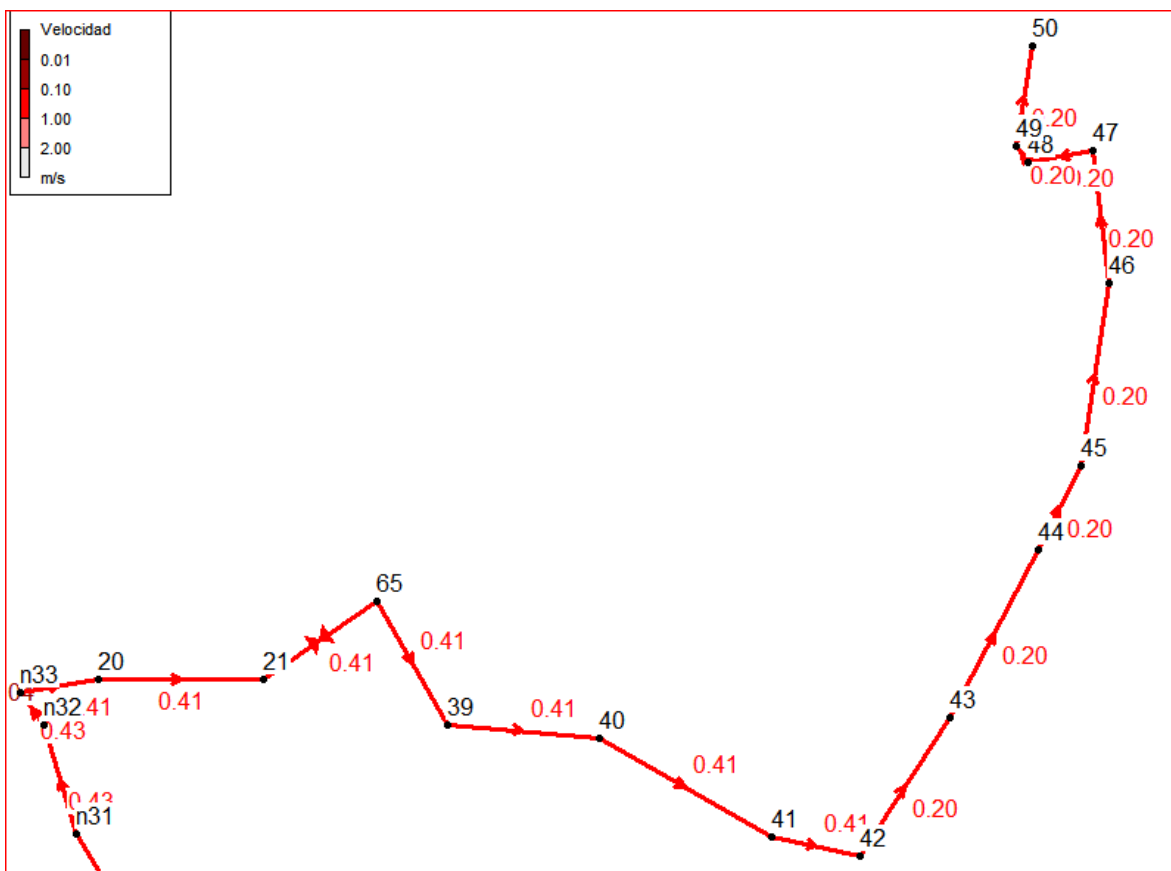


Fuente: Elaboración propia

8.7.10. Red de distribución Potrero de Oyanca sector 3 sección C

La red de distribución de Potrero de Oyanca sector 3 tramo C, se presenta en la ilustración 51, el tramo C abastecerá un total de 25 viviendas, se diseñó con un diámetro de 1 ½" PVC SDR-26, norma ASTM-2146 con una longitud total de 540.424 m (Anexo 16, Plano 21).

Ilustración 51 Red de distribución Potrero sector 3 sección C



Fuente: Elaboración propia

En la tabla 48, se muestra que por la red circula un caudal de 0.64 L/s a 0.32 L/s, con una velocidad de flujo que oscila entre 0.41 m/s y 0.2 m/s, velocidades que son inferiores a la norma (INAA, 1999b, pág. 16), por lo que la red estará dotada de válvulas de limpieza para evitar la sedimentación.

Tabla 48 Red de Potrero sector 3 tramo C

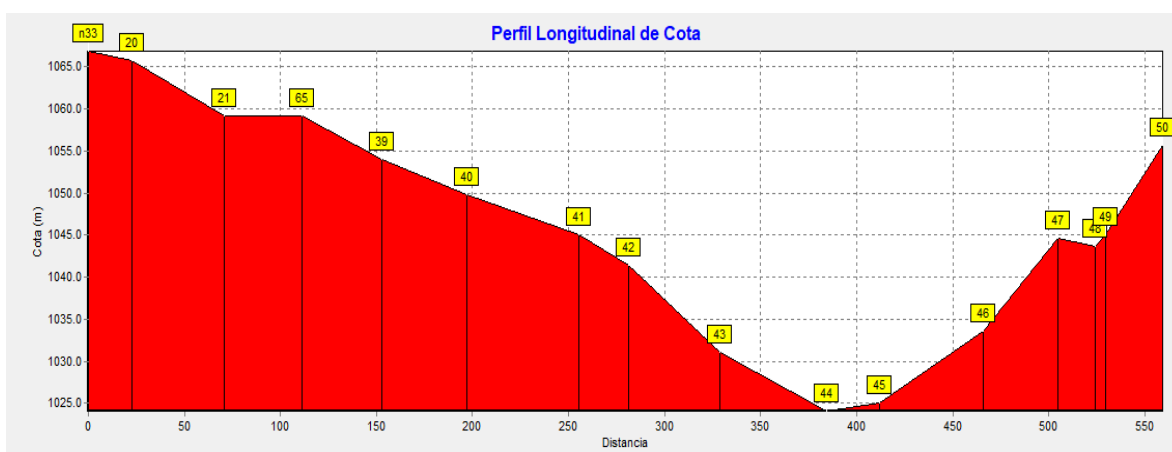
	ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (L/s)	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
Sc 3-C	Tubería 43	22.885	44.6	0.64	0.41	4.59
Sc 3-C	Tubería 44	48.542	44.6	0.64	0.41	4.59
Sc 3-C	Válvula 71	-	44.6	0.64	0.41	21.88
Sc 3-C	Tubería 45	55.777	44.6	0.64	0.41	4.59
Sc 3-C	Tubería 46	44.513	44.6	0.64	0.41	4.59
Sc 3-C	Tubería 47	58.497	44.6	0.64	0.41	4.59
Sc 3-C	Tubería 48	26.176	44.6	0.64	0.41	4.59
Sc 3-C	Tubería 49	49.049	44.6	0.32	0.2	1.27

Sc 3-C	Tubería 50	56.041	44.6	0.32	0.2	1.27
Sc 3-C	Tubería 51	27.451	44.6	0.32	0.2	1.27
Sc 3-C	Tubería 52	54.582	44.6	0.32	0.2	1.27
Sc 3-C	Tubería 53	40.631	44.6	0.32	0.2	1.27
Sc 3-C	Tubería 54	18.962	44.6	0.32	0.2	1.27
Sc 3-C	Tubería 55	5.952	44.6	0.32	0.2	1.28
Sc 3-C	Tubería 56	31.366	44.6	0.32	0.2	1.27
Total		540.424				

Fuente: Elaboración propia

El relieve donde se localiza la red de Potrero sector 3 tramo C es irregular como se muestra en la ilustración 52, con cota mínima de 1024.073 msnm y máxima de 1066.862 msnm. Es perfil muestra en su forma una depresión casi al finalizar el mismo, para volver a una cima al final del perfil.

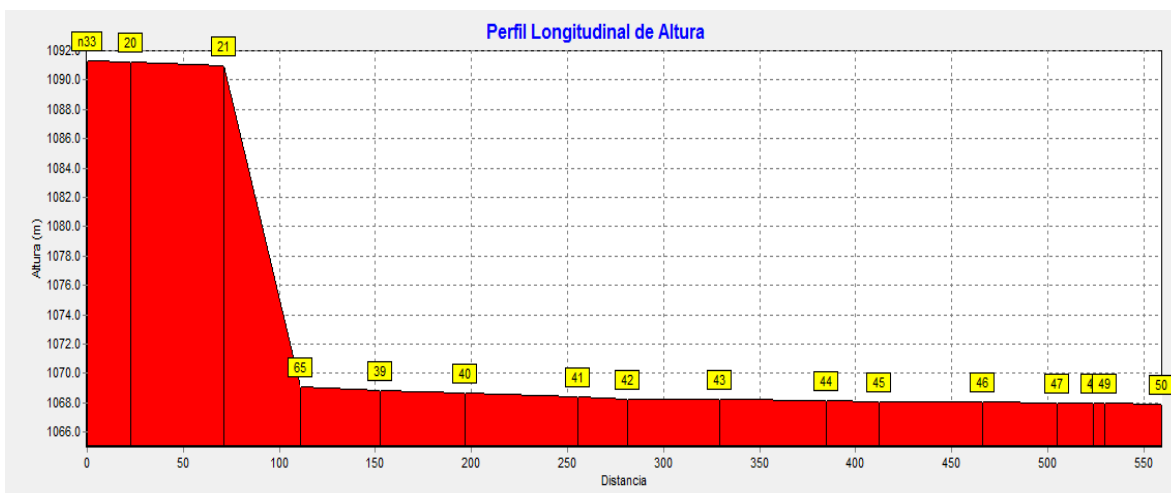
Ilustración 52 Perfil longitudinal de la cota natural del terreno



Fuente: Elaboración propia

La gradiente hidráulica a lo largo de la tubería varió a causa por efecto de la válvula reguladora de presión en el nodo 21 casi al inicio de la red, como se presenta en la ilustración 53.

Ilustración 53 Perfil longitudinal de la altura piezométrica



Fuente: Elaboración propia

Las presiones en la red de distribución de Potrero sector 3 tramo C, posee una variación que va de 10 m en la zona de rotura de carga, por efecto de la válvula reguladora de presión, hasta 44.07 m, dichos resultados se aprecian en la tabla 49.

Tabla 49 Nodos de presiones red de distribución de Potrero sector 3 tramo C

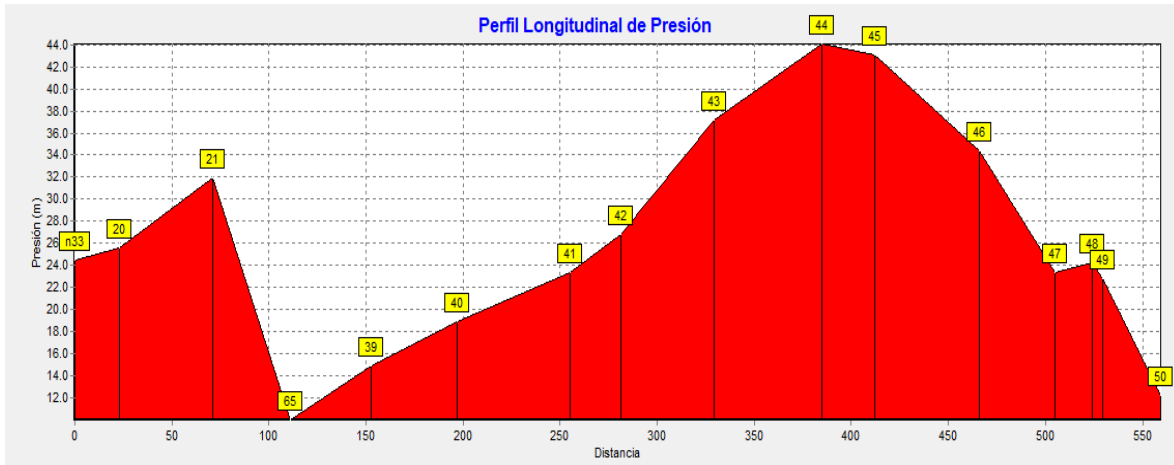
ID Nudo	Cota (m)	Altura (m)	Presión (m)	
Sc 3-C	Conexión n33	1066.862	1091.34	24.48
Sc 3-C	Conexión 20	1065.695	1091.24	25.54
Sc 3-C	Conexión 21	1059.129	1091.01	31.88
Sc 3-C	Conexión 65	1059.129	1069.13	10
Sc 3-C	Conexión 39	1053.997	1068.87	14.88
Sc 3-C	Conexión 40	1049.815	1068.67	18.85
Sc 3-C	Conexión 41	1045.079	1068.4	23.32
Sc 3-C	Conexión 42	1041.443	1068.28	26.84
Sc 3-C	Conexión 43	1031.06	1068.22	37.16
Sc 3-C	Conexión 44	1024.073	1068.15	44.07
Sc 3-C	Conexión 45	1025	1068.11	43.11
Sc 3-C	Conexión 46	1033.622	1068.04	34.42
Sc 3-C	Conexión 47	1044.595	1067.99	23.39
Sc 3-C	Conexión 48	1043.677	1067.97	24.29
Sc 3-C	Conexión 49	1045.108	1067.96	22.85
Sc 3-C	Conexión 50	1055.666	1067.92	12.25

Fuente: Elaboración propia

Los resultados del perfil de presiones se presentan en la ilustración 54, en ella se observa como decae la presión en el nodo 65, por la instalación de la válvula

reguladora de presión y luego la presión vuelve a subir hasta un máximo de 44.07 m en el nodo 44, el punto más bajo de la red.

Ilustración 54 Perfil longitudinal de presión



Fuente: Elaboración propia

8.7.11. Simulación de la red con demanda Cero

A. Red de distribución Las Pencas con demanda Cero

La presión hidrostática mínima encontrada en este sector fue de 2 m y corresponde al tanque de almacenamiento, en la red propiamente dicha las presiones hidrostáticas oscilaron entre 7.93 m y 30.47 m, como se presenta en la tabla 50. Como se observa las máximas presiones hidrostáticas generadas en el sector 1 cumplen con la norma (INAA, 1999b, pág. 35).

Tabla 50 Red de distribución sector 1 Las Pencas con demanda cero

ID Nudo	Cota (m)	Demanda Base (LPS)	Presión (m)
Sc 1 Depósito D2	1172	-	2
Sc 1 Conexión 22	1172	0	2
Sc 2 Conexión 23	1171.913	0	2.09
Sc 3 Conexión 24	1163.698	0	10.3
Sc 1 Conexión n90	1166.002	0	8
Sc 1 Conexión n89	1164	0	10
Sc 1 Conexión n88	1163.593	0	10.41
Sc 1 Conexión n87	1164.33	0	9.67
Sc 1 Conexión n86	1166	0	8
Sc 1 Conexión n85	1165.752	0	8.25

Sc 1	Conexión n84	1166.068	0	7.93
Sc 1	Conexión n83	1166	0	8
Sc 1	Conexión n82	1165.377	0	8.62
Sc 1	Conexión n81	1166	0	8
Sc 1	Conexión n80	1165.872	0	8.13
Sc 1	Conexión n79	1165.678	0	8.32
Sc 1	Conexión n78	1166	0	8
Sc 1	Conexión n77	1162.89	0	11.11
Sc 1	Conexión n76	1161.899	0	12.1
Sc 1	Conexión n75	1157.009	0	16.99
Sc 1	Conexión n74	1153.874	0	20.13
Sc 1	Conexión n73	1151.037	0	22.96
Sc 1	Conexión n72	1149.523	0	24.48
Sc 1	Conexión n71	1149	0	25
Sc 1	Conexión n70	1145.631	0	28.37
Sc 1	Conexión n69	1144.178	0	29.82
Sc 1	Conexión 30	1140.531	0	33.47

Fuente: Elaboración propia

B. Red de distribución sector 2 tramo A Las Mesas demanda cero

En el sector las Mesas se analizaron los dos tramos que componen el sector cuyo resultado se presentan a continuación:

La presión hidrostática mínima encontrada en el tramo A fue de 2 m en el tanque de almacenamiento, en la red como tal la presión hidrostática mínima fue de 10 m y corresponde al nodo 17 de la válvula reguladora de presión, y la máxima presión 49.9 m se dio en el nodo 34, como se presenta en la tabla 51, observándose que las máximas presiones hidrostáticas generadas en el tramo A del sector 2 cumplen con la norma (INAA, 1999b, pág. 35).

Tabla 51 Red de distribución sector 2 tramo A Las Mesas Demanda Cero

	ID Nudo	Cota (m)	Demanda Base (LPS)	Presión (m)	Válvula
Sc 2-A	Depósito D1	1151.897	-	2	
Sc 2-A	Conexión 25	1122	0	31.9	
Sc 2-A	Conexión 26	1113	0	40.9	
Sc 2-A	Conexión 27	1113	0	40.9	
Sc 2-A	Conexión 28	1114	0	39.9	
Sc 2-A	Conexión 33	1113	0	40.9	
Sc 2-A	Conexión 34	1104	0	49.9	

Sc 2-A	Conexión 17	1104	0	10	Reductora de Presión
Sc 2-A	Conexión n61	1103.416	0	10.58	
Sc 2-A	Conexión n60	1100.131	0	13.87	
Sc 2-A	Conexión n59	1096.53	0	17.47	
Sc 2-A	Conexión n58	1094.906	0	19.09	
Sc 2-A	Conexión n57	1093.297	0	20.7	
Sc 2-A	Conexión n56	1090.076	0	23.92	
Sc 2-A	Conexión 29	1082.519	0	31.48	

Fuente: Elaboración propia

C. Red de distribución sector 2 tramo B Las Mesas demanda cero

En el segundo tramo del sector Las Mesas la presión hidrostática mínima fue 10 m y corresponden a los nodos 19 y 34 de las válvulas reguladoras de presión, también se observó una presión máxima de 49.9 m se dio en el nodo 34, como se presenta en la tabla 52, observándose que las máximas presiones hidrostáticas generadas en el tramo B del sector 2 cumplen con la norma (INAA, 1999b, pág. 35).

Tabla 52 Red de distribución sector 2 tramo B Las Mesas Demanda Cero

	ID Nudo	Cota (m)	Demanda Base (LPS)	Presión (m)	Válvula
Sc 2-B	Conexión 34	1104	0	49.9	
Sc 2-B	Conexión n62	1108.769	0	45.13	
Sc 2-B	Conexión n63	1108.525	0	45.37	
Sc 2-B	Conexión n64	1111.142	0	42.75	
Sc 2-B	Conexión n65	1123.664	0	30.23	
Sc 2-B	Conexión n66	1131.02	0	22.88	
Sc 2-B	Conexión n67	1137.474	0	16.42	
Sc 2-B	Conexión n68	1140.531	0	13.37	
Sc 2-B	Conexión n97	1140.662	0	13.23	
Sc 2-B	Conexión n98	1143	0	10.9	
Sc 2-B	Conexión n99	1141	0	12.9	
Sc 2-B	Conexión n100	1140	0	13.9	
Sc 2-B	Conexión n101	1139	0	14.9	
Sc 2-B	Conexión n102	1138	0	15.9	
Sc 2-B	Conexión n103	1136.128	0	17.77	
Sc 2-B	Conexión n104	1135	0	18.9	
Sc 2-B	Conexión n105	1134.578	0	19.32	
Sc 2-B	Conexión n106	1134.936	0	18.96	
Sc 2-B	Conexión n107	1132.197	0	21.7	
Sc 2-B	Conexión n108	1128	0	25.9	

Sc 2-B	Conexión n109	1125.157	0	28.74	
Sc 2-B	Conexión 19	1125.157	0	10	Reductora de Presión
Sc 2-B	Conexión n110	1121.828	0	13.33	
Sc 2-B	Conexión n111	1122.515	0	12.64	
Sc 2-B	Conexión n112	1115.063	0	20.09	
Sc 2-B	Conexión n113	1112.289	0	22.87	
Sc 2-B	Conexión n114	1112	0	23.16	
Sc 2-B	Conexión n115	1111	0	24.16	
Sc 2-B	Conexión n116	1112	0	23.16	
Sc 2-B	Conexión n117	1108.273	0	26.88	
Sc 2-B	Conexión n118	1105.118	0	30.04	
Sc 2-B	Conexión 64	1105.118	0	10	Reductora de Presión
Sc 2-B	Conexión n119	1103.588	0	11.53	
Sc 2-B	Conexión n120	1099.673	0	15.45	
Sc 2-B	Conexión n121	1095.892	0	19.23	
Sc 2-B	Conexión n122	1092.558	0	22.56	
Sc 2-B	Conexión n123	1092	0	23.12	
Sc 2-B	Conexión n124	1090.171	0	24.95	

Fuente: Elaboración propia

D. Red de distribución sector 3 tramo A Potrero de Oyanca demanda cero

En el sector 3 de Potrero de Oyanca se analizaron los tres tramos que componen el sector cuyo resultado se presentan a continuación:

La presión hidrostática mínima encontrada en el tramo A fue de 10 m y corresponde al nodo 2 de la válvula reguladora de presión, la presión hidrostática máxima fue de 78.21 m (zona despoblada sin servicio) y se dio en el nodo 4 siendo este el punto más bajo de la red con relación al tanque de almacenamiento, los resultados se muestran en la tabla 53, observándose que las máximas presiones hidrostáticas generadas en el tramo A del sector 3 cumplen con la norma (INAA, 1999b, pág. 35).

Tabla 53 Red de distribución tramo A Potrero con demanda cero

	ID Nudo	Cota (m)	Demanda Base (LPS)	Presión (m)	Válvula
Sc 3-A	Conexión 4 Empalme sin vivienda	1022.982	0	78.21	
Sc 3-A	Conexión 2	1022.982	0	10	Reductora de Presión
Sc 3-A	Conexión 5	1011.962	0	21.02	

Sc 3-A	Conexión 6	1007.622	0	25.36	
Sc 3-A	Conexión 51	1005.245	0	27.74	
Sc 3-A	Conexión n14	1003.487	0	29.5	
Sc 3-A	Conexión 52	1004.22	0	28.76	
Sc 3-A	Conexión 53	1004.966	0	28.02	
Sc 3-A	Conexión 54	998.358	0	34.62	
Sc 3-A	Conexión 55	994.199	0	38.78	
Sc 3-A	Conexión 56	991.979	0	41	

Fuente: Elaboración propia

E. Red de distribución sector 3 tramo B Potrero de Oyanca con demanda cero

En este tramo no fue necesario instalar válvulas reguladoras de presión, siendo la mínima de 18.67 m situada en el nodo n55 y la máxima de 78.21 m se dio en el nodo 4 donde no hay conexiones domiciliarias, siendo este el punto más bajo de la red con relación al tanque de almacenamiento, en esta zona de la red no hay consumo, solamente es una conducción hasta la zona de consumo donde las presiones oscilaron de 18.67 m y 66.36 m, los resultados se muestran en la tabla 54, observándose que las máximas presiones hidrostáticas generadas en el tramo B del sector 3 cumplen con la norma (INAA, 1999b, pág. 35).

Tabla 54 Red de distribución sector 3 tramo B Potrero Demanda Cero

	ID Nudo	Cota (m)	Demanda Base (LPS)	Presión (m)
Sc 3-B	Conexión 4	1022.982	0	78.21
Sc 3-B	Conexión n15	1025.712	0	75.48
Sc 3-B	Conexión n16	1029.18	0	72.01
Sc 3-B	Conexión n17	1034.83	0	66.36
Sc 3-B	Conexión n18	1034.615	0	66.57
Sc 3-B	Conexión n19	1037.994	0	63.19
Sc 3-B	Conexión n20	1046.98	0	54.21
Sc 3-B	Conexión n21	1048.135	0	53.05
Sc 3-B	Conexión n22	1052.429	0	48.76
Sc 3-B	Conexión n23	1055.273	0	45.92
Sc 3-B	Conexión n24	1059.878	0	41.31
Sc 3-B	Conexión n25	1064.345	0	36.84
Sc 3-B	Conexión n26	1065.606	0	35.58
Sc 3-B	Conexión n27	1071.726	0	29.46
Sc 3-B	Conexión n28	1075.243	0	25.95
Sc 3-B	Conexión n29	1075.595	0	25.59
Sc 3-B	Conexión n30	1073.456	0	27.73

Sc 3-B	Conexión n31	1070.523	0	30.67
Sc 3-B	Conexión n32	1067.026	0	34.16
Sc 3-B	Conexión n33	1066.862	0	34.33
Sc 3-B	Conexión n34	1066.964	0	34.22
Sc 3-B	Conexión n35	1060.185	0	41
Sc 3-B	Conexión n36	1061.473	0	39.72
Sc 3-B	Conexión n37	1065.237	0	35.95
Sc 3-B	Conexión n38	1062.689	0	38.5
Sc 3-B	Conexión n39	1061.858	0	39.33
Sc 3-B	Conexión n40	1071.537	0	29.65
Sc 3-B	Conexión n41	1071.409	0	29.78
Sc 3-B	Conexión n42	1065.68	0	35.51
Sc 3-B	Conexión n43	1068.342	0	32.85
Sc 3-B	Conexión n44	1068.39	0	32.8
Sc 3-B	Conexión n45	1070.178	0	31.01
Sc 3-B	Conexión n46	1073.657	0	27.53
Sc 3-B	Conexión n47	1075.266	0	25.92
Sc 3-B	Conexión n48	1079.658	0	21.53
Sc 3-B	Conexión n49	1081.707	0	19.48
Sc 3-B	Conexión n50	1076.106	0	25.08
Sc 3-B	Conexión n51	1074.215	0	26.97
Sc 3-B	Conexión n52	1073.658	0	27.53
Sc 3-B	Conexión n53	1074.06	0	27.13
Sc 3-B	Conexión n54	1076.31	0	24.88
Sc 3-B	Conexión n55	1082.519	0	18.67

Fuente: Elaboración propia

F. Red de distribución sector 3 tramo C Potrero de Oyanca con demanda cero

La presión hidrostática mínima encontrada en el tramo C fue de 10 m y corresponde al nodo 65 de la válvula reguladora de presión, la presión hidrostática máxima fue de 45.06 m y se dio en el nodo 44, los resultados se muestran en la tabla 55, observándose que las máximas presiones hidrostáticas generadas en el tramo C del sector 3 cumplen con la norma (INAA, 1999b, pág. 35).

Tabla 55 Red de distribución sector 3 tramo C Potrero con demanda cero

	ID Nudo	Cota (m)	Demanda Base (LPS)	Presión (m)	
Sc 3-B	Conexión n33	1066.862	0	34.33	
Sc 3-C	Conexión 20	1065.695	0	35.49	
Sc 3-C	Conexión 21	1059.129	0	42.06	

Sc 3-C	Conexión 65	1059.129	0	10	Reductora de Presión
Sc 3-C	Conexión 39	1053.997	0	15.13	
Sc 3-C	Conexión 40	1049.815	0	19.31	
Sc 3-C	Conexión 41	1045.079	0	24.05	
Sc 3-C	Conexión 42	1041.443	0	27.69	
Sc 3-C	Conexión 43	1031.06	0	38.07	
Sc 3-C	Conexión 44	1024.073	0	45.06	
Sc 3-C	Conexión 45	1025	0	44.13	
Sc 3-C	Conexión 46	1033.622	0	35.51	
Sc 3-C	Conexión 47	1044.595	0	24.53	
Sc 3-C	Conexión 48	1043.677	0	25.45	
Sc 3-C	Conexión 49	1045.108	0	24.02	
Sc 3-C	Conexión 50	1055.666	0	13.46	

Fuente: Elaboración propia

8.8. Simulación de dosificación del cloro en la red de distribución

Se aplicó en los tres tanques: Las Pencas, Las mesas y Potrero de Oyanca una dosificación de cloro inicial de 2.1 mg/l como se muestra en la tabla 56. El programa realizó los cálculos pertinentes en cada nodo. Se evaluó la concentración de distribución de cloro en rango de 1 hora, 5 horas y 16 horas como se muestra en las ilustraciones 55, 56 y 57. Dando un resultado de concentración mínima de cloro de 0.29 mg/l a las 16 horas cuyo valor está por encima de lo que establece la norma que el mínimo es de 0.2 mg/l.

Los resultados de la concentración del cloro residual en todos los nodos de la red de distribución se presentan en el anexo 13.

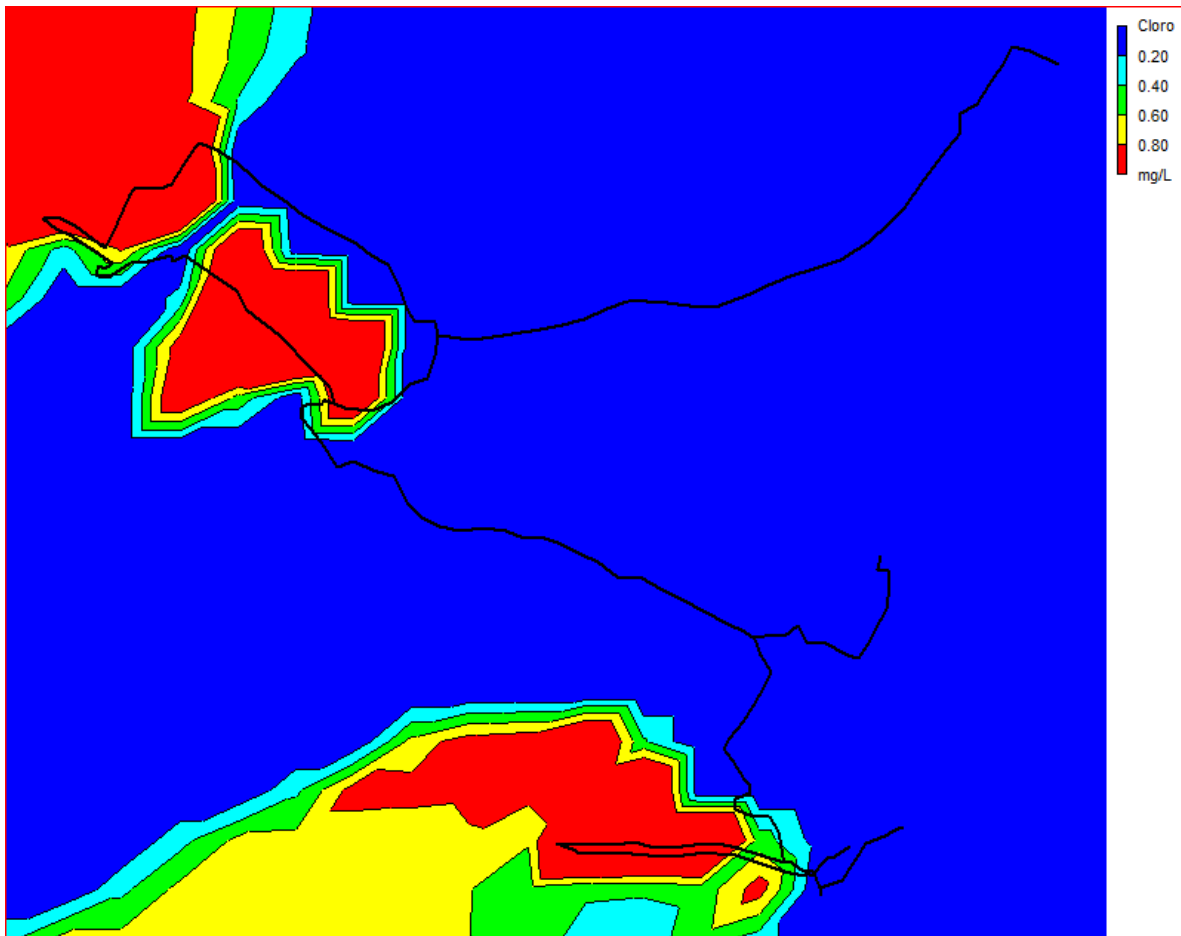
Tabla 56 Red - Nudos en 16 Hrs

Nodos	Demanda Base LPS	Calidad Inicial mg/L	Cloro mg/L
n14	0.32	0	0.63
n33	0.31	0	0.71
n55	0.1	0	1.36
n108	0.063	0	0.63

n124	0.241	0	0.81
28	0.063	0	0.41
29	0.063	0	0.66
30	0.83	0	0.43
42	0.32	0	0.76
50	0.32	0	0.81
56	0.33	0	0.66
D3	TANQUE D3	2.1	0.55
D1	TANQUE D1	2.1	0.36
D2	TANQUE D2	2.1	0.29

Fuente: Elaboración propia

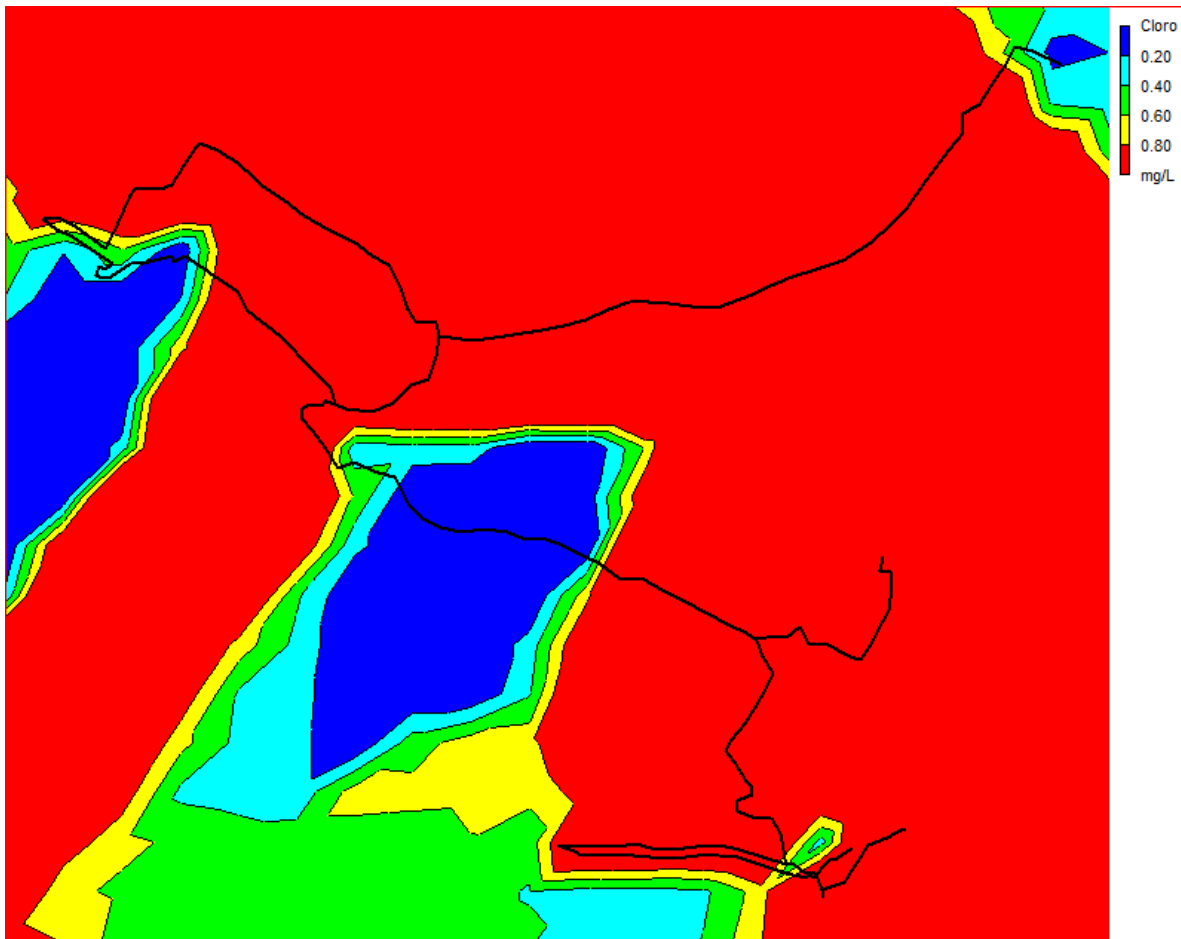
Ilustración 55 Distribución de cloro residual en 1 horas.



Fuente: Elaboración propia

Se observa que después de una hora de haberse aplicado el cloro aún no ha llegado su distribución de nivel de cloro en las partes más baja de la red ya que la mayor parte se encuentra en azul que representa el nivel más bajo de la concentración de cloro que equivale a 0.2mg/l.

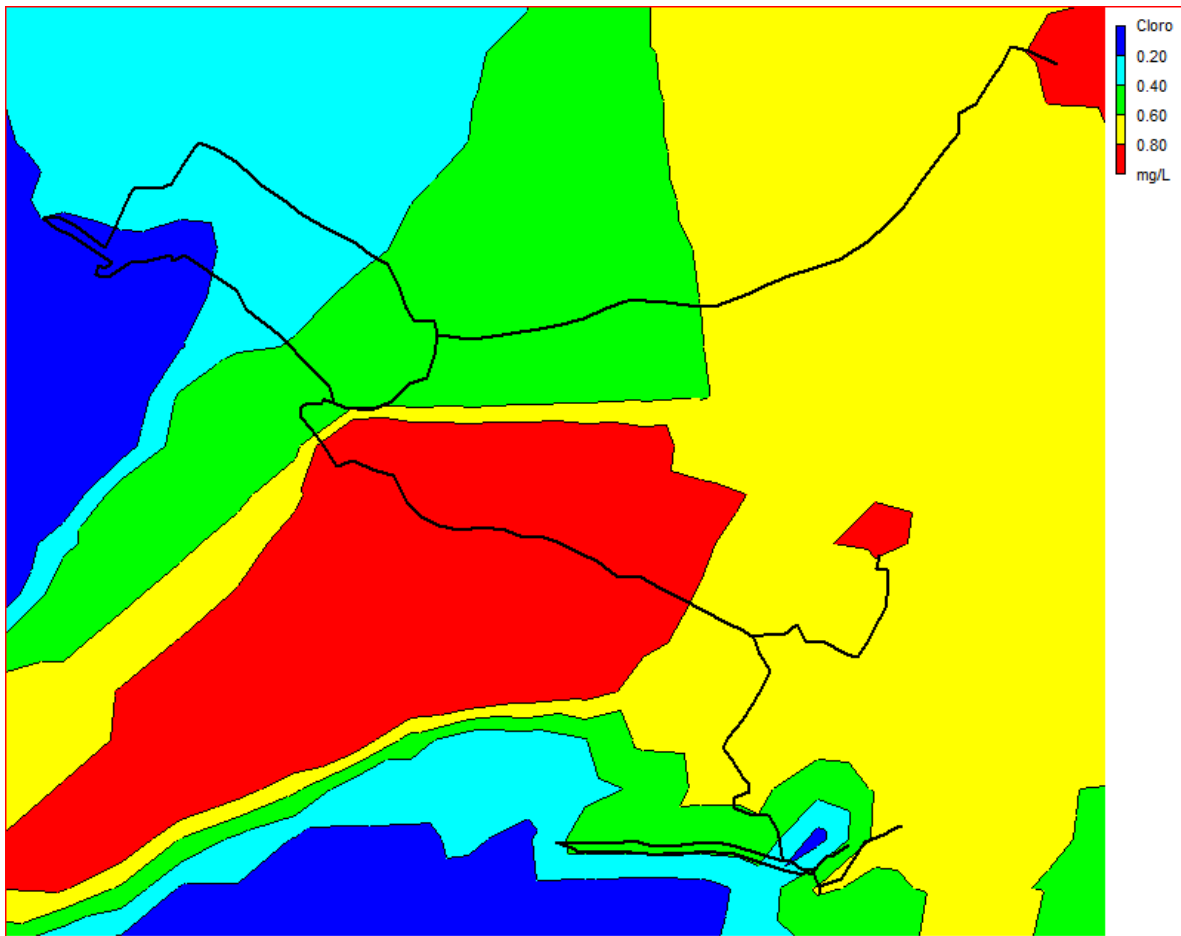
Ilustración 56 Distribución de cloro residual a las 5 horas.



Fuente: Elaboración propia

En esta ilustración se muestra que después de 5 horas la concentración del nivel del cloro ha llegado en la parte más baja de la red.

Ilustración 57 Distribución de cloro residual a las 16 horas.



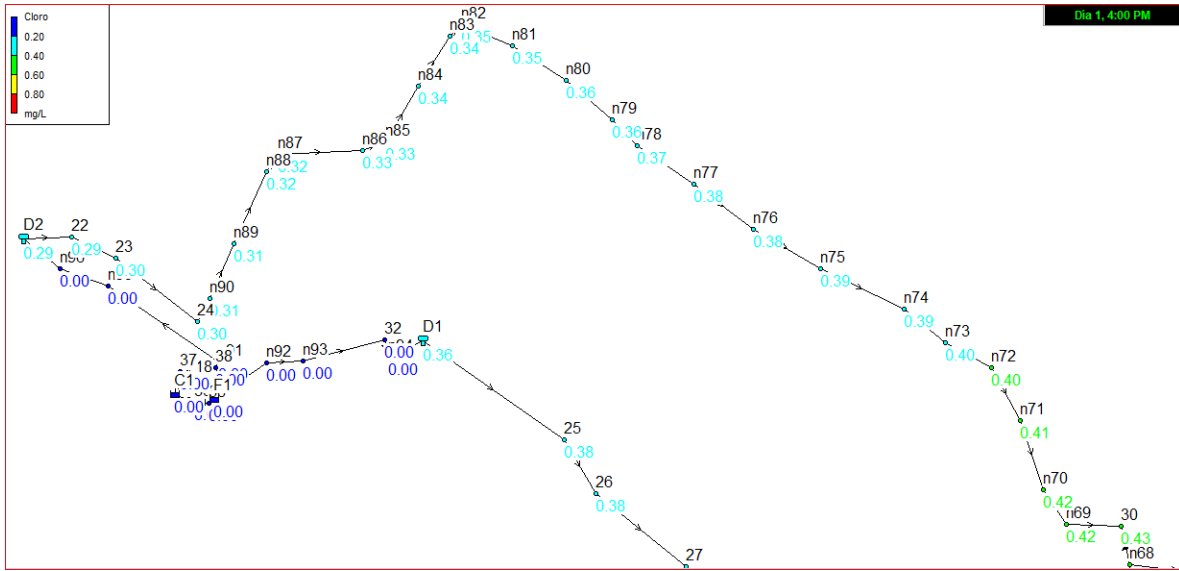
Fuente: Elaboración propia

En esta ilustración se muestra que después de 16 horas el cloro está distribuido en toda la red a la dosis que recomienda la norma que no debe ser menor a 0.2mg/l.

A. Red de distribución Las Pencas dosificación de cloro.

En la red de distribución de Las pencas la concentración de cloro residual a las 16 horas alcanzo una dosificación mínima de 0.29 mg/l y una máxima de 0.43 mg/l de cloro residual como se muestra en la ilustración 58, las cuales son superiores a las dosificaciones que recomienda la norma cuya dosificación mínima es de 0.2 mg/l.

Ilustración 58 Concentración de cloro en el sector 1 Las Pencas



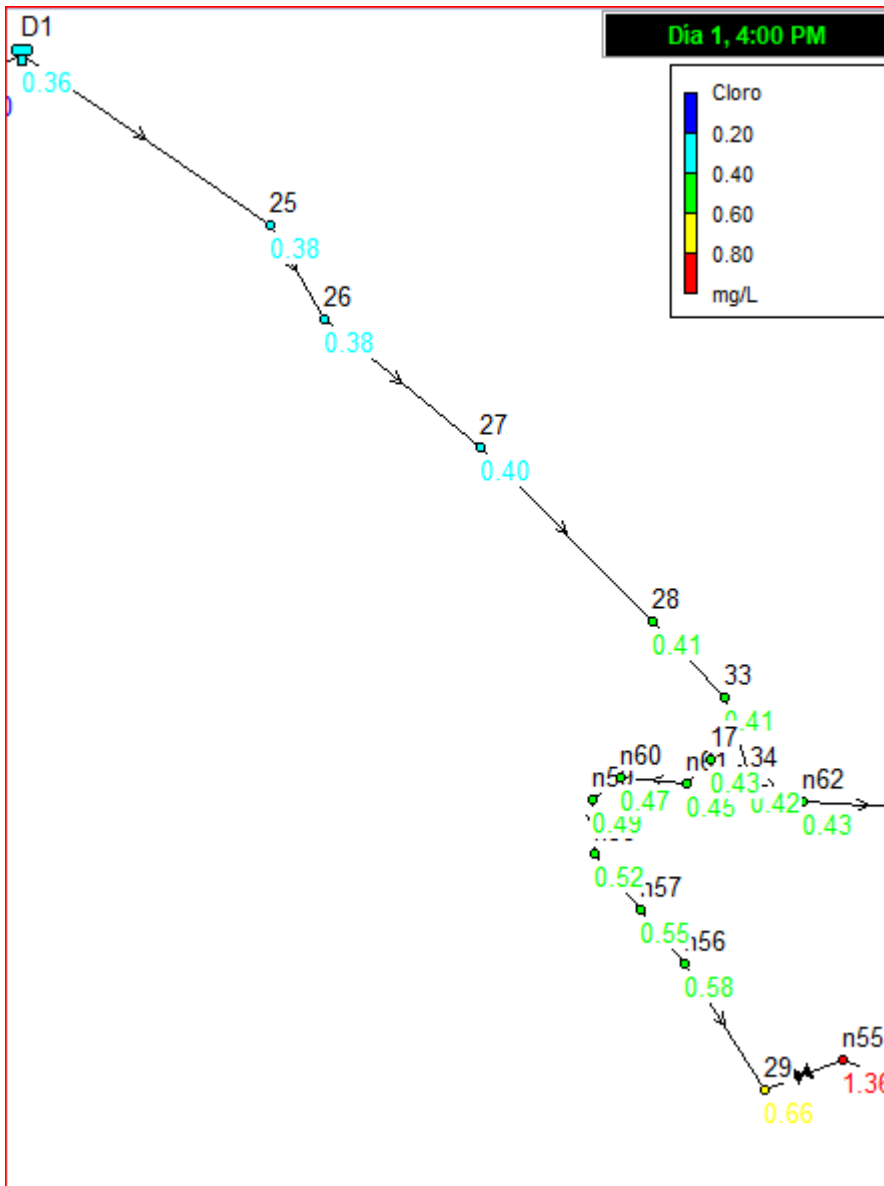
Fuente: Elaboración propia

B. Red de distribución sector 2 tramo A Las Mesas dosificación de cloro.

En el sector las Mesas se analizaron los dos tramos que componen el sector cuyo resultado se presentan a continuación:

La concentración de cloro residual mínima encontrada en el tramo A fue de 0.38mg/l que corresponde al nodo 25 y la máxima concentración 0.66mg/l, se dio en el nodo 29 como se muestra en la ilustración 59, ambas concentraciones de cloro fueron generadas a las 16 horas, el tramo A del sector 2 cumplen con la norma.

Ilustración 59 Concentración de cloro en el sector 2 Tramo A, Las Mesas.

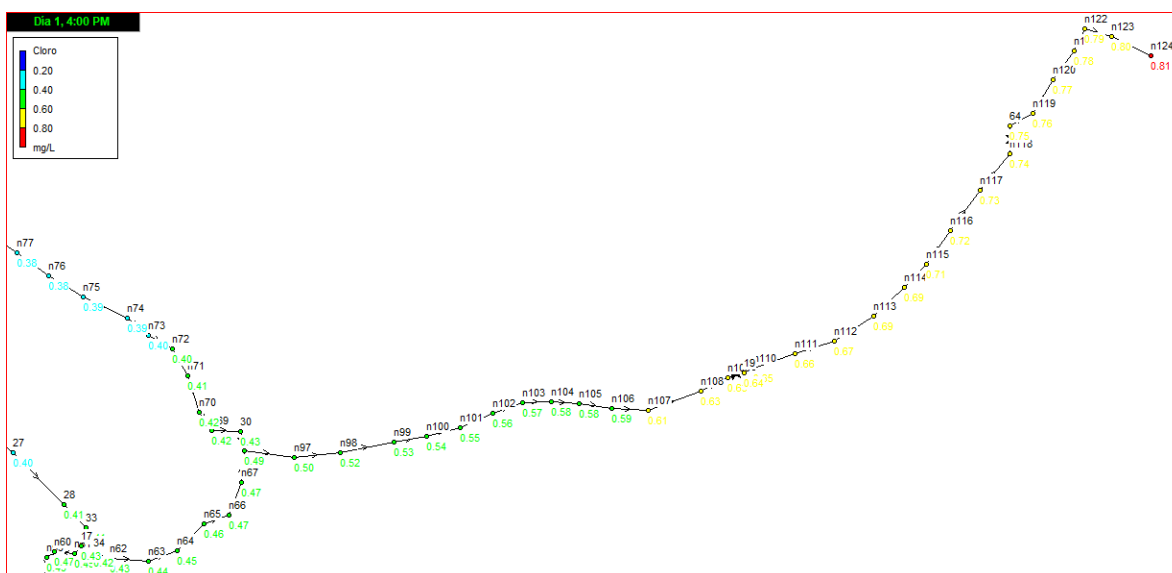


Fuente: Elaboración propia

C. Red de distribución sector 2 tramo B Las Mesas dosificación de cloro.

En el segundo tramo del sector Las Mesas la concentración mínima fue de 0.42 mg/l que corresponde al nodo 34 también se observó una concentración máxima de 0.81 mg/l se dio en el nodo n124 como se muestra en la ilustración 60. Las concentraciones de cloro residual generadas en el tramo B del sector 2 cumplen con la norma y fueron generadas a las 16 horas.

Ilustración 60 Concentración de cloro en el sector 2 tramo B Las Mesas.



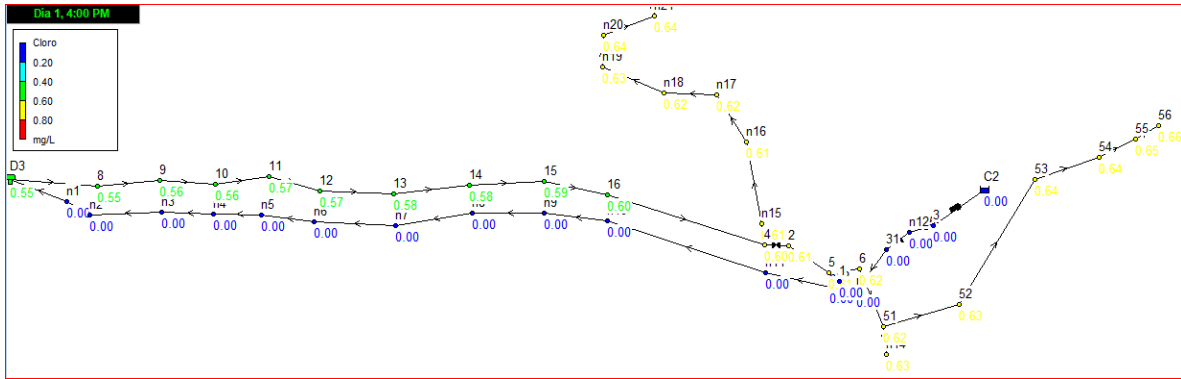
Fuente: Elaboración propia

D. Red de distribución sector 3 tramo A Potrero de Oyanca dosificación de cloro.

En el sector 3 de Potrero de Oyanca se analizaron los tres tramos que componen el sector cuyo resultado se presentan a continuación:

La concentración de cloro residual mínima encontrada en el tramo A fue de 0.55 mg/l corresponde al nodo 8 y la concentración máxima fue de 0.66 mg/l y se dio en el nodo 56 como se muestra en la ilustración 61, observándose que las concentraciones de cloro generadas en el tramo A del sector 3 cumplen con la norma y generadas a las 16 horas.

Ilustración 61 Concentración de cloro en el sector 3 tramo A, Potrero Oyanca.

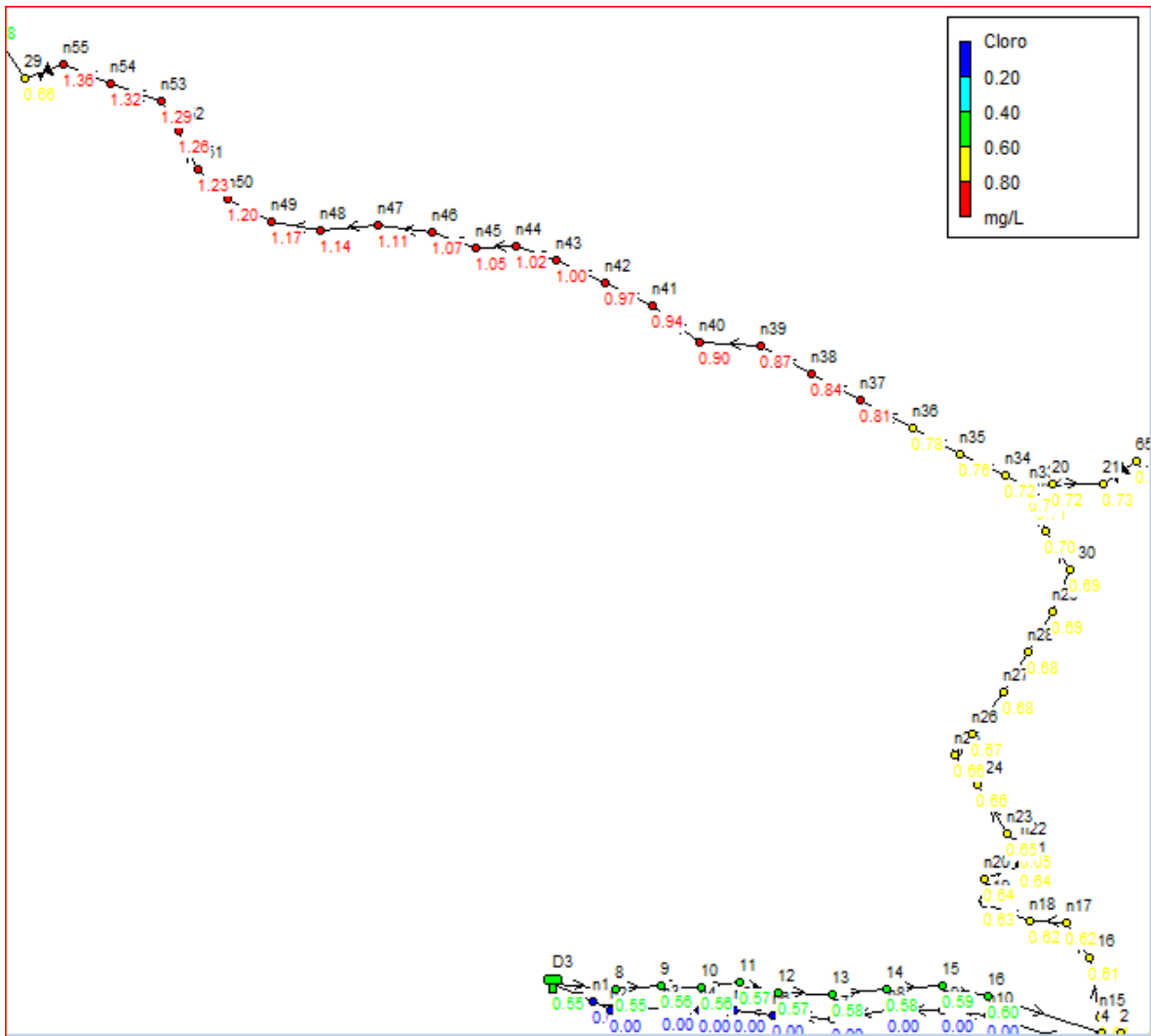


Fuente: Elaboración propia

E. Red de distribución sector 3 tramo B Potrero de Oyanca dosificación de cloro.

En este tramo la concentración de cloro residual a las 16 hora alcanzo una dosificación mínima de 0.6 mg/l que corresponde al nodo 4 y la concentración máxima 1.36 mg/l se dio en el nodo n55 como se muestra en la ilustración 62, observándose que las dosificaciones de cloro generadas en el tramo B del sector 3 cumplen con la norma.

Ilustración 62 Concentración de cloro en el sector 3 tramo B, Potrero Oyanka

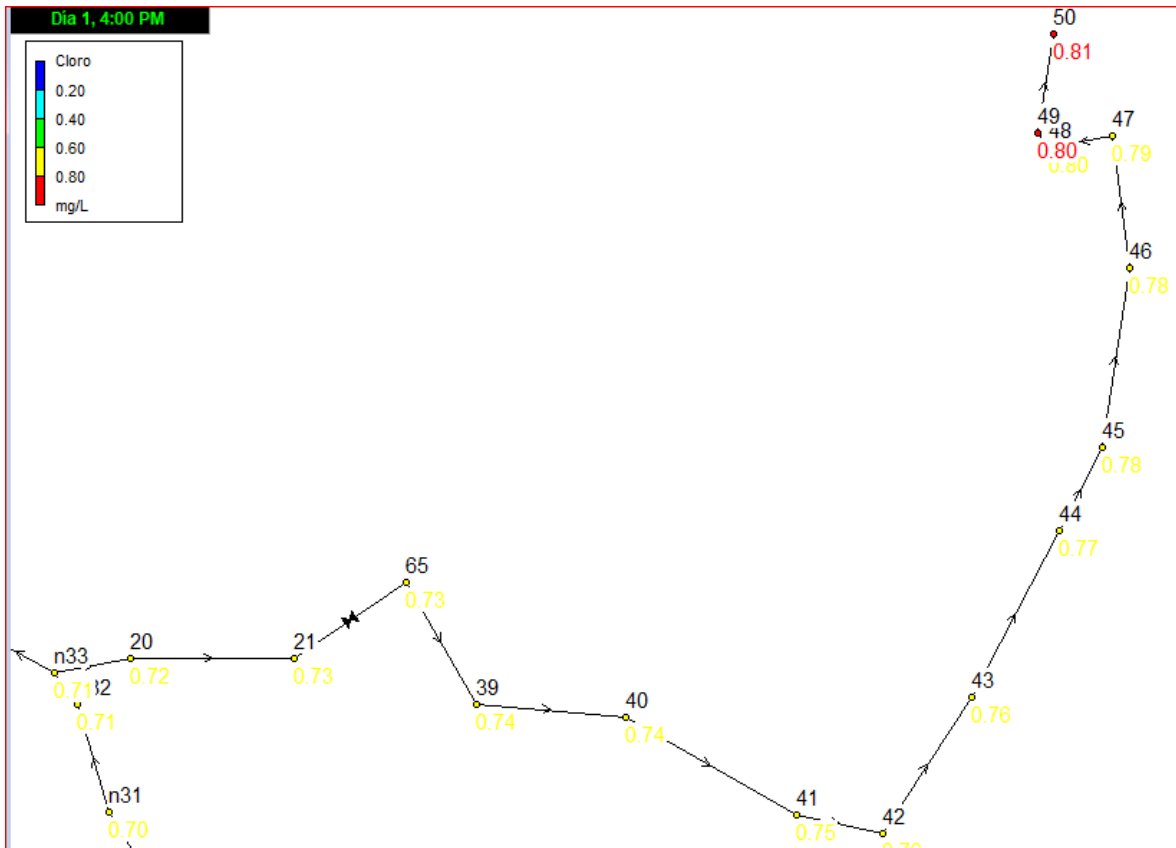


Fuente: Elaboración propia

F. Red de distribución sector 3 tramo C Potrero de Oyanka dosificación de cloro.

La concentración mínima encontrada en el tramo C a las 16 horas fue de 0.71 mg/l y corresponden al nodo n33, la concentración máxima fue de 0.81 mg/l que se dio en el nodo 50 como se muestra en la ilustración 63, observándose que las concentraciones de cloro residual cumplen con la norma.

Ilustración 63 Concentración de cloro en el sector 3 tramo C, Potrero Oyanca



Fuente: Elaboración propia

8.9. Conexión domiciliare

El diámetro mínimo de cada conexión será de 1/2 "(12 mm) en el anexo 12, plano 42 se presentan los detalles para la instalación de una conexión domiciliar. Toda conexión domiciliar deberá estar siempre controlada por su medidor correspondiente o por un regulador de flujos (INAA, 1999b, pág. 44).

El caudal del servicio tendrá un mínimo de 0.10 L/s y un máximo de 0.30 L/s y será controlado por una válvula de globo de media pulgada. Al instalar la válvula deje ajustarse para obtener el flujo deseado (INAA, 1999a, pág. 13)

8.10. Presupuesto

El costo para la ejecución del proyecto de agua potable en las comunidades de Las Pencas, Las Mesas y Potrero de Oyanca, ascienden a C\$4,605,491,72 de córdobas. En la tabla 55 se presentan los costos por etapas de igual manera en el anexo 13

se presenta el detalle de los costos por actividades y corresponde al alcance total del proyecto.

Tabla 57 Costo por etapas

Descripción	U/M	Cantidad	P/Unit	Coste total C\$
Preliminares	m ²	8,527.68	16	34,110.72
Trazo y nivelación	m	8,294.9	15	116,128.6
Rótulos	c/u	3	8,725.41	26,176.23
Línea de conducción	m ³	3,038.77	666.82	191,012.86
Obras varias	c/u	55.5	25,113.56	140,110.01
Red de distribución	m ³	1,5535.8	2,138.33	1,529,571.5
Válvulas y accesorios	c/u	42	11,799.7	347,719.64
Tanque de almacenamiento	GBL	3	99,822.8	431,006.80
Cercas perimetrales	c/u	73	4,950	19,679.1
Obras de toma	c/u	26	104,051	185,690.45
Caseta de control	m ²	3	158887.56	476,662.67
Cercas perimetrales y portones	c/u	2	11,523.2	83,989.05
Limpieza final	m ²	27	15	405
Total				3,684,393.37

Fuente: Elaboración propia

También se presentan los costos por tipo de gastos los que se describen en la tabla 56, siendo que el costo directo sea de C\$3,684,393.37 de córdobas, abarcando este el transporte, material y mano de obra, se consideró un monto por administración C\$ 368,439.34 de córdobas y otro monto por las utilidades de C\$ 552,659.01 de córdobas, presentando un total de importes por costo indirecto de C\$ 921,098.35 córdobas.

Tabla 58 Costos por tipo de obra

Tipo de gasto		
Costos directos	Costo de obra (Materiales, Mano de obra y transporte)	C\$ 3,684,393.37
Total costos directos		C\$ 3,684,393.37
Costo indirectos	Administración 10%	C\$ 368,439.34
	Utilidades 15%	C\$ 552,659.01
Total costos indirectos		C\$ 921,098.35
Costo total del proyecto en córdobas		C\$ 4,605,491.72
Costo total del proyecto en dólares		\$ 131,585.48

Fuente: Elaboración propia

IX Conclusiones y recomendaciones

9.1. Conclusiones

1. Según el estudio socioeconómico y de acuerdo con el censo realizado la población actual es de 900 habitantes, de ellos 52.78 % carecen del servicio de agua potable, el tipo de trabajo más frecuente es la agricultura con el 42.78 % de la población y le sigue amas de casa con el 30.56% de la población. También en el 43.02 % de los hogares trabaja a lo más una persona. Por lo anterior se concluye que la población tiene pocos ingresos en cada hogar.
2. De acuerdo con el estudio hidrológico la microcuenca de Potrero de Hoyanca se considera pequeña con una extensión de 115.2 hectáreas, tiene una forma oblongada, debido a que su coeficiente de compacidad es mayor que 2, lo que facilita el drenaje, así mismo con una pendiente del cauce principal de 13.44%, por lo que existe suficiente energía que favorece la escorrentía siendo esta de 21.13 m³/s con retorno de 15 años, la una red de drenaje muy ramificada. Estas características favorecen la erosión y reduce la infiltración. Así mismo la microcuenca de Las Pencas con una extensión de 333.3 hectáreas se considera pequeña, tiene una forma oblongada debido a que su coeficiente de compacidad es mayor que 2, su relieve es montañoso con una pendiente del cauce principal 19.2%, lo que favorece la escorrentía la cual es de 41.56 m³/s con retorno de 15 años. La red de drenaje se considerada de moderada densidad, lo que facilita la erosión y reduce la infiltración.
3. El relieve de las zonas de Las Pencas, Las Mesas y Potrero de Oyanca es irregular presentando unas diferencias de alturas muy notorias en ciertos puntos, que deberá tomarse en cuenta en la elaboración de la línea de conducción y red es de distribución, pudiendo producir sobrepresiones.
4. El aforo de la fuente de Las Pencas es de 1.26 L/s y el de Potrero de Oyanca es de 2.28 L/s las cuales son suficientes para la demanda del consumo máximo diario cuyo valor es de 1.86 L/s el cual pertenece a las tres

comunidades. El caudal de la fuente de potrero de Oyanca se está aprovechando en un 46.93% debido que el 53.07% de la misma se deja como caudal ecológico. Así mismo también se aprovecha la fuente de Las Pencas a la cual se le aprovecha 62.69% dejando un 37.31% como caudal ecológico. El aprovechamiento de ambas fuentes proporciona la demanda, consumos máximos diario de las tres comunidades.

5. Debido a las características del relieve se presentaron presiones altas por lo que fue necesario utilizar válvulas reductoras de presión, también se presentaron velocidades bajas en los tramos con poca demanda. Para satisfacer la demanda fue necesario integrar dos fuentes, una línea de conducción por gravedad y dos líneas por bombeo, además se incluyeron 3 tanques de abastecimiento.
6. Se encontró que el costo total del miniacueducto de Las Pencas-Potreros de Oyanca asciende a C\$4,605,491,72 de córdobas, lo que equivale a una inversión de C\$5,117.21 de córdobas por habitante, siendo este un valor relativamente bajo con relación los ingresos promedio de la población.

9.2. Recomendaciones

1. Para sostenibilidad económica se recomienda que el CAPS además de realizar los cobros por servicio gestione fondos en otras instituciones privadas o públicas, debido al bajo ingreso de los pobladores.
2. Se recomienda que en las microcuencas se realicen acciones para la transformación del uso del suelo, convirtiendo de áreas de pasto 294.96 m² en áreas de bosque para alcanzar 351.35 m² de bosque, con el apoyo de la alcaldía y MARENA con el fin de mitigar las altas escorrentías y favorecer la infiltración, como una manera de adaptarse al cambio climático.
3. Debido al relieve escarpado por donde se realizó el trazado de las tuberías realizar mantenimiento frecuente especialmente en las épocas de lluvias, cuando se producen fuertes escorrentías.
4. Promover acciones en la parte alta de las microcuencas para mantener y aumentar a mediano plazo el caudal de las dos fuentes de abastecimiento.
5. Debido a las bajas velocidades en algunos tramos de la red y a la presencia de válvulas reguladoras de presión realizar mantenimientos preventivos frecuentes para evitar la sedimentación de las redes y obstrucción de las válvulas.
6. Se insta a la alcaldía municipal y a los líderes de la comunidad que inicie la gestión financiera con las instituciones pertinentes para iniciar lo antes posible la ejecución del miniacueducto Las Pencas-Potrero de Oyanca donde el 52% de los habitantes carece de agua potable.

X. Bibliografía

- AMANCO. (2006). *Manual Técnico Tubo Sistema*. Guatemala: AMANCO.
- Aparicio Mijares, F. J. (1992). *Fundamentos de hidrología de superficie*. Mexico D.F: Grupo Noriega Editores .
- Campos Cedeños, A., Sinichenko, E. K., & Igorevich Gritsuk, I. (2016). *Hidráulica e Hidrología para ingeniería*. Moscú: Universidad de la amistad de los pueblos de Rusia.
- CENEPRED. (2016). *GUÍA PARA ELABORAR EL ESTUDIO SOCIOECONÓMICO, CULTURAL Y AMBIENTAL PARA EL REASENTAMIENTO POBLACIONAL EN ZONAS DE MUY ALTO RIESGO NO MITIGABLE*. Lima.
- Chereque Moran, W. (1980). *Hidrología para estudiantes de ingeniería*. Lima: Universidad Pontificia Católica de Perú.
- CIVICUS. (2010). *Elaboración de un presupuesto*. Colorado,EEUU.
- CONAGUA. (2015). *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento*. MEXICO: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. Obtenido de www.conagua.gob.mx
- EcuRed. (2000). *La Trinidad Nicaragua*. Obtenido de EcuRed.cu: [https://www.ecured.cu/La_Trinidad_\(Nicaragua\)#Caracter.C3.ADsticas](https://www.ecured.cu/La_Trinidad_(Nicaragua)#Caracter.C3.ADsticas)
- ENACAL. (05 de 12 de 2019). *Caracterizaciones Municipales del Departamento de Estelí*. Obtenido de Biblioteca Virtual ENACAL: <http://biblioteca.enacal.com.ni/bibliotec/Libros/enacal/Caracterizaciones/Esteli/inicio.html>
- INAA. (1999a). *Diseño de abastecimiento de agua en el medio rural*. Managua: INAA.
- INAA. (1999b). *Abastecimiento de agua potable*. Managua: INAA .
- INAA. (2005). *Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistema de tratamiento de agua residuales*. Managua: INAA. Obtenido de

<http://www.inaa.gob.ni/documentos/Normativas/guias-tecnicas/Alcantarillado%20Sanitario%20completa.pdf/view>

INIDE. (2008). *La Trinidad en cifras*. Managua: Instituto Nacional de Información de Desarrollo, INIDE.

INSTITUTO NICARAGÜENSE DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS ENTE REGULADOR. (2019). NTON 09 003-99. En *Normas Tecnicas para el Diseño de Abastecimiento y Potabilizacion del agua* (pág. 103). Managua.

Kenneth Chavez. (2018). Enacal fortalecerá Programa Integral de Agua Potable y Saneamiento en 2018. *19 Digital*. Obtenido de <https://www.el19digital.com/articulos/ver/titulo:65305-enacal-fortalecera-programa-integral-de-agua-potable-y-saneamiento-en-2018>

Marquinez, J., Menendes, R., & Ferrer, M. (2020). *PELIGROSIDAD POR MOVIMIENTOS DE LADERA EN NICARAGUA. CARTOGRAFÍA PILOTO DE LA ZONA DE LA TRINIDAD*. Managua: INITER.

OMS. (2009). *Guia de orientacion en saniamiento basico para alcaldias de municipio rurales y pequeñas comunidades*. Washington: ASER.

OMS. (2015). *Boletin informativo el agua*. Managua: OPS. Obtenido de https://www.paho.org/nic/index.php?option=com_docman&view=download&category_slug=datos-y-estadisticas&alias=716-boletin-informativo-el-agua&Itemid=235

OPS-ENACAL-INAA. (2004). *Análisis sectorial de agua potables y saneameinto de Nicaragua*. MANAGUA: <https://www.paho.org/nic>.

Past-Dania. (2004). *Guia Hidraulica para diseños de obras de drenaje en caminos Rurales*. Managua: MTI.

UNATSABAR. (2005). *Guia para el diseño de estaciones de bombeo de agua de potable*. Lima: Organizacion Panamerica de la salud.

UNICEF. (2017). *Progresos en materia de agua potable, saniamiento e higiene*. Nueva York: OMS.

XI. Anexos

Anexo 1 Formato de encuesta para el Censo

FORMATO DE ENCUESTA REALIZADA EN LAS COMUNIDAD MESAS, LAS
PENCAS Y POTRERO DE HOYANCA EN EL MUNICIPIO DE LA TRINIDAD -
ESTELI.

Comunidad: _____

Fecha: ____/____/____ N° Encuesta: _____

Hora: _____

Datos generales

Sexo____ Masculino__ Femenino

Nombre del jefe/a de hogar: _____

¿En qué trabaja actualmente?

¿Cuántos trabajan en casa?

¿Cantidad de personas en el hogar? _____ (numero)

Niños__ Niñas__ Hombres__ Mujeres__

¿Goza usted del servicio de agua potable? Si____ NO____.

¿Cuántos m o km camina para traer agua al puesto público?

100m__ 300m__ 500m__ 800m__ 1km__ 2km__ o más de 2km__

¿en que estado tiene su letrina?

Muy mala____ mala____ regular__ Buena____

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 2 Meta Datos del modelo de elevación digital Alos Palsar

FILENAME=D:\PC\Downloads\AP_27571_PLR_F0250_RT1\AP_27571_PLR_F0250_RT1\AP_27571_PLR_F0250_RT1.dem.tif

DESCRIPTION=AP_27571_PLR_F0250_RT1.dem.tif

UPPER LEFT X=556189.875

UPPER LEFT Y=1468869.000

LOWER RIGHT X=597252.375

LOWER RIGHT Y=1398469.000

WEST LONGITUDE=86° 28' 57.2274" W

NORTH LATITUDE=13° 17' 11.1236" N

EAST LONGITUDE=86° 06' 07.8344" W

SOUTH LATITUDE=12° 38' 55.8169" N

UL CORNER LONGITUDE=86° 28' 52.4855" W

UL CORNER LATITUDE=13° 17' 11.1236" N

UR CORNER LONGITUDE=86° 06' 07.8344" W

UR CORNER LATITUDE=13° 17' 07.3262" N

LR CORNER LONGITUDE=86° 06' 16.0405" W

LR CORNER LATITUDE=12° 38' 55.8169" N

LL CORNER LONGITUDE=86° 28' 57.2274" W

LL CORNER LATITUDE=12° 38' 59.4263" N

PROJ_DESC=UTM Zone 16 / WGS84 / meters

PROJ_DATUM=WGS84

PROJ_UNITS=meters

EPSG_CODE=EPSG:32616

COVERED AREA=2890.8 sq km

LOAD TIME=1.83 s
GDAL_NO_DATA_VALUE=0
NUM COLUMNS=3286
NUM ROWS=5633
NUM BANDS=1
PIXEL WIDTH=12.5 meters
PIXEL HEIGHT=12.5 meters
MIN ELEVATION=0 m
MAX ELEVATION=1693 m
ELEVATION UNITS=METERS
BIT DEPTH=16
SAMPLE TYPE=Signed 16-bit Integer
TIME=2017:02:18 18:23:57
GT_CITATION=WGS 84 / UTM zone 16N
GEOG_CITATION=WGS 84
PHOTOMETRIC=Greyscale (Min is Black)
BIT_DEPTH=16
SAMPLE_FORMAT=Integer
ROWS_PER_STRIP=1
COMPRESSION=None
PIXEL_SCALE=(12.5, 12.5, 1)
TIEPOINTS=(0.00, 0.00, 0.00) --> (556189.875, 1468869.000, 0.000)
MODEL_TYPE=Projection Coordinate System
RASTER_TYPE=Pixel is Point
VERT_DATUM=None Specified

Anexo 3 Coeficiente de Hazen-Williams para diferentes materiales

Material del conducto	Edad	
	Nuevos	Inciertos
	C	C
Cloruro de Polivinilo (PVC)	150	130
Asbesto Cemento	140	130
Hierro fundido corriente (interior y exteriormente)	130	100
Hierro fundido revestido de cemento o esmalte o bituminoso	130	100
Hierro "dúctil"	130	100
Tubería de hormigón	130	120
Duelos de madera	120	120

Fuente: Campos Cedeños, A., Sinichenko, E. K., & Igorevich Gritsuk, I. (2016).
Hidraulica e Hidrologia para ingenieria.

Anexo 4 Diámetro de la tubería de succión en función a la velocidad

Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)
50	0,75
75	1,10
100	1,30
150	1,45
200	1,60
250	1,60
300	1,70
400 o mayor	1,80

Fuente: INAA. (1999a). *Diseño de abastecimiento de agua en el medio rural*.
Managua: INAA.

Anexo 5 Valores aproximados de K (perdidas locales)

Pieza o accesorio	K
Compuerta abierta	1
Codo 90°	0.90
Codo 45°	0.40
Curva de 90°	0.40
Curva de 45°	0.20
Curva de 22.30°	0.10
Rejilla	0.75
Boquillas	2.75
Válvula de angula abierta	5.00
Válvula de compuerta abierta	0.20
Válvula tipo globo abierta	10.0
Salida de tubo	1.00
Entrada normal de tubo	0.50
Entrada de borda	1.00
Válvula de pie	1.75
Válvula de retención	2.50
Ampliación gradual	0.30*
Reducción gradual	0.15*

Fuente: INAA. (1999b). *Abastecimiento de agua potable*. Managua: INAA

Anexo 6 Diámetro de sartas de conexión de bombas

DIÁMETRO DE SARTAS DE CONEXIÓN DE BOMBAS

Diámetro de sarta		Rango de caudales	
Pulgada	(mm)	gpm	(L/s)
2	(50) menor de	80	(5.0)
3	(75)	80 - 200	(5.0 - 12.6)
4	(100)	200 - 400	(12.6 - 25.2)
6	(150)	400 - 900	(25.2 - 56.8)
8	(200)	900 - 1200	(56.8 - 75.7)
10	(250)	1200 - 1600	(75.7 - 101)

Fuente: INAA. (1999a). *Diseño de abastecimiento de agua en el medio rural*.
Managua: INAA.

Anexo 7 Disminución de la presión atmosférica

Altura sobre el nivel del mar		Presión atmosférica (Pa)	
m	ft	m	Pa
0	0	10.33	14.69
250	820	10.03	14.26
500	1640	9.73	13.83
750	2640	9.43	13.41
1000	3280	9.13	12.98
1250	4101	8.83	12.55
1500	4291	8.53	12.13
1750	5741	8.25	11.73
2000	6561	8.00	11.38
2250	73.81	7.75	11.02
2500	8202	7.57	10.68
2750	9022	7.28	10.35
3000	9842	7.05	10.02
3250	10662	6.83	9.71
3500	11483	6.62	9.42
3750	12303	6.41	9.12
4000	13123	6.20	8.82
4250	13943	5.98	8.52
4500	14764	5.78	8.22

Fuente: INAA. (1999a). *Diseño de abastecimiento de agua en el medio rural.*

Managua: INAA.

Anexo 8 Presión vapor de agua

Temperatura		Peso especifico Kg/dm ³	Presión de vapor (P.V.P)	
C°	F°		M. Abs.	P.SI.Abs
0	32	0.9998	0.062	0.088
5	41	1.000	0.089	0.127
10	50	0.9996	0.125	0.1781
5	59	0.9990	0.174	0.247
20	68	0.9982	0.238	0.338
25	77	0.9970	0.323	0.459
30	86	0.9955	0.432	0.614
35	95	0.9939	0.573	0.815
40	104	0.9921	0.752	1.070
45	113	0.9900	0.977	1.389
50	122	0.9880	1.258	1.789
55	131	0.9857	1.605	2.283
60	140	0.9831	2.031	2.889
70	158	0.977	3.177	4.519
75	167	0.9748	3.931	5.591
80	179	0.9718	4.829	6.869
85	185	0.9687	5.894	8.383
90	194	0.9653	7.149	10.168
95	203	0.9619	8.619	12.259
100	212	0.9583	10.332	14.696

Fuente: INAA. (1999a). *Diseño de abastecimiento de agua en el medio rural.*

Managua: INAA.

Anexo 9 Valores de K para hallar la celeridad

Valores de K para hallar la celeridad

Material de la tubería	ϵ (kg/m ²)	K
Palastros de hierro y acero	$2 \cdot 10^{10}$	0.5
Fundición	10^{10}	1
Hormigón (sin armar)	$2 \cdot 10^9$	5
Fibrocemento	$1.85 \cdot 10^9$	5.5
PVC	$3 \cdot 10^8$	33.33
PE baja densidad	$2 \cdot 10^7$	500
PE alta densidad	$9 \cdot 10^7$	111.11

Fuente: Hidrología para estudiantes de ingeniería, Chereque Moran, W. (1980).

Anexo 10 Columnas de bombeo

	Caudal		Diámetro	
	gpm	L/s	pulgada	(mm)
0	50	(0 - 3.15)	3	(75.0)
50	100	(3.15 - 6.3)	4	(100)
100	600	(6.3 - 37.8)	6	(150)
600	1200	(37.8 - 75.7)	8	(200)

Fuente: INAA. (1999b). *Abastecimiento de agua potable*. Managua: INAA

Anexo 11 Coeficiente de escorrentía

Coeficiente de Escorrentía

Tabla 2-1

Tipo de superficie	Periodo de retorno en años		
	2	15	25
Tierra cultivada			
Plana 0-2%	0.31	0.38	0.40
Promedio, 2-7%	0.35	0.43	0.44
Pronunciada mayor 7%	0.39	0.46	0.48
Pasto/matorral			
Plana 0-2%	0.25	0.32	0.34
Promedio, 2-7%	0.33	0.40	0.42
Pronunciada mayor 7%	0.37	0.44	0.46
Bosque			
Plana 0-2%	0.22	0.30	0.31
Promedio, 2-7%	0.31	0.38	0.40
Pronunciada, mayor 7%	0.35	0.43	0.45
Pantano	0.90	0.90	0.90

Fuente: Guía hidráulica para el diseño de obras de drenaje en caminos rurales, PAST-DANIDA

Anexo 12 Conjunto de Planos

Anexo 13 Red - Nudos en 16:00 Hrs

Tabla de Red - Nudos en 16:00 Hrs			
0	Demanda Base LPS	Calidad Inicial mg/L	Cloro mg/L
n14	0.32	0	0.63
n15	0	0	0.61
n16	0	0	0.61
n17	0	0	0.62
n18	0	0	0.62
n19	0	0	0.63
n20	0	0	0.64
n21	0	0	0.64
n22	0	0	0.65
n23	0	0	0.65
n24	0	0	0.66
n25	0	0	0.66
n26	0	0	0.67
n27	0	0	0.68
n28	0	0	0.68
n29	0	0	0.69

n30	0	0	0.69
n31	0	0	0.7
n32	0	0	0.71
n33	0.31	0	0.71
n34	0	0	0.72
n35	0	0	0.76
n36	0	0	0.78
n37	0	0	0.81
n38	0	0	0.84
n39	0	0	0.87
n40	0	0	0.9
n41	0	0	0.94
n42	0	0	0.97
n43	0	0	1
n44	0	0	1.02
n45	0	0	1.05
n46	0	0	1.07
n47	0	0	1.11
n48	0	0	1.14

n49	0	0	1.17
n50	0	0	1.2
n51	0	0	1.23
n52	0	0	1.26
n53	0	0	1.29
n54	0	0	1.32
n55	0.1	0	1.36
n56	0	0	0.58
n57	0	0	0.55
n58	0	0	0.52
n59	0	0	0.49
n60	0	0	0.47
n61	0	0	0.45
n62	0	0	0.43
n63	0	0	0.44
n64	0	0	0.45
n65	0	0	0.46
n66	0	0	0.47
n67	0	0	0.47

n68	0	0	0.49
n69	0	0	0.42
n70	0	0	0.42
n71	0	0	0.41
n72	0	0	0.4
n73	0	0	0.4
n74	0	0	0.39
n75	0	0	0.39
n76	0	0	0.38
n77	0	0	0.38
n78	0	0	0.37
n79	0	0	0.36
n80	0	0	0.36
n81	0	0	0.35
n82	0	0	0.35
n83	0	0	0.34
n84	0	0	0.34
n85	0	0	0.33
n86	0	0	0.33

n87	0	0	0.32
n88	0	0	0.32
n89	0	0	0.31
n90	0	0	0.31
n97	0	0	0.5
n98	0	0	0.52
n99	0	0	0.53
n100	0	0	0.54
n101	0	0	0.55
n102	0	0	0.56
n103	0	0	0.57
n104	0	0	0.58
n105	0	0	0.58
n106	0	0	0.59
n107	0	0	0.61
n108	0.063	0	0.63
n109	0	0	0.63
n110	0	0	0.65
n111	0	0	0.66

n112	0	0	0.67
n113	0	0	0.69
n114	0	0	0.69
n115	0	0	0.71
n116	0	0	0.72
n117	0	0	0.73
n118	0	0	0.74
n119	0	0	0.76
n120	0	0	0.77
n121	0	0	0.78
n122	0	0	0.79
n123	0	0	0.8
n124	0.241	0	0.81
4	0	0	0.6
5	0	0	0.61
6	0	0	0.62
8	0	0	0.55
9	0	0	0.56
10	0	0	0.56

11	0	0	0.57
12	0	0	0.57
13	0	0	0.58
14	0	0	0.58
15	0	0	0.59
16	0	0	0.6
22	0	0	0.29
23	0	0	0.3
24	0	0	0.3
25	0	0	0.38
26	0	0	0.38
27	0	0	0.4
28	0.063	0	0.41
29	0.063	0	0.66
30	0.83	0	0.43
33	0	0	0.41
34	0	0	0.42
2	0	0	0.61
17	0	0	0.43

19	0	0	0.64
20	0	0	0.72
21	0	0	0.73
39	0	0	0.74
40	0	0	0.74
41	0	0	0.75
42	0.32	0	0.76
43	0	0	0.76
44	0	0	0.77
45	0	0	0.78
46	0	0	0.78
47	0	0	0.79
48	0	0	0.8
49	0	0	0.8
50	0.32	0	0.81
51	0	0	0.62
52	0	0	0.63
53	0	0	0.64
54	0	0	0.64

55	0	0	0.65
56	0.33	0	0.66
64	0	0	0.75
65	0	0	0.73
D3	No Disponible	2.1	0.55
D1	No Disponible	2.1	0.36
D2	No Disponible	2.1	0.29

Anexo 14 Presupuesto del proyecto

Proyecto: Diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable en las comunidades de Las Pencas, Las Mesas y Potreros de Oyanca					
	Departamento: Estelí		Tasa de cambio \$:		34
	Municipio: Estelí				
	Fecha: Julio 2020				
Etapas y sub E.	Descripción	U/M	Cantidad	P/Unit	Coste total C\$
10	Preliminares	m²	8527.68	16	34,110.72
1	Limpieza inicial	m ²	159.36	4	637.44
1	Limpieza inicial para predio de captación	m ²	50	4	200.00
8	Limpieza inicial para línea de conducción y distribución	ml	8294.39	4	33,177.56
1	Limpieza inicial para predio de tanque	m ²	23.93	4	95.72
2	Trazo y nivelación	m	8,294.90	15	116,128.60
2	Trazo de eje de tubería de agua potable	m	8,294.90	14	116,128.60
5	Rótulos	c/u	1	8,725.41	26,176.23
5	Rótulo tipo fise de 1,22m x 2,44m (estructura metálica & zinc liso) con base de concreto	c/u	3	8725.41	26176.23
320	Línea de conducción				191,012.86
0	Movimiento de tierras	m³	190.69	155	81070.6875
1	Excavación de zanjas 1m de profundidad	m ³	540.96	80	43276.8

4	Relleno y compactación	m ³	503.9185	75	37793.8875
0	Obras sanitarias	GL B			
3	Tubería y accesorios de agua potable	ml	901.6	141.67	12405.605
	Tubería de 1 1/2" SDR 26	m	134.5	54.96	7392.12
	Tubería de 2" SDR 26	m	112.5	105.25	11840.625
	Tubería de 1 1/2" SDR 17	m	654.6	54.94	35963.724
Etapas y sub E.	Descripción	U/M	Cantidad	P/Unit	Coste total C\$
	Codos 45° de 1 1/2"	c/u	4	47.73	190.92
	Codos 90° de 2"	c/u	4	81.35	325.4
	Tee de línea 1 1/2"	c/u	2	73	146
	Tee laterales de 1 1/2"	c/u	2	73	146
	Instalación de tubería de 1 1/2" SDR 26	m	134.5	34.77	4676.565
	Instalación de tubería de 2" SDR 26	m	112.5	29.19	3283.875
	Instalación de tubería de 1 1/2" SDR 17	m	654.6	34.77	22760.442
	union	c/u	2	43.08	86.16
	union universal de hierro fundido	c/u	4	1204.74	4818.96
	medidor	c/u	2	2603.72	5207.44
	entrada	c/u	1	489.39	489.39
	salida	c/u	1	208.95	208.95
325	Obras varias	c/u	55.5	25113.56	140110.005
	Bloque de reacción de concreto de 300 PSI ref. de 0.50 c/anclaje p/accesorios con anclaje de varilla de hierro	c/u	10	340.5	3405
	Bloque de reacción de concreto de 300 PSI ref. de 0.50 c/anclaje p/accesorios con anclaje de varilla de hierro (solo mano de obra) tuberías, válvulas y accesorios	c/u	32	132.26	4232.32
	Válvula de boya (flotador) de control de nivel de hierro fundido Dian.= 1 1/2"	c/u	3	4764.28	14292.84
Etapas y sub E.	Descripción	U/M	Cantidad	P/Unit	Coste total C\$
	Válvula de compuerta de hierro fundido diám.= 1 1/2" con bridas de hierro fundido de 1 1/2" (2c/u)	c/u	2	7053.54	14107.08
	valvula de no retorno	c/u	3	1343.82	4031.46
	valvula de limpieza de 1 1/2"	c/u	4	2307.56	9230.24

	valvula de limpieza de 2"	c/u	1	5732.55	5732.55
	Válvula de compuerta de bronce diám.= 1 1/2"	c/u	1	942.13	942.13
	Válvula de compuerta de bronce diám.= 2"	c/u	1	2150.7	2150.7
	Tapón hembra de hierro galvanizado diám. = 1 1/2"	c/u	2	129.84	259.68
	Tubería de hierro galvanizado diám.= 1 1/2" HG 40 (no incl. Excavación)	ml	12	563.42	6761.04
	Tee de hierro galvanizado diam.=1 1/2" x 1 1/2" x 1 1/2"	c/u	3	333.37	1000.11
	Codo liso de PVC diám.= 1 1/2", 90° (sch 40) (astm d2466) junta cementada	c/u	5	81.35	406.75
x	Adaptador hembra de PVC diám.= 1 1/2"	c/u	5	33.24	166.2
	Codo de hierro galvanizado de 1 1/2" x 90°	c/u	4	179.56	718.24
x	Caja para protección de válvula hecha de tubo de concreto diám. = 6" alt.=1.20(no incl. exc ni acabados) (no incl. válvula)	c/u	5	631.18	3155.9
x	Bloque de reacción de concreto de 3000 psi ref. para válvulas (no incl. excavación, ni acarreo)	c/u	5	132.26	661.3
	Válvula de aire de hierro fundido diám.=1 1/2" (rosca macho)	c/u	4	5785.56	23142.24
	Válvula de aire de hierro fundido diám.=2" (rosca macho)	c/u	1	14655.76	14655.76
	Válvula o llave de pase de gaveta de hierro galvanizado diam.= 2" (no incluye excavación para limpieza)	c/u	1	7234.64	7234.64
	Válvula o llave de pase de gaveta de hierro galvanizado diam.= 1 1/2" (no incluye excavación para limpieza)	c/u	4	2045.8	8183.2
	Caja para protección de válvula hecha de tubo PVC diám. = 6", (sdr - 41)(no incl. Exc)	c/u	22	710.9375	15640.625
330	Red de distribución	m³	15,535.80	2138.33	1,529,571.50
1	Excavación para tubería	m³	3,996.40	64	255,769.28

3	Instalación de tubería de PVC diam =1 1/2" (sdr-26) (solo mano de obra)	m	1784.69	34.77	62,053.67
	Instalación de tubería de PVC diam = 2" (sdr-26) (solo mano de obra)	m	6208.1	29.19	181,214.44
4	Relleno y compactación manual para tubería	m ³	3,973.19	58	230,445.02
Etapas y sub E.	Descripción	U/M	Cantidad	P/Unit	Coste total C\$
7	Prueba hidrostática (con bomba manual) en tubería hasta diam. = 4", l hasta 300m para proyecto. A. P	c/u	27	1,800.00	48,600.00
10	Tubería de PVC diam =1 1/2" (sdr-26) no incluye excavación)	m	1784.69	54.96	98,086.56
	Tubería de PVC diam =2" (sdr-26) no incluye excavación)	m	6208.1	105.25	653,402.53
25	Válvulas y accesorios	c/u	42	11,799.70	347,719.64
	Válvula de pase de gaveta de bronce diam = 1 1/2" con protector de tubo de ho. Go. Incluye excavación	c/u	3	942.13	2,826.39
	Válvula de pase de gaveta de bronce diam = 2" con protector de tubo de ho. Go. Incluye exc	c/u	4	2150.7	8,602.80
	valvula de aire 1 1/2"	c/u	4	5785.56	23,142.24
	valvula de aire 2"	c/u	11	14655.76	161,213.36
	Válvula de limpieza de bronce diam.= 1 1/2" con 1m de tubo PVC diam.= 2" (SDR-26) y tee reductora lisa de PVC	c/u	7	2307.56	16,152.92
	Válvula de limpieza de bronce diam.= 2" con 1m de tubo PVC diam.= 2" (SDR-26) y tee reductora lisa de PVC	c/u	16	5732.55	91,720.80
	Codo de 45° PVC diam = 1 1/2"	c/u	10	47.73	477.30
	Codo de 90° PVC diam = 1 1/2"	c/u	5	49.52	247.60
	Codo de 45° PVC diam = 2"	c/u	29	70.99	2,058.71
	Codo de 90° PVC diam = 2"	c/u	12	81.35	976.20
	Tee lisa de PVC diam = 2" con junta cementada	c/u	4	116	464.00
	Reductor gradual de 4" x 2 " junta cementada	c/u	3	226.26	678.78
	Tapón con rosca de PVC diam = 1 1/2"	c/u	4	114.21	456.84

	Bloque de reacción de concreto c/anclaje p/accesorios de tubos	c/u	131	250	32,750.00
	Bloque de reacción de concreto para válvulas	c/u	45	132.26	5,951.70
335	Tanque de almacenamiento	GB L	2	99,822.8 0	431,006.80
1	Movimiento de tierra para tanque de almacenamiento	GB L	3	533	2,544.63
	Excavación manual en t. Natural Prof. = de 0,00 a 1 m	m ³	3	149.52	448.56
	Explotación o corte (manual) en banco de préstamo	m ³	2	83	166.00
	Acarreo (con camión volquete) de mat selecto a 8 kms carga manual incluye derecho de explotación)	m ³	2	186.85	373.70
	Relleno y compactación manual	m ³	2	58	116.00
Etapas y sub E.	Descripción	U/M	Cantidad	P/Unit	Coste total C\$
	Acarreo (con camión volquete) de piedra bolón a 0,6 km (no incl. costo de bolón)	m ³	12.22	117.87	1440.3714
2	Tanque de almacenamiento de mampostería	GL B	3	99,289.8 0	216,137.33
	Hierro (en varillas) corrugado (grado 40) diam = 3/8", # 3	lb	528	14.97	7,904.16
	Hierro (en varillas) (grado 40) diam = 1/4", # 2	lb	150	14.97	2,245.50
	Alistar, armar y colocar hierro menor o igual al número 4	lb	678.00	2	1,356.00
	Concreto de 3000 psi (mezclado a mano)	m ³	9.33	3,390.00	31,628.70
	Concreto ciclópeo (considerando piedra bolón del sitio) no incl. Clasificación ni acarreo de p. Bolón	m ³	7.332	1,495.00	10,961.34
	Fundir concreto en cualquier elemento	m ³	16.662	1200	19,994.40
	Muro de concreto ciclópeo (cons. Piedra bolón del sitio) secc. Trapezoidal (solo mano de obra)	m ³	4.888	1300	6,354.40
	Tapa de acero (A-36) de 0.70 x 0.70, esp= 1/8" con dos candados medianos (incluye pintura anticorrosiva)	c/u	3	856	2,568.00

	Caja de registro de ladrillo cuarterón de 2"x6"x12" de 0.60m H = 0.80m	c/u	6	2,134.60	12,807.60
	Codo de PVC diam = 2" x 90°	c/u	2	81.35	162.70
	Codo de PVC diam = 1 1/2" x 90°	c/u	4	49.52	198.08
	Codo de PVC diam = 1 1/2" x 45°	c/u	4	47.73	190.92
	Codo de PVC diam = 2" x 45°	c/u	2	70.99	141.98
	Tee de PVC diam = 1 1/2"	c/u	4	73	292.00
	Tee de PVC diam = 2"	c/u	2	73	146.00
	Válvula de compuerta de hierro fundido diám.= 1 1/2" con bridas de hierro fundido de 1 1/2" (2c/u)	c/u	6	7053.54	42,321.24
	Válvula de compuerta de hierro fundido diám.= 2" con bridas de hierro fundido de 2" (2c/u)	c/u	3	7234.64	21,703.92
	valvula de limpieza de 1 1/2"	c/u	2	2307.56	4,615.12
	valvula de limpieza de 2"	c/u	1	5732.55	5,732.55
	Impermeabilización de paredes de tanque concreto con sikadur-32t	m²	46.8	335	15,678.00
Etapas y sub E.	Descripción	U/M	Cantidad	P/Unit	Coste total C\$
	Formaleta para fondo de entepiso	m²	15.25	250	3,812.50
	Formaleta para fundaciones	m²	5.2	268	1,393.60
	Formaleta para muros	m²	46.8	278	13,010.40
	Desencofrar formaletas en vigas y muros	m²	67.25	25	1,681.25
	NIVELETA DOBLE DE 1,50 m x 1,50 m	c/u	12	98	1,176.00
	Piqueteo total en concreto fresco	m²	9.33	22.82	212.91
	Repello y fino corriente	m²	46.8	86.23	4,035.56
8	Cercas perimetrales	c/u	73	4,950.00	19,679.10
	Cerco (a) de alambre de púas cal. 13, 7 hiladas c/poste de concreto pretensado a cada 2,50 m	m	50	225	11,250.00
	Puerta de alambre de púas cal. # 13 y madera blanca	c/u	1	450	450.00
	Cerco (a) de alambre de púas cal. 13, 7 hiladas c/poste de concreto pretensado a cada 2,50 m (solo mano de obra)	m	20	75	1,500.00
	Hipoclorador de plástico cap. = 33 galones	c/u	3	959.70	2,879.10
	Instalación de clorador	c/u	3	1200	3,600.00

340	Obras de toma	c/u	26	104,051	287,821.2
	Análisis bacteriológico completo + e. Coliforme agua p/a. Potable	c/u	1	2,040	2,040
	Análisis de arsénico	c/u	1	850	850
	Análisis físico-químico de agua	c/u	1	2,788.00	2,788
	Prueba de bombeo (con bomba c/motor sumergible) escalonada	HR S	16	3400	54,400
	Bomba de eje horizontal de 1/2 hp	c/u	2	28693.06	57,386
	Bomba con motor sumergible de 2 hp	c/u	2	73,437.69	146,875.38
	Sarta de tubería 1 1/2" para estación de bombeo	c/u	2	1,094.58	2,189
	Válvula de check de ho. Fo. Diam = 1 1/2" extremos bridados	c/u	2	1343.82	2,688
	Panel de control de bomba para motor de arranque de 3/4 hp.	c/u	2	3,302.45	6,605
	Instalación de bomba y sarta con todos sus accesorios (solo mano de obra)	GLB	2	6,000	12,000
3	Caseta de control	m²			476,662.67
	Preliminares	m²	20.51	75	10808.95
	Limpieza Inicial	m ²	180.61	20	3612.2
	Trazo y nivelación	m ²	130.85	55	7196.75
	Movimiento de tierras	m³	3.7346	250	1389.7
	Cortes	m ³	2.617	100	261.7
Etapas y sub E.	Descripción	U/M	Cantidad	P/Unit	Coste total C\$
	Relleno y compactación	m ³	7.52	150	1128
	Fundaciones	m³	3.665	4850	26972.25
	Relleno y compactación	m ³	1.69	150	253.5
	Acero #3	lb	313	19.75	6181.75
	Acero #2	lb	50	14.4	720
	Alambre de amarre	lb	1	27	27
	Concreto 3000 psi	m ³	3.7	4700	17390
	Formaleta	m ²	9.6	250	2400
	Estructuras de acero	ml	133.38	1948	122906.88
	Perlin STD 2X4X1/16"	ml	76.26	608	46366.08
	Caja metálica 4x4	ml	57.12	1340	76540.8
	Estructuras de concreto	m³	1.1235	4700	50518.25
	Acero #3	lb	587	19.75	11593.25

	Acero #2	lb	350	14.4	5040
	Alambre de amarre	lb	49	27	1323
	Concreto 3000 psi	m ³	4.26	4700	20022
	Formaleta para vigas y columnas	m ²	44	285	12540
	Mampostería	m²	24.2	1020	13800.8
	Bloque 15x20x40	m ²	26.54	520	13800.8
	Bloque decorativo de 30x30	m ²	2.38	520	1237.6
	Techo y fascias	m²	40	85	3400
	Zinc corrugado cal 26 STD 12	m ²	40	85	3400
	Acabados	m²	20.3	30.15	1600.362
	Repello fino	m ²	53.08	30.15	1600.362
	Pisos	m³	3.25	3000	9750
	Concreto simple 2500 psi	m ³	3.25	3000	9750
	Puertas	c/u	4	8000	32000
	Puerta de madera solida	c/u	4	8000	32000
	Obras metálicas	c/u	2	4000	8000
	Verja marco de tubo 1x1/18"	c/u	2	4000	8000
	Instalaciones eléctricas	m	217	1,000.42	160,936.88
	Acometida con tubo de emt diam = 1" con calavera de emt diam = 1" (no incluye conductor)	m	30	195.35	5,860.50
	Apagador doble de 15 amp/120v con placa m. De 2 hoyos	c/u	2	155.68	311.36
	Caja de registro eléctrica de emt de 4" x 4"	c/u	2	110.6	221.20
	Caja de registro eléctrica de emt de 2" x 4"	c/u	2	85.6	171.20
	Tubo conduit flexible de 1/2" forrado	m	32	45.36	1,451.52
Etapas y sub E.	Descripción	U/M	Cantidad	P/Unit	Coste total C\$
	Alambre eléctrico de cobre forrado de #12 awg	m	126	25.3	3,187.80
	Alambre eléctrico de cobre forrado de #10 awg	m	54	38.3	2,068.20
	Breaker de 2 x 50 amperios	m	2	545.6	1,091.20
	Breaker de 1 x 20 amperios	c/u	2	215.3	430.60
	Alambre eléctrico de cobre forrado n° 14 awg	m	36	26	936.00
	Lámpara (o luminaria) fluorescente de 1 x20 watts con 1 tubo	c/u	4	276.25	1,105.00

	Estructura eléctrica va5-1:ramal primario;14.4/24.9 kv	c/u	2	3,614.00	7,228.00
	Estructura eléctrica va-5:remate sencillo;14.4/24.9 kv	c/u	2	1,842.26	3,684.52
	Estructura eléctrica g-105: montaje de transformador monofásico (no incl. Transf.)	c/u	2	7,342.20	14,684.40
	Transformador de 10 kva, 14,4/24,9 kv, 120/240 kv (no incl. Estructura) c/u	c/u	2	32,529.87	65,059.74
	Varilla de polo a tierra de cobre diam= 5/8" con 10m de alambre eléctrico de cobre, cable #8 + 5m de tubo	c/u	2	1,443.80	2,887.60
	Canalización eléctrica con tubo de inc. Diam = 1/2" (incl. bridas)	m	32	55.21	1,766.72
	Canalización eléctrica con tubo de emt de 1" (incl. bridas)	m	32	69.3	2,217.60
	Toma corriente doble polarizado de 15 amp/120v con placa de baquelita.	c/u	2	85.57	171.14
	Estructura eléctrica d1-1:retenida senc.c/perno guardacabo y ancla	c/u	2	2,753.46	5,506.92
	Alambre eléctrico de cobre thnh # 6 awg	m	60	93.56	5,613.60
	Estructura eléctrica m2-1 :polo a tierra con varilla de 5/8" x 8	c/u	2	2,236.15	4,472.30
	Pararrayos de 18 kv	c/u	2	2,578.95	5,157.90
	Estructura eléctrica VA-1 soporte sencillo ángulo 0° a 5°, 14.4/24.9 kv	c/u	2	2,643.61	5,287.22
	Calavera de emt diam = 1 x 3 x 10"	c/u	2	278.19	556.38
	Panel monofásico 8 espacios 120/240v. Barra de 125 amperios	c/u	2	2,904.13	5,808.26
	Instalaciones eléctricas (solo mano de obra)	GBL	2	7,000	14,000.00
	Obras exteriores	m³	2.46	3000	7380
Etapas y sub E.	Descripción	U/M	Cantidad	P/Unit	Coste total C\$
	Anden perimetral	m ³	2.46	3000	7380
	Pintura	m²	13.5	75	10581
	Pintura de aceite en paredes	m ²	141.08	75	10581
8	Cercas perimetrales y portones	c/u	2	11,523.20	83,989.05

	Cerco (a) de malla ciclón cal 13, h = 6" con tubo de ho. Go. de 1 1/2", 1 hilo de p.cant4 hilo arco	m	38.28	892.02	34,146.53
	Portón de tubo de ho. Go. Diam= 1 1/2" incl. Columnas de concreto s/va (5.50 m ²)	c/u	2	8,523.26	17,046.52
	Cerco (a) de malla ciclón cal 13, h = 6" con tubo de ho. Go. De 1 1/2", 1 hilo de p.cant4 hilo arco (solo mano de obra)	m	38.28	700	26,796.00
	Portón de tubo de ho. Go. Diam = 1 1/2" incl. columnas de concreto s/va (5,50m ²) (solo mano de obra)	c/u	2	3,000	6,000.00
370	Limpeza final	m²	27	15	405