



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**DISEÑO DE RED DE AGUA POTABLE DE LA URBANIZACIÓN VILLAS DEL
SEÑOR DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE MANAGUA - COMARCA
ESQUIPULAS.**

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

William Elias Extenny Mendieta

Tutor

Ing. MSc. José Ángel Baltodano M.

Managua, Octubre 2016

DEDICATORIA:

“Porque el que halle la sabiduría, encontrará la vida, y alcanzará el favor de Jehová.” Proverbio 8:35.

La culminación de esta monografía y la finalización de mis estudios universitarios, es dedicada primeramente a Dios, por darme vida y fortaleza en el momento oportuno, y por hacer palpable su amor a través de cada una de las personas que me rodean.

A mis padres William J. Extenny Uriarte y Xiomara A. Mendieta Moreira, así como a mis hermanos por haberme ayudado siempre incondicionalmente.

A mi hija Angie Saleth Extenny Gutiérrez, por ser mi inspiración.

También es dedicada a mi esposa Jessy L. Gutiérrez Zúniga, por estar siempre a mi lado alentándome.

A mis familiares y amigos por su cariño y palabras de aliento.

William E. Extenny Mendieta.

AGRADECIMIENTOS:

“No dejes apagar el entusiasmo, virtud tan valiosa como necesaria; trabaja, aspira, tiende siempre hacia la altura.” Rubén Darío.

Agradezco a la Universidad Nacional de Ingeniería “UNI” y a sus profesores por haberme guiado a lo largo de la Carrera de Ingeniería Civil, a la Facultad de Tecnología de la Construcción “FTC”, y al Departamento de Hidráulica, por el seguimiento brindado desde la elaboración del protocolo monográfico, al igual que al jurado calificador por todas las correcciones y observaciones, ya que han permitido mejorar la calidad de esta monografía.

Agradezco al tutor Ing. MSc. José Ángel Baltodano M., por su tiempo, por su humildad, sus orientaciones y su manera de trabajar, como guía de este trabajo monográfico, por sus amplios conocimientos, en el área de hidráulica y en el diseño de sistemas de abastecimientos de agua potable.

Así mismo agradezco a todas las personas que me han apoyado en la realización de este trabajo de culminación de estudios.

William E. Estenny Mendieta.

ÍNDICE:

CAPITULO I: GENERALIDADES.....	1
I.1. INTRODUCCIÓN.....	1
I.2. ANTECEDENTES.....	2
I.3. JUSTIFICACIÓN.....	3
I.4. OBJETIVOS.....	4
CAPITULO II: DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	5
II.1. SITUACIÓN GEOGRÁFICA Y TOPOGRÁFICA.....	5
II.1.a. MACRO-LOCALIZACIÓN.....	5
II.1.b. MICRO-LOCALIZACIÓN.....	6
II.1.c. EL SITIO DEL PROYECTO.....	6
II.1.d. PLANIMETRÍA.....	7
II.1.e. ALTIMETRÍA.....	8
II.2. GEOLOGÍA E HIDROLOGÍA.....	9
II.3. CLIMA.....	9
II.4. PERFIL SOCIOECONÓMICO DE LA COMUNIDAD.....	10
II.5. EQUIPAMIENTO EN EL ENTORNO.....	11
II.6. ABASTECIMIENTO DE AGUA.....	11
CAPITULO III: MARCO TEÓRICO.....	12
III.1. POBLACIÓN A SERVIR.....	12
III.2. VARIACIONES DE CONSUMO.....	12
III.3. FUENTE Y OBRAS DE CAPTACIÓN.....	13
III.4. SISTEMA DE BOMBEO.....	16
III.5. ALMACENAMIENTO.....	19
III.6. CLASIFICACIÓN DE MODELOS HIDRÁULICOS.....	22
III.7. LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y RED DE DISTRIBUCIÓN.....	23
III.8. PARÁMETROS DE DISEÑO.....	24
III.9. ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LAS REDES.....	28
III.10. ACCESORIOS Y OBRAS COMPLEMENTARIAS.....	34
CAPITULO IV: DISEÑO METODOLÓGICO.....	37
IV.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO.....	37

IV.2. ESTUDIO DE SUELO.....	39
IV.3. POBLACIÓN DE DISEÑO.....	39
IV.4. DOTACIONES.....	40
IV.5. PRESUPUESTO DE OBRAS DE RED DE AGUA POTABLE.....	41
CAPITULO V: CÁLCULOS Y RESULTADOS.....	42
V.1. ESTUDIO DE SUELO.....	42
V.2. CALIDAD DEL AGUA DEL SITIO DE PROYECTO.....	45
V.3. DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA.....	47
V.4. DISEÑO DE LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y EQUIPO DE BOMBEO.....	50
V.5. DISEÑO DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO.....	55
V.6. ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA RED.....	57
V.7. ESTIMADO DE COSTO.....	70
V.8. CONCLUSIONES.....	73
V.9. RECOMENDACIONES.....	74
V.10. BIBLIOGRAFÍA.....	75
V.11. ANEXOS.....	I
V.11.a. CLASIFICACIÓN DEL SUELO.....	I
V.11.b. ESTRATIGRAFÍA Y GRÁFICO DE PROSPECCIÓN.....	II
V.11.c. RESULTADOS DE LABORATORIO DE CALIDAD DE AGUA.....	III
V.13.c. PLANOS FINALES.....	VI



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Protocolo de Monografía

**DISEÑO DE RED DE AGUA POTABLE DE LA URBANIZACIÓN VILLAS DEL
SEÑOR DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE MANAGUA - COMARCA
ESQUIPULAS.**

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

William Elias Extenny Mendieta

Tutor

Ing. MSc. José Ángel Baltodano M.

Managua, Agosto 2014

ÍNDICE:

CAPITULO I: GENERALIDADES.....	3
I.1. INTRODUCCIÓN.....	3
I.2. ANTECEDENTES.....	4
I.3. JUSTIFICACIÓN.....	5
I.4. OBJETIVOS.....	6
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO.....	7
II.1. POBLACIÓN A SERVIR.....	7
II.2. VARIACIONES DE CONSUMO.....	7
II.3. FUENTE Y OBRAS DE CAPTACIÓN.....	8
II.4. SISTEMA DE BOMBEO.....	11
II.5. ALMACENAMIENTO.....	14
II.6. CLASIFICACIÓN DE MODELOS HIDRÁULICOS.....	17
II.7. LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y RED DE DISTRIBUCIÓN.....	17
II.8. PARÁMETROS DE DISEÑO.....	19
II.9. ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LAS REDES.....	23
II.10. ACCESORIOS Y OBRAS COMPLEMENTARIAS.....	28
CAPITULO III: DISEÑO METODOLÓGICO.....	32
III.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO.....	32
III.2. ESTUDIO DE SUELO.....	34
III.3. POBLACIÓN DE DISEÑO.....	34
III.4. DOTACIONES.....	35
III.5. PRESUPUESTO DE OBRAS DE RED DE AGUA POTABLE.....	36
CAPITULO IV: CRONOGRAMA DE TRABAJO.....	37
CAPITULO V: BIBLIOGRAFÍA.....	38

CAPITULO I: GENERALIDADES.

I.1. INTRODUCCIÓN.

El agua, es el líquido vital para el funcionamiento dinámico de la vida, sin el agua las personas no podrían realizar muchas de sus actividades básicas, los seres vivos no podrían sobrevivir, las plantas no crecerían, y todo lo que nos rodea fuera inerte.

El abastecimiento de agua potable tiene enorme importancia, ya que cualquier población, por pequeña que sea, debería contar como mínimo con los servicios de acueducto, para impulsar su desarrollo social y económico, y ante todo para satisfacer las necesidades básicas de supervivencia y salud, reduciendo con ello las altas tasas de morbilidad y mortalidad en especial de la población infantil.

En Nicaragua los niveles de acceso a servicios de infraestructura de agua potable históricamente registrados han sido bajos en comparación con los estándares regionales, sin embargo en los últimos años se han logrado avances significativos con respecto a la aplicación de la legislación nacional vigente, diseño y ejecución de obras hidráulicas en los nuevos proyectos desarrollados en nuestra nación, es por tal motivo que en la proyección de un asentamiento humano como **“Urbanización Villas del Señor de Esquipulas”** debe de contemplarse el diseño de redes de abastecimiento de agua potable, para suministrar un volumen suficiente de agua a una presión adecuada y con una calidad aceptable, desde la fuente de suministro hasta los consumidores.

I.2. ANTECEDENTES.

La Cooperativa de Ahorro y Crédito Caja Rural Nacional (CARUNA R.L) ha adquirido un terreno de 5.38 manzanas, localizado en la Zona Sur Este del Departamento de Managua (en el límite Sur del distrito 5), en la Comarca Esquipulas, de la Ermita de Esquipulas 900 m al norte, 500 m al este, en la que se pretende desarrollar un proyecto habitacional denominado “**Urbanización Villas del Señor de Esquipulas**”, en el que se construirán viviendas, dirigidas a las familias de ingresos medios, incidiendo de forma positiva en el problema del déficit habitacional que existe a nivel nacional.

En un asentamiento humano de esta magnitud, se requiere de la dotación del servicio básico de agua potable, para hacer habitable el proyecto, el cual será proporcionado por una infraestructura hidráulica, en la que se tomarán en cuenta una serie de criterios que ayudarán a dar solución tanto técnica como económica, dentro de los cuales se encuentran las normas técnicas establecidas por INAA, que serán las que regirán el diseño de las redes.

I.3. JUSTIFICACIÓN.

En asentamientos humanos periféricos a la Ciudad de Managua como la comarca de Esquipulas y en las proximidades del sitio de proyecto, se pueden detectar una serie de problemas sanitarios de insalubridad derivados de la mala cobertura de agua potable, la carencia de redes de agua potable, las conexiones ilegales y la construcción de sistemas de drenajes sin un diseño previo.

Cabe destacar que en la ejecución de infraestructura de redes de agua potable carente de un diseño, dan como resultado, en muchas ocasiones obras no funcionales o sobredimensionadas con respecto a las técnicamente necesarias, tendiendo a generar un abastecimiento inadecuado por no cumplir con los parámetros mínimos considerados en el análisis de una red de agua potable (tales como los rangos de velocidades y presiones admisibles), es por esta razón que en todo proyecto urbanístico nuevo, es necesario realizar el diseño de las Redes de Agua Potable.

En el diseño de la Red de Agua Potable de la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas, se ha de poner en práctica la legislación nacional vigente facilitada por INAA (Instituto Nicaragüense de Acueductos y alcantarillados) y cada uno de los elementos y herramientas técnicas suministradas a lo largo del aprendizaje en la Universidad Nacional de Ingeniería "UNI".

I.4. OBJETIVOS.

I.4.a. OBJETIVO GENERAL.

Realizar el diseño del Sistema de Agua Potable de la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas localizado en la comarca Esquipulas, departamento de Managua.

I.4.b. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

1. Realizar los estudios topográficos del área de estudio.
2. Determinar las características de los futuros habitantes de la urbanización Villa del Señor de Esquipulas.
3. Calcular los caudales de diseño de la urbanización.
4. Realizar el análisis hidráulico de la red de agua potable propuesta.
5. Diseñar la red de agua potable de la urbanización.
6. Elaborar el presupuesto de la red propuesta.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO.

II.1. POBLACIÓN A SERVIR.

Población: Es cantidad de habitantes de un área específica (asentamiento, ciudad o región) en un determinado momento. El estudio de la población proporciona una información muy valiosa en la planificación de proyectos relacionados con el tema de agua y saneamiento, ya que la población de diseño es utilizada, para determinar el caudal requerido, para una comunidad. La población futura de una localidad se estima analizando las características sociales, culturales y económicas de sus habitantes en el pasado y en el presente, para hacer predicciones sobre su futuro desarrollo. El uso de buen juicio en la estimación de la población es importante puesto que, si el estimado es muy bajo, el sistema será pronto inadecuada siendo necesario rediseñar, reconstruir y refinar, por otra parte, una sobreestimación de la población resulta en una capacidad excesiva que debe ser financiada por una población menor a un alto costo unitario y que nunca podrá ser usada, como resultado del deterioro o de la obsolescencia tecnológica.

II.2. VARIACIONES DE CONSUMO.

Las variaciones de consumo están expresadas como factores de la demanda promedio horaria y diaria, estas sirven de base para el dimensionamiento de la capacidad de la obra de captación, plantas de tratamiento, tanques de almacenamientos, líneas de conducción y red de distribución.

Consumo Promedio Diario “CPD”: El consumo promedio diario CPD es igual al producto de la población a servir por la dotación per cápita.

$$CPD= (P_n) \times (\text{Dotación})$$

Consumo Máximo Día “CMD”: Será igual al 130% de la demanda promedio diaria para la ciudad de Managua. Para las otras localidades del resto del país, este parámetro estará entre el 130% a 150%.

Consumo Máxima Hora “CMH”: Para la ciudad de Managua el factor será igual al 150% de la demanda del día promedio, y para las localidades del resto del país, será igual al 250% del mismo día

II.3. FUENTE Y OBRAS DE CAPTACIÓN.

Fuentes de Abastecimiento: La fuente de abastecimiento de agua potable pueden ser superficial (ríos, lagos, manantiales, presas) o subterránea (mantos freáticos), ésta se constituye en el elemento más importante de todo el sistema, por lo tanto debe estar lo suficientemente protegida y debe cumplir dos propósitos fundamentales de suministrar agua en cantidad suficiente, para abastecer la demanda de la población, durante el período de diseño considerado y manteniendo las condiciones de calidad necesaria para garantizar la potabilidad de la misma.

Obras de Captación: La obra de captación consiste de una estructura colocada directamente en la fuente o en sus cercanías a fin de captar el gasto deseado y conducirlo a la línea de conducción. Las obras de captación de fuentes de agua potable pueden ser verticales como pozos y horizontales como galerías de infiltración.

Pozos: los pozos brindan acceso al agua procedente de los mantos acuíferos, siendo éstos una de las fuentes de alimentación para las redes de abastecimiento de asentamientos humanos. Los pozos pueden ser excavados a mano, perforados (hechos por el impacto de golpes, en el suelo a través de equipos de percusión) o taladrados (hechos por maquinas rotatorias, dotadas de puntas de tungsteno, para atravesar estratos geológicos duros), estos dos últimos se construyen cuando no es posible excavarlos manualmente y está en dependencia de la formación geológica y la profundidad del acuífero.

Rejilla: Es la tubería perforada o ranurada, que se ha de colocar en las zonas acuíferas o productivas, de interés hidrogeológico, las rejillas siempre han de encontrarse por debajo del nivel dinámico del agua. Entre mayor sea el área de apertura de la rejilla (o área de aberturas) mayor será el desempeño de la misma, ya que permitirá una mayor captación del volumen de agua por pie de rejilla. Al instalar la bomba se ha de colocar en tramos ciegos, o sino encamisarla, ya que si instalamos la bomba frente a la rejilla, ésta última se fracturará.

Ademe: O tubería ciega, es la tubería restante que se ubica en zonas de fracturas, donde el material es impermeable o estéril.

Diámetro de Revestimiento: El revestimiento de los pozos, se hará con tubos PVC. Se recomienda instalar tubos perforados con agujero de 1/8", donde existan estratos permeables con presencia de agua. Se determina mediante la selección de la bomba a instalar de acuerdo a la demanda y el diámetro de la tubería de succión.

Diámetro de Perforación: El diámetro de perforación del pozo será adecuada al tipo de bomba a utilizar. Se determina a partir del diámetro de revestimiento y empaque de grava recomendado según la hidrogeología del pozo perforado.

Empaque de Grava: Se colocará empaque de grava en los estratos de material suelto, a partir de donde se encontró zona permeable o de producción y su diámetro dependerá de la litología y del tamaño del material encontrado durante la perforación.

Sello Sanitario: El sello sanitario estará en dependencia de la profundidad del nivel de agua y las condiciones sanitarias del área. Se construirá de mortero simple con el objetivo de estabilizar las paredes del pozo y evitar contaminación por infiltración de agua u otras sustancias superficiales.

Tubo Piezométrico: Este se coloca con el objetivo de monitorear el nivel estático del agua ya que puede presentar variaciones significativas, de esta manera se puede conocer el tiempo de recuperación.

Tubo de Engrave: Se ubica con el propósito de realizar sondeos al nivel del empaque de grava el cual con el tiempo tiende a acomodarse y asentarse, por lo que se hará necesario rellenar, de esta forma se garantiza que no penetre material alterando la calidad del agua.

Pruebas de Bombeo: El caudal de explotación será obtenido a través de una prueba de bombeo de un mínimo de 24 horas a caudal constante y de una prueba a caudal variable con un mínimo de 4 etapas de una hora cada una. El caudal de explotación de bombeo estará en función de un período de bombeo mínimo de 12 horas y máximo de 16 horas. El caudal máximo recomendado de la explotación de un pozo deberá ser igual o superior del 1.5 del consumo promedio diario (CPD).

II.4. SISTEMA DE BOMBEO.

Equipo de Bombeo: El equipo de bombeo comunica energía al fluido elevando su altura piezométrica. Las bombas verticales son equipos empleados para extraer agua de pozos perforados, estas pueden ser de turbina de eje vertical y sumergible, para su selección se deben tomar en cuenta el nivel de bombeo, las variaciones del nivel de agua subterránea en las estaciones seca y lluviosa y el diámetro del ademe (diámetro de la tubería vertical en la zona de fractura del pozo, por encima de la rejilla).

Para determinar la potencia hidráulica de la bomba se usará la fórmula siguiente:

$$P_B = \frac{Q * CTD}{3960}$$

- PB: Potencia de la bomba (HP)
- Q: Caudal de bombeo (gpm)
- CTD: Carga total dinámica (ft)

Carga Total Dinámica “CTD”: Es la carga total contra la cual debe operar una bomba, es la energía por unidad de peso de líquido que debe suministrarle la bomba al mismo para que pueda realizar el trabajo que pretende. La carga total dinámica para pozos perforados se calcula aplicando la fórmula siguiente:

CTD= (Carga Estática " Δh_P-T ") + (Nivel de bombeo)+ (Pérdidas en la succión) + (Pérdidas en la descarga).

Nivel de Bombeo: resulta de la sumatoria del Nivel Estático del Agua “NEA”, la variación estacionaria, el descenso regional y la sumergencia de la bomba.

Nivel Estático del Agua: O nivel piezométrico es la profundidad del agua subterránea referida al nivel del terreno. Este componente puede obtenerse mediante medidas hechas en los pozos cercanos al sitio donde se propone construir el pozo, también puede conseguirse planos que muestran la profundidad del agua previamente elaborados.

Variación Estacionaria: es también conocida con el nombre de “fluctuación estacional del agua subterránea”, Este componente puede establecerse mediante hidrogramas de fluctuación de los pozos situados en las inmediaciones del lugar donde se hará el pozo. También puede originarse restando la profundidad del agua medida al final del mes de abril o a principios del mes de mayo, la profundidad del agua subterránea registrada al final del mes de octubre o a principios de noviembre.

Descenso Regional de la Superficie Freática: Este elemento puede estimarse si se cuenta con un registro periódico de niveles de agua en un mismo pozo. El descenso regional se obtiene restando al nivel más reciente el nivel más antiguo.

Sumergencia de la Bomba: En la práctica la sumergencia de la bomba se estima en unos 10 a 20 pies o 2.65 a 5.29m.

Tubería de Descarga: En la tubería de descarga o sarta de la bomba, se deberá efectuar un estudio económico comparativo de diversos diámetros, para seleccionar el más apropiado.

TABLA N.1: DIÁMETRO DE SARTAS DE CONEXIÓN DE BOMBAS.			
DIÁMETRO DE LA SARTA		RANGO DE CAUDALES	
Plg	mm	gpm	Lps
2	50	menor de 80	Menor de 5
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: Normas de Diseño de Sistemas de Abastecimiento y Potabilización del Agua. / INAA / Pág. 32.

En la sarta de la bomba deberán considerarse una válvula de compuerta y una válvula de retención, un medidor maestro, un manómetro con llave de chorro y derivación de descarga, para pruebas de bombeo y limpieza de la sarta. Cuando sea necesario, debe proyectarse una válvula de alivio para proteger la

instalación del golpe de ariete, se recomiendan los valores mostrados en la tabla siguiente.

TABLA N.2: VÁLVULAS DE ALIVIO DE ACUERDO AL CAUDAL.			
DIÁMETRO		RANGO DE CAUDALES	
Pulg	mm	gpm	Lps
1	25	menor de 60	Menor de 3.78
2	50	60 - 250	3.78-15
3	75	250 - 500	15-31
4	100	500 - 1000	31-63
6	150	1000 - 2000	63-126

Fuente: Normas de Diseño de Sistemas de Abastecimiento y Potabilización del Agua. / INAA / Pág. 32.

II.5. ALMACENAMIENTO.

Tanques de Almacenamiento: Son depósitos para el almacenamiento en los sistemas de abastecimiento de agua, la capacidad del sistema de almacenamiento se calculará en base al caudal promedio diario, estos deben de suplir las demandas que se presenten durante la vida útil del sistema, además de mantener las reservas suficientes para hacerle frente a incendios, interrupciones en el suministro de energía y averías en los elemento de conducción.

Los tanques de almacenamiento deberán estar localizados en zonas próximas al poblado y tomándose en cuenta la topografía del terreno, de tal manera que brinden presiones de servicios aceptables en los puntos de distribución.

Tanques (Clasificación por Sistemas Constructivos):

Mampostería: Se recomienda construir tanque de este material en aquellas localidades donde se disponga en abundancia de piedra bolón o piedra cantera. La altura de tanques de mampostería, preferiblemente no deberán superar los 2.5 metros de altura.

Hormigón Armado: En la construcción de tanque con este material se recomienda que la altura de estos no sean mayores de 7.0 metros, para evitarse problemas con el diseño estructural y la permeabilidad.

Acero: Se propone construir tanque de acero cuando en la localidad no se disponga de materiales locales como en los casos anteriores y por razones de requerimiento de presiones de servicios; sin embargo se deben de tomar en cuenta los costos de mantenimiento.

Tanques (Clasificación Respecto al Terreno):

Los tipos de almacenamientos que se han recomendado construir en el país según la legislación nacional vigente son superficiales, elevados, tipo cisterna y compensadores (Combinación de distintos tipos tanques).

Tanques superficiales: son tanques localizados sobre la rasante, se recomienda este tipo de tanque, cuando la topografía del terreno lo permita y en sitios que dispongan localmente de materiales de construcción como piedra bolón o cantera.

En el diseño de los tanques sobre el suelo debe de considerarse lo siguiente:

- Cuando la entrada y salida de agua es por medio de tuberías separadas, estas se ubicarán en los lados opuestos con la finalidad de permitir la circulación del agua.
- Debe considerarse un paso directo y el tanque conectado tipo puente (bypass), de tal manera que permita mantener el servicio mientras se efectúe el lavado o reparación del tanque.
- La tubería de rebose descargará libremente sobre una plancha de concreto para evitar la erosión del suelo.
- Se instalarán válvulas de compuerta en todas las tuberías, limpieza, entrada y salida con excepción de la de rebose, y se recomienda que las válvulas y accesorios sean tipo brida.
- Se debe de considerar los demás accesorios como; escaleras, respiraderos, indicador de niveles y acceso con su tapadera.
- Se recomienda que los tanques tengan un borde libre de 0.50 metros y deberán estar cubiertos con una losa de concreto.

Tanques Elevados: En el diseño de tanques elevados que generalmente son de acero en los que debe de considerarse lo siguiente.

- El nivel mínimo del agua en el tanque debe ser capaz de lograr presiones adecuadas en la red de distribución.
- Se debe emplear la misma tubería de entrada y salida del agua, en el caso que el sistema fuese del tipo Fuente-Red-Tanque.
- La tubería de rebose descargará libremente sobre una plancha de concreto para evitar la erosión del suelo.
- Se instalarán válvulas de compuertas en todas las tuberías, exceptuando la de rebose y se recomienda que todas las válvulas y accesorios sean tipo brida.
- Debe considerarse los demás accesorios como; escaleras, dispositivos de ventilación, acceso con su tapadera indicador de niveles y en caso especiales una luz roja para prevenir accidentes aéreos en vuelos nocturnos.
- Las escaleras exteriores deben tener protección adecuada y se diseñarán dispositivos que permitan controlar el nivel máximo y mínimo del agua en el tanque.

Tanques Tipo Cisterna: Estos son depósitos de almacenamientos soterrados, que se recomiendan en pequeñas granjas o comunidades rurales donde se carece de aguas superficiales, o subterráneas, por lo tanto el agua de lluvia es la fuente disponible de abastecimiento local.

El agua de lluvia que escurre en los sistemas de techos se conduce a través de canales y ductos de bajantes a las cisternas de almacenamiento situado sobre el piso o soterrado.

La cisterna puede ser construida de mampostería u hormigón armado, en ella se puede emplazar una bomba de mano de acción directa o de mecate para la distribución de agua.

Capacidad de Almacenamiento del Tanque: La capacidad del tanque de almacenamiento, se diseña con la aplicación de la legislación nacional vigente, así como apoyado en diferentes consideraciones y criterios del diseñador:

Volumen Compensador “ $V_{ol.Comp.}$ ”: Es el agua necesaria para compensar las variaciones horarias del consumo. Para poblaciones menores de 20,000 habitantes, el 25% del consumo promedio diario; y para poblaciones mayores de 20,000 habitantes, será necesario determinar este volumen en base al estudio y análisis de las curvas acumuladas (masas) de consumo y de producción, del sistema de agua de la localidad existente o de una similar.

Volumen de Reserva para Eventualidades y/o Emergencias “ $V_{ol.Reserv.}$ ”: Es el volumen de agua necesaria para atender eventualidades en caso de emergencia, como reparaciones en la línea de conducción u obras de captación. Se estimará igual al 15 % del consumo promedio diario.

Volumen de Reserva para Combatir Incendios “ $V_{ol.Incend.}$ ”: La reserva para incendio se hará con un almacenamiento de 2 horas de acuerdo a la demanda de agua para incendio.

II.6. CLASIFICACIÓN DE MODELOS HIDRÁULICOS.

Modelos de red abierta o ramificada: Red donde las cañerías secundarias se derivan de las maestras y a su vez se ramifican con configuraciones de tipo peine o espina de pescado. El abastecimiento de agua a cada consumidor se realiza por un sólo camino.

Modelos de red cerrada o mallada: Sistema reticulado o anular que abastece mediante mallas. El abastecimiento de agua a cada consumidor se realiza por dos caminos como mínimo.

II.7. LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y RED DE DISTRIBUCIÓN.

Línea de conducción: Se definirá como “Línea de conducción” a 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. En la selección del trazado de la línea de conducción, deben considerarse siempre que sea posible, que la conducción sea por gravedad, que sea cerrada y a presión, que el trazo sea lo más directo posible, desde la fuente a la red de distribución, evitando que la línea atraviese por terrenos extremadamente difíciles o inaccesibles y garantizando en los puntos críticos de la línea de conducción exista una presión mínima de 5 mca, y a la vez que se eviten las presiones máximas de 70 mca. Su capacidad se calculará con el Consumo Máximo Diario "CMD". 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.

Red de distribución: es un sistema integrado por una serie de tuberías, generalmente enterradas, con piezas de unión y accesorios necesarios para operarla. El diseño de la red de distribución puede tratarse de una red abierta, de malla cerrada, o una combinación de ambas. El trazado de la red de distribución se realiza en la planimetría de la localidad, tratando de abarcar el mayor número de viviendas mediante conexiones domiciliarias. En el diseño de la red de distribución se debe de considerar las condiciones más desfavorables, con el fin de asegurar su correcto funcionamiento para el último año del período de diseño, sirviendo al mayor porcentaje de la población dentro de las viviendas, en forma continua, de calidad aceptable, cantidad suficiente y con la presión adecuada. La distribución de los gastos, debe hacerse mediante hipótesis que esté acorde con el consumo real de la localidad durante el período de diseño.

Para el diseño de la red de distribución se requiere del conocimiento de la topografía del terreno, la ubicación de la fuente de agua y del sitio del tanque a utilizarse, los puntos de entrada de agua a la red de distribución.

II.8. PARÁMETROS DE DISEÑO.

Período de diseño: Es la fecha prevista para que la red sea utilizada con su capacidad total. El periodo de diseño del proyecto se define basado en el requerimiento previsible de la población, el monto de las inversiones y las necesidades de operación. Su elección debe apoyarse en un estudio previo de posibilidades financieras de la población, de la vida útil estimada para los materiales y del equipo para operar los sistemas.

En los diseños de proyectos de abastecimiento de agua se recomienda fijar la vida útil de cada uno de los componentes del sistema, con el propósito de determinar que períodos de estos componentes del Sistema, deberán satisfacer las demandas futuras de la comunidad.

TABLA N.3: PERÍODOS DE DISEÑO ECONÓMICO DE LOS ELEMENTOS DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE.	
TIPOS DE COMPONENTES	PERÍODO DE DISEÑO
POZOS EXCAVADOS	10 años
POZOS PERFORADOS	15 años
CAPTACIONES SUPERFICIALES Y MANANTIALES	20 años
DESARENADOR	20 años
FILTRO LENTO	20 años
LÍNEAS DE CONDUCCIÓN	15 años
TANQUE DE ALMACENAMIENTO	20 años
RED DE DISTRIBUCIÓN	15 años

Fuente: Curso de Actualización Continua, Diseño de Redes de Agua Potable "UNI".

Pérdidas en el Sistema: Parte del agua que se produce en un sistema de agua potable se pierde en cada uno de sus componentes. Esto constituye lo que se conoce con el nombre de desperdicio en el sistema. Dentro del proceso de diseño, esta cantidad de agua se puede expresar como un porcentaje del consumo del día promedio. En el caso de Nicaragua, el porcentaje se fija en un 20%, para sistemas nuevos.

TABLA N.4: ECUACIONES PARA DETERMINAR LAS PÉRDIDAS DE ENERGÍA POR FRICCIÓN EN DISEÑOS HIDRAULICOS.				
NOMBRE DE LA FÓRMULA	FORMULA		VARIABLES	USO DE LA FÓRMULA
	Sistema Internacional (SI)	Sistema Británico (US)		
Hazen-			HL = pérdida de carga (mca; ft).	La fórmula de Hazen-

$$H_f = \frac{4.727 * L * Q^{1.852}}{C^{1.852} * D^{4.871}}$$

Williams ¹	$H_f = \frac{10.674 * L * Q^{1.852}}{C^{1.852} * \phi^{4.871}}$		Q = caudal (m ³ /s;ft ³ /s). L = longitud de la tubería (m, ft). d = diámetro de la tubería (m, ft). C = Coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams (Adimensional).	Williams sólo puede utilizarse para determinar las pérdidas de energía en redes que transporten agua potable y no para otra clase líquidos.
Darcy-Weisbach ²	$H_f = \frac{f * L * V^2}{\phi * 2g} = \frac{0.0827 * f * L * Q^2}{\phi^5}$		HL = pérdida de carga (mca; ft). g = aceleración de la gravedad (m/s ² ;ft/s ²). v = velocidad del flujo (m/s; ft/s). Q = caudal (m ³ /s;ft ³ /s). L = longitud de la tubería (m, ft). d = diámetro de la tubería (m, ft). f = factor de fricción (Adimensional).	La fórmula de Darcy-Weisbach es aplicable a todo tipo de líquidos y regimenes (laminar, transicional y turbulento). Las fórmulas anteriores son válidas para cualquier sistema de unidades coherente.
Chezy-Manning ³	$H_f = \frac{10.294 * n^2 * L * Q^2}{\phi^{5.33}}$	$H_f = \frac{4.66 * n^2 * L * Q^2}{\phi^{5.33}}$	HL = pérdida de carga (mca; ft). Q = caudal (m ³ /s;ft ³ /s). L = longitud de la tubería (m, ft). d = diámetro de la tubería (m, ft). n = coeficiente de rugosidad de Manning (Adimensional).	La fórmula de Chezy-Manning es utilizada principalmente para canales y tuberías de gran diámetro, donde la turbulencia está muy desarrollada.

Fuente: Creación de tabla a partir de datos extraídos, de Manual EPANET.

Coeficiente de Rugosidad: Coeficiente de rugosidad para diferentes tipos de materiales utilizados como conductos de agua potable.

TABLA N.5: COEFICIENTES DE RUGOSIDAD PARA TUBERÍAS NUEVAS.			
MATERIAL	C- HAZEN-WILLIAMS (universal)	E - DARCY-WEISBACH (mm)	N - MANNING (universal)
Fundición	130 - 140	0,25	0,012 - 0,015
Hormigón o revestida	120 - 140	0,3 - 3,0	0,012 - 0,017

¹ La ecuación de Hazen-Williams, fue creada por dos Norteamericanos Ing. Allen Hazen e Ing. Gardner Stewart Williams, se utiliza particularmente para determinar las pérdidas de energía del agua en tuberías llenas, o conductos cerrados es decir, que trabajan a presión; esta antes de ser dada a conocer, fue probada por primera vez en el año de 1906, en más de 2,000 proyectos hidráulicos y más de 400 veces en laboratorio.

² La ecuación de Darcy-Weisbach, es una ecuación empírica ampliamente usada por ingenieros hidráulicos, ya que permite el cálculo de la pérdida de carga debida a la fricción dentro una tubería llena, ésta fórmula fue inicialmente desarrollada por el Ingeniero francés Henry Philibert Gaspard Darcy y perfeccionada por el Ingeniero alemán Julius Ludwig Weisbach en 1845.

³ El irlandés Robert Manning en 1889, perfeccionó la fórmula inventada por el Ingeniero francés Antoine de Chézy en 1769 que permitía obtener la velocidad media en la sección de un canal → velocidad media del agua "v" = C * √R * S, Donde C = coeficiente de Chézy; "R" = radio hidráulico "S" = pendiente del canal. Manning no recibió ninguna educación o entrenamiento formal acerca de la mecánica de fluidos o la ingeniería en general, su experiencia en contaduría y su pragmatismo influenciaron su trabajo y lo condujeron a reducir problemas a su forma más simple, Comparó y evaluó siete de las mejores y más conocidas fórmulas de la época: Du Buat (1786), Eytelwein (1814), Weisbach (1845), St. Venant (1851), Neville (1860), Darcy - Bazin (1865) y Ganguillet - Kutter (1869). Calculó la velocidad obtenida de cada fórmula para una pendiente dada y un radio hidráulico variable desde 0.25m hasta 30 metros. Entonces, para cada condición, encontró el valor principal de las siete velocidades y generó una fórmula que se ajustaba mejor a los datos obtenidos.

de hormigón			
Hierro Galvanizado	120	0,15	0,015 - 0,017
Plástico	140 - 150	0,0015	0,011 - 0,015
Acero	140 - 150	0,03	0,015 - 0,017
Cerámica	110	0,3	0,013 - 0,015

Fuente: Manual EPANET.

Diámetro Mínimo en red de Distribución: El diámetro mínimo de la tubería de la red de distribución será de 2 pulgadas (50 mm) siempre y cuando se demuestre que su capacidad sea satisfactoria para atender la demanda máxima, aceptándose en ramales abiertos en extremos de la red, para servir a pocos usuarios de reducida capacidad económica; y en zonas donde razonablemente no se vaya a producir un aumento de densidad de población, podrá usarse el diámetro mínimo de 1 ½" (37.5 mm) en longitudes no superiores a los 100.00 m.

Diámetro de Conexiones Domiciliares: El diámetro mínimo de cada conexión será de ½" (12.5 mm). Toda conexión domiciliar deberá estar siempre controlada por su medidor correspondiente o por un regulador de flujos.

Cobertura Sobre Tuberías: En el diseño de tuberías colocadas en calles de tránsito vehicular se mantendrá una cobertura o profundidad mínima de 1.20 m, a partir de la corona del conducto en toda su longitud, y en calles peatonales esta profundidad mínima será 0.70 m.

Presiones Mínimas y Máximas: La presión es también conocida como carga hidráulica o columna de agua. La presión 1 metro columna de agua es equivalente a 0.10 Kg/cm², que a su vez es equivalente a 1.42 PSI; y 0.097 atmosfera⁴. La presión mínima residual en la red principal será de 14 m (20PSI); la carga estática máxima será de 50 m (70 PSI). Se permitirán en puntos aislados, presiones de 70 m (99 PSI) únicamente para la línea de conducción (no para la red de distribución).

Velocidad de Diseño: La velocidad es una magnitud física que expresa la distancia recorrida en una unidad de tiempo, su unidad en el Sistema Internacional es el metro por segundo (m/s), para el diseño de redes, se procurará que la velocidad no exceda más de los 2 m/s (para evitar el fenómeno del Golpe de Ariete, que tiende a ocurrir cuando las velocidades son mayores), siendo la velocidad mínima recomendada de 0.60 m/s.

La velocidad puede ser calculada a través de la fórmula de continuidad, que se expresa como sigue:

$$Q = V * A \quad \rightarrow \quad V = Q/A$$

V: velocidad (m/s).

Q: caudal (m³/s).

A: Área de la sección transversal de la tubería (m²).

⁴Instalaciones Sanitarias /Universidad Nacional de Ingeniería. / Ing. Jorge Ortiz B.

II.9. ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LAS REDES.

El análisis hidráulico de la red y de las líneas de conducción, permitirá dimensionar los conductos de las nuevas redes de distribución, así como los conductos de los refuerzos de las futuras expansiones de las redes existentes. La selección del diámetro es también un problema de orden económico, ya que si los diámetros son grandes, elevará el costo de la red y las bajas velocidades provocarán frecuentes problemas de depósitos y sedimentación, pero si es reducido puede dar origen a pérdidas de cargas elevadas, y altas velocidades.

El análisis hidráulico presupone, también la familiaridad con los procesos de cómputos hidráulicos.

Para el análisis de una red deben considerarse los aspectos de red abierta y el de malla cerrada. a. Seccionamiento. b. Método de relajamiento o de pruebas y errores de Hardy Cross (balance de las cargas por correcciones de los flujos supuestos y el balanceo de los flujos por correcciones de las cargas supuestas). c. Método de los tubos equivalentes. d. Análisis mediante computadores.

Análisis de Red Abierta:

En el caso de red abierta puede usarse la fórmula de Hazen-Williams u otras similares.

$$S = 10.67 \left[\frac{Q^{(1.85)}}{C^{(1.85)} * \emptyset^{(4.87)}} \right] \quad H = 10.67 \left[\frac{Q}{C} \right]^{(1.85)} * \left[\frac{L}{\emptyset^{(4.87)}} \right] \quad \frac{H}{L} = S$$

Donde:

H: Pérdida de carga (m).

S: Pérdida de carga en (m/m).

Q: Caudal (m³/s).

∅: Diámetro (m).

L: Longitud (m).

Análisis de Red Cerrada (Método de Hardy Cross⁵):

Para el caso de malla cerrada podrá aplicarse el método de Hardy Cross, considerando las diferentes condiciones de trabajo de operación crítica. Una red de distribución cerrada de tuberías puede ser interpretada como el conjunto de tuberías principales de agua potable de una urbanización, como se representa en la figura.

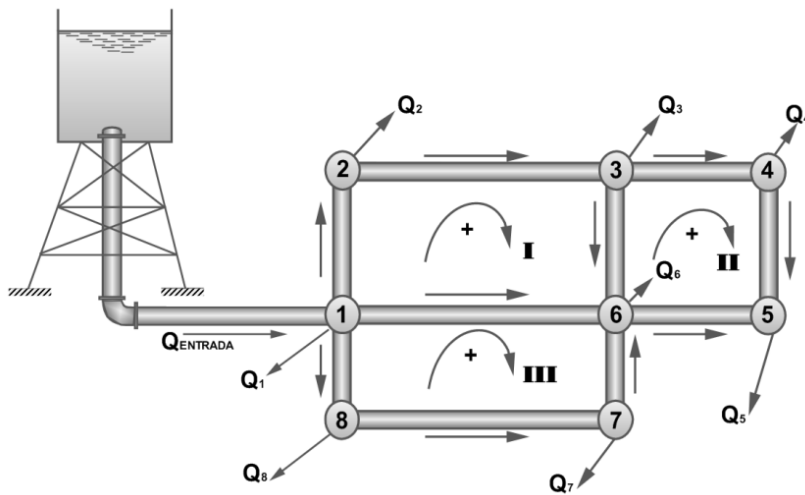


Imagen 07: Esquema de red de agua potable, dotado de tres mallas.

Los caudales de salida son interpretados de forma concentrados en los nodos (determinados por el método de las áreas tributarias o por método del gasto específico por longitud) aunque en la realidad se distribuye gradualmente a lo largo de las tuberías (tomas domiciliarias). Esta hipótesis es conservadora y simplifica los cálculos donde los caudales en cada tubería se consideran como constante.

El método de balance de la carga en los nodos es un proceso iterativo basado en la primicia de los caudales supuestos que se distribuyen cumpliendo en cada nodo de la red la ecuación de continuidad, dando así las condiciones siguientes: Que la sumatoria de los caudales de entrada (caudal de diseño y

⁵ Hardy Cross (1885-1959), fue un ingeniero de origen estadounidense, que a mediados del siglo xx creó el método iterativo de Hardy Cross para modelar redes complejas de abastecimiento de agua potable, así como el método de Cross para estructuras o método de distribución de momentos, empleado en el diseño de obras en hormigón armado.

caudal de variación de consumo) a la red deberá ser igual a la sumatoria de los caudales de salida (gastos concentrados en los nodos) en la red.

Que la sumatoria de las pérdidas de carga en cada circuito cerrado deberá ser igual a cero, la convención de signos que se adoptan en cada circuito en forma independiente consiste en que los caudales en la dirección de las agujas del reloj se toman como positivos, en caso contrario serán negativos, dando así el signo de las pérdidas correspondientes a su caudal; de modo que el caudal de la tubería en común a los dos circuitos, para uno será positivo y para el otro será negativo.

Si los caudales iniciales supuestos fueran los correctos en cada circuito, la sumatoria de las pérdidas en cada uno de ellos serían igual a cero cumpliendo así el balance de carga, de lo contrario se tendría que corregir los caudales iniciales supuestos en cada circuitos hasta lograr los caudales verdaderos en cada tubería de la red de distribución.

La corrección de balance de carga en un circuito cualquiera se deduce de la forma siguiente:

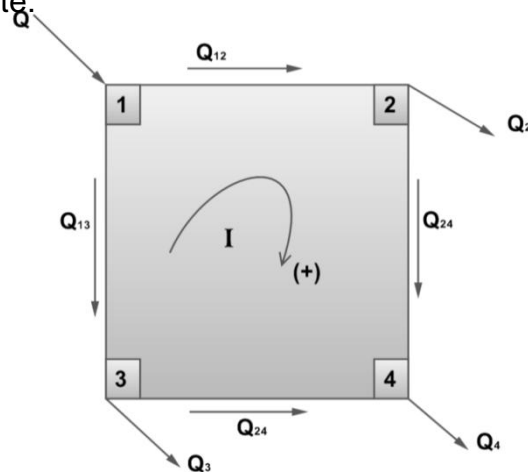


Imagen 08: Esquema de una malla, de una red de agua potable.

El circuito está formado de cuatro nodos y cuatro tuberías. En cada nodo existe un valor de carga piezométricasz_1 y en cada tubería un caudal Q_{ij} , donde i representa el nodo de mayor altura piezométrica que en el nodo j, en el circuito cerrado podemos analizar el balance de carga como:

$$h_{p_{ij}} = K_{ij} Q_{ij}$$

$$n = 2 \rightarrow k = \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5}$$

$$n = 1.852 \rightarrow k = \frac{10.67(L)}{C^{1.852} D^{4.87}}$$

En el sentido positivo (sentido de las agujas del reloj).

$$\text{En la tubería 12: } Z_1 - Z_2 = hp_{12}$$

$$\text{En la tubería 24: } Z_2 - Z_4 = hp_{24}$$

$$\text{Sumando: } Z_1 - Z_4 = hp_{12} + hp_{24}$$

En el sentido negativo (sentido contrario al de las agujas del reloj).

$$\text{En la tubería 13: } Z_1 - Z_3 = hp_{13}$$

$$\text{En la tubería 34: } Z_3 - Z_4 = hp_{34}$$

$$\text{Sumando: } Z_1 - Z_4 = hp_{13} + hp_{34}$$

Igualando obtenemos que $hp_{12} + hp_{24} = hp_{13} + hp_{34}$ donde se demuestra que la suma algebraica de las pérdidas de carga alrededor del circuito es igual a cero, o sea $\sum_{i=1}^n hp_{ij} = \sum_{i=1}^n K_{ij} Q_{ij}^n = 0$

Esta condición es válida independientemente de la cantidad de tuberías (n=número de tuberías) que constituyan el circuito. Si la tercera condición no se cumple se tendrá que elegir con un incremento de caudal (ΔQ) en cada tubería del circuito, o sea:

$$\sum_{i=1}^n hp_{ij} = \sum_{i=1}^n (Q + \Delta Q)^n = 0$$

Análisis por Computadoras:

El análisis de la red de agua potable del proyecto Villas del Señor de Esquipulas, se realizará por medio de computadora a través del programa EPANET⁶, siendo un programa de ordenador que realiza simulaciones en período extendido del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de distribución a presión.

Con EPANET se puede realizar el análisis hidráulico, sin importar el tamaño de la red, determinar el caudal que circula por cada una de las conducciones, la presión en cada uno de los nudos, el nivel de agua en cada tanque y la concentración de diferentes componentes químicos a través de la red durante un determinado periodo de simulación, conocer las pérdidas por fricción en las conducciones mediante las expresiones de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, o Chezy-Manning, incluyendo pérdidas menores en conexiones tales como codos y acoplamientos, nos permite modelar bombas funcionando tanto a velocidad de giro constante como a velocidades de giro variables, en un proyecto se pueden aplicar diferentes tipos de válvulas, incluyendo válvulas de regulación, válvulas de retención, válvulas de aislamiento, válvulas reductoras de presión, válvulas de control de caudal, podemos determinar el funcionamiento del sistema simplemente con el nivel de agua en el tanque y controles de tiempo o utilizar un complicado sistema de regulación temporal.

⁶ La Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos "U.S. Environmental Protection Agency" (US_EPA), es un organismo federal que rige en los 50 estados (incluyendo Alaska y Hawái), que en la década de los años de 1970's, le aprueban el financiamiento solicitado al congreso, para la construcción de un software que permitiera unificar los diseños, una herramienta que normara las propuestas de redes de agua potable a nivel federal, por lo que el EPA paga a una Universidad Canadiense llamada Wáter Loop, para que crease un software que permitiera la modelación y simulación de acueductos para los futuros proyectos a ser desarrollados en Estados Unidos, este programa fue nombrado "EPANET", la universidad de Wáter Loop poseía la patente, y en su misión de expandir el conocimiento, presentan el objetivo pedagógico del software, para el estudio de redes hidráulicas, planteando a su vez, que su distribución debía de ser libre y gratuita. Wáter loop publicó 3 ediciones del programa EPANET, del que se han realizado dos traducciones, la francesa y la española, la traducción al español fue realizada por la Universidad Politécnica de Valencia. En Nicaragua a los consultores que laboran en proyectos del "FISE" (Fondo de Inversión Social de Emergencia), se les suele sugerir la preferencia del uso del programa EPANET, con respecto a otros programas como Loop o Watercad, a pesar que los resultados tienden a ser muy similares.

Condiciones de Análisis en un Sistema de Distribución por Gravedad: El diseño de la red de distribución se hará para tres condiciones de operación. Consumo de la máxima hora para el año último del período de diseño. En esta condición se asume una distribución razonada de la demanda máxima horaria en todos los tramos y circuitos de la red de distribución, pudiendo el caudal demandado llegar bajo dos condiciones según sea el caso:

- El 100% del caudal demandado llegará por medio de la línea de conducción, fuente o planta de tratamiento, siempre y cuando, que no se contemple tanque de almacenamiento.
- El caudal demandado llegará por dos puntos, la demanda máxima diaria por la línea de conducción y el resto aportado por el tanque de abastecimiento para completar la demanda máxima horaria.
- Consumo coincidente: Ese caudal corresponde a la demanda máxima diaria más la demanda de incendio ubicado en uno o varios puntos de la red de distribución.
- Demanda cero: En esta condición se analizan las máximas presiones estáticas en la red.

Condiciones de Análisis en un sistema Distribución por Bombeo: Para el diseño de un sistema por bombeo se tienen dos posibles condiciones de operación:

- Sistema de bombeo contra el tanque de almacenamiento y del tanque de almacenamiento a red de distribución por gravedad.
- Sistema de bombeo contra la red de distribución, con tanque de almacenamiento dentro de la red o en el extremo de ella.

II.10. ACCESORIOS Y OBRAS COMPLEMENTARIAS.

Anclajes: Es obligado el uso de los anclajes de concretos siempre en cada uno de los accesorios de la red. El diseño de los mismos será realizado para

soportar las fuerzas internas producidas por la presión del agua dentro de la red.

Empalmes: Uniones, enlaces, ensambles; es el punto de la red, donde se conectan cañerías proyectadas con existentes. Está formada por cañerías maestras o cabeceras, distribuidoras o secundarias y subsidiarias, y sus piezas especiales.

Hidrantes: Los hidrantes son piezas especiales que deberán localizarse preferentemente en las líneas matrices de las redes de distribución, tomando en cuenta su función específica, se fijará su capacidad en función a la naturaleza de las áreas a las que deberán prestar su protección. A continuación se especifican los espaciamientos máximos, y caudales recomendados:

- En zonas residenciales, unifamiliares con viviendas aisladas, deberán colocarse a 200 metros de separación y su capacidad de descarga será de 160 gpm (10 l/s). También se respetará la separación de 200 m, en áreas residenciales, comerciales, mixtas o de construcciones unifamiliares continuas. En este caso, su capacidad de descarga será de 250 gpm (15.77 l/s). Se recomienda que los hidrantes sean de 4" (100 mm) de diámetro, provistos de dos bocas de incendios de 2 ½" (62.5 mm) de diámetro con roscas National Standard.
- Los hidrantes estarán localizados a una distancia de 100 metros cuando se trate de proteger a las áreas industriales, comerciales o residenciales de alta densidad. Su capacidad de descarga será de 500 gpm (31.5 l/s). El cuerpo del hidrante será de 6" (150 mm) con una boca de 3 ½" (87.5 mm) y dos bocas de 2 ½" (62.5 mm) con roscas National Standard.
- Adicionalmente se recomienda instalar hidrantes en lugares en donde se llevan a cabo reuniones o aglomeraciones públicas, tales como: cines, gimnasios, teatros, iglesias, etc. En tales lugares la protección debe de buscarse en base a dos hidrantes de 6" (150 mm) de diámetro como mínimo.

Válvulas: Las válvulas son componentes importantes de un sistema de agua potable. Existe una variedad de válvulas que se colocan en la red, cada una tiene una función específica.

Válvulas de Admisión y Expulsión de Aire: Se utiliza para expulsar el aire que pueda haber entrado en la tubería de impulsión mezclado con el agua o que esté presente en esta antes de comenzar su funcionamiento. Igualmente para admitir aire en la tubería y romper así el vacío que pueda producirse dentro de esta e impedir la falla por aplastamiento al producirse el cierre de las válvulas de compuerta.

Válvula de Compuerta: Diseñada para permitir el flujo de gas o líquido en línea recta con una caída de presión. Se usan donde el disco de la válvula se mantiene totalmente abierta o totalmente cerrada. No son adecuadas para estrangulación dejando las válvulas parcialmente abiertas, causa erosión y daña el disco.

Válvula de Globo: El uso principal de las válvulas de globo consiste en regular o estrangular un fluido, desde el goteo hasta el sello completo y opera eficientemente en cualquier posición intermedia del vástago.

Válvulas de Limpieza: Estos dispositivos que permitirán las descargas de los sedimentos acumulados en las redes deberán instalarse en los puntos extremos y más bajos de ellas.

Válvulas de Pase: Deberán espaciarse de tal manera que permitan aislar tramos máximos de 400 metros de tuberías, cerrando no más de cuatro válvulas. Serán instaladas siempre en las tuberías de menor diámetro y estarán protegidas mediante cajas metálicas subterráneas u otras estructuras accesibles especiales.

Válvula Reductora de Presión y Cajas Rompe Presión: Contribuyen en la disminución de sobre-presiones, estas deberán diseñarse siempre y cuando las condiciones topográficas de la localidad así lo exijan. Estas son válvulas de alivio contra el golpe de ariete, que en las sarta de bombeo se colocan después de la válvula de retención para disipar la sobrepresión que se pueda producir y así proteger el equipo de bombeo y accesorios del golpe de ariete.

Válvulas de Retención o de Cheque: Su disposición tiene como objetivo en la línea de impulsión impedir que la inversión de la corriente de agua ocasione la rotación inversa del conjunto para preservar el motor de la bomba e impedir el vaciado de la línea de impulsión y posibles inundaciones de la casa de bombas. En la sarta de bombeo se debe de colocar después del equipo de bombeo y antes de la válvula de cierre y en posición horizontal, una de las razones para esto radica en las labores frecuentes de sostenimiento que esta válvula exige y en caso de una instalación invertida se haría necesario el vaciado completo de la línea de impulsión para dichas labores de sostenimiento.

CAPITULO III: DISEÑO METODOLÓGICO.

En este trabajo monográfico se aplicó el denominado método científico, que consiste en desarrollar un proceso de investigación de las actividades involucradas en la dotación de sistemas de agua potable, a aplicar en la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas.

Para lograr un buen desarrollo de este trabajo de culminación de estudios, se realizó la consulta de guías, manuales y normas, proporcionados por nuestra legislación nacional vigente, a través de libros, monografías, revistas científicas, documentos en Internet, y otros artículos, vinculados con el tema en estudio.

A continuación se presenta una descripción general de los componentes más importantes de la metodología que se utilizó en este trabajo de culminación de estudios:

III.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO.

Mediante el estudio de campo y levantamiento topográfico, se dispondrá de los planos de planta y altimétrico del sitio de proyecto, además de las posibles zonas de expansión⁷.

Las actividades u operaciones necesarias para llevar a cabo el levantamiento topográfico, se dividen en dos áreas de trabajo, que son las siguientes:

- En campo. Efectuadas directamente sobre el terreno, en las cuales se utilizan los instrumentos de medición al espacio físico.
- Oficina o Gabinete. Es el procesamiento de datos adquiridos en el campo.

⁷INAA. *Normas Técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del Agua*. Managua 2001.



III.1.a. TRABAJO Y OPERACIONES EN OFICINA.

Concluidas las operaciones en campo y con base a lo efectuado se realiza lo siguiente:

- El Descargue la información de los instrumentos a la computadora.
- Se ordena los datos con código de leyenda y transfirieren a Auto CAD, para manipular la información.

Proceda a calcular por medio de Auto CAD, los siguientes parámetros:

- Coordenadas cartesianas de todos los puntos.
- Distancia entre puntos.
- Ángulos entre alineamientos.
- Áreas de lotes, parcelas, franjas, áreas de secciones transversales.
- Cubicaciones o determinación de volúmenes de tierras.
- Alturas relativas de puntos, entre otros.
- Confeccione un plano a escala (representación gráfica o dibujo) de los puntos y objetos de los detalles levantados en el campo.

III.1.b. PARÁMETROS A CONSIDERAR EN EL LEVANTAMIENTO.

- La nivelación ha de ser referida a un BM geodésico, o un BM asumido igual a 100.
- El levantamiento altimétrico de las curvas de nivel se realizarán a intervalos de 0.25 m, debido a que el terreno, es relativamente plano con pendientes que oscilan en un rango del 2% al 6%.
- El cierre de la poligonal, ha de ser menor de $1/5000$, debiendo coincidir con el área, distancias y rumbos indicados en la legalidad del terreno.
- El error de cierre angular "Ea" deberá ser $Ea \leq n^{1/2}$, donde "n" es el número de ángulos de la poligonal.
- El error de cierre en la nivelación "En" deberá ser: $En \leq 30 \times L^{1/2}$, donde L es la longitud nivelada en Km. El valor de "En" estará dado en milímetros.

III.2. ESTUDIO DE SUELO.

El estudio de suelo en este proyecto de diseño de red de agua potable, se requiere en el sitio destinado para la ubicación del tanque de almacenamiento, ya que es muy importante si se quiere garantizar la estabilidad de una estructura, este estudio consiste realizar pruebas de resistencia mecánica del suelo, y también en tomar muestras de suelo del sitio de interés, para luego ser ensayadas en un laboratorio, con el análisis de la información obtenida del estudio, se determina la capacidad de soporte del suelo, permitiendo realizar recomendaciones relacionadas con la preservación o mejoramiento del suelo de cimentación.

III.3. POBLACIÓN DE DISEÑO.

Uno de los métodos más utilizados para calcular la población de diseño, en proyectos urbanísticos, sugerido por INAA es el “Método de Saturación”, donde ya están definidos el número de vivienda que se construirán.

III.3.a. MÉTODO DE SATURACIÓN.

Este método trata de establecer la población de saturación para un lugar determinado. Para aplicar este método, es necesario constar con suficiente información del sitio, que permita obtener el número de viviendas, el número de lotes vacíos que representarán el número de viviendas futuras y el índice habitacional. En el caso de proyectos urbanísticos nuevos, se estima la capacidad máxima de habitantes en una vivienda, los cuales se multiplican con el total de casas a construir en el proyecto y de esta manera se obtiene la población total a servir.

Este método trata de determinar la población de saturación o cantidad máxima de habitantes que pueden alcanzar en el área del proyecto, y con ella diseñar el sistema de abastecimiento.

III.4. DOTACIONES.

Se seleccionará la dotación clasificando la urbanización de acuerdo a las características socioeconómica de la población que se espera que va a residir en ella y seleccionando la dotación respectiva conforme a las normas del INAA.

III.4.a. CONSUMO DOMÉSTICO.

La cantidad de agua empleada para consumo doméstico depende de la localización del sitio del proyecto (Managua o resto de ciudades del país), las características del emplazamiento y del tamaño de la población a servir, en el caso de la ciudad de Managua existe una clasificación por barrios, que permiten determinar el consumo doméstico de agua potable para un asentamiento humano.

TABLA N.6: CONSUMO DOMÉSTICO EN LA CIUDAD DE MANAGUA.		
CLASIFICACIÓN DE BARRIOS	DOTACIÓN	
	gl/hab/día	L/hab/día
- Asentamientos progresivos	10	38
Zonas de máxima densidad y de actividades mixtas.	45	170
- Zonas de alta densidad	40	150
- Zonas de media densidad	100	378
- Zonas de baja densidad	150	568

Fuente: Normas de Diseño de Sistemas de Abastecimiento y Potabilización del Agua. / INAA / Pág. 4.

III.4.b. AGUA PARA INCENDIOS:

La población máxima prevista en Villas del señor de Esquipulas es de 696 personas, la cual según las normas de INAA, no requiere de tomas contra incendio, sin embargo esta urbanización contribuirá al incremento de la población de la ciudad capital, por lo que se requiere de al menos de un toma disponible para combatir cualquier eventualidad de incendio, que se genere en el proyecto.

III.5. PRESUPUESTO DE OBRAS DE RED DE AGUA POTABLE.

En el presupuesto de construcción del proyecto de drenaje de red de agua potable, se encuentran involucrados una serie de procesos y operaciones, que implican el método constructivo seleccionado, los equipos y maquinarias a utilizar, así como la contratación de profesionales y mano de obra calificada, involucrada en las obras a desarrollar.

Se calcularán los costos unitarios de las actividades del proyecto, y se realizara un resumen del presupuesto general del proyecto, con lo que se definirá la magnitud económica del proyecto, es decir la cantidad monetaria del valor de la obra.

CAPITULO IV: CRONOGRAMA DE TRABAJO.

Las actividades propuestas y su correspondiente tiempo asignado serán válidas, una vez sea aprobado el presente protocolo.

Actividad	Tiempo (semanas)																											
	1 ^{ra}	2 ^{da}	3 ^{ra}	4 ^{ta}	5 ^{ta}	6 ^{ta}	7 ^{ma}	8 ^{va}	9 ^{na}	10 ^{ma}	11 ^{ma}	12 ^{ma}	13 ^{ra}	14 ^{ta}	15 ^{ta}	16 ^{ta}	17 ^{ma}	18 ^{va}	19 ^{na}	20 ^{ma}	21 ^{ra}	22 ^{da}	23 ^{ra}	24 ^{ta}	25 ^{ta}	26 ^{ta}		
Recopilación de información	■	■	■	■																								
Estudio Topografico			■	■	■																							
Estudio de poblacion y demanda						■	■																					
Análisis hidráulico de la red								■	■	■																		
Diseño del sistema de A.P.											■	■	■	■	■													
Dibujo de los planos			■	■												■	■	■										
Elaboración del presupuesto																				■								
Escribir el documento final																					■	■	■	■	■	■		
Entrega del documento final																												■

CAPITULO V: BIBLIOGRAFÍA.

1. Enciclopedia Encarta / Microsoft ® Encarta ® 2013. / Microsoft Corporation.
2. Guía Para el Diseño de Redes de Distribución en Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable / Organización Panamericana de la Salud “OPS” y Organización Mundial de la Salud “OMS” / 2005.
3. Instalaciones Sanitarias /Universidad Nacional de Ingeniería. / VI-CAPITULOS. / 141 Páginas. / Ing. Jorge Ortiz B.
4. Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento. / Redes de distribución / Comisión Nacional del Agua / México.
5. Manual de Mantenimiento de Sistemas de Suministro de Agua Potable para Reducir Vulnerabilidad Operativa/ Programa Sub-Regional de Reducción de Vulnerabilidad de los Sistemas de Agua Potable y Saneamiento en Centroamérica /Organización Panamericana de la Salud “OPS” y Organización Mundial de la Salud “OMS”/Marzo 2004.
6. Manual Técnico Para Tuberías Plásticas. / Tubo-sistemas “PVC”/ AMANCO NICARAGUA.
7. Norma Para el Desarrollo de Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario de Centros Residenciales, Industriales y Comerciales. / Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA). / 16 Octubre 2008.
8. NTON 09 003 – 99: Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense para el Diseño de Abastecimiento y Potabilización del Agua. / Comisión Nacional de Normalización Técnica y Calidad de Fomento, Industria y Comercio.

CAPITULO I: GENERALIDADES.

I.1. INTRODUCCIÓN.

El agua, es el líquido vital para el funcionamiento dinámico de la vida, sin el agua las personas no podrían realizar muchas de sus actividades básicas, los seres vivos no podrían sobrevivir, las plantas no crecerían, y todo lo que nos rodea fuera inerte.

El abastecimiento de agua potable tiene enorme importancia, ya que cualquier población, por pequeña que sea, debería contar como mínimo con los servicios de acueducto, para impulsar su desarrollo social y económico, y ante todo para satisfacer las necesidades básicas de supervivencia y salud, reduciendo con ello las altas tasas de morbilidad y mortalidad en especial de la población infantil.

En Nicaragua los niveles de acceso a servicios de infraestructura de agua potable históricamente registrados han sido bajos en comparación con los estándares regionales, sin embargo en los últimos años se han logrado avances significativos con respecto a la aplicación de la legislación nacional vigente, diseño y ejecución de obras hidráulicas en los nuevos proyectos desarrollados en nuestra nación, es por tal motivo que en la proyección de un asentamiento humano como **“Urbanización Villas del Señor de Esquipulas”** debe de contemplarse el diseño de redes de abastecimiento de agua potable, para suministrar un volumen suficiente de agua a una presión adecuada y con una calidad aceptable, desde la fuente de suministro hasta los consumidores.

I.2. ANTECEDENTES.

La Cooperativa de Ahorro y Crédito Caja Rural Nacional (CARUNA R.L) ha adquirido un terreno de 5.38 manzanas, localizado en la Zona Sur Este del Departamento de Managua (en el límite Sur del distrito 5), en la Comarca Esquipulas, de la Ermita de Esquipulas 900 m al norte, 500 m al este, en la que se pretende desarrollar un proyecto habitacional denominado “**Urbanización Villas del Señor de Esquipulas**”, en el que se construirán viviendas, dirigidas a las familias de ingresos medios, incidiendo de forma positiva en el problema del déficit habitacional que existe a nivel nacional.

En un asentamiento humano de esta magnitud, se requiere de la dotación del servicio básico de agua potable, para hacer habitable el proyecto, el cual será proporcionado por una infraestructura hidráulica, en la que se tomarán en cuenta una serie de criterios que ayudarán a dar solución tanto técnica como económica, dentro de los cuales se encuentran las normas técnicas establecidas por INAA, que serán las que regirán el diseño de las redes.

I.3. JUSTIFICACIÓN.

En asentamientos humanos periféricos a la Ciudad de Managua como la comarca de Esquipulas y en las proximidades del sitio de proyecto, se pueden detectar una serie de problemas sanitarios de insalubridad derivados de la mala cobertura de agua potable, la carencia de redes de agua potable, las conexiones ilegales y la construcción de sistemas de drenajes sin un diseño previo.

Cabe destacar que en la ejecución de infraestructura de redes de agua potable carente de un diseño, dan como resultado, en muchas ocasiones obras no funcionales o sobredimensionadas con respecto a las técnicamente necesarias, tendiendo a generar un abastecimiento inadecuado por no cumplir con los parámetros mínimos considerados en el análisis de una red de agua potable (tales como los rangos de velocidades y presiones admisibles), es por esta razón que en todo proyecto urbanístico nuevo, es necesario realizar el diseño de las Redes de Agua Potable.

En el diseño de la Red de Agua Potable de la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas, se ha de poner en práctica la legislación nacional vigente facilitada por INAA (Instituto Nicaragüense de Acueductos y alcantarillados) y cada uno de los elementos y herramientas técnicas suministradas a lo largo del aprendizaje en la Universidad Nacional de Ingeniería “UNI”.

I.4. OBJETIVOS.

I.4.a. OBJETIVO GENERAL.

Realizar el diseño del Sistema de Agua Potable de la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas localizado en la comarca Esquipulas, departamento de Managua.

I.4.b. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

1. Realizar los estudios topográficos del área de estudio.
2. Determinar las características de los futuros habitantes de la urbanización Villa del Señor de Esquipulas.
3. Calcular los caudales de diseño de la urbanización.
4. Realizar el análisis hidráulico de la red de agua potable propuesta.
5. Diseñar la red de agua potable de la urbanización.
6. Elaborar el presupuesto de la red propuesta.

CAPITULO II: DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.

II.1. SITUACIÓN GEOGRÁFICA Y TOPOGRÁFICA.

II.1.a. MACRO-LOCALIZACIÓN.

El proyecto se localiza en la república de Nicaragua, en el departamento de Managua, al Sur Oeste del Distrito V, en una zona del perímetro urbano de la ciudad capital, en la comarca Esquipulas. (VER ANEXO, PLANO N°: 01).



Imagen 01: Ubicación del sitio a Nivel Nacional.

Imagen 02: Ubicación del sitio a Nivel Departamental.

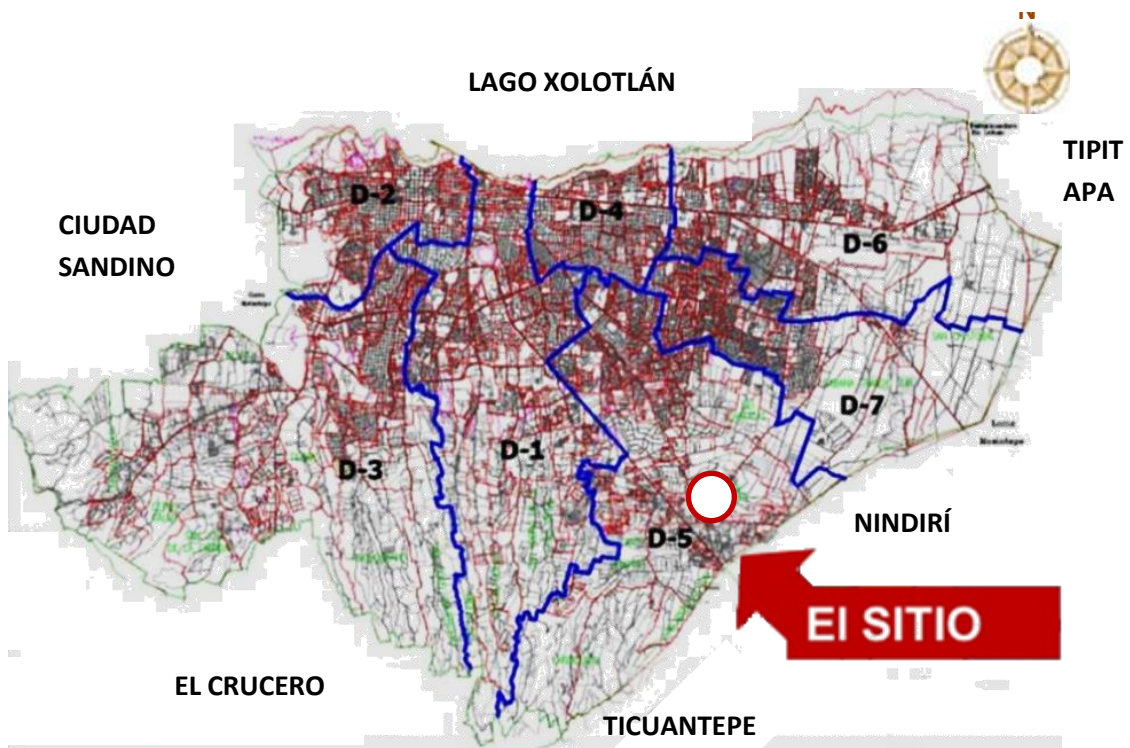


Imagen 03: Ubicación del sitio a nivel Distrital.

II.1.b. MICRO-LOCALIZACIÓN.

Este proyecto está ubicado en la Comarca Esquipulas (Managua), cuyo acceso se localiza en el flanco este del Km 11.5 de la Carretera a Masaya-Managua, de la Ermita de Esquipulas, 900m al norte, 450m al este. (VER ANEXO, PLANO N°: 02).

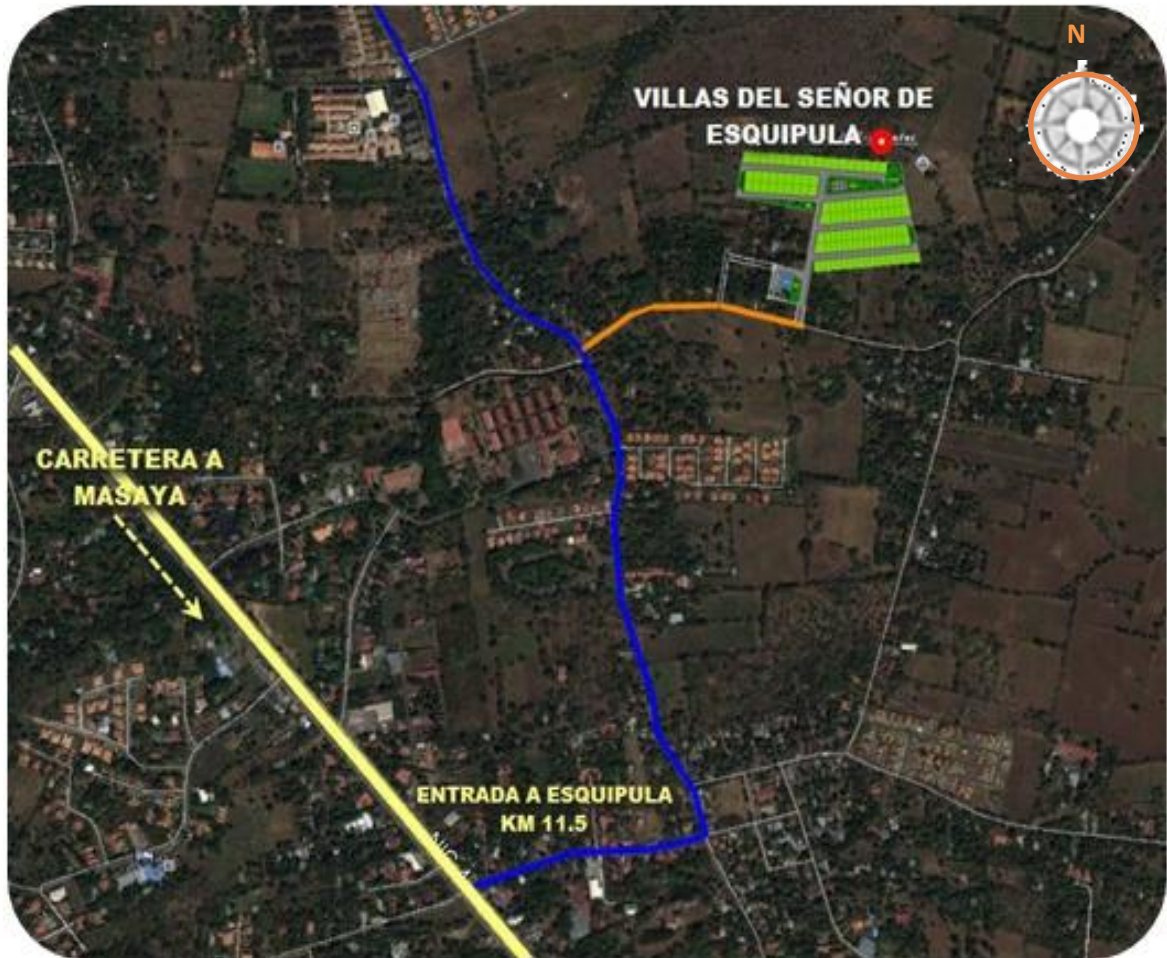


Imagen 04: Microlocalización del sitio de proyecto, Managua - Comarca Esquipulas, de la Ermita de Esquipulas. 900m al norte. 450m al este.

II.1.c. EL SITIO DEL PROYECTO.

Al proyecto se puede acceder a través de una de las principales arterias de Managua como lo es la carretera a Masaya, dicho proyecto se encuentra ubicado a 2 Km aproximadamente de esta carretera, por lo que se puede llegar al proyecto fácilmente ya sea en vehículo particular, taxi o cualquier otro medio de

transporte público; por lo que facilitará a sus habitantes trasladarse con facilidad a los sub-centros de Managua y otros Distritos.

La Urbanización Villas del Señor de Esquipulas se emplazará sobre dos parcelas, la más pequeña (parcela “B”) se localiza en el acceso de este proyecto y posee una superficie de 0.31 Manzanas, la parcela más grande (parcela “A”) se localiza al norte de la parcela pequeña, poseyendo una superficie de 5.07 Manzanas.

Colindancias del Terreno:

Norte: colectivo Oscar Pérez Casar.

Sur: Propiedad de José Rivas.

Este: Propiedad de Joaquín Lara.

Oeste: Propiedad Francisco Rodríguez y Daysi Alguera.

II.1.d. PLANIMETRÍA.

Se levantaron 23 puntos que conforman el perímetro de las parcelas “A” y “B”, para comprobar el área de los mismos, siendo la superficie total disponible de 5.38 Manzanas, además de las secciones de las vías de acceso. (VER ANEXO, PLANO Nº: 03).

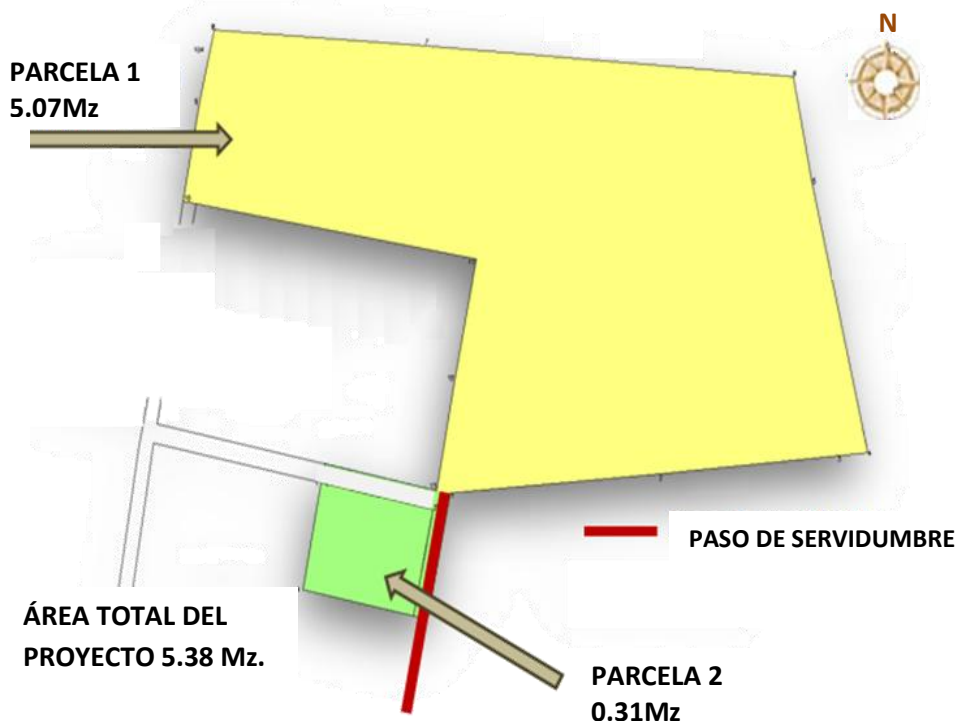


Imagen 05: Superficies disponibles, para desarrollar el proyecto urbanístico.

II.1.e. ALTIMETRÍA.

Se realizó el levantamiento de las curvas del terreno a cada 0.50 m, encontrándose que el suelo natural del sitio de proyecto posee poca pendiente, la cual oscila entre el 2 y 5%, a partir del levantamiento topográfico y la propuesta urbanística se realizaron perfiles longitudinales de las calles y avenidas en las que se definieron los volúmenes de cortes y rellenos a realizar. (VER ANEXO, PLANO N°: 03).

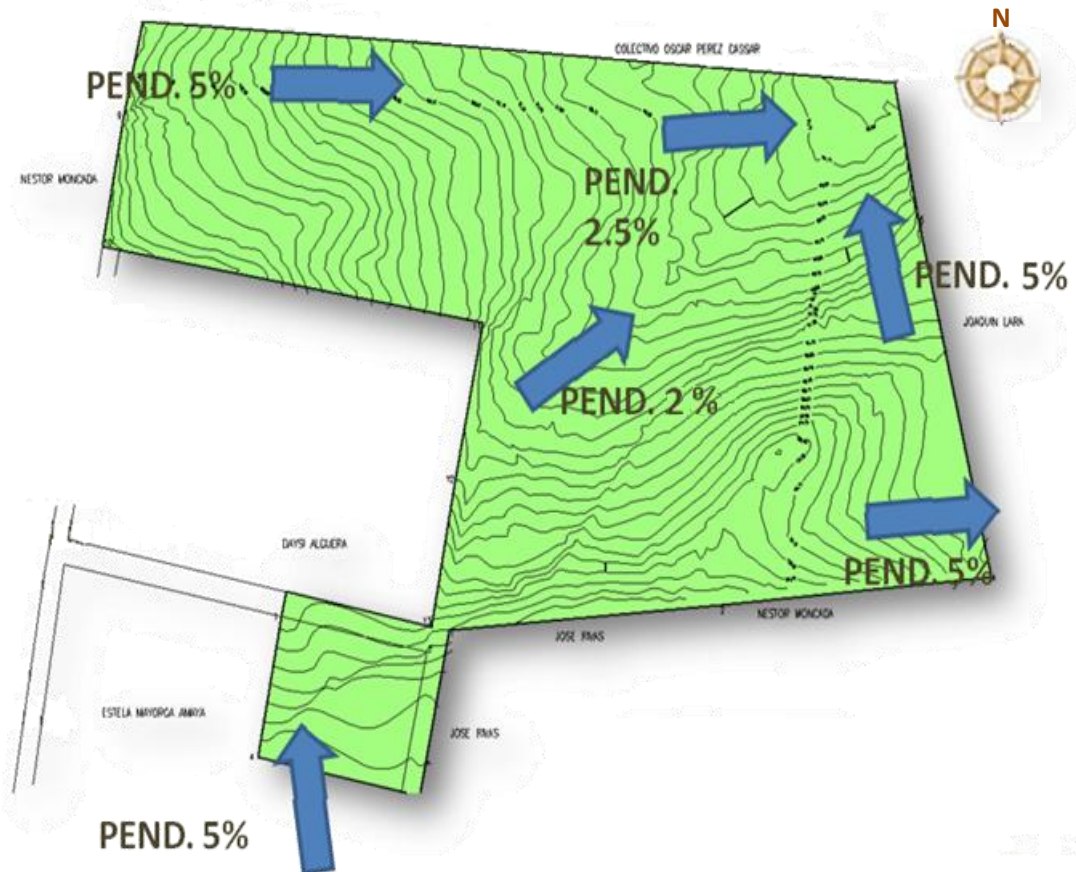


Imagen 06: Pendientes encontradas en el sitio del proyecto.

USOS DE SUELOS RECOMENDADOS SEGÚN PORCENTAJE DE PENDIENTE:

Pend. 0 -2%: Agricultura, recarga acuífera, **construcciones de baja densidad**, recreación intensiva, reserva ecológica

Pend. 2 -5%: Agricultura, recarga acuífera, **habitacional, densidad alta y media**, recreación intensiva, preservación ecológica.

Pend. 5-10%: **Construcción habitacional densidad media**, industrial, recreación.

II.2. GEOLOGÍA E HIDROLOGÍA¹.

Geología: Los suelos del distrito V de Managua, son de origen volcánico cuaternario, sueltos y de fertilidad variable, expuestos a la erosión por falta de un buen manejo de los mismos; han sido degradados debido al uso inadecuado de la tierra, así como los despales no controlados en las últimas décadas. Son suelos clasificados por su textura como franco-arenoso y franco lo que significa que generalmente hay altas tasas de infiltración, sin embargo también existen suelos franco arcillosos, que presentan una aparente capacidad de infiltración baja, no obstante en su perfil presentan una estructura de bloques sub angulares y en algunos casos con abundantes raíces, lo cual condiciona una capacidad de infiltración entre media y alta.

Hidrología: La red hidrológica en el distrito V, del municipio de Managua, forma parte del sistema de cuenca hidrográfica de la cuenca sur del Lago de Managua que cuenta con 825 km². La dirección del flujo subterráneo, es del suroeste al noreste, con gradientes hidráulicos naturales entre 0.005 y 0.0008 (5-8 metros de variación de carga hidráulica natural por cada kilómetro de flujo subterráneo), la profundidad del agua subterránea en el Distrito V de Managua, varía entre menos de 60 pies bajo el terreno en el norte, hasta más de 180 pies bajo el terreno en el sector sur.

II.3. CLIMA².

Clima: Tropical de sabana, caracterizado por una prolongada estación seca, con predominio de altas temperaturas durante todo el año, que van desde los 27° C a 34° C; durante la época lluviosa las precipitaciones en el municipio de Managua oscila entre 1,100 mm – 1,600 mm; existiendo una Humedad Relativa promedio de 70.5% y velocidades del Viento de aproximadamente de 12 km/h.

¹ Plan Ambiental Distritos V, VI y VII Municipio Managua 2012 – 2022 / Financiado por la Cooperación del Reino de Noruega. / Elaborado Por: "FUNDACIÓN AMIGOS DEL RÍO SAN JUAN" (FUNDAR) / Revisión Técnica y Aprobación Final: Alcaldía de Managua.

² CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS DISTRITOS DE MANAGUA. / ALCALDÍA DE MANAGUA. / Noviembre del 2011.

II.4. PERFIL SOCIOECONÓMICO DE LA COMUNIDAD³.

El Distrito V es el segundo con mayor extensión territorial (después del Distrito III), representa el 17% de la población total de Managua, con un área de 50.94 km², y el que posee una población de 159,758 habitantes, distribuida en 32,954 viviendas. El Distrito V, es uno de los distritos que presentan la mayor cantidad de asentamientos espontáneos de la ciudad y los más poblados, son, además, los asentamientos de mayor tamaño, con la particularidad de encontrarse localizados en tierras en propiedad privada, lo que dificulta su intervención.

Es el distrito que presenta mejores características para lograr un mayor crecimiento urbano debido a su zonificación y uso del suelo, un poco provocado por la lotificación y venta de propiedades pertenecientes a las cooperativas agrícolas.

En total, en el Distrito V se totalizan 17 barrios con tipología residencial (11 aisladas y 6 en serie); 37 barrios populares (20 de tipo popular aislado, 7 en serie A y 10 en serie B); 57 asentamientos espontáneos; 38 sectores suburbanos; y 51 urbanizaciones residenciales nuevas (clase media y media-alta). Además, se ubica un total de 11 comarcas en el área rural, alcanzando un total de 235 unidades territoriales, entre barrios y comarcas.

³ Plan Ambiental Distritos V, VI y VII Municipio Managua 2012 – 2022 / Financiado por la Cooperación del Reino de Noruega. / Elaborado Por: "FUNDACIÓN AMIGOS DEL RÍO SAN JUAN" (FUNDAR) / Revisión Técnica y Aprobación Final: Alcaldía de Managua.

II.5. EQUIPAMIENTO EN EL ENTORNO.

Hospitales: Al estar tan cerca del centro de Managua se pueden acceder rápidamente a los principales hospitales de referencia nacional, tales como el Hospital Roberto Calderón, Hospital La mascota, Hospital Central Managua y Hospital Metropolitano Vivian Pellas

Centros de Estudios: Al estar cerca de carretera a Masaya se puede acceder fácilmente a una variedad de centros de estudio, tales como el Colegio Pureza de María, Colegio Miguel Obando y Bravo, Colegio Lincoln Nicaragua, Colegio una Cita con Dios, Colegio Hispano Nicaragüense.

Centro de Compras y esparcimiento: En la Zona de Esquipulas se encuentran varios centros de compras que van desde supermercados, tiendas, restaurantes y centros de recreación: Supermercado la Colonia, Galerías Santo Domingo,

Sucursales bancarias: BAC, BANPRO, BDF y City Bank.

Urbanizaciones Cercanas: en la zona se encuentran una serie de urbanizaciones, tales como Urbanización Michelangelo, Ermita de Esquipulas, Vistas de Esquipulas, Residencial Mirabosques, Residencial Mayales.

II.6. ABASTECIMIENTO DE AGUA.

Servicio de agua potable con base a los estudios de JICA - INAA (1993), O. Cruz (1997) y ENACAL (2010), en el Distrito V se tiene que el tipo hidroquímico de las aguas subterráneas es predominantemente bicarbonatado – sódico; siendo los sólidos totales disueltos, menores a 500 mg/l, lo cual indica que son aguas dulces de aceptable potabilidad. En estudios hidrológicos plasmados en el “Plan Ambiental Distritos V, VI y VII, del Municipio Managua 2012 – 2022”, refiere que en relación al abastecimiento y disponibilidad de agua, las áreas bajas del Distrito V disponen de considerables áreas en acuíferos subterráneos son utilizados para el abastecimiento de la población.

CAPITULO III: MARCO TEÓRICO.

III.1. POBLACIÓN A SERVIR.

Población: Es cantidad de habitantes de un área específica (asentamiento, ciudad o región) en un determinado momento. El estudio de la población proporciona una información muy valiosa en la planificación de proyectos relacionados con el tema de agua y saneamiento, ya que la población de diseño es utilizada, para determinar el caudal requerido, para una comunidad. La población futura de una localidad se estima analizando las características sociales, culturales y económicas de sus habitantes en el pasado y en el presente, para hacer predicciones sobre su futuro desarrollo. El uso de buen juicio en la estimación de la población es importante puesto que, si el estimado es muy bajo, el sistema será pronto inadecuada siendo necesario rediseñar, reconstruir y refinanciar, por otra parte, una sobreestimación de la población resulta en una capacidad excesiva que debe ser financiada por una población menor a un alto costo unitario y que nunca podrá ser usada, como resultado del deterioro o de la obsolescencia tecnológica.

III.2. VARIACIONES DE CONSUMO.

Las variaciones de consumo están expresadas como factores de la demanda promedio horaria y diaria, estas sirven de base para el dimensionamiento de la capacidad de la obra de captación, plantas de tratamiento, tanques de almacenamientos, líneas de conducción y red de distribución.

Consumo Promedio Diario “CPD”: El consumo promedio diario CPD es igual al producto de la población a servir por la dotación per cápita.

$$\text{CPD} = (P_n) \times (\text{Dotación})$$

Consumo Máximo Día “CMD”: Será igual al 130% de la demanda promedio diaria para la ciudad de Managua. Para las otras localidades del resto del país, este parámetro estará entre el 130% a 150%.

Consumo Máxima Hora “CMH”: Para la ciudad de Managua el factor será igual al 150% de la demanda del día promedio, y para las localidades del resto del país, será igual al 250% del mismo día

III.3. FUENTE Y OBRAS DE CAPTACIÓN.

Fuentes de Abastecimiento: La fuente de abastecimiento de agua potable pueden ser superficial (ríos, lagos, manantiales, presas) o subterránea (mantos freáticos), ésta se constituye en el elemento más importante de todo el sistema, por lo tanto debe estar lo suficientemente protegida y debe cumplir dos propósitos fundamentales de suministrar agua en cantidad suficiente, para abastecer la demanda de la población, durante el período de diseño considerado y manteniendo las condiciones de calidad necesaria para garantizar la potabilidad de la misma.

Obras de Captación: La obra de captación consiste de una estructura colocada directamente en la fuente o en sus cercanías a fin de captar el gasto deseado y conducirlo a la línea de conducción. Las obras de captación de fuentes de agua potable pueden ser verticales como pozos y horizontales como galerías de infiltración.

Pozos: los pozos brindan acceso al agua procedente de los mantos acuíferos, siendo éstos una de las fuentes de alimentación para las redes de abastecimiento de asentamientos humanos. Los pozos pueden ser excavados a mano, perforados (hechos por el impacto de golpes, en el suelo a través de equipos de percusión) o taladrados (hechos por maquinas rotatorias, dotadas de puntas de tungsteno, para atravesar estratos geológicos duros), estos dos últimos se construyen cuando no es posible excavarlos manualmente y está en dependencia de la formación geológica y la profundidad del acuífero.

Rejilla: Es la tubería perforada o ranurada, que se ha de colocar en las zonas acuíferas o productivas, de interés hidrogeológico, las rejillas siempre han de encontrarse por debajo del nivel dinámico del agua. Entre mayor sea el área de apertura de la rejilla (o área de aberturas) mayor será el desempeño de la misma, ya que permitirá una mayor captación del volumen de agua por pie de rejilla. Al instalar la bomba se ha de colocar en tramos ciegos, o sino encamisarla, ya que si instalamos la bomba frente a la rejilla, ésta última se fracturará.

Ademe: O tubería ciega, es la tubería restante que se ubica en zonas de fracturas, donde el material es impermeable o estéril.

Diámetro de Revestimiento: El revestimiento de los pozos, se hará con tubos PVC. Se recomienda instalar tubos perforados con agujero de 1/8", donde existan estratos permeables con presencia de agua. Se determina mediante la selección de la bomba a instalar de acuerdo a la demanda y el diámetro de la tubería de succión.

Diámetro de Perforación: El diámetro de perforación del pozo será adecuada al tipo de bomba a utilizar. Se determina a partir del diámetro de revestimiento y empaque de grava recomendado según la hidrogeología del pozo perforado.

Empaque de Grava: Se colocará empaque de grava en los estratos de material suelto, a partir de donde se encontró zona permeable o de producción y su diámetro dependerá de la litología y del tamaño del material encontrado durante la perforación.

Sello Sanitario: El sello sanitario estará en dependencia de la profundidad del nivel de agua y las condiciones sanitarias del área. Se construirá de mortero simple con el objetivo de estabilizar las paredes del pozo y evitar contaminación por infiltración de agua u otras sustancias superficiales.

Tubo Piezométrico: Este se coloca con el objetivo de monitorear el nivel estático del agua ya que puede presentar variaciones significativas, de esta manera se puede conocer el tiempo de recuperación.

Tubo de Engrave: Se ubica con el propósito de realizar sondeos al nivel del empaque de grava el cual con el tiempo tiende a acomodarse y asentarse, por lo que se hará necesario rellenar, de esta forma se garantiza que no penetre material alterando la calidad del agua.

Pruebas de Bombeo: El caudal de explotación será obtenido a través de una prueba de bombeo de un mínimo de 24 horas a caudal constante y de una prueba a caudal variable con un mínimo de 4 etapas de una hora cada una. El caudal de explotación de bombeo estará en función de un período de bombeo mínimo de 12 horas y máximo de 16 horas. El caudal máximo recomendado de la explotación de un pozo deberá ser igual o superior del 1.5 del consumo promedio diario (CPD).

III.4. SISTEMA DE BOMBEO.

Equipo de Bombeo: El equipo de bombeo comunica energía al fluido elevando su altura piezométrica. Las bombas verticales son equipos empleados para extraer agua de pozos perforados, estas pueden ser de turbina de eje vertical y sumergible, para su selección se deben tomar en cuenta el nivel de bombeo, las variaciones del nivel de agua subterránea en las estaciones seca y lluviosa y el diámetro del ademe (diámetro de la tubería vertical en la zona de fractura del pozo, por encima de la rejilla).

Para determinar la potencia hidráulica de la bomba se usará la fórmula siguiente:

- PB: Potencia de la bomba (HP)
- Q: Caudal de bombeo (gpm)
- CTD: Carga total dinámica (ft)

$$P_B = \frac{Q * CTD}{3960}$$

Carga Total Dinámica "CTD": Es la carga total contra la cual debe operar una bomba, es la energía por unidad de peso de líquido que debe suministrarle la bomba al mismo para que pueda realizar el trabajo que pretende. La carga total dinámica para pozos perforados se calcula aplicando la fórmula siguiente:

CTD= (Carga Estática " $\Delta h_P - T$ ") + (Nivel de bombeo)+ (Pérdidas en la succión) + (Pérdidas en la descarga).

Nivel de Bombeo: resulta de la sumatoria del Nivel Estático del Agua "NEA", la variación estacionaria, el descenso regional y la sumergencia de la bomba.

Nivel Estático del Agua: O nivel piezométrico es la profundidad del agua subterránea referida al nivel del terreno. Este componente puede obtenerse mediante medidas hechas en los pozos cercanos al sitio donde se propone construir el pozo, también puede conseguirse planos que muestran la profundidad del agua previamente elaborados.

Variación Estacionaria: es también conocida con el nombre de “fluctuación estacional del agua subterránea”, Este componente puede establecerse mediante hidrogramas de fluctuación de los pozos situados en las inmediaciones del lugar donde se hará el pozo. También puede originarse restando la profundidad del agua medida al final del mes de abril o a principios del mes de mayo, la profundidad del agua subterránea registrada al final del mes de octubre o a principios de noviembre.

Descenso Regional de la Superficie Freática: Este elemento puede estimarse si se cuenta con un registro periódico de niveles de agua en un mismo pozo. El descenso regional se obtiene restando al nivel más reciente el nivel más antiguo.

Sumergencia de la Bomba: En la práctica la sumergencia de la bomba se estima en unos 10 a 20 pies o 2.65 a 5.29m.

Tubería de Descarga: En la tubería de descarga o sarta de la bomba, se deberá efectuar un estudio económico comparativo de diversos diámetros, para seleccionar el más apropiado.

TABLA N.1: DIÁMETRO DE SARTAS DE CONEXIÓN DE BOMBAS.			
DIÁMETRO DE LA SARTA		RANGO DE CAUDALES	
Plg	mm	gpm	Lps
2	50	menor de 80	Menor de 5
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: Normas de Diseño de Sistemas de Abastecimiento y Potabilización del Agua. / INAA / Pág. 32.

En la sarta de la bomba deberán considerarse una válvula de compuerta y una válvula de retención, un medidor maestro, un manómetro con llave de chorro y derivación de descarga, para pruebas de bombeo y limpieza de la sarta. Cuando sea necesario, debe proyectarse una válvula de alivio para proteger la instalación del golpe de ariete, se recomiendan los valores mostrados en la tabla siguiente.

TABLA N.2: VÁLVULAS DE ALIVIO DE ACUERDO AL CAUDAL.			
DIÁMETRO		RANGO DE CAUDALES	
Plg	mm	gpm	Lps
1	25	menor de 60	Menor de 3.78
2	50	60 - 250	3.78-15
3	75	250 - 500	15-31
4	100	500 - 1000	31-63
6	150	1000 - 2000	63-126

Fuente: Normas de Diseño de Sistemas de Abastecimiento y Potabilización del Agua. / INAA / Pág. 32.

III.5. ALMACENAMIENTO.

Tanques de Almacenamiento: Son depósitos para el almacenamiento en los sistemas de abastecimiento de agua, la capacidad del sistema de almacenamiento se calculará en base al caudal promedio diario, estos deben de suplir las demandas que se presenten durante la vida útil del sistema, además de mantener las reservas suficientes para hacerle frente a incendios, interrupciones en el suministro de energía y averías en los elemento de conducción.

Los tanques de almacenamiento deberán estar localizados en zonas próximas al poblado y tomándose en cuenta la topografía del terreno, de tal manera que brinden presiones de servicios aceptables en los puntos de distribución.

Tanques (Clasificación por Sistemas Constructivos):

Mampostería: Se recomienda construir tanque de este material en aquellas localidades donde se disponga en abundancia de piedra bolón o piedra cantera. La altura de tanques de mampostería, preferiblemente no deberán superar los 2.5 metros de altura.

Hormigón Armado: En la construcción de tanque con este material se recomienda que la altura de estos no sean mayores de 7.0 metros, para evitarse problemas con el diseño estructural y la permeabilidad.

Acero: Se propone construir tanque de acero cuando en la localidad no se disponga de materiales locales como en los casos anteriores y por razones de requerimiento de presiones de servicios; sin embargo se deben de tomar en cuenta los costos de mantenimiento.

Tanques (Clasificación Respecto al Terreno):

Los tipos de almacenamientos que se han recomendado construir en el país según la legislación nacional vigente son superficiales, elevados, tipo cisterna y compensadores (Combinación de distintos tipos tanques).

Tanques superficiales: son tanques localizados sobre la rasante, se recomienda este tipo de tanque, cuando la topografía del terreno lo permita y en sitios que dispongan localmente de materiales de construcción como piedra bolón o cantera.

En el diseño de los tanques sobre el suelo debe de considerarse lo siguiente:

- Cuando la entrada y salida de agua es por medio de tuberías separadas, estas se ubicarán en los lados opuestos con la finalidad de permitir la circulación del agua.
- Debe considerarse un paso directo y el tanque conectado tipo puente (bypass), de tal manera que permita mantener el servicio mientras se efectúe el lavado o reparación del tanque.
- La tubería de rebose descargará libremente sobre una plancha de concreto para evitar la erosión del suelo.
- Se instalarán válvulas de compuerta en todas las tuberías, limpieza, entrada y salida con excepción de la de rebose, y se recomienda que las válvulas y accesorios sean tipo brida.
- Se debe de considerar los demás accesorios como; escaleras, respiraderos, indicador de niveles y acceso con su tapadera.
- Se recomienda que los tanques tengan un borde libre de 0.50 metros y deberán estar cubiertos con una losa de concreto.

Tanques Elevados: En el diseño de tanques elevados que generalmente son de acero en los que debe de considerarse lo siguiente.

- El nivel mínimo del agua en el tanque debe ser capaz de lograr presiones adecuadas en la red de distribución.
- Se debe emplear la misma tubería de entrada y salida del agua, en el caso que el sistema fuese del tipo Fuente-Red-Tanque.
- La tubería de rebose descargará libremente sobre una plancha de concreto para evitar la erosión del suelo.
- Se instalarán válvulas de compuertas en todas las tuberías, exceptuando la de rebose y se recomienda que todas las válvulas y accesorios sean tipo brida.
- Debe considerarse los demás accesorios como; escaleras, dispositivos de ventilación, acceso con su tapadera indicador de niveles y en caso especiales una luz roja para prevenir accidentes aéreos en vuelos nocturnos.
- Las escaleras exteriores deben tener protección adecuada y se diseñarán dispositivos que permitan controlar el nivel máximo y mínimo del agua en el tanque.

Tanques Tipo Cisterna: Estos son depósitos de almacenamientos soterrados, que se recomiendan en pequeñas granjas o comunidades rurales donde se carece de aguas superficiales, o subterráneas, por lo tanto el agua de lluvia es la fuente disponible de abastecimiento local.

El agua de lluvia que escurre en los sistemas de techos se conduce a través de canales y ductos de bajantes a las cisternas de almacenamiento situado sobre el piso o soterrado.

La cisterna puede ser construida de mampostería u hormigón armado, en ella se puede emplazar una bomba de mano de acción directa o de mecate para la distribución de agua.

Capacidad de Almacenamiento del Tanque: La capacidad del tanque de almacenamiento, se diseña con la aplicación de la legislación nacional vigente, así como apoyado en diferentes consideraciones y criterios del diseñador:

Volumen Compensador “ $V_{ol.Comp.}$ ”: Es el agua necesaria para compensar las variaciones horarias del consumo. Para poblaciones menores de 20,000 habitantes, el 25% del consumo promedio diario; y para poblaciones mayores de 20,000 habitantes, será necesario determinar este volumen en base al estudio y análisis de las curvas acumuladas (masas) de consumo y de producción, del sistema de agua de la localidad existente o de una similar.

Volumen de Reserva para Eventualidades y/o Emergencias “ $V_{ol.Reserv.}$ ”: Es el volumen de agua necesaria para atender eventualidades en caso de emergencia, como reparaciones en la línea de conducción u obras de captación. Se estimará igual al 15 % del consumo promedio diario.

Volumen de Reserva para Combatir Incendios “ $V_{ol.Incend.}$ ”: La reserva para incendio se hará con un almacenamiento de 2 horas de acuerdo a la demanda de agua para incendio.

III.6. CLASIFICACIÓN DE MODELOS HIDRÁULICOS.

Modelos de red abierta o ramificada: Red donde las cañerías secundarias se derivan de las maestras y a su vez se ramifican con configuraciones de tipo peine o espina de pescado. El abastecimiento de agua a cada consumidor se realiza por un sólo camino.

Modelos de red cerrada o mallada: Sistema reticulado o anular que abastece mediante mallas. El abastecimiento de agua a cada consumidor se realiza por dos caminos como mínimo.

III.7. LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y RED DE DISTRIBUCIÓN.

Línea de conducción: Se definirá como “Línea de conducción” a 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. En la selección del trazado de la línea de conducción, deben considerarse siempre que sea posible, que la conducción sea por gravedad, que sea cerrada y a presión, que el trazo sea lo más directo posible, desde la fuente a la red de distribución, evitando que la línea atraviese por terrenos extremadamente difíciles o inaccesibles y garantizando en los puntos críticos de la línea de conducción exista una presión mínima de 5 mca, y a la vez que se eviten las presiones máximas de 70 mca. Su capacidad se calculará con el Consumo Máximo Diario “CMD”. 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.

Red de distribución: es un sistema integrado por una serie de tuberías, generalmente enterradas, con piezas de unión y accesorios necesarios para operarla. El diseño de la red de distribución puede tratarse de una red abierta, de malla cerrada, o una combinación de ambas. El trazado de la red de distribución se realiza en la planimetría de la localidad, tratando de abarcar el mayor número de viviendas mediante conexiones domiciliarias. En el diseño de la red de distribución se debe de considerar las condiciones más desfavorables, con el fin de asegurar su correcto funcionamiento para el último año del período de diseño, sirviendo al mayor porcentaje de la población dentro de las viviendas, en forma continua, de calidad aceptable, cantidad suficiente y con la presión adecuada. La

distribución de los gastos, debe hacerse mediante hipótesis que esté acorde con el consumo real de la localidad durante el período de diseño.

Para el diseño de la red de distribución se requiere del conocimiento de la topografía del terreno, la ubicación de la fuente de agua y del sitio del tanque a utilizarse, los puntos de entrada de agua a la red de distribución.

III.8. PARÁMETROS DE DISEÑO.

Período de diseño: Es la fecha prevista para que la red sea utilizada con su capacidad total. El periodo de diseño del proyecto se define basado en el requerimiento previsible de la población, el monto de las inversiones y las necesidades de operación. Su elección debe apoyarse en un estudio previo de posibilidades financieras de la población, de la vida útil estimada para los materiales y del equipo para operar los sistemas.

En los diseños de proyectos de abastecimiento de agua se recomienda fijar la vida útil de cada uno de los componentes del sistema, con el propósito de determinar que períodos de estos componentes del Sistema, deberán satisfacer las demandas futuras de la comunidad.

TABLA N.3: PERÍODOS DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE UNA RED.	
TIPOS DE COMPONENTES	PERÍODO DE DISEÑO
POZOS EXCAVADOS	10 años
POZOS PERFORADOS	15 años
CAPTACIONES SUPERFICIALES Y MANANTIALES	20 años
DESARENADOR	20 años
FILTRO LENTO	20 años
LÍNEAS DE CONDUCCIÓN	15 años
TANQUE DE ALMACENAMIENTO	20 años
RED DE DISTRIBUCIÓN	15 años

Fuente: Curso de Actualización Continua, Diseño de Redes de Agua Potable "UNI".

Pérdidas en el Sistema: Parte del agua que se produce en un sistema de agua potable se pierde en cada uno de sus componentes. Esto constituye lo que se conoce con el nombre de desperdicio en el sistema. Dentro del proceso de diseño, esta cantidad de agua se puede expresar como un porcentaje del consumo del día promedio. En el caso de Nicaragua, el porcentaje se fija en un 20%, para sistemas nuevos.

TABLA N.4: ECUACIONES PARA DETERMINAR LAS PÉRDIDAS DE ENERGÍA POR FRICCIÓN EN DISEÑOS HIDRAULICOS.				
NOMBRE DE LA FÓRMULA	FORMULA		VARIABLES	USO DE LA FÓRMULA
	Sistema Internacional (SI)	Sistema Británico (US)		
Hazen-Williams ⁴	$H_f = \frac{10.674 * L * Q^{1.852}}{C^{1.852} * \varnothing^{4.871}}$	$H_f = \frac{4.727 * L * Q^{1.852}}{C^{1.852} * \varnothing^{4.871}}$	HL = pérdida de carga (mca; ft).	La fórmula de Hazen-Williams sólo puede utilizarse para determinar las pérdidas de energía en redes que transporten agua potable y no para otra clase líquidos.
			Q = caudal (m³/s;ft³/s).	
			L = longitud de la tubería (m, ft).	
			d = diámetro de la tubería (m, ft).	
Darcy-Weisbach ⁵	$H_f = \frac{f * L * V^2}{\varnothing * 2g} = \frac{0.0827 * f * L * Q^2}{\varnothing^5}$		HL = pérdida de carga (mca; ft).	La fórmula de Darcy-Weisbach es aplicable a todo tipo de líquidos y regímenes (laminar, transicional y turbulento). Las fórmulas anteriores son válidas para cualquier sistema de unidades coherente.
			g = aceleración de la gravedad (m/s²;ft/s²).	
			v = velocidad del flujo (m/s; ft/s).	
			Q = caudal (m³/s;ft³/s).	
			L = longitud de la tubería (m, ft).	
			d = diámetro de la tubería (m, ft).	
Chezy-Manning ⁶	$H_f = \frac{10.294 * n^2 * L * Q^2}{\varnothing^{5.33}}$	$H_f = \frac{4.66 * n^2 * L * Q^2}{\varnothing^{5.33}}$	HL = pérdida de carga (mca; ft).	La fórmula de Chezy-Manning es utilizada principalmente para canales y tuberías de gran diámetro, donde la turbulencia está muy desarrollada.
			Q = caudal (m³/s;ft³/s).	
			L = longitud de la tubería (m, ft).	
			d = diámetro de la tubería (m, ft).	
			n = coeficiente de rugosidad de Manning (Adimensional).	

Fuente: Creación de tabla a partir de datos extraídos, de Manual EPANET.

⁴ La ecuación de Hazen-Williams, fue creada por dos Norteamericanos Ing. Allen Hazen e Ing. Gardner Stewart Williams, se utiliza particularmente para determinar las pérdidas de energía del agua en tuberías llenas, o conductos cerrados es decir, que trabajan a presión; esta antes de ser dada a conocer, fue probada por primera vez en el año de 1906, en más de 2,000 proyectos hidráulicos y más de 400 veces en laboratorio.

⁵ La ecuación de Darcy-Weisbach, es una ecuación empírica ampliamente usada por ingenieros hidráulicos, ya que permite el cálculo de la pérdida de carga debida a la fricción dentro una tubería llena, ésta fórmula fue inicialmente desarrollada por el Ingeniero francés Henry Philibert Gaspard Darcy y perfeccionada por el Ingeniero alemán Julius Ludwig Weisbach en 1845.

⁶ El irlandés Robert Manning en 1889, perfeccionó la fórmula inventada por el Ingeniero francés Antoine de Chézy en 1769 que permitía obtener la velocidad media en la sección de un canal → velocidad media del agua "v" = $C \sqrt{R * S}$, Donde C=coeficiente de Chézy; "R"=radio hidráulico "S"=pendiente del canal. Manning no recibió ninguna educación o entrenamiento formal acerca de la mecánica de fluidos o la ingeniería en general, su experiencia en contaduría y su pragmatismo influenciaron su trabajo y lo condujeron a reducir problemas a su forma más simple, Comparó y evaluó siete de las mejores y más conocidas fórmulas de la época: Du Buat (1786), Eytelwein (1814), Weisbach (1845), St. Venant (1851), Neville (1860), Darcy – Bazin (1865) y Ganguillet – Kutter (1869). Calculó la velocidad obtenida de cada fórmula para una pendiente dada y un radio hidráulico variable desde 0.25m hasta 30 metros. Entonces, para cada condición, encontró el valor principal de las siete velocidades y generó una fórmula que se ajustaba mejor a los datos obtenidos.

Coefficiente de Rugosidad: Coeficiente de rugosidad para diferentes tipos de materiales utilizados como conductos de agua potable.

TABLA N.5: COEFICIENTES DE RUGOSIDAD, PARA TUBERÍAS NUEVAS.			
MATERIAL	C- HAZEN-WILLIAMS (universal)	E - DARCY-WEISBACH (mm)	N - MANNING (universal)
Fundición	130 - 140	0,25	0,012 - 0,015
Hormigón o revestida de hormigón	120 - 140	0,3 - 3,0	0,012 - 0,017
Hierro Galvanizado	120	0,15	0,015 - 0,017
Plástico	140 - 150	0,0015	0,011 - 0,015
Acero	140 - 150	0,03	0,015 - 0,017
Cerámica	110	0,3	0,013 - 0,015

Fuente: Manual EPANET.

Diámetro Mínimo en red de Distribución: El diámetro mínimo de la tubería de la red de distribución será de 2 pulgadas (50 mm) siempre y cuando se demuestre que su capacidad sea satisfactoria para atender la demanda máxima, aceptándose en ramales abiertos en extremos de la red, para servir a pocos usuarios de reducida capacidad económica; y en zonas donde razonablemente no se vaya a producir un aumento de densidad de población, podrá usarse el diámetro mínimo de 1 ½" (37.5 mm) en longitudes no superiores a los 100.00 m.

Diámetro de Conexiones Domiciliares: El diámetro mínimo de cada conexión será de ½" (12.5 mm). Toda conexión domiciliar deberá estar siempre controlada por su medidor correspondiente o por un regulador de flujos.

Cobertura Sobre Tuberías: En el diseño de tuberías colocadas en calles de tránsito vehicular se mantendrá una cobertura o profundidad mínima de 1.20 m, a partir de la corona del conducto en toda su longitud, y en calles peatonales esta profundidad mínima será 0.70 m.

Presiones Mínimas y Máximas: La presión es también conocida como carga hidráulica o columna de agua. La presión 1 metro columna de agua es equivalente a 0.10 Kg/cm², que a su vez es equivalente a 1.42 PSI; y 0.097 atmosfera⁷. La presión mínima residual en la red principal será de 14 m (20PSI); la carga estática máxima será de 50 m (70 PSI). Se permitirán en puntos aislados, presiones de 70 m (99 PSI) únicamente para la línea de conducción (no para la red de distribución).

Velocidad de Diseño: La velocidad es una magnitud física que expresa la distancia recorrida en una unidad de tiempo, su unidad en el Sistema Internacional es el metro por segundo (m/s), para el diseño de redes, se procurará que la velocidad no exceda más de los 2 m/s (para evitar el fenómeno del Golpe de Ariete, que tiende a ocurrir cuando las velocidades son mayores), siendo la velocidad mínima recomendada de 0.60 m/s.

La velocidad puede ser calculada a través de la fórmula de continuidad, que se expresa como sigue:

$$Q = V * A \quad \rightarrow \quad V = Q/A$$

V: velocidad (m/s).

Q: caudal (m³/s).

A: Área de la sección transversal de la tubería (m²).

⁷Instalaciones Sanitarias /Universidad Nacional de Ingeniería. / Ing. Jorge Ortiz B.

III.9. ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LAS REDES.

El análisis hidráulico de la red y de las líneas de conducción, permitirá dimensionar los conductos de las nuevas redes de distribución, así como los conductos de los refuerzos de las futuras expansiones de las redes existentes. La selección del diámetro es también un problema de orden económico, ya que si los diámetros son grandes, elevará el costo de la red y las bajas velocidades provocarán frecuentes problemas de depósitos y sedimentación, pero si es reducido puede dar origen a pérdidas de cargas elevadas, y altas velocidades.

El análisis hidráulico presupone, también la familiaridad con los procesos de cálculos hidráulicos.

Para el análisis de una red deben considerarse los aspectos de red abierta y el de malla cerrada. a. Seccionamiento. b. Método de relajamiento o de pruebas y errores de Hardy Cross (balance de las cargas por correcciones de los flujos supuestos y el balanceo de los flujos por correcciones de las cargas supuestas). c. Método de los tubos equivalentes. d. Análisis mediante computadores.

Análisis de Red Abierta:

En el caso de red abierta puede usarse la fórmula de Hazen-Williams u otras similares.

$$S = 10.67 \left[\frac{Q^{(1.85)}}{C^{(1.85)} * \emptyset^{(4.87)}} \right] \quad H = 10.67 \left[\frac{Q}{C} \right]^{(1.85)} * \left[\frac{L}{\emptyset^{(4.87)}} \right] \quad \frac{H}{L} = S$$

Donde:

H: Pérdida de carga (m).

S: Pérdida de carga en (m/m).

Q: Caudal (m³/s).

∅: Diámetro (m).

L: Longitud (m).

Análisis de Red Cerrada (Método de Hardy Cross⁸):

Para el caso de malla cerrada podrá aplicarse el método de Hardy Cross, considerando las diferentes condiciones de trabajo de operación crítica. Una red de distribución cerrada de tuberías puede ser interpretada como el conjunto de tuberías principales de agua potable de una urbanización, como se representa en la figura.

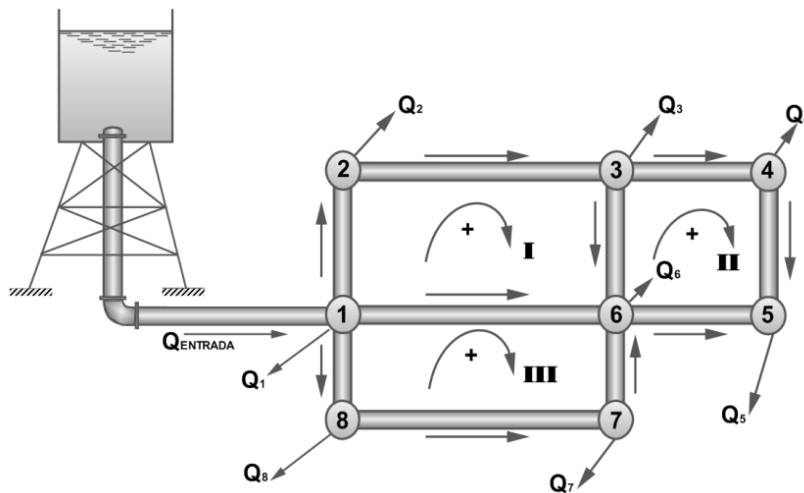


Imagen 07: Esquema de red de agua potable, dotado de tres mallas.

Los caudales de salida son interpretados de forma concentrados en los nodos (determinados por el método de las áreas tributarias o por método del gasto específico por longitud) aunque en la realidad se distribuye gradualmente a lo largo de las tuberías (tomas domiciliarias). Esta hipótesis es conservadora y simplifica los cálculos donde los caudales en cada tubería se consideran como constante.

⁸ Hardy Cross (1885-1959), fue un ingeniero de origen estadounidense, que a mediados del siglo xx creó el método iterativo de Hardy Cross para modelar redes complejas de abastecimiento de agua potable, así como el método de Cross para estructuras o método de distribución de momentos, empleado en el diseño de obras en hormigón armado.

El método de balance de la carga en los nodos es un proceso iterativo basado en la primicia de los caudales supuestos que se distribuyen cumpliendo en cada nodo de la red la ecuación de continuidad, dando así las condiciones siguientes: Que la sumatoria de los caudales de entrada (caudal de diseño y caudal de variación de consumo) a la red deberá ser igual a la sumatoria de los caudales de salida (gastos concentrados en los nodos) en la red.

Que la sumatoria de las pérdidas de carga en cada circuito cerrado deberá ser igual a cero, la convención de signos que se adoptan en cada circuito en forma independiente consiste en que los caudales en la dirección de las agujas del reloj se toman como positivos, en caso contrario serán negativos, dando así el signo de las pérdidas correspondientes a su caudal; de modo que el caudal de la tubería en común a los dos circuitos, para uno será positivo y para el otro será negativo.

Si los caudales iniciales supuestos fueran los correctos en cada circuito, la sumatoria de las perdidas en cada uno de ellos serían igual a cero cumpliendo así el balance de carga, de lo contrario se tendría que corregir los caudales iniciales supuestos en cada circuitos hasta lograr los caudales verdaderos en cada tubería de la red de distribución.

La corrección de balance de carga en un circuito cualquiera se deduce de la forma siguiente:

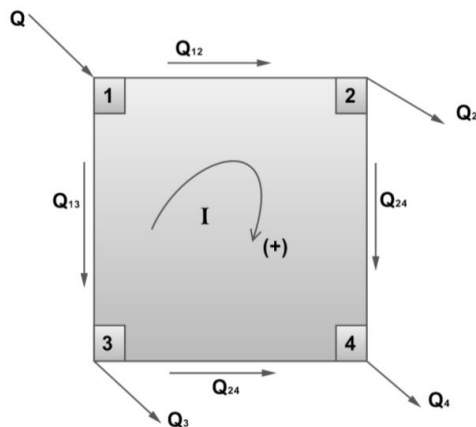


Imagen 08: Esquema de una malla, de una red de agua potable.

El circuito está formado de cuatro nodos y cuatro tuberías. En cada nodo existe un valor de carga piezométrica z_1 y en cada tubería un caudal Q_1 , donde i representa el nodo de mayor altura piezométrica que en el nodo j , en el circuito cerrado podemos analizar el balance de carga como:

$$h_{p_{ij}} = K_{ij} Q_{ij}^n$$

$$n = 2 \rightarrow k = \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5}$$

$$n = 1.852 \rightarrow k = \frac{10.67(L)}{C^{1.852} D^{4.87}}$$

En el sentido positivo (sentido de las agujas del reloj).

$$\text{En la tubería 12: } Z_1 - Z_2 = h_{p_{12}}$$

$$\text{En la tubería 24: } Z_2 - Z_4 = h_{p_{24}}$$

$$\text{Sumando: } Z_1 - Z_4 = h_{p_{12}} + h_{p_{24}}$$

En el sentido negativo (sentido contrario al de las agujas del reloj).

$$\text{En la tubería 13: } Z_1 - Z_3 = h_{p_{13}}$$

$$\text{En la tubería 34: } Z_3 - Z_4 = h_{p_{34}}$$

$$\text{Sumando: } Z_1 - Z_4 = h_{p_{13}} + h_{p_{34}}$$

Igualando obtenemos que $h_{p_{12}} + h_{p_{24}} = h_{p_{13}} + h_{p_{34}}$ donde se demuestra que la suma algebraica de las pérdidas de carga alrededor del circuito es igual a cero, o sea

$$\sum_{i=1}^n h_{p_{ij}} = \sum_{i=1}^n K_{ij} Q_{ij}^n = 0$$

Esta condición es válida independientemente de la cantidad de tuberías (n =número de tuberías) que constituyan el circuito. Si la tercera condición no se cumple se tendrá que elegir con un incremento de caudal (ΔQ) en cada tubería del circuito, o sea:

$$\sum_{i=1}^n h_{p_{ij}} = \sum_{i=1}^n (Q + \Delta Q)^n = 0$$

Análisis por Computadoras:

El análisis de la red de agua potable del proyecto Villas del Señor de Esquipulas, se realizará por medio de computadora a través del programa EPANET⁹, siendo un programa de ordenador que realiza simulaciones en período extendido del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de distribución a presión.

Con EPANET se puede realizar el análisis hidráulico, sin importar el tamaño de la red, determinar el caudal que circula por cada una de las conducciones, la presión en cada uno de los nudos, el nivel de agua en cada tanque y la concentración de diferentes componentes químicos a través de la red durante un determinado periodo de simulación, conocer las pérdidas por fricción en las conducciones mediante las expresiones de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, o Chezy-Manning, incluyendo pérdidas menores en conexiones tales como codos y acoplamientos, nos permite modelar bombas funcionando tanto a velocidad de giro constante como a velocidades de giro variables, en un proyecto se pueden aplicar diferentes tipos de válvulas, incluyendo válvulas de regulación, válvulas de retención, válvulas de aislamiento, válvulas reductoras de presión, válvulas de control de caudal, podemos determinar el funcionamiento del sistema simplemente con el nivel de agua en el tanque y controles de tiempo o utilizar un complicado sistema de regulación temporal.

⁹ La Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos "U.S. Environmental Protection Agency" (US_EPA), es un organismo federal que rige en los 50 estados (incluyendo Alaska y Hawái), que en la década de los años de 1970's, le aprueban el financiamiento solicitado al congreso, para la construcción de un software que permitiera unificar los diseños, una herramienta que normara las propuestas de redes de agua potable a nivel federal, por lo que el EPA paga a una Universidad Canadiense llamada Wáter Loop, para que crease un software que permitiera la modelación y simulación de acueductos para los futuros proyectos a ser desarrollados en Estados Unidos, este programa fue nombrado "EPANET", la universidad de Wáter Loop poseía la patente, y en su misión de expandir el conocimiento, presentan el objetivo pedagógico del software, para el estudio de redes hidráulicas, planteando a su vez, que su distribución debía de ser libre y gratuita. Wáter loop publicó 3 ediciones del programa EPANET, del que se han realizado dos traducciones, la francesa y la española, la traducción al español fue realizada por la Universidad Politécnica de Valencia. En Nicaragua a los consultores que laboran en proyectos del "FISE" (Fondo de Inversión Social de Emergencia), se les suele sugerir la preferencia del uso del programa EPANET, con respecto a otros programas como Loop o Watercad, a pesar que los resultados tienden a ser muy similares.

Condiciones de Análisis en un Sistema de Distribución por Gravedad: El diseño de la red de distribución se hará para tres condiciones de operación. Consumo de la máxima hora para el año último del período de diseño. En esta condición se asume una distribución razonada de la demanda máxima horaria en todos los tramos y circuitos de la red de distribución, pudiendo el caudal demandado llegar bajo dos condiciones según sea el caso:

- El 100% del caudal demandado llegará por medio de la línea de conducción, fuente o planta de tratamiento, siempre y cuando, que no se contemple tanque de almacenamiento.
- El caudal demandado llegará por dos puntos, la demanda máxima diaria por la línea de conducción y el resto aportado por el tanque de abastecimiento para completar la demanda máxima horaria.
- Consumo coincidente: Ese caudal corresponde a la demanda máxima diaria más la demanda de incendio ubicado en uno o varios puntos de la red de distribución.
- Demanda cero: En esta condición se analizan las máximas presiones estáticas en la red.

Condiciones de Análisis en un sistema Distribución por Bombeo: Para el diseño de un sistema por bombeo se tienen dos posibles condiciones de operación:

- Sistema de bombeo contra el tanque de almacenamiento y del tanque de almacenamiento a red de distribución por gravedad.
- Sistema de bombeo contra la red de distribución, con tanque de almacenamiento dentro de la red o en el extremo de ella.

III.10. ACCESORIOS Y OBRAS COMPLEMENTARIAS.

Anclajes: Es obligado el uso de los anclajes de concretos siempre en cada uno de los accesorios de la red. El diseño de los mismos será realizado para soportar las fuerzas internas producidas por la presión del agua dentro de la red.

Empalmes: Uniones, enlaces, ensambles; es el punto de la red, donde se conectan cañerías proyectadas con existentes. Está formada por cañerías maestras o cabeceras, distribuidoras o secundarias y subsidiarias, y sus piezas especiales.

Hidrantes: Los hidrantes son piezas especiales que deberán localizarse preferentemente en las líneas matrices de las redes de distribución, tomando en cuenta su función específica, se fijará su capacidad en función a la naturaleza de las áreas a las que deberán prestar su protección. A continuación se especifican los espaciamientos máximos, y caudales recomendados:

- En zonas residenciales, unifamiliares con viviendas aisladas, deberán colocarse a 200 metros de separación y su capacidad de descarga será de 160 gpm (10 l/s). También se respetará la separación de 200 m, en áreas residenciales, comerciales, mixtas o de construcciones unifamiliares continuas. En este caso, su capacidad de descarga será de 250 gpm (15.77 l/s). Se recomienda que los hidrantes sean de 4" (100 mm) de diámetro, provistos de dos bocas de incendios de 2 ½" (62.5 mm) de diámetro con roscas National Standard.

- Los hidrantes estarán localizados a una distancia de 100 metros cuando se trate de proteger a las áreas industriales, comerciales o residenciales de alta densidad. Su capacidad de descarga será de 500 gpm (31.5 l/s). El cuerpo del hidrante será de 6" (150 mm) con una boca de 3 ½" (87.5 mm) y dos bocas de 2 ½" (62.5 mm) con roscas National Standard.

- Adicionalmente se recomienda instalar hidrantes en lugares en donde se llevan a cabo reuniones o aglomeraciones públicas, tales como: cines, gimnasios, teatros, iglesias, etc. En tales lugares la protección debe de buscarse en base a dos hidrantes de 6" (150 mm) de diámetro como mínimo.

Válvulas: Las válvulas son componentes importantes de un sistema de agua potable. Existe una variedad de válvulas que se colocan en la red, cada una tiene una función específica.

Válvulas de Admisión y Expulsión de Aire: Se utiliza para expulsar el aire que pueda haber entrado en la tubería de impulsión mezclado con el agua o que esté presente en esta antes de comenzar su funcionamiento. Igualmente para admitir aire en la tubería y romper así el vacío que pueda producirse dentro de esta e impedir la falla por aplastamiento al producirse el cierre de las válvulas de compuerta.

Válvula de Compuerta: Diseñada para permitir el flujo de gas o líquido en línea recta con una caída de presión. Se usan donde el disco de la válvula se mantiene totalmente abierta o totalmente cerrada. No son adecuadas para estrangulación dejando las válvulas parcialmente abiertas, causa erosión y daña el disco.

Válvula de Globo: El uso principal de las válvulas de globo consiste en regular o estrangular un fluido, desde el goteo hasta el sello completo y opera eficientemente en cualquier posición intermedia del vástago.

Válvulas de Limpieza: Estos dispositivos que permitirán las descargas de los sedimentos acumulados en las redes deberán instalarse en los puntos extremos y más bajos de ellas.

Válvulas de Pase: Deberán espaciarse de tal manera que permitan aislar tramos máximos de 400 metros de tuberías, cerrando no más de cuatro válvulas. Serán instaladas siempre en las tuberías de menor diámetro y estarán protegidas mediante cajas metálicas subterráneas u otras estructuras accesibles especiales.

Válvula Reductora de Presión y Cajas Rompe Presión: Contribuyen en la disminución de sobre-presiones, estas deberán diseñarse siempre y cuando las condiciones topográficas de la localidad así lo exijan. Estas son válvulas de alivio contra el golpe de ariete, que en las sarta de bombeo se colocan después de la válvula de retención para disipar la sobrepresión que se pueda producir y así proteger el equipo de bombeo y accesorios del golpe de ariete.

Válvulas de Retención o de Cheque: Su disposición tiene como objetivo en la línea de impulsión impedir que la inversión de la corriente de agua ocasione la rotación inversa del conjunto para preservar el motor de la bomba e impedir el vaciado de la línea de impulsión y posibles inundaciones de la casa de bombas. En la sarta de bombeo se debe de colocar después del equipo de bombeo y antes de la válvula de cierre y en posición horizontal, una de las razones para esto radica en las labores frecuentes de sostenimiento que esta válvula exige y en caso de una instalación invertida se haría necesario el vaciado completo de la línea de impulsión para dichas labores de sostenimiento.

CAPITULO IV: DISEÑO METODOLÓGICO.

En este trabajo monográfico se aplicó el denominado método científico, que consiste en desarrollar un proceso de investigación de las actividades involucradas en la dotación de sistemas de agua potable, a aplicar en la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas.

Para lograr un buen desarrollo de este trabajo de culminación de estudios, se realizó la consulta de guías, manuales y normas, proporcionados por nuestra legislación nacional vigente, a través de libros, monografías, revistas científicas, documentos en Internet, y otros artículos, vinculados con el tema en estudio.

A continuación se presenta una descripción general de los componentes más importantes de la metodología que se utilizó en este trabajo de culminación de estudios:

IV.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO.

Mediante el estudio de campo y levantamiento topográfico, se dispondrá de los planos de planta y altimétrico del sitio de proyecto, además de las posibles zonas de expansión¹⁰.

Las actividades u operaciones necesarias para llevar a cabo el levantamiento topográfico, se dividen en dos áreas de trabajo, que son las siguientes:

- En campo. Efectuadas directamente sobre el terreno, en las cuales se utilizan los instrumentos de medición al espacio físico.
- Oficina o Gabinete. Es el procesamiento de datos adquiridos en el campo.

¹⁰INAA. *Normas Técnicas para el diseño de abastecimiento y potabilización del Agua*. Managua 2001.

IV.1.a. TRABAJO Y OPERACIONES EN OFICINA.

Concluidas las operaciones en campo y con base a lo efectuado se realiza lo siguiente:

- El Descargue la información de los instrumentos a la computadora.
- Se ordena los datos con código de leyenda y transfirieren a Auto CAD, para manipular la información.

Proceda a calcular por medio de Auto CAD, los siguientes parámetros:

- Coordenadas cartesianas de todos los puntos.
- Distancia entre puntos.
- Ángulos entre alineamientos.
- Áreas de lotes, parcelas, franjas, áreas de secciones transversales.
- Cubicaciones o determinación de volúmenes de tierras.
- Alturas relativas de puntos, entre otros.
- Confeccione un plano a escala (representación gráfica o dibujo) de los puntos y objetos de los detalles levantados en el campo.

IV.1.b. PARÁMETROS A CONSIDERAR EN EL LEVANTAMIENTO.

- La nivelación ha de ser referida a un BM geodésico, o un BM asumido igual a 100.
- El levantamiento altimétrico de las curvas de nivel se realizarán a intervalos de 0.25 m, debido a que el terreno, es relativamente plano con pendientes que oscilan en un rango del 2% al 6%.
- El cierre de la poligonal, ha de ser menor de $1/5000$, debiendo coincidir con el área, distancias y rumbos indicados en la legalidad del terreno.
- El error de cierre angular "Ea" deberá ser $Ea \leq n^{1/2}$, donde "n" es el número de ángulos de la poligonal.
- El error de cierre en la nivelación "En" deberá ser: $En \leq 30 \times L^{1/2}$, donde L es la longitud nivelada en Km. El valor de "En" estará dado en milímetros.

IV.2. ESTUDIO DE SUELO.

El estudio de suelo en este proyecto de diseño de red de agua potable, se requiere en el sitio destinado para la ubicación del tanque de almacenamiento, ya que es muy importante si se quiere garantizar la estabilidad de una estructura, este estudio consiste realizar pruebas de resistencia mecánica del suelo, y también en tomar muestras de suelo del sitio de interés, para luego ser ensayadas en un laboratorio, con el análisis de la información obtenida del estudio, se determina la capacidad de soporte del suelo, permitiendo realizar recomendaciones relacionadas con la preservación o mejoramiento del suelo de cimentación.

IV.3. POBLACIÓN DE DISEÑO.

Uno de los métodos más utilizados para calcular la población de diseño, en proyectos urbanísticos, sugerido por INAA es el “Método de Saturación”, donde ya están definidos el número de vivienda que se construirán.

IV.3.a. MÉTODO DE SATURACIÓN.

Este método trata de establecer la población de saturación para un lugar determinado. Para aplicar este método, es necesario constar con suficiente información del sitio, que permita obtener el número de viviendas, el número de lotes vacíos que representarán el número de viviendas futuras y el índice habitacional. En el caso de proyectos urbanísticos nuevos, se estima la capacidad máxima de habitantes en una vivienda, los cuales se multiplican con el total de casas a construir en el proyecto y de esta manera se obtiene la población total a servir.

Este método trata de determinar la población de saturación o cantidad máxima de habitantes que pueden alcanzar en el área del proyecto, y con ella diseñar el sistema de abastecimiento.

IV.4. DOTACIONES.

Se seleccionará la dotación clasificando la urbanización de acuerdo a las características socioeconómica de la población que se espera que va a residir en ella y seleccionando la dotación respectiva conforme a las normas del INAA.

IV.4.a. CONSUMO DOMÉSTICO.

La cantidad de agua empleada para consumo doméstico depende de la localización del sitio del proyecto (Managua o resto de ciudades del país), las características del emplazamiento y del tamaño de la población a servir, en el caso de la ciudad de Managua existe una clasificación por barrios, que permiten determinar el consumo doméstico de agua potable para un asentamiento humano.

CLASIFICACIÓN DE BARRIOS	DOTACIÓN	
	gl/hab/día	L/hab/día
- Asentamientos progresivos	10	38
Zonas de máxima densidad y de actividades mixtas.	45	170
- Zonas de alta densidad	40	150
- Zonas de media densidad	100	378
- Zonas de baja densidad	150	568

Fuente: Normas de Diseño de Sistemas de Abastecimiento y Potabilización del Agua. / INAA / Pág. 4.

IV.4.b. AGUA PARA INCENDIOS:

La población máxima prevista en Villas del señor de Esquipulas es de 696 personas, la cual según las normas de INAA, no requiere de tomas contra incendio, sin embargo esta urbanización contribuirá al incremento de la población de la ciudad capital, por lo que se requiere de al menos de un toma disponible para combatir cualquier eventualidad de incendio, que se genere en el proyecto.

IV.5. PRESUPUESTO DE OBRAS DE RED DE AGUA POTABLE.

En el presupuesto de construcción del proyecto de drenaje de red de agua potable, se encuentran involucrados una serie de procesos y operaciones, que implican el método constructivo seleccionado, los equipos y maquinarias a utilizar, así como la contratación de profesionales y mano de obra calificada, involucrada en las obras a desarrollar.

Se calcularán los costos unitarios de las actividades del proyecto, y se realizara un resumen del presupuesto general del proyecto, con lo que se definirá la magnitud económica del proyecto, es decir la cantidad monetaria del valor de la obra.

CAPITULO V: CÁLCULOS Y RESULTADOS.

V.1. ESTUDIO DE SUELO.

V.1.a. PROCEDIMIENTO DEL ESTUDIO DE SUELO.

Los trabajos de campo se programaron por medio de dos perforaciones de 20 pies de profundidad o hasta donde resultara impenetrable a percusión, utilizando el método ensayo de penetración, para la definición de las propiedades físicas y mecánicas del perfil estratigráfico del sitio y su capacidad soporte



Imagen 09: Perforación en el Área prevista para la instalación del tanque de almacenamiento.

El ensayo de Penetración Estándar fue ejecutado de acuerdo al procedimiento recomendado por la American Society for Testing and Materials, de acuerdo a la designación ASTM D-1586.

Durante la ejecución de los sondeos se hizo recuperación continua de muestras alteradas del subsuelo, identificadas en el campo mediante procedimientos rutinarios de vista y tacto. Estas muestras se almacenaron en forma ordenada para su remisión al laboratorio.

Se ejecutaron nueve perforaciones manuales y cinco ensayos de infiltración.

Los datos de campo correspondientes a los resultados del Ensayo de Penetración Estándar y sondeos manuales se presentan en Anexos adjuntos al informe.

V.1.b. RESULTADOS DE PERFORACION SPT EN ÁREA DEL TANQUE.

Las muestras obtenidas en el Ensayo de Penetración fueron sometidas a los ensayos de laboratorio especificados por la ASTM con el objetivo de conocer en forma cuantitativa las propiedades físicas del perfil estratigráfico del suelo. Los ensayos efectuados son: Análisis Granulométrico D-442; Límite Líquido D-423; Límite Plástico D-424; Una vez obtenidos los datos de laboratorio se procedió a la clasificación en función de sus propiedades índice de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

En el estrato superficial de 1.20 metros de espesor, se encuentra una capa de suelo limo arenoso color café contaminado con materia orgánica clasificado como OL según el sistema SUCS. Presenta un 3% de grava, 46% de material arenoso y 51% de limo que le proporciona un grado de plasticidad medio con 45% de límite líquido que indica un material no apto como suelo de cimentación.

El estrato No. 2, de 1.20 a 1.80 metros de profundidad, es una arena limosa color café claro clasificado como SM según el sistema SUCS con índice de plasticidad de 6.00 que indica un buen material para terracería. Esta capa contiene un alto porcentaje de suelo arenoso correspondiente al 71%.

El tercer estrato, de 1.80 a 2.40 metros de profundidad, es una arena limosa, conocida como talpetate, color café claro con 50% de arena e índice de plasticidad de diez. Es un material adecuado para apoyo directo de cimiento.

El cuarto estrato, de 2.40 a 3.60 metros de profundidad, es una arena limosa color gris clasificado como SM, no plástica, que es un buen material para apoyo directo de cimientos. El cuarto y último estrato explorado hasta la profundidad de 4.20 metros, donde resultó impenetrable a percusión, es siempre una arena limosa tipo SM, pero color café donde se nota la presencia de un 4% de grava. Es un material apto para apoyo directo de cimientos.

V.1.c. CONSIDERACION EN SUELO DE CIMENTACION DEL TANQUE.

Se encuentran valores bajos de resistencia a la penetración en los primeros 1.20 metros de profundidad (presencia de material orgánico), siendo estas capas de suelo no aptas para apoyo directo de cimientos; sin embargo el resto del perfil estratigráfico indica un suelo tipo areno limoso de calidad aceptable para apoyo directo de cimientos, con una capacidad de carga del orden de 1.0 kg/cm² a 1.50 metros de profundidad.

Por lo que se recomienda realizar desplante a 1.50 metros y mejoramiento de suelo 0.30 metros bajo el nivel inferior del cimiento, con uso de material selecto con índice plástico menor de seis tipo areno limoso clasificado como SM según el sistema SUCS o emplear suelo cemento, utilizando material del sitio, en proporción 1:14, consiguiendo una capacidad de soporte del suelo de cimiento para las condiciones de desplante y mejoramiento de 2.2 kg/cm².

V.2. CALIDAD DEL AGUA DEL SITIO DE PROYECTO.

V.2.a. RESULTADOS DE ANALISIS DE CALIDAD DEL AGUA.

Según estudio hidrogeológico las aguas predominantes de acuerdo a análisis químicos reportados por ENACAL, realizados a 5 pozos perforados en:

La comarca de Esquipulas, los valores de pH se encuentran en el rango de 7.2 a 8, el cual se encuentra dentro de los parámetros establecidos por la Organización Panamericana de la Salud “OPS” y normas CAPRE¹¹. La temperatura del agua en cada uno de los pozos visitados oscila entre 27°C y 30.7°C. Análisis físico-químico: En análisis realizado a una muestra de agua tomadas de un pozo cercano se obtuvieron los siguientes resultados (Ver anexos).

Parámetros Físicos, Químicos	Valor resultado del laboratorio	Valor recomendado según calidad	Valoración
pH	7.9	6.5 a 8.5	Ok
Conductividad	387 $\mu\text{S.cm}^{-1}$	400 $\mu\text{S.cm}^{-1}$	Ok
Sólidos Totales Disueltos	290.72 mg.l^{-1}	1000 mg.l^{-1}	Ok
Calcio	36.5 mg.l^{-1}	100 mg.l^{-1}	Ok
Magnesio	15.16 mg.l^{-1}	30 a 50 mg.l^{-1}	Ok
Sodio	14.54 mg.l^{-1}	25 a 200 mg.l^{-1}	Ok
Cloruros	30 mg.l^{-1}	25 a 250 30 mg.l^{-1}	Ok
Nitratos	7.89 mg.l^{-1}	25 a 45 mg.l^{-1}	Ok
Sulfato	40.93 mg.l^{-1}	25 a 250 mg.l^{-1}	Ok
Carbonatos	<1 mg.l^{-1}	-----	No hay referencia
Bicarbonatos	128.14 mg.l^{-1}	-----	No hay referencia
Dureza Total	153.45 mg.l^{-1} (CaCo ₃)	400 mg.l^{-1} (CaCo ₃)	Ok
Alcalinidad Total	105 mg.l^{-1}	-----	No hay referencia
Alcalinidad a la Fenolftaleína	<1 mg.l^{-1}	-----	No hay referencia
Sílice Disuelto	75.68 mg.l^{-1}	-----	No hay referencia
Nitritos	0.003 mg.l^{-1}	0.1 a 1 mg.l^{-1}	Ok
Hierro Total	0.16 mg.l^{-1}	0.3 mg.l^{-1}	Ok
Fluoruros	0.86 mg.l^{-1}	0.7 a 1.5 mg.l^{-1}	Ok
Amonio	0.027 mg.l^{-1}	0.05 a 0.5 mg.l^{-1}	Ok

Fuente: UNAN-AMBIENTAL, Laboratorio del Centro para la Investigación en Recursos Acuáticos de Nicaragua “CIRA”.

¹¹ Estos parámetros fueron creados por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos “U.S. Environmental Protection Agency” (US_EPA); y retomados por la Norma de Diseño de Sistemas de Abastecimiento y Potabilización del Agua, en el Capítulo III –Calidad del Agua.

TABLA N.8: ANÁLISIS BACTEREOLÓGICO DE LA FUENTE.			
Parámetros Microbiológico	Valor resultado del laboratorio	Valor recomendado según calidad	Valoración
Coliforme Totales	3.30 x E ⁺³ NMP/100 ml	≤ 4 x10 ⁺³ NMP/100 ml	Ok
Coliforme Termotolerantes	2.30 x E ⁺¹ NMP/100 ml	Negativo	Ok
Escherichiacolí	2.30 x E ⁺¹ NMP/100 ml	Negativo	Ok
Estreptococos Fecales	2.30 x E ⁺³ NMP/100 ml	-----	No hay referencia
Parámetros Metales Pesados	Valor resultado del laboratorio	Valor recomendado según calidad	Valoración
Arsénico Total	0.001 Id µg.l ⁻¹	0.01 mg.l ⁻¹	Ok

Fuente: UNAN-AMBIENTAL, Laboratorio del Centro para la Investigación en Recursos Acuáticos de Nicaragua "CIRA".

Con estos resultados analizados con los valores admisibles CAPRE; dan como resultado una fuente de agua para el consumo humano, de buena a excelente; por lo que se recomienda únicamente, un pequeño sistema de cloración.

V.3. DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA.

V.3.a. MODELO DE RED DE AGUA POTABLE.

Las características de la modelación de la red de agua potable, para la urbanización Villas del Señor de Esquipulas, será un modelo de Planificación por ser un proyecto nuevo, de red mallada por la configuración cerrada del sistema, de tipo arterial por representar únicamente las arterias principales, en estado de flujo permanente ya que se analizará el comportamiento de la red bajo las condiciones más desfavorables, donde los resultados obtenidos corresponderán a una hora determinada.

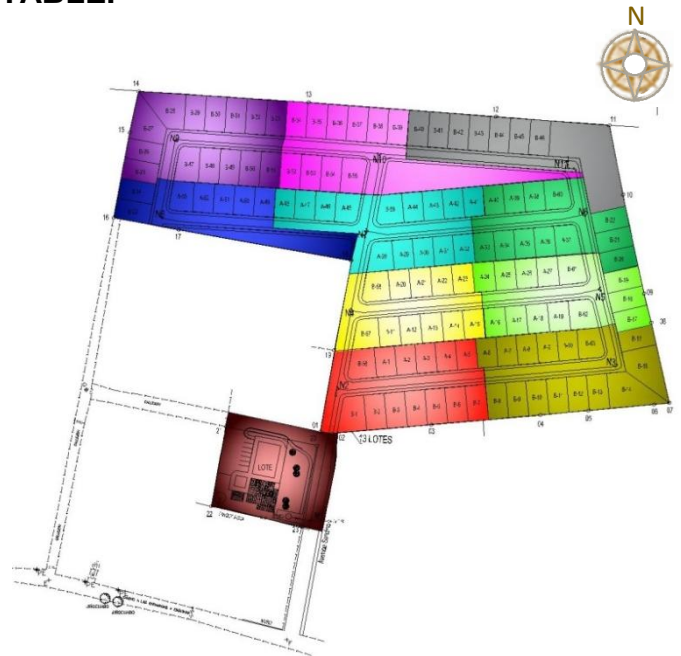


Imagen 10: Esquema de la asignación de consumos tributarios por nodos, en la urbanización Villas del Señor de Esquipulas.

V.3.b. DATOS BÁSICOS:

NÚMERO DE LOTES " $N_{Lot.}$ "=

NÚMERO DE VIVIENDAS " $N_{Viv.}$ "= 117

INDICE POBLACIONAL " $I_{Pobl.}$ " = 6 habitantes por vivienda

CONSUMO DOMÉSTICO " CD "= 170.00 L/hab. x día

FACTOR MÁXIMO DÍA " $f_{Max.Día.}$ "= 1.30

FACTOR MÁXIMO HORA " $f_{Max.Hor.}$ "= 1.50

V.3.c. CÁLCULO DE LA POBLACIÓN:

NÚMERO DE VIVIENDAS " $N_{Viv.}$ "= 117

INDICE POBLACIONAL " $I_{Pobl.}$ "= 6 hab./Viv.

POBLACIÓN DE DISEÑO " P "= 696 hab.

V.3.d. CONSUMO PROMEDIO DIARIO¹² "CPD"= (P) * (CD):

El Consumo Doméstico en la ciudad de Managua se encuentra clasificado por zonas, donde el proyecto urbanístico de Villas del Señor de Esquipulas, se encuentra más próximo al rango de consumo de la clasificación de Zona de máxima densidad y de actividades mixtas, a la cual se le asigna una dotación de 45 Gln/hab/día, equivalentes a 170 L/hab. x día.

CONSUMO DOMÉSTICO "CD"= 170 L/hab. x día

CONSUMO PROMEDIO DIARIO "CPD"= (P) * (CD) → CPD = 118320.00 L/día

CONSUMO PROMEDIO DIARIO "CPD"= (118320.00 L/día) * (1 día /86400 s)

CONSUMO PROMEDIO DIARIO "CPD" = 1.369 L/s

ÍNDICE DE CONSUMO PROMEDIO DIARIO POR LOTE "I_{CPDL}"= (CPD) / (N_{Lot.})

"I_{CPDL}"= (1.369 L/s) / (117) → "I_{CPDL}"= 0.012 L/s

V.3.e. CAUDAL CONTRA INCENDIO "Q_{INC.}":¹³

La población máxima prevista en Villas del señor de Esquipulas es de 696 personas, la cual contribuirá al incremento de la población de la ciudad capital, por lo que se requiere de al menos de un toma disponible, para combatir cualquier eventualidad de incendio, que se genere en el proyecto.

CAUDAL CONTRA INCENDIO "Q_{INC.}"= 150.00 Gpm

Q_{INC.}= (150.00 Gln/min.) * (3.785 L / 1 Gln) * (1 min. / 60 s) → Q_{INC.}= 9.463 L/s

¹²Normas de Diseño de Sistemas de Abastecimiento y Potabilización del Agua. / Dpto. de Fiscalización del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA) / Capítulo II. Dotaciones y Demanda de Agua Para Consumo. / Inciso 2.2 Consumo Doméstico Para la ciudad de Managua /TABLA. 2-1/ Pág. 3, 4 y 5.

¹³Normas de Diseño de Sistemas de Abastecimiento y Potabilización del Agua. / Dpto. de Fiscalización del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA) / Capítulo II. Dotaciones y Demanda de Agua Para Consumo. / Inciso 2.4 Agua Para Incendios. / Tabla 2-5 Caudales Contra Incendio. / Pág. 6-7.

V.3.f. DETERMINACIÓN DEL CONSUMO MÁXIMO DÍA "CMD":

CONSUMO PROMEDIO DIARIO "CPD" = 1.369 L/s

FACTOR MÁXIMO DÍA "f_{Max.Día.}" = 1.30

CONSUMO MÁXIMO DÍA "CMD" = (CPD) * (f_{Max.Día.}) → CMD = 1.780 L/s

ÍNDICE DE CONSUMO MÁXIMO DÍA POR LOTE "I_{cMDL}" = (CMD) / (N_{Lot.})

" I_{cMDL}" = (1.780 L/s) / (117) → I_{cMDL} = 0.015 L/s

V.3.g. DETERMINACIÓN DEL CONSUMO MÁXIMO HORA "CMH":

CONSUMO PROMEDIO DIARIO "CPD" = 1.369 L/s

FACTOR MÁXIMO HORA "f_{Max.Hor.}" = 1.50

CONSUMO MÁXIMO HORA "CMH" = (CPD) * (f_{Max.Hor.})

CMH = (1.643 L/s) * (2.50) → CMH = 2.054 L/s

ÍNDICE DE CONSUMO MÁXIMO HORA POR LOTE "I_{cMHL}" = (CMH) / (N_{Lot.})

" I_{cMHL}" = (2.054 L/s) / (117) → I_{cMHL} = 0.018 L/s

V.3.h. CONSUMO MÁXIMO DÍA MÁS INCENDIO "CMD+Q_{INC.}":

CONSUMO MÁXIMO DÍA "CMD" = 1.780 L/s

CAUDAL CONTRA INCENDIO EN UN PUNTO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

"Q_{INC.}" = 9.463 L/s

CONSUMO MÁXIMO DÍA MÁS PERDIDAS DE AGUA MÁS INCENDIO

"CMD+PA+ Q_{INC.}" = 11. 243 L/s

V.4. DISEÑO DE LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y EQUIPO DE BOMBEO.

V.4.a. DETERMINANDO EL DIÁMETRO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN:

La línea de conducción está diseñada para conducir el flujo del pozo al tanque de almacenamiento, con este diámetro, será capaz de conducir el caudal bombeado cada año, desde el inicio de funcionamiento del sistema hasta el final de su vida útil. Su capacidad se calculará con el caudal del Consumo Máximo Diario de 1.78 l/s; la longitud de la línea de conducción desde la fuente al tanque de almacenamiento es de 112 m; la fuente se localiza en la cota 231.50 m y el tanque de almacenamiento a 12 m sobre el terreno natural, en la cota 243.50 m. Se calcularán las pérdidas por fricción con la fórmula de Hazen-William, con 3 diámetros diferentes, evaluando a la vez sus costos, para seleccionar el diámetro más adecuado para este proyecto.

Datos:

Altura de Captación "h_P"= 231.500 m

Altura del Tanque "h_T"= 243.500 m

Carga Estática ="Δ_{h_P-h_T}"= 12 m

Longitud de la Línea de Conducción "L"= 112 m

Caudal de Bombeo "Q"= L/s → "Q"= 0.00178 m³/s

Coefficiente de Rugosidad de Hazen W. "C"= 140

1er DIAMETRO PROPUESTO =1.5"

DETERMINANDO LAS PÉRDIDAS "H_f", VELOCIDAD "V", PRESIÓN Y COSTO.

Diámetro de Línea de Conducción "Ø"= 1.5 Plg = 0.0375 m

Pérdida de carga por la fórmula de Hazen-Willians:
$$H_f = \frac{10.674 * L * Q^{1.852}}{C^{1.852} * \varnothing^{4.871}}$$

H_f= 7.966 m

Variable "J"=19.643 * (Q^{1.852}) * (C^{-1.852}) * (Ø^{-4.87}) = 0.148 m

Velocidad "V"=0.355 * (C) * (Ø^{0.63}) * (J^{0.54}) → V= 2.240 m/s

Presión en el Tanque = (Δ_{h_P-h_T}) - (H_f) = 4.034 m

Longitud de la línea de Conducción "L"= 112 m

Costo Unitario de la Tubería = U\$/m 4

Costo Total de la Tubería = U\$ 448.00

2do DIÁMETRO PROPUESTO =2"

DETERMINANDO LAS PERDIDAS "Hf, VELOCIDAD "V", PRESION Y COSTO.

Diámetro de Línea de Conducción "Ø" = 2 Plg = 0.05 m

$$\text{Pérdida de energía } H_f = \frac{10.674 * L * Q^{1.852}}{C^{1.852} * \text{Ø}^{4.871}}$$

Hf= 1.962 m

$$\text{Variable "J"} = 19.643 * (Q^{1.852}) * (C^{-1.852}) * (\text{Ø}^{-4.87}) = 0.037 \text{ m}$$

$$\text{Velocidad "V"} = 0.355 * (C) * (\text{Ø}^{0.63}) * (J^{0.54}) \rightarrow V = 1.260 \text{ m/s}$$

$$\text{Presión en el Tanque} = (\Delta_{hP-hT}) - (H_f) = 10.038 \text{ m}$$

Longitud de la línea de Conducción "L" = 112 m

Costo Unitario de la Tubería = U\$/m 5.5

Costo Total de la Tubería= U\$ 616.00

3er DIÁMETRO PROPUESTO =3"

DETERMINANDO LAS PÉRDIDAS "Hf, VELOCIDAD "V", PRESIÓN Y COSTO.

Diámetro de Línea de Conducción "Ø"= 3 Plg = 0.075 m

$$\text{Pérdida de energía } H_f = \frac{10.674 * L * Q^{1.852}}{C^{1.852} * \text{Ø}^{4.871}}$$

Hf= 0.272 m

$$\text{Variable "J"} = 19.643 * (Q^{1.852}) * (C^{-1.852}) * (\text{Ø}^{-4.87}) = 0.005 \text{ m}$$

$$\text{Velocidad "V"} = 0.355 * (C) * (\text{Ø}^{0.63}) * (J^{0.54}) \rightarrow V = 0.560 \text{ m/s}$$

$$\text{Presión en el Tanque} = (\Delta_{hP-hT}) - (H_f) = 11.728 \text{ m}$$

Longitud de la línea de Conducción "L"= 112 m

Costo Unitario de la Tubería= U\$/m 6.5

Costo Total de la Tubería= U\$ 728.00

La tubería que presenta un menor costo es la de 1y1/2", pero esta no cumple con el rango de presiones admisibles 5 mca -70 mca, y con respecto a la tubería de 3" se presentan una velocidad del flujo por debajo del rango establecido por la legislación vigente (0.6 m/s a 2.00 m/s), por lo que el diámetro de la tubería más apropiado a utilizar en este caso será de 2".

V.4.b. DETERMINANDO LA VELOCIDAD DE LA ONDA DE COMPRESIÓN O DE SUCCIÓN, TAMBIÉN CONOCIDA COMO CELERIDAD.

Coficiente que tiene en cuenta los Módulos de Elasticidad "k"=10¹⁰ /E

k= 18 Adimensional

Diámetro de Línea de Conducción "Ø"= 2 Plg → 0.05 m

Espesor de los tubos "e"= 0.00275 m

Celeridad "C"≈ velocidad de la onda de compresión o de succión.

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \frac{\emptyset}{e}}} \rightarrow C = 510.84 \text{ m/s}$$

V.4.c. CÁLCULO DEL GOLPE DE ARIETE PARA CIERRE INSTANTÁNEO.

Celeridad "C"= 510.84 m/s

La velocidad en la línea de conducción "V"= 1.26 m/s

Aceleración de la Gravedad "g"= 9.81 m/s²

Golpe de Ariete $G.A. = \frac{C * V}{g} \rightarrow GA = 65.613 \text{ m}$

La tubería de descarga deberá ser seleccionada para resistir las presiones altas y deberá ser protegida contra el golpe de ariete instalando válvulas aliviadoras de presión en las vecindades de la descarga de la bomba. La presión total en la tubería será la suma de la carga estática, más la sobrepresión por Ariete Hidráulico¹⁴.

Sobrepresión "GA"= 65.613 m

Carga Estática =" Δ_{hP-hT} "= 12 m

Pérdida de carga en la línea de conducción "hf"= 1.985 m

Presión máxima ejercida en las paredes de la tubería "P_{Max.Tub.}"

$P_{Max.Tub.} = (GA) + (\Delta_{hP-hT}) - hf \rightarrow P_{Max.Tub.} = 75.63 \text{ m} \rightarrow P_{Max.Tub.} = 107.39 \text{ PSI}$

¹⁴Monografía: "Diseño de Sistema de Abastecimiento de Agua Potable, Comunidad Sirama Norte-Sur. Chichigalpa, Chinandega." /Universidad Nacional de Ingeniería "UNI"/ Marcia Soledad Méndez Espinal y María Teresa Flores Rugama. / Diciembre, 2004.

TABLA N.9: PRESIÓN DE TRABAJO DE TUBERÍAS PVC, RESPECTO AL SDR¹⁵.				
Cédula	40	32.5	26	17
Presión (mca)	63	80	100	155.00
Presión (kg/cm ²)	6.1	7.74	9.68	15.00
Presión (psi)	86.6	110	137.46	213.07

Manual Tuberías, AMANCO.

La Línea de Conducción será una tubería de 2" SDR 26 cuya presión de trabajo máxima es 137 L/Plg² ó 100 mca.

V.4.d. DETERMINANDO LA CARGA TOTAL DINÁMICA "CTD"¹⁶:

Nivel de terreno del pozo "h_P"= 231.50 msnm

Nivel de rebose del tanque "h_T"= 243.50 msnm

Carga Estática ="Δ_{hP-hT}"=12 m

Nivel Estático del Agua (NEA)= 67.21 m = 224.033 ft

Descenso Regional "D_{Reg.}"=0.25 m =0.833 ft

Sumergencia de la bomba "S_{Bomb.}"=6 m = 20 ft

Variación estacionaria "V_{Est.}"= 1 m = 3.33 ft

Abatimiento por Bombeo "A_{Bomb.}"= 6 m = 20 ft

Nivel de bombeo "N_{Bomb.}"= (NEA) + (D_{Reg.}) + (V_{Est.}) + (A_{Bomb.}) → N_{Bomb.}= 80.46 m

Longitud de succión "L_{Succ.}"= 95 m

Pérdidas en la línea de succión "H_{fSucc.}"= 5% * (L_{Succ.}) → H_{fSucc.}= 5% * (95 m)

H_{fSucc.}= 4.75 m

Pérdida de carga en la línea de conducción "H_{fCond.}"= 1.985 m

Carga Total Dinámica "CTD"= (Δ_{hP-hT}) + (N_{Bomb.}) + (H_{fSucc.}) + (H_{fCond.})

CTD = 94.689 m → CTD= 315.630 ft

¹⁵El SDR "Standart Dimension Radio" es la relación de diámetro exterior con respecto al espesor de la pared de la tubería (SDR=D/e); Norma ISO R161-1960.

¹⁶ Se encontró un acuífero fracturado a la profundidad de 224.033 ft y termina el límite de este a los 325.46 ft.

V.4.e. DETERMINANDO LA POTENCIA HIDRÁULICA DE LA BOMBA.

Caudal de Bombeo "Q"= 1.780 L/s → Q= 0.002 m³/s → Q= 28.221 gpm

"CTD"=315.630 ft

Potencia de la bomba "PB" = $\frac{Q * CTD}{3960}$ → PB= 2.25 Hp

Eficiencia del Equipo de Bombeo "e"=75%

Potencia del Equipo de Bombeo "P_{EB}"=PB/e → P_{EB}= 3.00 Hp

Con estos datos de caudal y CTD se solicita al fabricante potencia y eficiencia del equipo de bombeo, el cual será de 3 Hp, funcionando al 75% de su rendimiento.

TABLA N.10: CARACTERÍSTICAS DEL EQUIPO DE BOMBEO	
VARIABLE	MAGNITUD
Caudal de Bombeo	28.22 gpm
Tipo de Bomba	Sumergible
Marca	Franklin Electric
Modelo	ST 3520 T
Potencia	3 HP
Eficiencia	75%
Energía	Trifásica
Diámetro entrada y salida	2 Plg

Fuente: HIDROAL. / Catálogo de Bombas Franklin Electric.

V.4.f. DETERMINANDO EL COSTO ANUAL EQUIVALENTE DE LA ENERGÍA.

Caudal de Bombeo "Q"= 1.780 L/s → Q= 0.002 m³/s → Q= 28.221 gpm

Coefficiente de Rugosidad de Hazzen W. "C"= 140.00

Tiempo de Bombeo "t"= 16 hrs

Potencia del Equipo de Bombeo "P_{EB}"= 3 Hp → P_{EB}= 2.25 Kw

(Factor de conversión de Hp a kw = 0.75)

Energía consumida en un año de operación "E"= t * (P_{EB}) → E= 13140.00 kw - h

Costo del kw-h = C\$ 2.736

Costo anual de energía= C\$ 25,721.550

V.5. DISEÑO DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO.

El volumen del tanque de almacenamiento se determinó, según la norma de INAA, Que plantea que la Capacidad del Tanque de Almacenamiento, debe considerar un Volumen Compensador (25%*CPD), por las variaciones horarias del consumo; Un Volumen de Reserva para Eventualidades y Emergencias (15%*CPD) para atender desperfectos en la red, y un Volumen almacenamiento para combatir incendios durante 2 horas de acuerdo a la demanda de agua requerida para este tipo de siniestro.

V.5.a. DETERMINANDO EL VOLUMEN COMPENSADOR.

Consumo Promedio Diario "CPD"= 1.369 L/s

VOLUMEN COMPENSADOR " V_C "= (25%) * (CPD) $\rightarrow V_C$ = 0.342 L/s

1 día = 24 h = 86400 s $\rightarrow V_C$ = (0.342 L/s) * (86400 s) $\rightarrow V_C$ = 29580.00 L

V.5.b. DETERMINANDO EL VOLUMEN PARA EVENTUALIDADES Y EMERGENCIAS.

VOLUMEN DE RESERVA PARA EVENTUALIDADES Y EMERGENCIAS " $V_{E.E.}$ "=

$V_{E.E.}$ = (15%) * (CPD) $\rightarrow V_{E.E.}$ = 0.205 L/s $\rightarrow V_{E.E.}$ = (0.205 L/s) * (86400 s)

$V_{E.E.}$ = 17748.00 L

V.5.c. VOLUMEN DE RESERVA PARA COMBATIR INCENDIOS " $V_{Inc.}$ "

Corresponde a 2 horas del Caudal Contra Incendio en un punto de la red de distribución " $Q_{Inc.}$ ".

Caudal Contra Incendio " $Q_{Inc.}$ "= 9.460 L/s.

$V_{Inc.}$ = 9.463 L/s * (120 s) $\rightarrow V_{Inc.}$ = 1135.500 L.

V.5.d. VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO DEL TANQUE " $V_{Alm.}$ ":

$V_{Alm.}$ = (V_C) + ($V_{E.E.}$) + ($V_{Inc.}$) $\rightarrow V_{Alm.}$ = 48463.500 L $\rightarrow V_{Alm.}$ = 48.464 m³.

V.5.e. DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE.

Volumen de Almacenamiento Requerido " $V_{Alm.}$ " = 48.464 m³.

TABLA N.11: DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO.			
N	Variable	Unidad de Medida	Cantidad
1	Diámetro Propuesto del Tanque " D_{Tanque} "	m	3.50
	Radio del Tanque = $(1/2)*(D_{Tanque})$	m	1.75
2	Área de la base del tanque circular " $A_{Tanq.} = \pi*r^2$ "	m ²	9.621
3	Altura del cuerpo del tanque " $h_{Tanq.}$ "	m	5.10
4	Altura de la torre " $h_{Torr.}$ "	m	7.00
5	Capacidad Real de Almacenamiento " $V_{R.Alm.} = (A_{Tanq.})*(h_{Tanq.})$ "	m ³	49.068
		L	49067.87
		Gln	12963.77

Fuente: Creación propia.

Se recomienda construir un tanque de almacenamiento de acero sobre torre de 12963.77 galones de capacidad. La torre debe tener una altura de 7m, para lograr obtener presiones residuales aceptables en la red de distribución. El cuerpo del tanque tendrá un diámetro de 6m y la altura de 5.10 m.

V.6. ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA RED.

En la evaluación hidráulica de la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas, se realizará en base a tres condiciones de Análisis por ser una red localizada en una zona urbana: Cero consumo (sin caudal en la red), Máximo consumo (CMH) y Consumo medio (CMD + Caudal contra incendio).

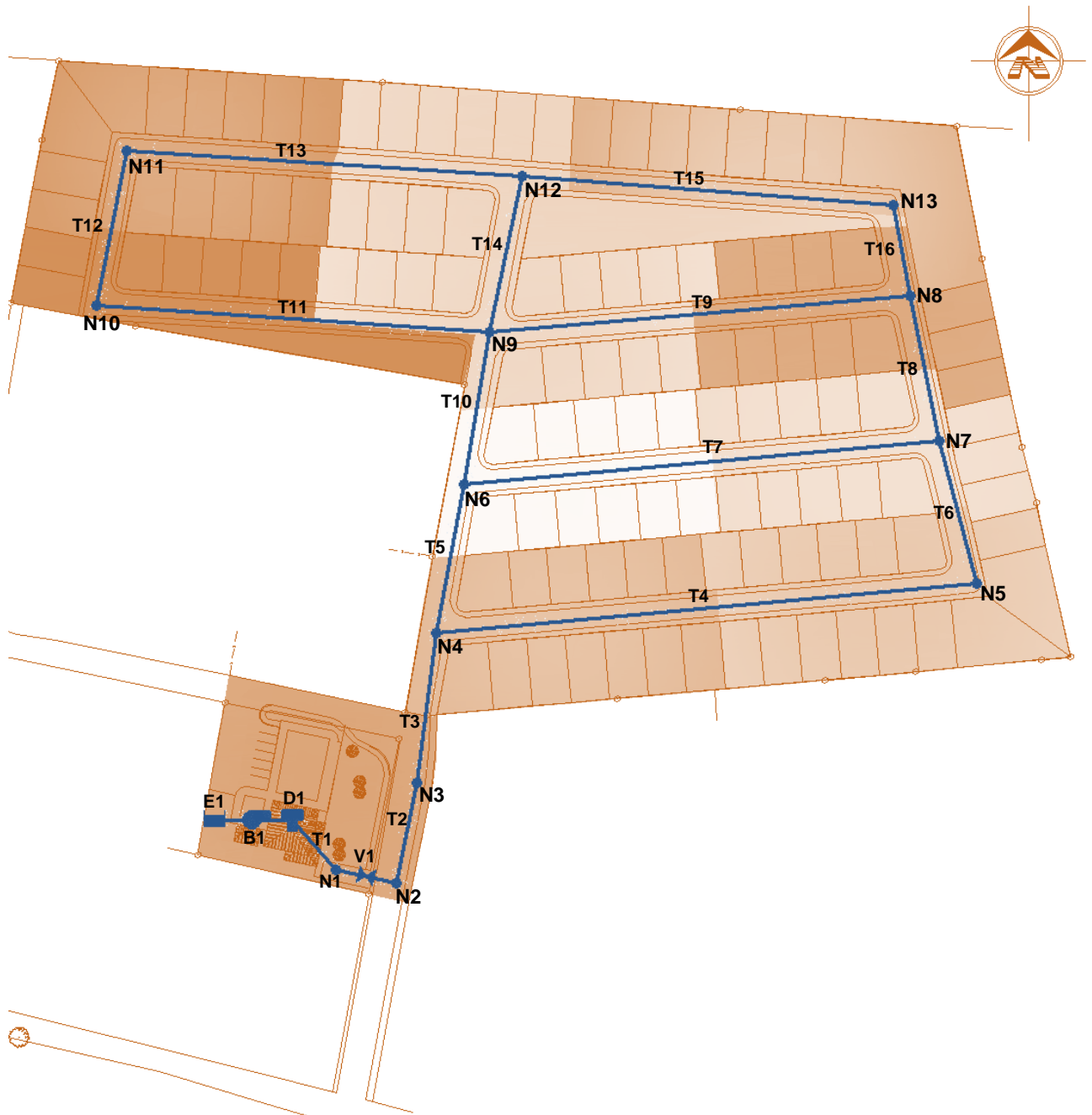


Imagen 11: Representación de los elementos de la red de agua potable, de la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas.

TABLA N.12: CARACTERÍSTICAS DE LINEAS Y NODOS DE LA RED.							
NODO		TRAMO	LONGITUD (m)	DIAMETRO (mm)	NODO	NUMERO DE VIVIENDAS	ELEVACIÓN DEL TERRENO
INICIO	FINAL						
E1	D1	B1	112	50	E1	0	232.500
D1	N1	T1	15	150	D1	0	232.500
N1	N2	V1	15	150	N1	0	231.050
N2	N3	T2	17	150	N2	0	230.883
N3	N4	T3	73	150	N3	1	230.307
N4	N5	T4	152	50	N4	13	227.757
N4	N6	T5	43	100	N5	15	227.003
N5	N7	T6	43	50	N6	11	226.910
N6	N7	T7	136	50	N7	13	226.295
N7	N8	T8	41	50	N8	12	224.050
N6	N9	T10	42	100	N9	14	226.419
N8	N9	T9	119	50	N10	7	230.300
N9	N10	T11	111	50	N11	14	228.966
N10	N11	T12	43	50	N12	10	225.627
N9	N12	T14	45	50	N13	7	223.000
N11	N12	T13	111	50			
N8	N13	T16	25	50			
N12	N13	T15	107	50			

Fuente: Creación Propia.

TABLA N.13: ASIGNACIÓN DE CAUDALES, PARA LAS CONDICIONES DE ANÁLISIS EN LA RED.

De	A	Tramo	Longitud Del Tramo	Coefficiente de CMH por Metro Lineal (L/s)	CMH Concentrado (L/s)		Coefficiente de Caudal Medio por Metro Lineal (L/s)	Caudal Medio Concentrado (L/s)	Sin Consumo en la Red (L/s)	
D1	N1	T1	15	0.00181	0.027		0.00988	0.148	0	
N1	N2	V1	15	0.00181	0.027		0.00988	0.148	0	
N2	N3	T2	17	0.00181	0.031		0.00988	0.168	0	
N3	N4	T3	73	0.00181	0.132		0.00988	0.721	0	
N4	N5	T4	152	0.00181	0.274		0.00988	1.502	0	
N4	N6	T5	43	0.00181	0.078		0.00988	0.425	0	
N5	N7	T6	43	0.00181	0.078	0.323	0.00988	0.425	1.768	0
N6	N7	T7	136	0.00181	0.245		0.00988	1.344		
N7	N8	T8	41	0.00181	0.074		0.00988	0.405	0	
N6	N9	T10	42	0.00181	0.076	0.291	0.00988	0.415	1.591	0
N8	N9	T9	119	0.00181	0.215		0.00988	1.176		
N9	N10	T11	111	0.00181	0.2		0.00988	1.097	0	
N10	N11	T12	43	0.00181	0.078		0.00988	0.425	0	
N9	N12	T14	45	0.00181	0.081	0.282	0.00988	0.445	1.541	0
N11	N12	T13	111	0.00181	0.2		0.00988	1.097		
N8	N13	T16	25	0.00181	0.045	0.238	0.00988	0.247	1.304	0
N12	N13	T15	107	0.00181	0.193		0.00988	1.057		
TOTAL			1138		2.054			11.243	0	

Fuente: Creación Propia.

V.6.a. 1° ESCENARIO DE ANALISIS: SIN CONSUMO.



Imagen 12: Presiones y caudales con ausencia de consumo en la red de agua potable, de la urbanización villas del señor de Esquipulas.

RESULTADOS DE 1º ANALISIS: SIN CONSUMO.

TABLA N.14: ESTADO DE NUDOS - CONDICIÓN SIN CONSUMO.

Nodos de la Red			
ID Nudo	Cota m	Demanda Base LPS	Presión m
Nudo N1	231.05	0	20.45
Nudo N2	230.883	0	20.62
Nudo N3	230.3065	0	21.19
Nudo N4	227.757	0	23.74
Nudo N5	227.003	0	24.50
Nudo N6	226.91	0	24.59
Nudo N7	226.295	0	25.21
Nudo N8	224.05	0	27.45
Nudo N9	226.419	0	25.08
Nudo N10	230.3	0	21.20
Nudo N11	228.966	0	22.53
Nudo N12	225.627	0	25.87
Nudo N13	223	0	28.50
Embalse E1	232.5	Sin Valor	0.00
Depósito D1	244.5	Sin Valor	7.00

Fuente: Datos obtenidos de simulación, en el Software EPANET.

TABLA N.15: ESTADO DE TUBERIAS - CONDICIÓN SIN CONSUMO.

Líneas de la Red						
ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérdida Unit. m/km
Tubería T1	15	150	140	0.00	0.00	0.00
Tubería T2	17	150	140	0.00	0.00	0.00
Tubería T3	73	150	140	0.00	0.00	0.00
Tubería T4	152	50	140	0.00	0.00	0.00
Tubería T5	43	100	140	0.00	0.00	0.00
Tubería T6	43	50	140	0.00	0.00	0.00
Tubería T7	136	50	140	0.00	0.00	0.00
Tubería T8	41	50	140	0.00	0.00	0.00
Tubería T9	119	50	140	0.00	0.00	0.00
Tubería T10	42	100	140	0.00	0.00	0.00
Tubería T11	111	50	140	0.00	0.00	0.00
Tubería T12	43	50	140	0.00	0.00	0.00
Tubería T13	111	50	140	0.00	0.00	0.00
Tubería T14	45	50	140	0.00	0.00	0.00
Tubería T15	107	50	140	0.00	0.00	0.00
Tubería T16	25	50	140	0.00	0.00	0.00
Bomba B1	Sin Valor	Sin Valor	Sin Valor	16.11	0.00	-19.00
Válvula V1	Sin Valor	150	Sin Valor	0.00	0.00	0.00

Fuente: Datos obtenidos de simulación, en el Software EPANET.

**V.6.b. 2º ESCENARIO DE ANALISIS: CONSUMO MÁXIMA HORA (CMH).
PRESIONES Y CAUDALES EN 2º ESCENARIO: CMH.**



Imagen 13: Presiones y caudales con presencia del Consumo Máximo Hora en la red de agua potable, de la urbanización villas del señor de Esquipulas.

RESULTADOS DE 2º ANALISIS: CONSUMO MÁXIMA HORA (CMH).

TABLA N.16: ESTADO DE NUDOS - CONDICIÓN CMH.

Nudos de la Red			
ID Nudo	Cota m	Demanda Base LPS	Presión m
Nudo N1	231.05	0.027	20.45
Nudo N2	230.883	0.027	20.62
Nudo N3	230.3065	0.031	21.19
Nudo N4	227.757	0.132	23.73
Nudo N5	227.003	0.274	24.38
Nudo N6	226.91	0.078	24.56
Nudo N7	226.295	0.323	25.09
Nudo N8	224.05	0.074	27.34
Nudo N9	226.419	0.291	25.03
Nudo N10	230.3	0.200	21.09
Nudo N11	228.966	0.078	22.43
Nudo N12	225.627	0.282	25.77
Nudo N13	223	0.238	28.38
Embalse E1	232.5	Sin Valor	0.00
Depósito D1	244.5	Sin Valor	7.00

Fuente: Datos obtenidos de simulación, en el Software EPANET.

TABLA N.17: ESTADO DE TUBERÍAS - CONDICIÓN CMH

Líneas de la Red						
ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérdida Unit. m/km
Tubería T1	15	150	140	2.05	0.12	0.12
Tubería T2	17	150	140	2.00	0.11	0.12
Tubería T3	73	150	140	1.97	0.11	0.11
Tubería T4	152	50	140	0.29	0.15	0.67
Tubería T5	43	100	140	1.55	0.20	0.53
Tubería T6	43	50	140	0.01	0.01	0.00
Tubería T7	136	50	140	0.27	0.14	0.59
Tubería T8	41	50	140	-0.04	0.02	0.02
Tubería T9	119	50	140	0.26	0.13	0.55
Tubería T10	42	100	140	1.21	0.15	0.33
Tubería T11	111	50	140	0.25	0.13	0.53
Tubería T12	43	50	140	0.05	0.03	0.03
Tubería T13	111	50	140	-0.03	0.01	0.01
Tubería T14	45	50	140	0.41	0.21	1.31
Tubería T15	107	50	140	0.10	0.05	0.10
Tubería T16	25	50	140	0.14	0.07	0.17
Bomba B1	Sin Valor	Sin Valor	Sin Valor	16.11	0.00	-19.00
Válvula V1	Sin Valor	150	Sin Valor	2.03	0.11	0.00

Fuente: Datos obtenidos de simulación, en el Software EPANET.

V.6.c. 3º ESCENARIO DE ANALISIS: CONSUMO MEDIO.

PRESIONES Y CAUDALES EN 3º ESCENARIO: CONSUMO MEDIO.



Imagen 14: Presiones y caudales con presencia del Consumo Medio en la red de agua potable, de la urbanización villas del señor de Esquipulas.

RESULTADOS DE 3º ANALISIS: CONSUMO MEDIO.

TABLA N.18: ESTADO DE NUDOS - CONDICIÓN DE CONSUMO MEDIO.

Nodos de la Red			
ID Nudo	Cota m	Demanda Base LPS	Presión m
Nudo N1	231.05	0.148	20.41
Nudo N2	230.883	0.148	20.57
Nudo N3	230.3065	0.168	21.10
Nudo N4	227.757	0.721	23.46
Nudo N5	227.003	1.502	21.83
Nudo N6	226.91	0.425	23.78
Nudo N7	226.295	1.768	22.53
Nudo N8	224.05	0.405	24.80
Nudo N9	226.419	1.591	23.95
Nudo N10	230.3	1.097	18.70
Nudo N11	228.966	0.425	20.00
Nudo N12	225.627	1.541	23.37
Nudo N13	223	1.304	25.75
Embalse E1	232.5	Sin Valor	0.00
Depósito D1	244.5	Sin Valor	7.00

Fuente: Datos obtenidos de simulación, en el Software EPANET.

TABLA N.19: ESTADO DE LÍNEAS - CONDICIÓN DE CONSUMO MEDIO.

Líneas de la Red						
ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérdida Unit. m/km
Tubería T1	15	150	140	11.24	0.64	2.86
Tubería T2	17	150	140	10.95	0.62	2.72
Tubería T3	73	150	140	10.78	0.61	2.65
Tubería T4	152	50	140	1.57	0.80	15.72
Tubería T5	43	100	140	8.49	1.08	12.27
Tubería T6	43	50	140	0.07	0.03	0.04
Tubería T7	136	50	140	1.46	0.74	13.70
Tubería T8	41	50	140	-0.25	0.13	0.51
Tubería T9	119	50	140	1.40	0.71	12.76
Tubería T10	42	100	140	6.61	0.84	7.72
Tubería T11	111	50	140	1.37	0.70	12.32
Tubería T12	43	50	140	0.28	0.14	0.64
Tubería T13	111	50	140	-0.15	0.08	0.20
Tubería T14	45	50	140	2.24	1.14	30.51
Tubería T15	107	50	140	0.55	0.28	2.29
Tubería T16	25	50	140	0.75	0.38	4.01
Bomba B1	Sin Valor	Sin Valor	Sin Valor	16.11	0.00	-19.00
Válvula V1	Sin Valor	150	Sin Valor	11.10	0.63	0.00

Fuente: Datos obtenidos de simulación, en el Software EPANET.

V.6.d. SÍNTESIS DEL ANÁLISIS DE LA RED:

En la condición de consumo máximo hora "CMH": el caudal en la condición de análisis de consumo máximo horario se presenta una demanda de 2.054 l/s; presiones que van desde 20.45 m (en el nudo N 1) hasta los 28.38 m (en el nudo N 13), aceptables dentro de los rangos establecidos por INAA (La presión mínima residual en la red será de 14.00 m y la carga estática máxima será de 50.00 m); como promedio se observan bajas velocidades en el modelo, que van de 0.01 m/s (en el tramo de la tubería T 13) a 0.21 m/s (en el tramo de la tubería T 14).

Condición de consumo medio (CMD + Caudal contra incendio): el caudal en la condición de análisis de consumo medio es de 11.243 l/s; En esta condición se presentan presiones que van desde 18.70 m (en el nudo N 10) hasta los 25.75 m (en el nudo N 13), aceptables dentro de los rangos establecidos por INAA; como promedio se observan bajas velocidades en la tubería, que van de 0.00 m/s (en el tramo de la tubería T 6) a 1.14 m/s (en el tramo de la tubería T 14).

Condición sin consumo: las presiones se encuentran dentro de rangos aceptables no perjudiciales para las tuberías, que van desde 20.45 m (en el nudo N 1) hasta los 28.50 m (en el nudo N 13).

En algunos tramos las velocidades son menores que las mínimas permisibles, pero en el análisis hidráulico se ha dejado prevalecer el criterio de las presiones sobre el de velocidades.

En horas pico las presiones bajan hasta 18.70 m y durante la noche las presiones aumentan hasta 28.50 metros.

V.7. ESTIMADO DE COSTO.

En la siguiente tabla, se muestran las descripciones de los costos totales por sub-etapas y el costo total de la obra.

TABLA N.20: PRESUPUESTO - COSTOS DIRECTOS DEL SISTEMA.						
ETAPA	SUB-ETAPA	DESCRIPCIÓN DE LA ETAPA	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD	COSTO UNITARIO (\$U)	COSTO TOTAL (\$U)
100	PRELIMINARES					\$10,320.00
100	1	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES	GLB	1	\$2,000.00	\$2,000.00
100	2	TOPOGRAFÍA	MES	4	\$2,080.00	\$8,320.00
200	FUENTE Y OBRAS DE TOMA					\$58,674.44
200	1	CONSTRUCCIÓN DE POZO VERTICAL	GLB	1	\$24,476.72	\$24,476.72
200	2	EQUIPO DE BOMBEO (BOMBA SUMERGIBLE, ACCESORIOS Y EQUIPOS DE MEDICIÓN DE CAUDAL)	GLB	1	\$7,197.72	\$7,197.72
200	3	PRUEBAS DE BOMBEO	GLB	1	\$27,000.00	\$27,000.00
300	LÍNEA DE CONDUCCIÓN					\$1,555.00
300	1	TRAZADO DE LÍNEA	m	100	\$0.30	\$30.00
300	2	EXCAVACIÓN Y RELLENO DE ZANJA A/POTABLE	m ³	60	\$4.03	\$241.80
300	3	INSTALACIÓN DE TUBERÍA PVC Ø 2" SDR 26	m	100	\$5.50	\$550.00
300	4	RELLENO Y COMPACTACIÓN DE ZANJA A/ POTABLE	m ³	60	\$12.22	\$733.20
400	RED DE DISTRIBUCIÓN					\$15,837.00
400	1	TRAZADO DE LA RED	m	838	\$0.30	\$251.40
400	2	EXCAVACIÓN DE ZANJA A/POTABLE	m ³	603.36	\$4.03	\$2,431.54
400	3	INSTALACIÓN DE TUBERÍA PVC Ø 2" SDR 26	m	603	\$5.50	\$3,316.50
400	4	INSTALACIÓN DE TUBERÍA PVC Ø 4" SDR 26	m	115	\$7.50	\$862.50
400	5	INSTALACIÓN DE TUBERÍA PVC Ø 6" SDR 26	m	120	\$13.35	\$1,602.00
400	6	RELLENO Y COMPACTACIÓN DE ZANJA A/ POTABLE	m ³	603.36	\$12.22	\$7,373.06

Fuente: Catálogo de Etapas y Sub-etapas del FISE; y Manual de presupuestos del INIFON.

TABLA N.20: PRESUPUESTO - COSTOS DIRECTOS DEL SISTEMA.						
ETAPA	SUB-ETAPA	DESCRIPCIÓN DE LA ETAPA	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD	COSTO UNITARIO (\$U)	COSTO TOTAL (\$U)
500	SISTEMA DE PURIFICACIÓN					\$9,594.62
500	1	CASETA DE CLORACIÓN	m ²	9	\$300.00	\$2,700.00
500	2	EQUIPO DE CLORACIÓN	GLB	1	\$6,894.62	\$6,894.62
600	TANQUE DE ALMACENAMIENTO					\$28,526.24
600	1	TANQUE DE ACERO DE 12,963.77 GALONES	GLB	28,534	\$1.00	\$28,526.24
700	INSTALACIÓN DE VÁLVULA DE HIERRO FUNDIDO					\$3,140.00
700	1	INSTALACIÓN DE VÁLVULA DE HIERRO FUNDIDO DE 2"	C/U	2	\$960.00	\$1,920.00
700	2	INSTALACIÓN DE VÁLVULA DE HIERRO FUNDIDO DE 2" DE LIMPIEZA	C/U	2	\$610.00	\$1,220.00
800	INSTALACIÓN DE MACROMEDIDOR					\$5,377.00
800	1	MACROMEDIDOR DE 2"	C/U	1	\$2,500.00	\$2,500.00
800	2	CAJA DE MACROMEDIDOR	C/U	1	\$342.00	\$342.00
800	3	INSTALACIÓN DE HIDRANTE DE 4"	C/U	1	\$2,535.00	\$2,535.00
900	ACOMETIDA DOMICILIAR					\$5,301.27
900	1	ACOMETIDA DOMICILIAR PVC 1/2" SDR 17 3.5M HASTA 7M	C/U	117	\$45.31	\$5,301.27
1000	LIMPIEZA Y ENTREGA					\$1,686.96
1000	1	LIMPIEZA FINAL	GLB	1	\$1,086.96	\$1,086.96
1000	2	INSPECCIÓN DE ENACAL	C/U	3	\$200.00	\$600.00
COSTOS DIRECTOS EN DÓLARES						\$140,012.53

Fuente: Catálogo de Etapas y Sub-etapas del FISE; y Manual de presupuestos del INIFON.

TABLA N.21: PRESUPUESTO - COSTO TOTAL DEL SISTEMA.	
VARIABLE	TOTAL
COSTOS DIRECTOS EN DÓLARES	\$140,012.53
TOTAL COSTOS INDIRECTOS (10%)	\$14,001.25
ADMINISTRACION + UTILIDADES (10%)	\$14,001.25
SUB-TOTAL	\$168,015.03
IMPUESTO ALMA (1%)	\$1,680.15
COSTO TOTAL DE LA RED DE AGUA POTABLE EN U\$	\$169,695.18

Fuente: Manual de presupuestos del INIFON.

Se estima que el costo total del sistema de agua potable, asciende a la suma de, **ciento sesenta y nueve mil, seiscientos noventa y cinco dólares, con 18/100 (U\$ \$169,695.18).**

V.8. CONCLUSIONES.

En base a los objetivos planteados puede concluirse que el propósito del estudio ha sido alcanzado, teniendo los siguientes indicadores:

1. El levantamiento topográfico, proporcionó la configuración altiplanimétrica del terreno, y a partir del diseño urbano, se estableció la configuración de la red, las cotas de cada nodo y las distancias de los tramos de las tuberías del proyecto.
2. Los estudios demostraron que la fuente de abastecimiento de agua potable cumple con los requisitos de calidad y cantidad necesarias, para abastecer de agua al proyecto urbanístico.
3. Se eligió el diámetro óptimo de la tubería de conducción, así como el equipo de bombeo del sistema.
4. El tanque de almacenamiento se dimensionó a partir del volumen resultante de los criterios de diseño establecidos en la legislación nacional vigente, siendo la ubicación del mismo, el sitio más apropiado, para garantizar las presiones admisibles en la red, que permiten llevar el servicio a todas las viviendas.
5. Los elementos que componen el sistema de la red de distribución, se diseñaron de acuerdo a los datos arrojados por el estudio y bajo criterios hidráulicos.
6. El sistema es capaz de brindar la demanda de agua potable a la población proyectada bajo cualquier condición de consumo, por lo que se concluye que el proyecto amerita una línea de conducción de 112 metros de 2 pulgadas de diámetro que conecte el pozo vertical con el tanque de almacenamiento, a partir del tanque la red de distribución iniciaría en 6 pulgadas y una longitud

de 120 m correspondientes a los tramos T1, T2 y T3 hasta llegar al nodo 4; ahí continuará en 4" a lo largo de 115 m correspondientes a los tramos T5 y T10; para luego reducir los acueductos a 2" de diámetro, en el resto de la red propuesta.

V.9. RECOMENDACIONES.

Reforestar el área de la captación, con el objetivo de proteger el recurso agua y que la recarga de agua se mantenga en estado abundante, y que no sea objeto de secado debido al despale o alto consumo de agua por parte de la población.

ENACAL en coordinación con la municipalidad y los pobladores, deben darle el mantenimiento adecuado al sistema, para que pueda funcionar eficientemente durante el período de diseño.

En el momento de la ejecución del proyecto, se debe garantizar la supervisión, para que se cumplan las normas constructivas que especifican los planos.

Para la ejecución de la obra es importante sugerir que se utilice mano de obra de la zona, esto para minimizar los costos de la obra.

V.10. BIBLIOGRAFÍA.

1. Alcaldía Municipal. (2015). Mapa de ubicación del sitio de proyecto.
2. Guía Para el Diseño de Redes de Distribución en Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable / Organización Panamericana de la Salud “OPS” y Organización Mundial de la Salud “OMS” / 2005.
3. Instalaciones Sanitarias /Universidad Nacional de Ingeniería. / VI-CAPITULOS. / 141 Páginas. / Ing. Jorge Ortiz B.
4. Diseño de acueductos y Alcantarillados. /2 da edición. Bogotá, Colombia: editorial Alfa y Omega. / López, Cualla, R., A. / 1999.
5. Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento. / Redes de distribución / Comisión Nacional del Agua / México.
6. Manual de Mantenimiento de Sistemas de Suministro de Agua Potable para Reducir Vulnerabilidad Operativa. /Organización Panamericana de la Salud “OPS” y Organización Mundial de la Salud “OMS”/Marzo 2004.
7. Manual Técnico Para Tuberías Plásticas. / Tubo-sistemas “PVC”/ AMANCO NICARAGUA.
8. Normas de Diseño de Sistemas de Abastecimiento y Potabilización del Agua. / Departamento de Fiscalización del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados “INAA”.
9. Normas CAPRE: Normas de calidad del Agua para consumo humano. Comité coordinador regional de instituciones de agua potable y saneamiento de

Centroamérica, Panamá y República Dominicana. Primera edición revisada
Marzo 1,994.

10. Norma Para el Desarrollo de Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado
Sanitario de Centros Residenciales, Industriales y Comerciales. / Instituto
Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA). / 16 Octubre 2008.

11. NTON 09 003 – 99: Norma Técnica Obligatoria Nicaragüense para el Diseño de
Abastecimiento y Potabilización del Agua. / Comisión Nacional de Normalización
Técnica y Calidad de Fomento, Industria y Comercio.

V.11. ANEXOS.

V.11.a. CLASIFICACIÓN DEL SUELO.

TABLA N.22: CLASIFICACIÓN DE LAS MUESTRAS, POR EL SISTEMA UNIFICADO DE UNIDADES “SUCS”.

PROYECTO: URBANIZACIÓN VILLAS DEL SEÑOR DE ESQUIPULAS, ÁREA DEL TANQUE.

FECHA: MAYO 2015 **SONDEO Nº:** 1.

Sondeo No.	Profundidad	Muestra No.	Porcentaje que pasa por el tamiz No.						Limite Líquido, %	Índice Plástico, %	% Partículas			Clasificación SUCS
			½"	3/8"	4	10	40	200			Grava	Arena	Finos	
1	0'0" – 4'0"	1			97	90	67	51	45	10	3	46	51	OL
	4'0" – 6'0"	2			93	68	40	22	34	6	7	71	22	SM
	6'0" – 8'0"	3			94	80	64	44	38	10	6	50	44	SM
	8'0"–12'0"	4			100	86	57	30	N.P.	N.P.	0	70	30	SM
	12'0"–14'0"	5			96	85	55	32	N.P.	N.P.	4	64	32	SM

Fuente: Estudio Geotectónico, PROISA.

V.11.b. ESTRATIGRAFÍA Y GRÁFICO DE PROSPECCIÓN.

TABLA N.23: ESTRATIGRAFÍA, ZONDEO REALIZADO EN AREA DEL TANQUE.			
Profundidad en Pies (ft)	TIPO DE SUELO	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	FOTOS TOMADAS A MUESTRAS DE SUELO
0ft - 2ft	OL	Limo arenoso, color café	
2ft - 4ft	OL	Limo arenoso, color café	
4ft - 6ft	SM	Arena limosa, color café	
6ft - 8ft	SM	Arena limosa (talpetate) café claro	
8ft - 10ft	SM	Arena limosa oscura	
10ft - 12ft	SM	Arena limosa color café	
12ft - 14ft	SM	Arena limosa color café oscura	

Fuente: Estudio Geotectónico, PROISA.

TABLA N.24: GRÁFICO DE PROSPECCIÓN.																	
PROFUNDIDAD PIES	DESCRIPCION DEL SUELO	RESISTENCIA A LA PENETRACION									CONTENIDO DE AGUA						
		N = Número de golpes por pie															
		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	10	20	30	40	50	60
0	OL - Limo arenoso color café oscuro																
2																	
4	SM - Arena limosa color café																
6	SM - Arena limosa (talpetate) café claro																
8																	
10	SM - Arena limosa color gris																
12																	
14	SM - Arena limosa color café																

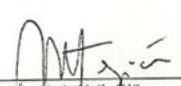
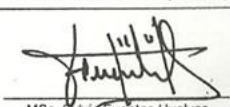
Fuente: Estudio Geotectónico, PROISA.

V.11.c. RESULTADOS DE LABORATORIO DE CALIDAD DE AGUA.

TABLA N.25: ANÁLISIS FÍSICO-QUÍMICO DE CALIDAD DE AGUA.

Parámetros	Método	Límite de Detección	Resultados	Unidades	meq.l ⁻¹	Rango de Detección	Valor máximo admisible ³ CAPRE
pH A 25,0 °C	4500-H.B ¹		7,90	Unds.de pH		0,10 a 14,00	6,5 - 8,5 Unidades de pH
CONDUCTIVIDAD A 23,9 °C	2510.B ¹		387,00	µS.cm ⁻¹		1,0 a 200 000	No hay referencia
SOL. TOTALES DISUELTOS	2510.B ¹		290,72	mg.l ⁻¹		Hasta 20 000,00	1000,00 mg.l ⁻¹
COLOR VERDADERO	2120.B ¹		< rd	mg.l ⁻¹ Pt-Co		5,0 - 70,0	15,00 mg.l ⁻¹ Pt-Co
CALCIO	3500-Ca.D ¹	0,08	36,50	mg.l ⁻¹	1,821		No hay referencia
MAGNESIO	3500-Mg.E ¹	0,20	15,16	mg.l ⁻¹	1,247		50,00 mg.l ⁻¹
SODIO	3500-Na.D ¹	0,18	14,54	mg.l ⁻¹	0,632		200,00 mg.l ⁻¹
POTASIO	3500-K.D ¹	0,10	6,16	mg.l ⁻¹	0,158		10,00 mg.l ⁻¹
CLORUROS	4110.B ¹	0,25	30,00	mg.l ⁻¹	0,846		250,00 mg.l ⁻¹
NITRATOS	4110.B ¹	0,05	7,89	mg.l ⁻¹	0,127		50,00 mg.l ⁻¹
SULFATOS	4110.B ¹	0,25	40,93	mg.l ⁻¹	0,852		250,00 mg.l ⁻¹
CARBONATOS	2320.B ¹	2,00	< Id	mg.l ⁻¹			No hay referencia
BICARBONATOS	2320.B ¹	0,75	128,14	mg.l ⁻¹	2,100		No hay referencia
DUREZA TOTAL	2340.C ¹	0,13	153,45	mg.l ⁻¹	3,069		No hay referencia
ALCALINIDAD TOTAL	2320.B ¹	0,62	105,00	mg.l ⁻¹	2,100		No hay referencia
ALCALINIDAD A LA FENOLFTALEINA	2320.B ¹	1,67	< Id	mg.l ⁻¹			No hay referencia
SILICE DISUELTA	4500-Si.D ¹	0,20	75,68	mg.l ⁻¹			No hay referencia
NITRITOS	4500-NO2.B ¹	0,003	0,003	mg.l ⁻¹			0,10 ó 3,00 mg.l ⁻¹ *
HIERRO TOTAL	3500-Fe.D ¹	0,02	0,16	mg.l ⁻¹			0,30 mg.l ⁻¹
FLUORUROS	4500-F.D ¹	0,03	0,86	mg.l ⁻¹			0,7 - 1,5 mg.l ⁻¹
AMONIO	Azul de Indofenol ²	0,005	0,027	mg.l ⁻¹			0,5 mg.l ⁻¹
BALANCE IONICO DE LA MUESTRA	1030.F ¹		0,86	%			

<p>Clave:</p> <p>< Id: El valor está por debajo del límite de detección</p> <p>< rd: El valor está por debajo del rango de detección</p> <p>Referencias:</p> <p>¹ American Public Health Association (APHA). (2005). <i>Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater</i>. 21 st Edition Washington: APHA.</p> <p>² Rodier, J. (1981). <i>Análisis de las Aguas Naturales, Residuales y Agua de Mar</i>. España: Ediciones Omega.</p> <p>³ Comité Coordinador Regional de Instituciones de Agua Potable y Saneamiento de Centro América, Panamá y República Dominicana (CAPRE) (1993). <i>Normas de Calidad para consumo humano</i>. Costa Rica.</p>	<p>Datos de Campo:</p> <p>pH: 8,37 Unds</p> <p>Conductividad: 376 µS.cm⁻¹</p> <p>Temperatura: 23,0 °C</p> <p>Elevación: 545 msnm</p>
--	--

 Lic. Mario Mejía Téllez Especialista - Analista	 MSc. Sylvia Fuentes Huelvas Jefa de laboratorio de Aguas Naturales
---	--

* Si se toma el valor de 3,00 mg.l⁻¹ debe relacionarse el nitrato y nitrito por fórmula

TABLA N.26: ANÁLISIS BACTERIOLÓGICO DE CALIDAD DE AGUA.



Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua Centro para la Investigación en Recursos Acuáticos de Nicaragua

Hospital Monte España 300 metros al lago, Teléfonos (505) 278 6981, 278 6767 ,278 6982
Telefax (505) 267-8169, apartado postal 4598, correo: ventas.servicios@cira-unan-edu.ni



Resultados Analíticos de Microbiología

CLIENTE

UNAN AMBIENTAL, PROYECTO LOS RÍOS
Rotonda Universitaria 1 c al Norte
Managua, Managua
Dr. Francisco Moreno Cruz
Tel. 22705189

MATRIZ DE LA MUESTRA
FUENTE
IDENTIFICACIÓN PROPORCIONADA POR EL CLIENTE
LUGAR Y/O COMUNIDAD
MUNICIPIO, DEPARTAMENTO
COORDENADAS
FECHA DE MUESTREO
HORA DE MUESTREO

Agua Natural
Manantial
"Cascada El Brujo"
Cascada El Brujo, Los Ríos
Ticuantepe, Managua
1341901 N; 579538 E
2011-06-15
10 h 45

CÓDIGO DEL LABORATORIO
FECHA DE RECEPCIÓN
FECHA DE INICIO DEL ANÁLISIS
FECHA DEL REPORTE

MB-496
2011-06-15
2011-06-15
2011-06-21

Parámetros	Método	Límite de Detección	Resultados	Unidades	Valor Recomendado	Valor Guía
					² CAPRE	³ OPS
COLIFORMES TOTALES	9221 B ¹	< 1.8	3.30E+03	NMP/100 ml	Negativo	0
COLIFORMES TERMOTOLERANTES	9221 E ¹	< 1.8	2.30E+01	NMP/100 ml	Negativo	0
<i>Escherichia coli</i>	9221 F ¹	< 1.8	2.30E+01	NMP/100 ml	Negativo	0
ESTREPTOCOCOS FECALES	9230 B ¹	< 1.8	2.30E+03	NMP/100 ml	No hay referencia	No hay referencia

Datos de Campo:

pH: 8,37 Unidades de pH
Temperatura: 23,0 °C
Conductividad: 376 µS.cm⁻¹

Observaciones:

Coliformes termotolerantes: Coliformes fecales (denominación anterior)

Clave:

NMP/100 ml: Número más Probable en cien mililitros de muestra analizada.

Referencias:

- ¹ American Public Health Association (APHA). (2005). *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*. 21st. Ed. Washington: APHA.
² Comité Coordinador Regional de Instituciones de Agua Potable y Saneamiento de Centro América, Panamá y República Dominicana (CAPRE). (1993). *Normas de Calidad de Agua para Consumo Humano Costa Rica*: CAPRE.
³ Organización Panamericana de la Salud (OPS). (1988). *Guías para la Calidad del Agua Potable*, 2^a Ed. Ginebra: OPS.




 Lic. María Luisa Talavera López
Especialista - Analista
 
 Lic. Carmen Checón Méyrga
Jefe Lab. Microbiología

TABLA N.27: ANÁLISIS DE CONTENIDO DE ARSÉNICO EN EL AGUA.



Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua Centro para la Investigación en Recursos Acuáticos de Nicaragua

Hospital Monte España 300 metros al lago, Teléfonos (505) 278 6981, 278 6767, 278 6982
Telefax (505) 267-8169, apartado postal 4598, correo: ventas.servicios@cira-unan.edu.ni



Resultados Analíticos de Metales Pesados

PROYECTO: URBANIZACIÓN VILLAS DEL SEÑOR DE ESQUIPULAS.

UNAN-AMBIENTAL
Rotonda Universitaria 1 cuadra al norte
Dr. Francisco Moreno Cruz
Telf: 22705189

MATRIZ DE LA MUESTRA
FUENTE
IDENTIFICACIÓN PROPORCIONADA POR EL CLIENTE
LUGAR Y/O COMUNIDAD
MUNICIPIO, DEPARTAMENTO
COORDENADAS:

FECHA DE MUESTREO
HORA DE MUESTREO

CÓDIGO DE LABORATORIO
FECHA DE RECEPCIÓN
FECHA DE INICIO DEL ANÁLISIS

AGUA NATURAL
POZO VERTICAL

COMARCA ESQUIPULAS
MANAGUA, MANAGUA.
LAT: 12° 05' 06.64";
LONG: 86° 12' 50.06".
2015-01-05
10 H 30

AN-747
2015-01-05
2015-01-05

Parámetros	Método	Límite de Detección	Resultados	Unidades	Valores máximos admisibles OMS ²
Arsénico total	E. Rothery, et al, 1984 ¹	2,02	< Id	µg. l ⁻¹	10 µg l ⁻¹

Clave:

Id: Límite de detección.

nd: Analizado pero no detectado

Referencias:

¹ E. Rothery, 1984. Operation Manual - VGA 76, VARIAN.

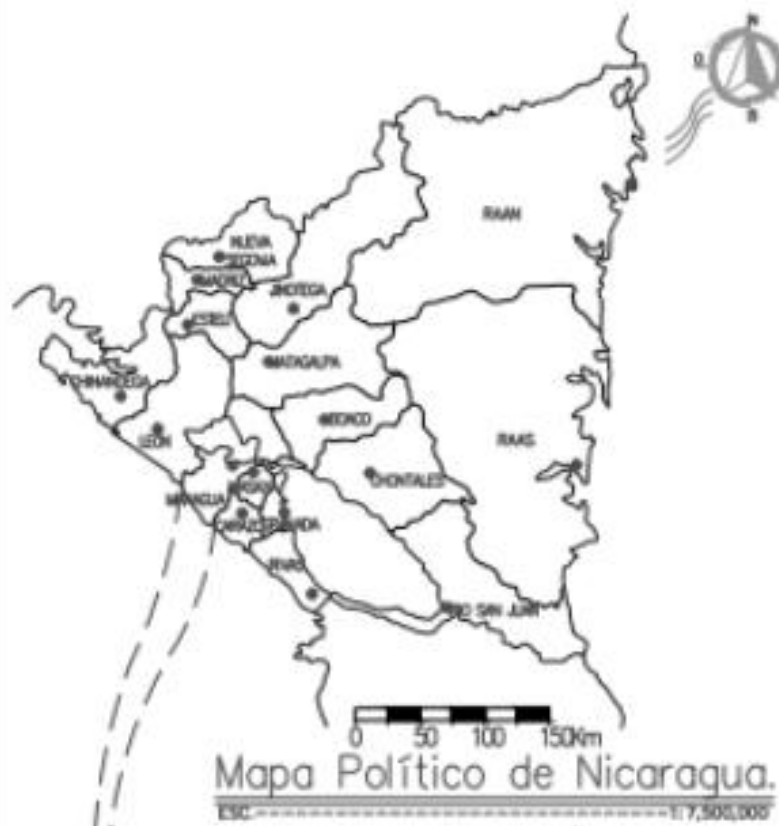
² Organización Mundial de la Salud, 1995. Guías para la calidad del agua potable. 2ª Ed. Ginebra: OMS.

Lic. Julio Lacayo Membreño
Especialista-Analista

MSc. Maximina Altamirano E
Jefe Lab. Contaminantes Metálicos

MACRO-LOCALIZACIÓN

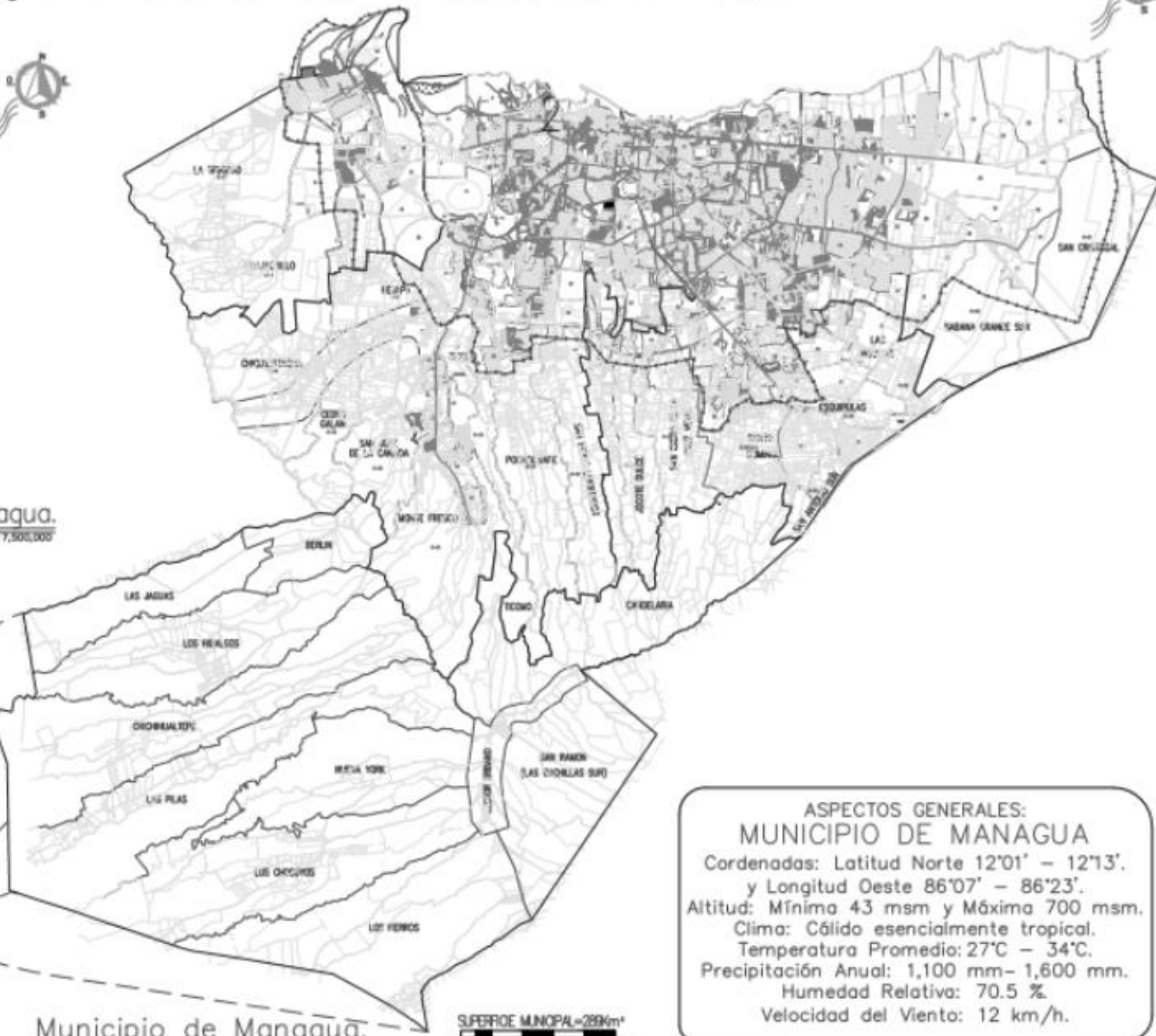
El Proyecto está Localizado en la Zona del Pacífico de Nicaragua,
en el Sector Sur Oeste del Departamento de Managua.



Mapa Político de Nicaragua.
Escala: 1:17,500,000



Departamento de Managua.
Escala: 1:2,500,000



Municipio de Managua.
Escala: 1:150,000

**ASPECTOS GENERALES:
MUNICIPIO DE MANAGUA**
Cordenadas: Latitud Norte 12°01' - 12°13',
y Longitud Oeste 86°07' - 86°23'.
Altitud: Mínima 43 msm y Máxima 700 msm.
Clima: Cálido esencialmente tropical.
Temperatura Promedio: 27°C - 34°C.
Precipitación Anual: 1,100 mm- 1,600 mm.
Humedad Relativa: 70.5 %
Velocidad del Viento: 12 km/h.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Recinto Universitario Pedro Aroz Pezacos.

FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Culminación de Estudios.

PROYECTO:
Diseño de Red de Agua Potable de la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas.

UBICACIÓN:
Departamento de Managua, Comarca Esquipulas, de la Ermita de Esquipulas 900m al norte, 450m al este.



DIBUJÓ:
William E. Estenry, M.

REVISÓ:
Msc. Ing. José Ángel Rodríguez

CONTENIDO:
MACRO-LOCALIZACIÓN

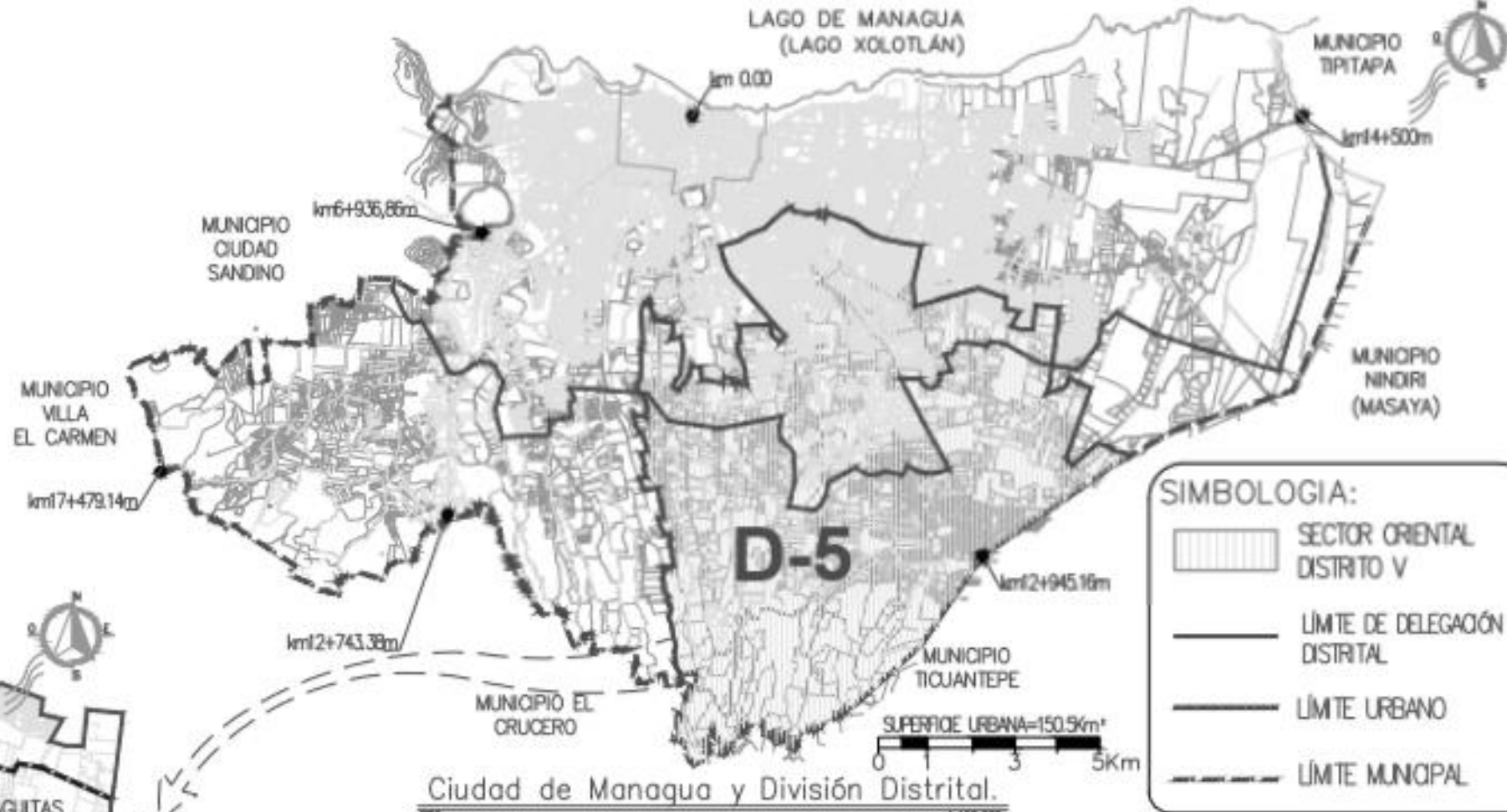
FECHA:
MAYO - 2016

ESCALA:
INDICADA

LÁMINA:
01

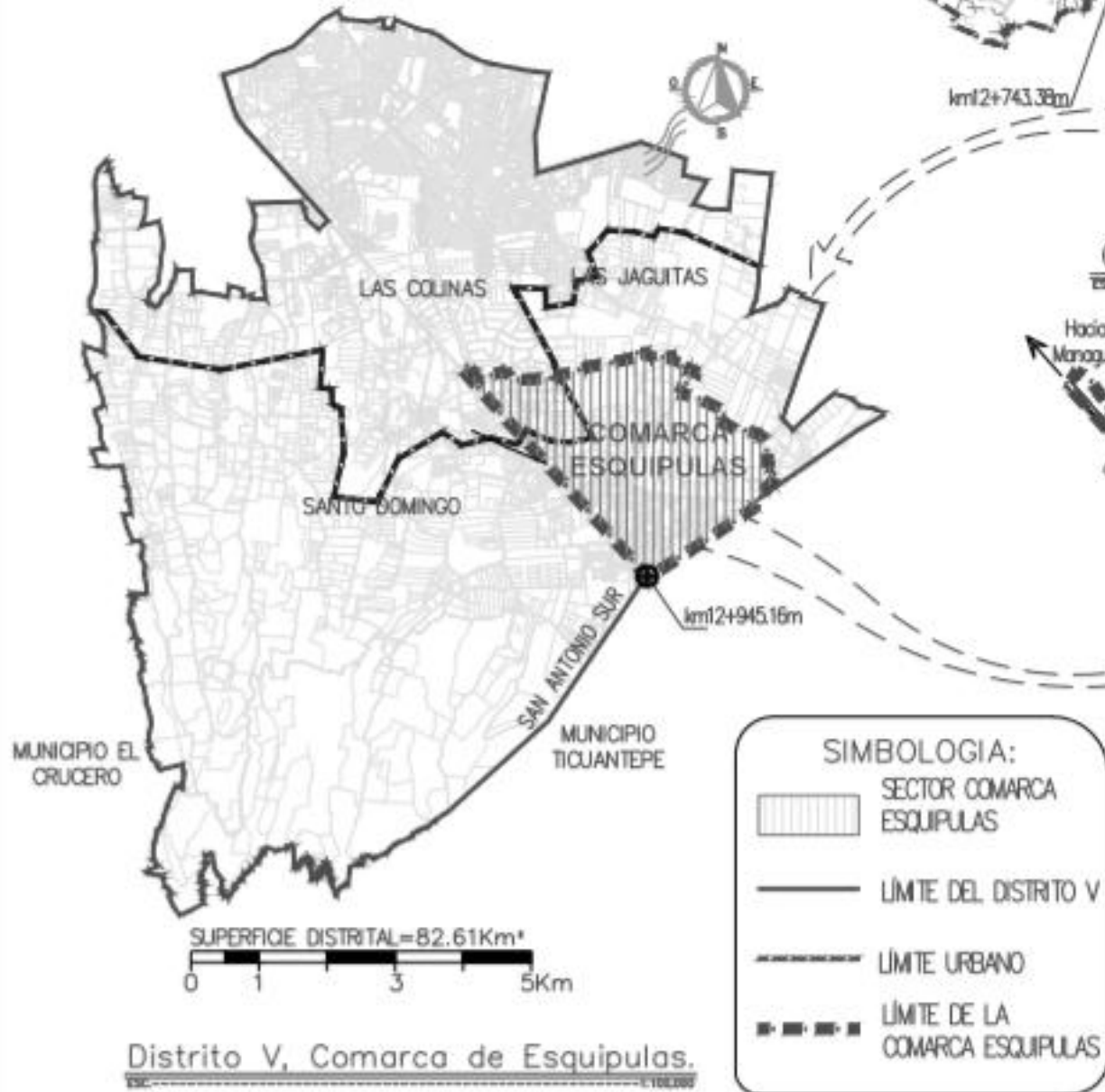
MICRO-LOCALIZACIÓN

El sitio del Proyecto se localiza en el distrito V del Departamento de Managua, en la Comarca esquipulas, cuyo acceso se encuentra en el Km 11.5 Carretera a Masaya, de la Hermita de Esquipulas 900m al norte, 450m al este.



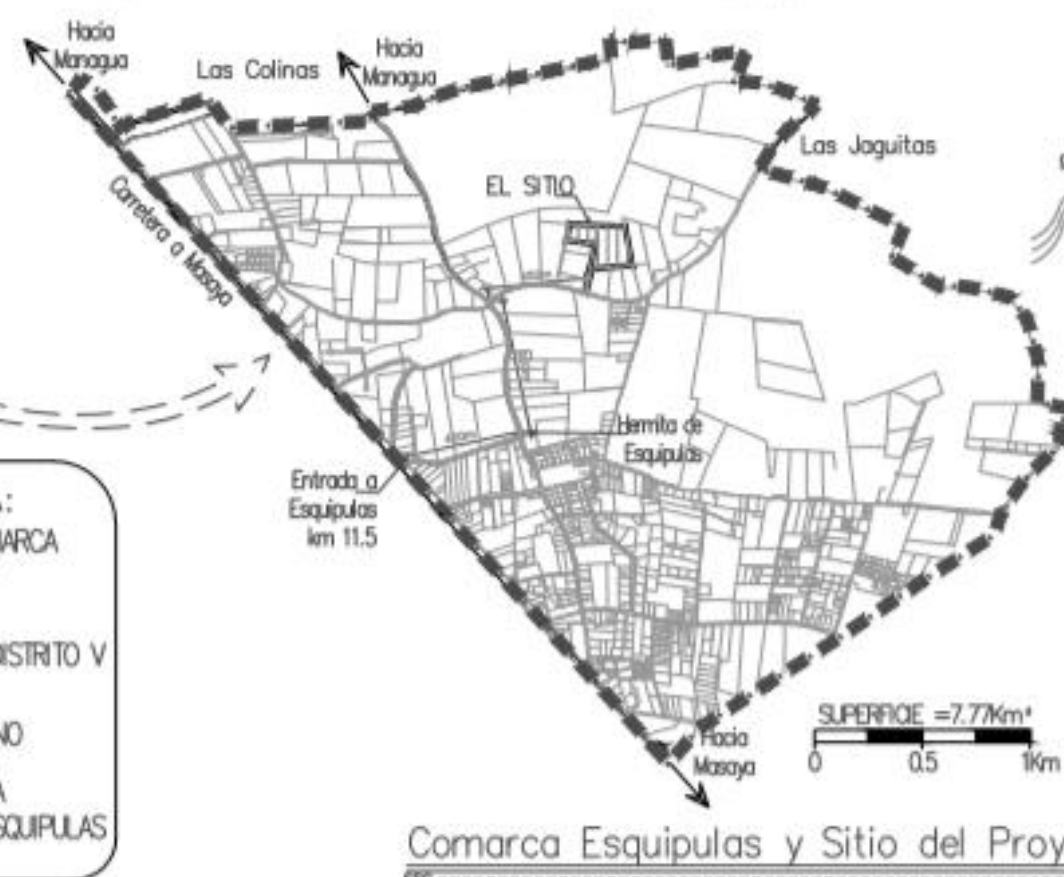
SIMBOLOGIA:

- SECTOR ORIENTAL DISTRITO V
- LIMITE DE DELEGACIÓN DISTRITAL
- LIMITE URBANO
- LIMITE MUNICIPAL



SIMBOLOGIA:

- SECTOR COMARCA ESQUIPULAS
- LIMITE DEL DISTRITO V
- LIMITE URBANO
- LIMITE DE LA COMARCA ESQUIPULAS



Colindancias del Terreno:
 Norte: Colectivo Oscar Pérez Cosar.
 Sur: Propiedad de José Rivas
 Este: Propiedad de Joaquín Lara
 Oeste: Propiedad Francisco Rodríguez y Daysi Agüera



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 Recinto Universitario Pedro Aráuz Palacios.

FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
 INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Culminación de Estudios.

PROYECTO:
 Diseño de Red de Agua Potable de la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas.

UBICACIÓN:
 Departamento de Managua, Comarca Esquipulas, de la Ermita de Esquipulas 900m al norte, 450m al este.



DIBUJÓ:
 William E. Estany, M.

REVISÓ:
 Msc. Ing. José Ángel Blandino

CONTENIDO:
 MICRO-LOCALIZACIÓN

FECHA:
 MAYO - 2016

ESCALA:
 INDICADA

LÁMINA:
 02

ALTIPLANIMETRÍA DEL SITIO DE PROYECTO.

DERROTERO LOTE "A"				
EST.	RUMBOS	DIST.(m)	Y	X
19-01	S 09° 59' 24" W	44.911	1,335,983.384	585,566.532
01-02	S 81° 48' 26" E	6.315	1,335,982.484	585,572.783
02-03	N 84° 54' 19" E	54.184	1,335,987.294	585,626.733
03-04	N 84° 58' 31" E	58.258	1,335,992.484	585,685.763
04-05	N 84° 41' 15" E	25.921	1,335,994.884	585,711.573
05-06	N 84° 29' 54" E	35.775	1,335,998.314	585,747.183
06-07	N 85° 13' 10" E	8.400	1,335,999.014	585,755.553
07-08	N 12° 39' 38" W	44.850	1,336,042.774	585,745.723
08-09	N 14° 24' 15" W	16.241	1,336,058.504	585,741.683
09-10	N 11° 57' 53" W	54.749	1,336,112.064	585,730.333
10-11	N 10° 59' 38" W	38.384	1,336,149.744	585,723.013
11-12	N 85° 46' 50" W	61.567	1,336,154.274	585,661.613
12-13	N 85° 35' 54" W	101.630	1,336,162.074	585,560.283
13-14	N 86° 09' 04" W	92.218	1,336,168.264	585,468.273
14-15	S 12° 07' 22" W	22.952	1,336,145.824	585,463.453
15-16	S 10° 34' 56" W	47.101	1,336,099.524	585,454.803
16-17	S 79° 27' 33" E	35.804	1,336,092.074	585,490.003
17-18	S 81° 04' 06" E	94.993	1,336,078.277	585,583.517
18-19	S 10° 41' 56" W	49.524	1,336,027.614	585,574.323

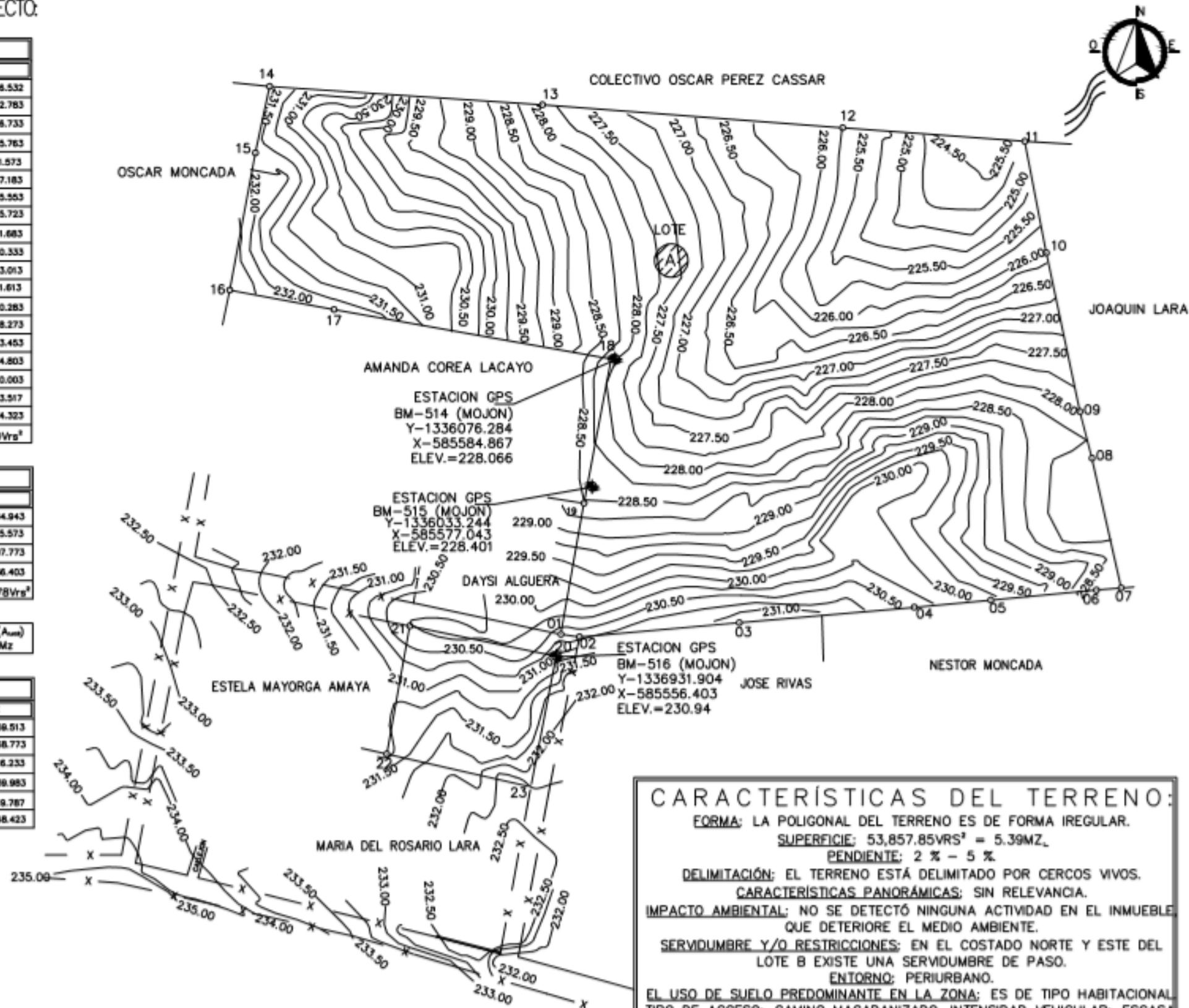
ÁREA LOTE A "A_{total}" = 35,745.4402m² = 50,701.869Vrs²

DERROTERO LOTE "B"				
EST.	RUMBOS	DIST.(m)	Y	X
20-21	N 10° 58' 10" E	44.880	1,335,975.964	585,564.943
21-22	N 78° 18' 56" W	50.415	1,335,986.174	585,515.573
22-23	S 10° 13' 57" W	43.908	1,335,942.964	585,507.773
23-20	S 77° 11' 14" E	49.316	1,335,931.904	585,556.403

ÁREA LOTE B "A_{total}" = 2,225.003m² = 3,155.978Vrs²

ÁREA TOTAL PARA EL PROYECTO "A_{total}" = (A_{total}) + (A_{total})
 "A_{total}" = 37,970.44 m² = 53,857.85Vrs² = 5.39Mz

DERROTERO EJE CENTRAL CALLEJONES				
EST.	RUMBOS	DIST.(m)	Y	X
F-A	N 10° 22' 08" E	61.630	1,335,931.184	585,558.513
A-B	N 10° 57' 08" E	48.720	1,335,979.004	585,568.773
B-C	N 78° 04' 52" W	53.700	1,335,990.084	585,516.233
C-D	N 78° 04' 52" W	77.930	1,335,006.164	585,439.983
D-E	S 11° 04' 08" W	105.210	1,335,902.904	585,419.787
E-F	S 75° 53' 52" E	132.640	1,335,870.564	585,548.423



CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO:
FORMA: LA POLIGONAL DEL TERRENO ES DE FORMA IREGULAR.
SUPERFICIE: 53,857.85VRS² = 5.39Mz.
PENDIENTE: 2% - 5%
DELIMITACIÓN: EL TERRENO ESTÁ DELIMITADO POR CERCOS VIVOS.
CARACTERÍSTICAS PANORÁMICAS: SIN RELEVANCIA.
IMPACTO AMBIENTAL: NO SE DETECTÓ NINGUNA ACTIVIDAD EN EL INMUEBLE QUE DETERIORE EL MEDIO AMBIENTE.
SERVIDUMBRE Y/O RESTRICCIONES: EN EL COSTADO NORTE Y ESTE DEL LOTE B EXISTE UNA SERVIDUMBRE DE PASO.
ENTORNO: PERIURBANO.
EL USO DE SUELO PREDOMINANTE EN LA ZONA: ES DE TIPO HABITACIONAL.
TIPO DE ACCESO: CAMINO MACADANIZADO. **INTENSIDAD VEHICULAR:** ESCASA



Plano Topográfico del Sitio de Proyecto.
 ESCALA: 1:1,500



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
 Recinto Universitario Pedro Arazul Palacios.

FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
 INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Culminación de Estudios.

PROYECTO:
 Diseño de Red de Agua Potable de la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas.

UBICACIÓN:
 Departamento de Managua, Comarca Esquipulas, de la Ermita de Esquipulas 900m al norte, 450m a este.

PROPIETARIO:
 CARUNA, R.L.
 CARRERA 1 DE LA UNIÓN, MANAGUA

DIBUJÓ:
 William E. Extenny, M.

REVISÓ:
 Msc. Ing. José Ángel Batolano.




CONTENIDO:
 PLANO TOPOGRÁFICO.

FECHA:
 MAYO 2016

ESCALA:
 1:1500

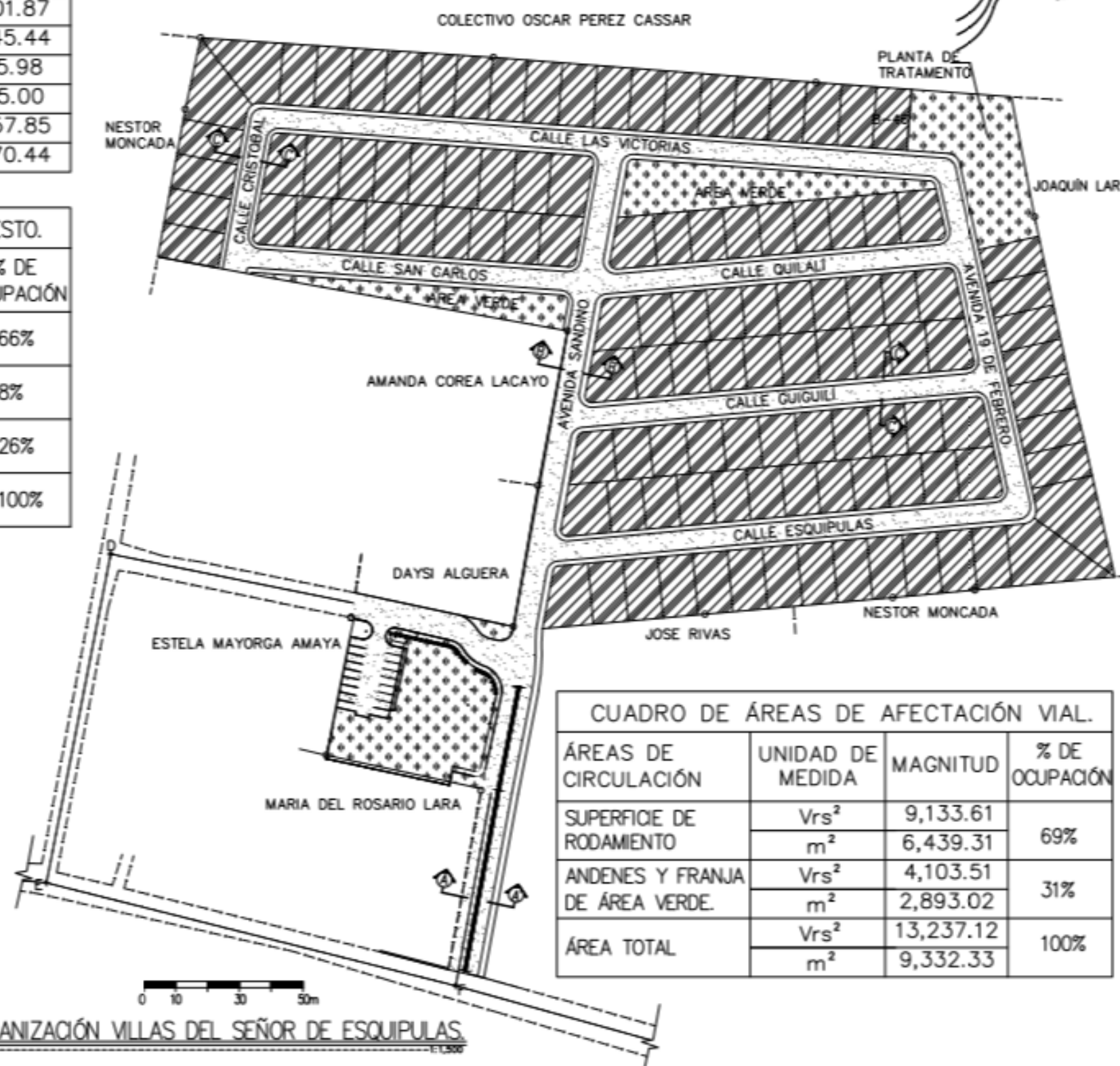
LÁMINA:
 03

CUADRO DE ÁREAS DISPONIBLE.		
ÁREAS	UNIDAD DE MEDIDA	MAGNITUD
ÁREA DE PARCELA 1	Vrs ²	50,701.87
	m ²	35,745.44
ÁREA DE PARCELA 2	Vrs ²	3,155.98
	m ²	2,225.00
ÁREA TOTAL DE LA FINCA	Vrs ²	53,857.85
	m ²	37,970.44

CUADRO DE ÁREAS, DE USO DE SUELO PROPUESTO.		
CLASIFICACIÓN DE LAS ÁREAS	SUPERFICIE	% DE OCUPACIÓN
 ÁREA DE VIVIENDAS	23,641.26 m ²	66%
	33,533.12 Vrs ²	
 ÁREA VERDE-COMUNAL	2,771.85 m ²	8%
	3,931.63 Vrs ²	
 ÁREA DE CIRCULACIÓN	9,332.33 m ²	26%
	13,237.12 Vrs ²	
ÁREA TOTAL DEL PROYECTO	37,970.44 m ²	100%
	53,857.85 Vrs ²	



PROPUESTA URBANÍSTICA



CUADRO DE ÁREAS DE AFECTACIÓN VIAL.			
ÁREAS DE CIRCULACIÓN	UNIDAD DE MEDIDA	MAGNITUD	% DE OCUPACIÓN
SUPERFICIE DE RODAMIENTO	Vrs ²	9,133.61	69%
	m ²	6,439.31	
ANDENES Y FRANJA DE ÁREA VERDE.	Vrs ²	4,103.51	31%
	m ²	2,893.02	
ÁREA TOTAL	Vrs ²	13,237.12	100%
	m ²	9,332.33	



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Recinto Universitario Pedro Araúz Palacios.

FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Culminación de Estudios.

PROYECTO:

Diseño de Red de Agua Potable de la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas.

UBICACIÓN:
Departamento de Monogua, Comarca Esquipulas, de la Ermita de Esquipulas 900m al norte, 450m al este.

PROPIETARIO:

CARUNA, R.L.
CORPORACIÓN ANONIMA Y LIMITADA

DIBUJO:
William E. Extenny M.

REVISÓ:
Msc. Ing. José Ángel Bálizero

CONTENIDO:
PROPUESTA URBANÍSTICA.

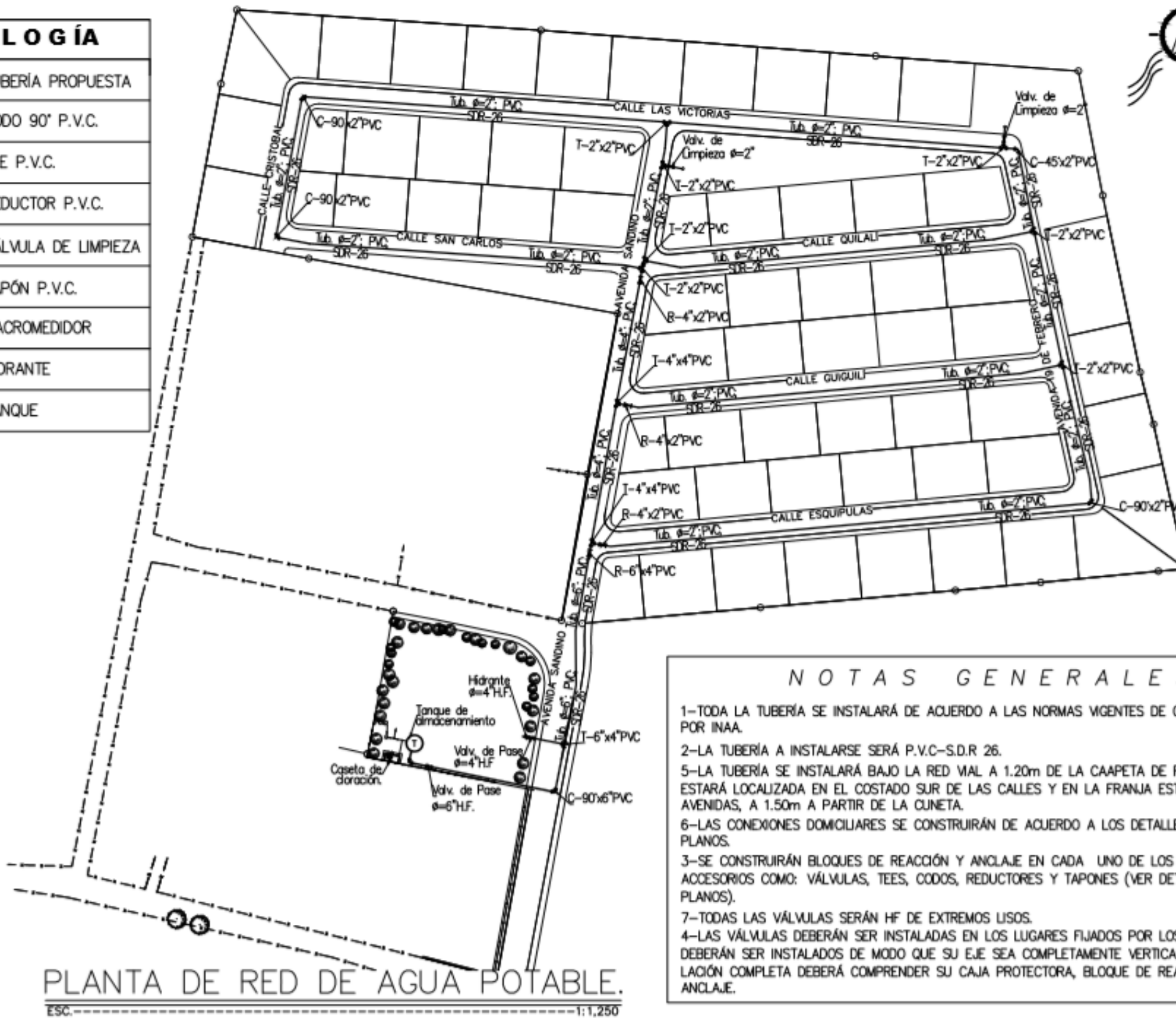
FECHA:
MAYO - 2016

ESCALA:
1:1,500

LÁMINA:
04

SIMBOLOGÍA

	TUBERÍA PROPUESTA
	CODO 90° P.V.C.
	TEE P.V.C.
	REDUCTOR P.V.C.
	VÁLVULA DE LIMPIEZA
	TAPÓN P.V.C.
	MACROMEDIDOR
	HIDRANTE
	TANQUE



PLANTA DE RED DE AGUA POTABLE.
ESC. 1:1,250

NOTAS GENERALES.

- 1-TODA LA TUBERÍA SE INSTALARÁ DE ACUERDO A LAS NORMAS VIGENTES DE CONSTRUCCIÓN POR INAA.
- 2-LA TUBERÍA A INSTALARSE SERÁ P.V.C-S.D.R 26.
- 5-LA TUBERÍA SE INSTALARÁ BAJO LA RED VIAL A 1.20m DE LA CAAPETA DE RODAMIENTO Y ESTARÁ LOCALIZADA EN EL COSTADO SUR DE LAS CALLES Y EN LA FRANJA ESTE DE LAS AVENIDAS, A 1.50m A PARTIR DE LA CUNETTA.
- 6-LAS CONEXIONES DOMICILIARES SE CONSTRUIRÁN DE ACUERDO A LOS DETALLES TÍPICOS DE PLANOS.
- 3-SE CONSTRUIRÁN BLOQUES DE REACCIÓN Y ANCLAJE EN CADA UNO DE LOS ACOPLEROS COMO: VÁLVULAS, TEES, CODOS, REDUCTORES Y TAPONES (VER DET. TÍPICOS EN PLANOS).
- 7-TODAS LAS VÁLVULAS SERÁN HF DE EXTREMOS USOS.
- 4-LAS VÁLVULAS DEBERÁN SER INSTALADAS EN LOS LUGARES FIJADOS POR LOS PLANOS Y DEBERÁN SER INSTALADOS DE MODO QUE SU EJE SEA COMPLETAMENTE VERTICAL, SU INSTALACIÓN COMPLETA DEBERÁ COMPRENDER SU CAJA PROTECTORA, BLOQUE DE REACCIÓN Y ANCLAJE.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Recinto Universitario Pedro Aroz Palacios.

FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Culminación de Estudios.

PROYECTO:

Diseño de Red de Agua Potable de la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas.

UBICACIÓN:
Departamento de Managua, Comarca Esquipulas, de la Ermita de Esquipulas 900m al norte, 450m al este.

PROPIETARIO:

CARUNA, R.L.
CORPORATIVA DE VIVIENDAS URBANAS

DIBUJÓ:
William E. Extenny. M.

REVISÓ:
Msc. Ing. José Argüello Blandino

CONTENIDO:
PLANTA DE RED DE AGUA POTABLE.

FECHA:
MAYO - 2016

ESCALA:
1:1,250

LÁMINA:
05



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Recinto Universitario Pedro Arauz Palacios.

FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Culminación de Estudios.

PROYECTO:
Villas del Señor de Esquipulas
Diseño de Red de Agua Potable de la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas.

UBICACIÓN:
Departamento de Managua, Comarca Esquipulas, de la Ermita de Esquipulas 900m al norte, 450m al este.

PROPIETARIO:

CARUNA R.L.
CONTRATISTA DE ARQUITECTURA Y CREDITO

DIBUJÓ:
William E. Extenny. M.

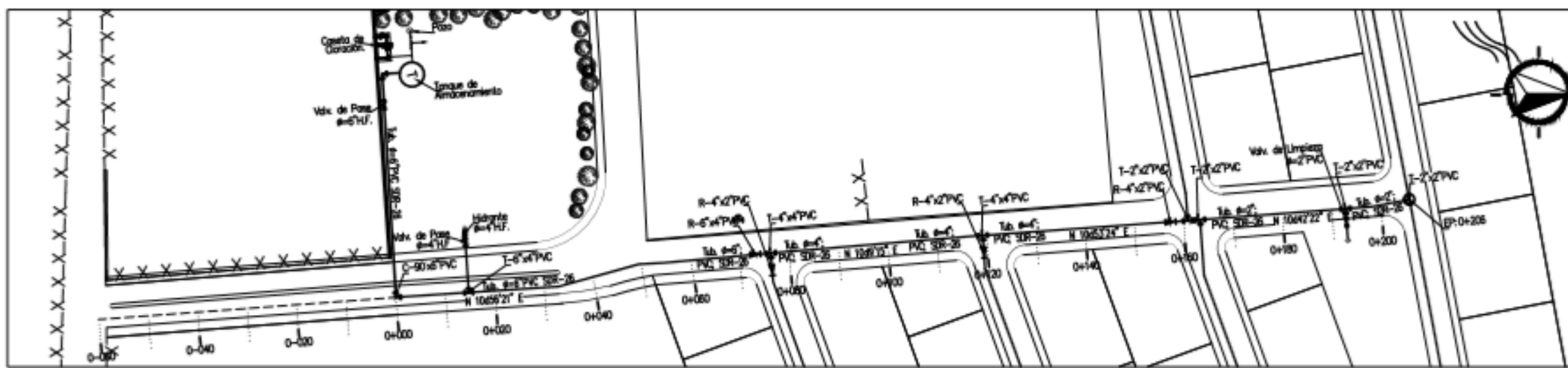
REVISÓ:
Msc. Ing. José Ángel Batolano.

CONTENIDO:
PLANTA Y PERFIL DE ALINEAMIENTO DE TUBERÍAS AVENIDA SANDINO.

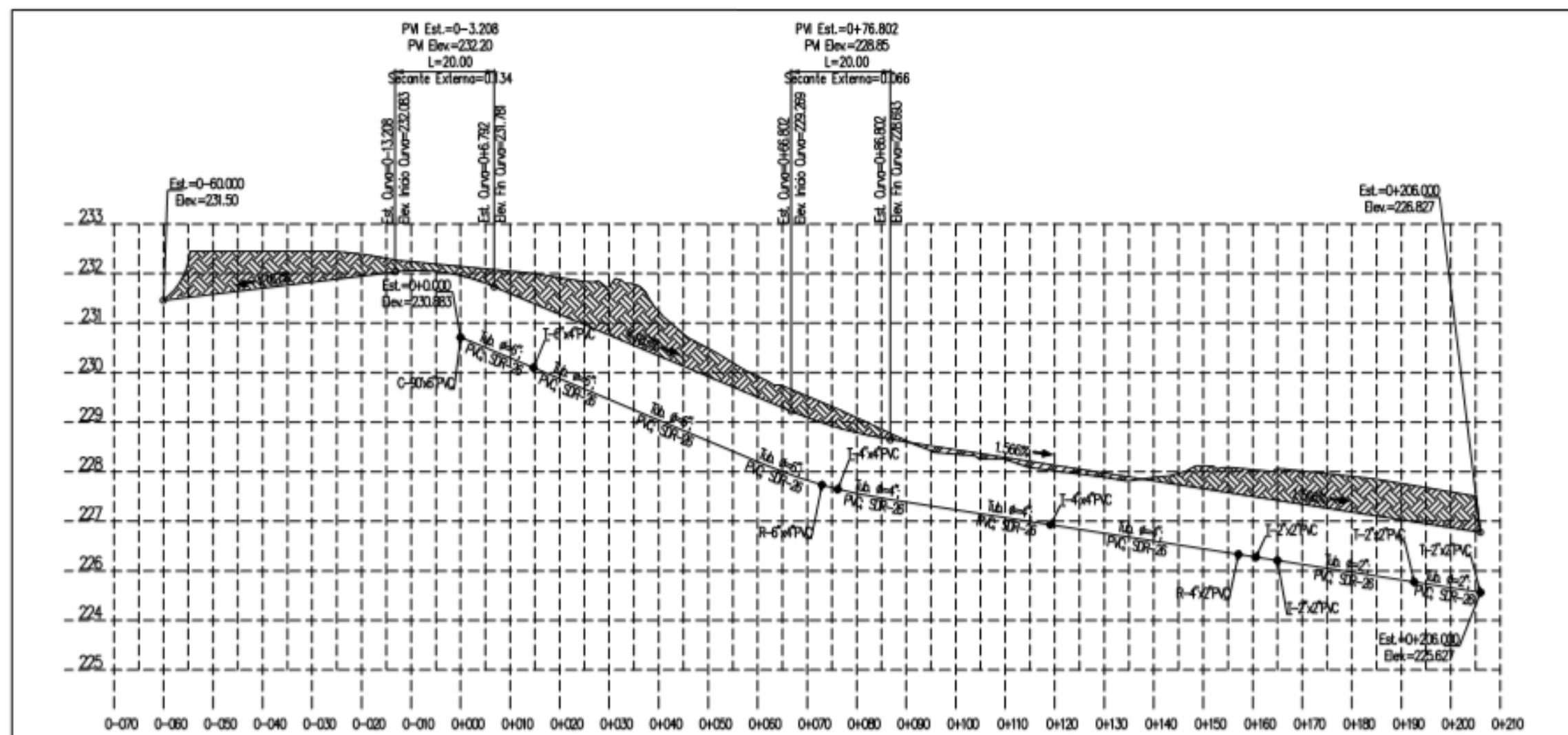
FECHA:
MAYO - 2016

ESCALA:
INDICADA

LÁMINA:
06



PLANTA ALINEAMIENTO DE TUBERÍAS AVENIDA SANDINO.
ESC.-----: 1:1,000



PERFIL ALINEAMIENTO DE TUBERÍAS AVENIDA SANDINO.
ESCALA HORIZONTAL-----: 1:1,000.
ESCALA VERTICAL-----: 1:100.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Recinto Universitario Pedro Araúz Palacios.

FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Culminación de Estudios.

PROYECTO:

Valles del Señor de Esquipulas
Diseño de Red de Agua Potable de la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas.

UBICACIÓN:

Departamento de Managua, Comarca Esquipulas, de la Ermita de Esquipulas 900m al norte, 450m al este.

PROPIETARIO:

CARUNA, R.L.
CONTRATISTA DE DISEÑO Y CREDITO

DIBUJÓ:

William E. Extenny, M.

REVISÓ:

Msc. Ing. José Ángel Batodina

CONTENIDO:

PLANTA Y PERFIL
ALINEAMIENTO DE TUBERÍAS
AVENIDA 19 DE FEBRERO.

FECHA:

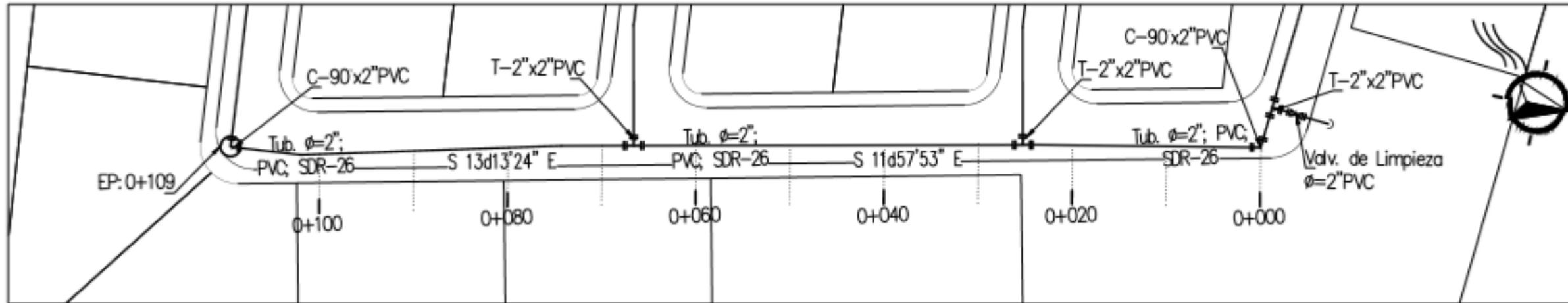
MAYO - 2016

ESCALA:

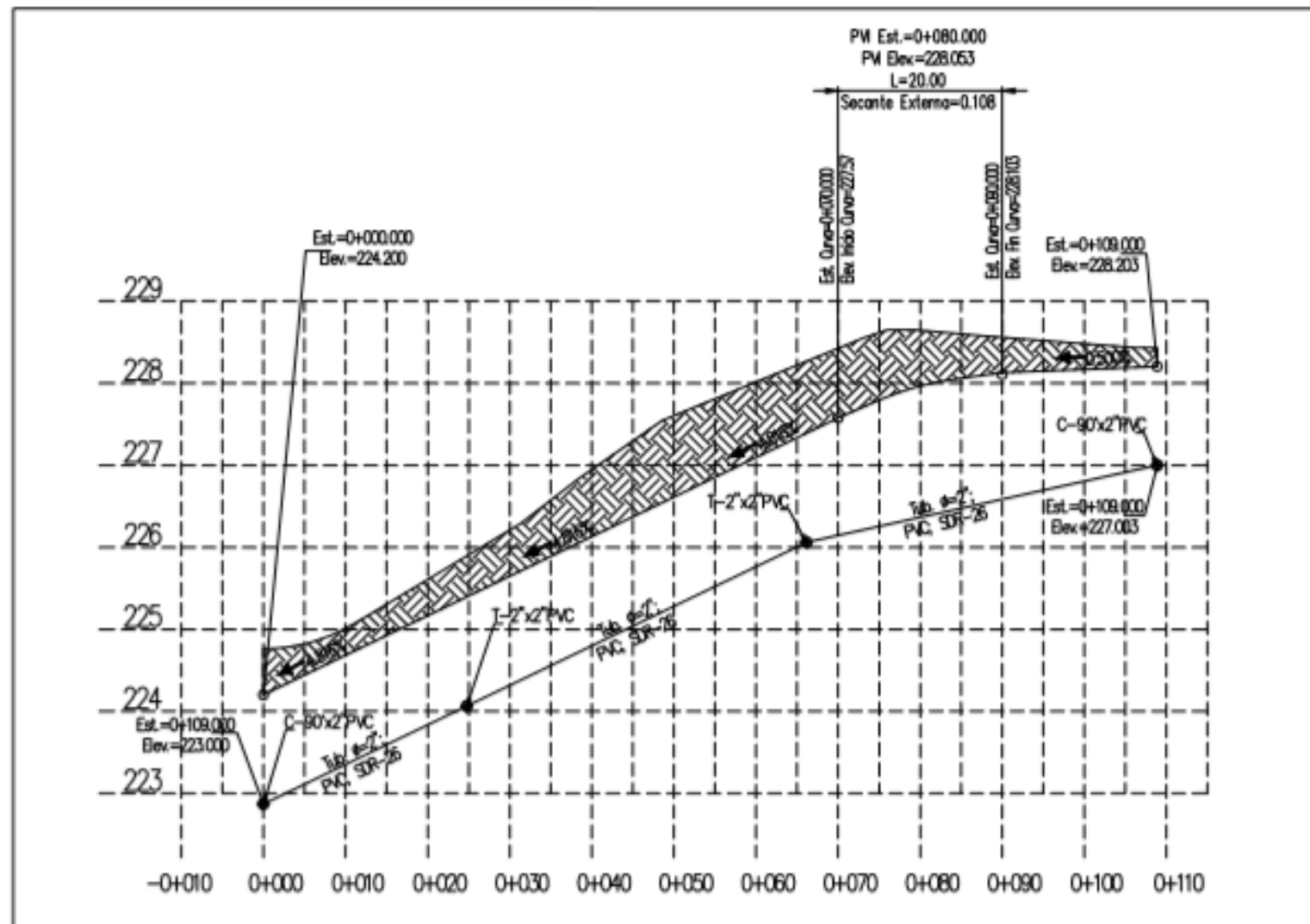
INDICADA

LÁMINA:

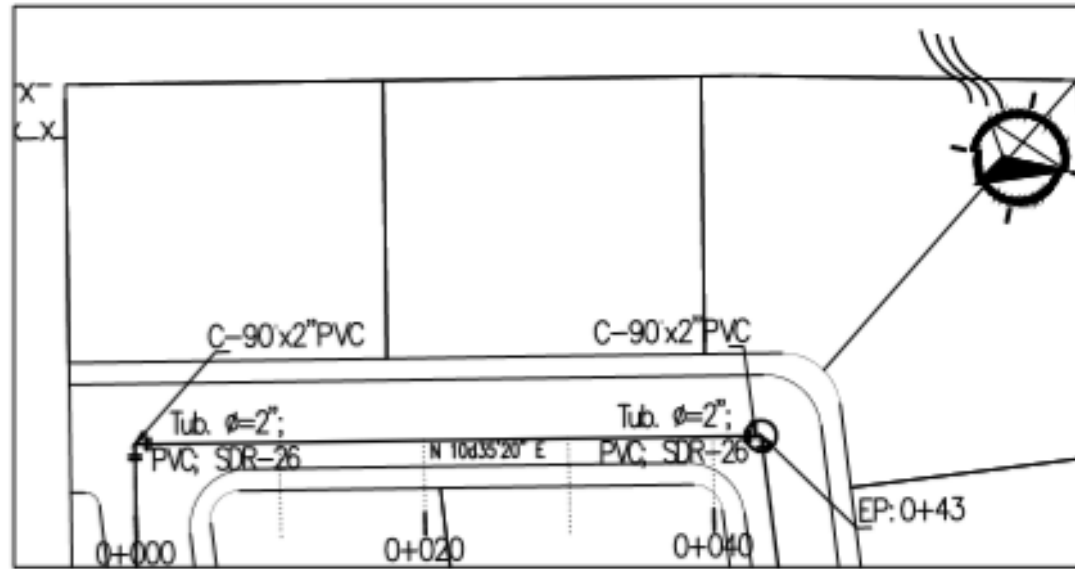
07



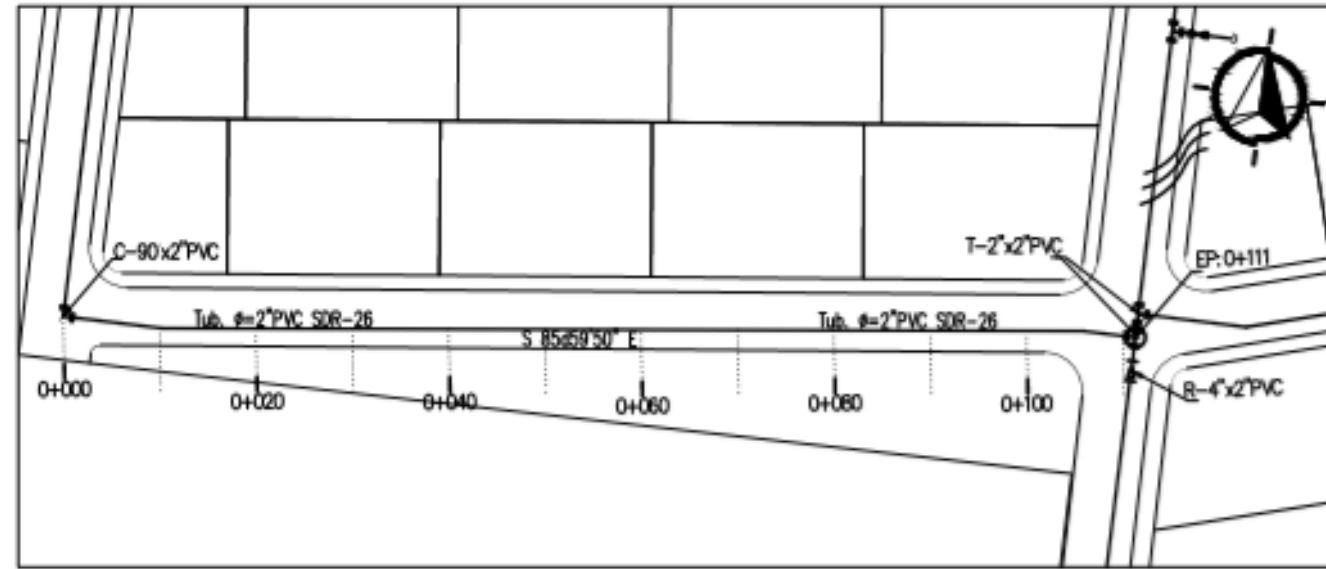
PLANTA ALINEAMIENTO DE TUBERÍAS AVENIDA 19 DE FEBRERO.
ESC.-----1: 500



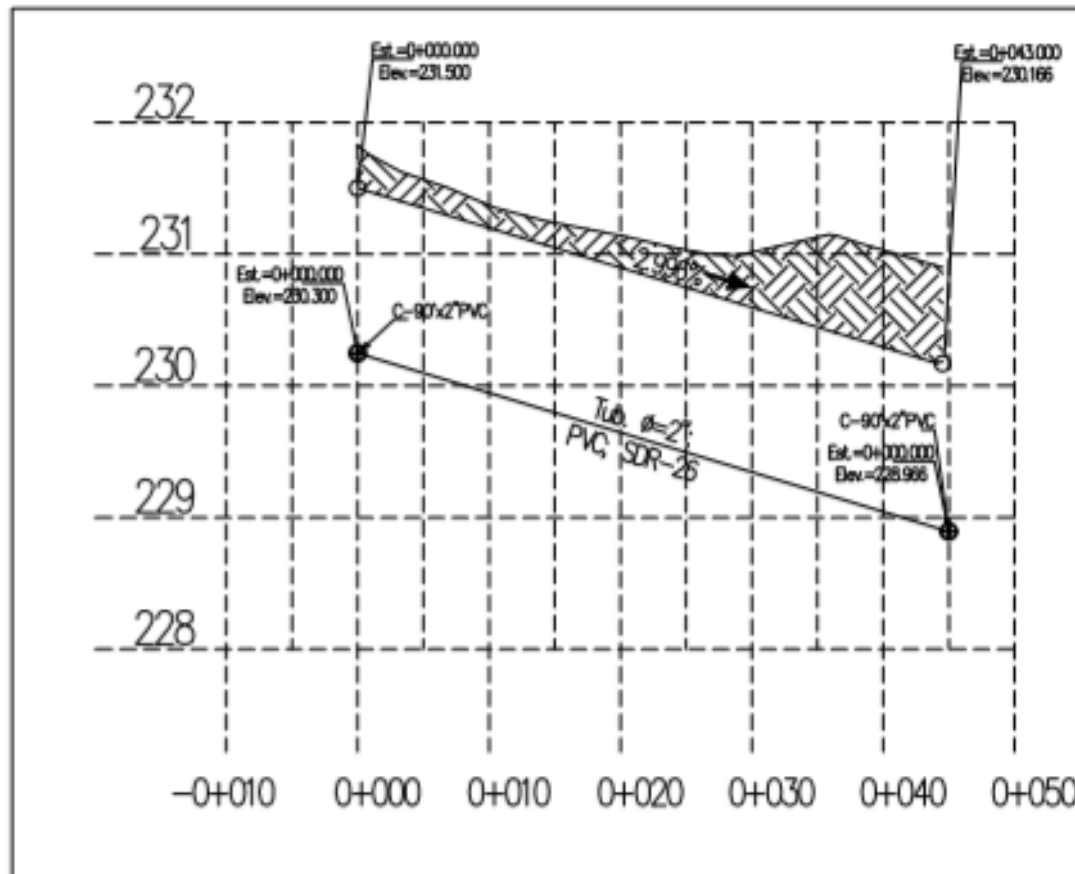
PERFIL ALINEAMIENTO DE TUBERÍAS AVENIDA 19 DE FEBRERO.
ESCALA HORIZONTAL-----1: 750.
ESCALA VERTICAL-----1: 75.



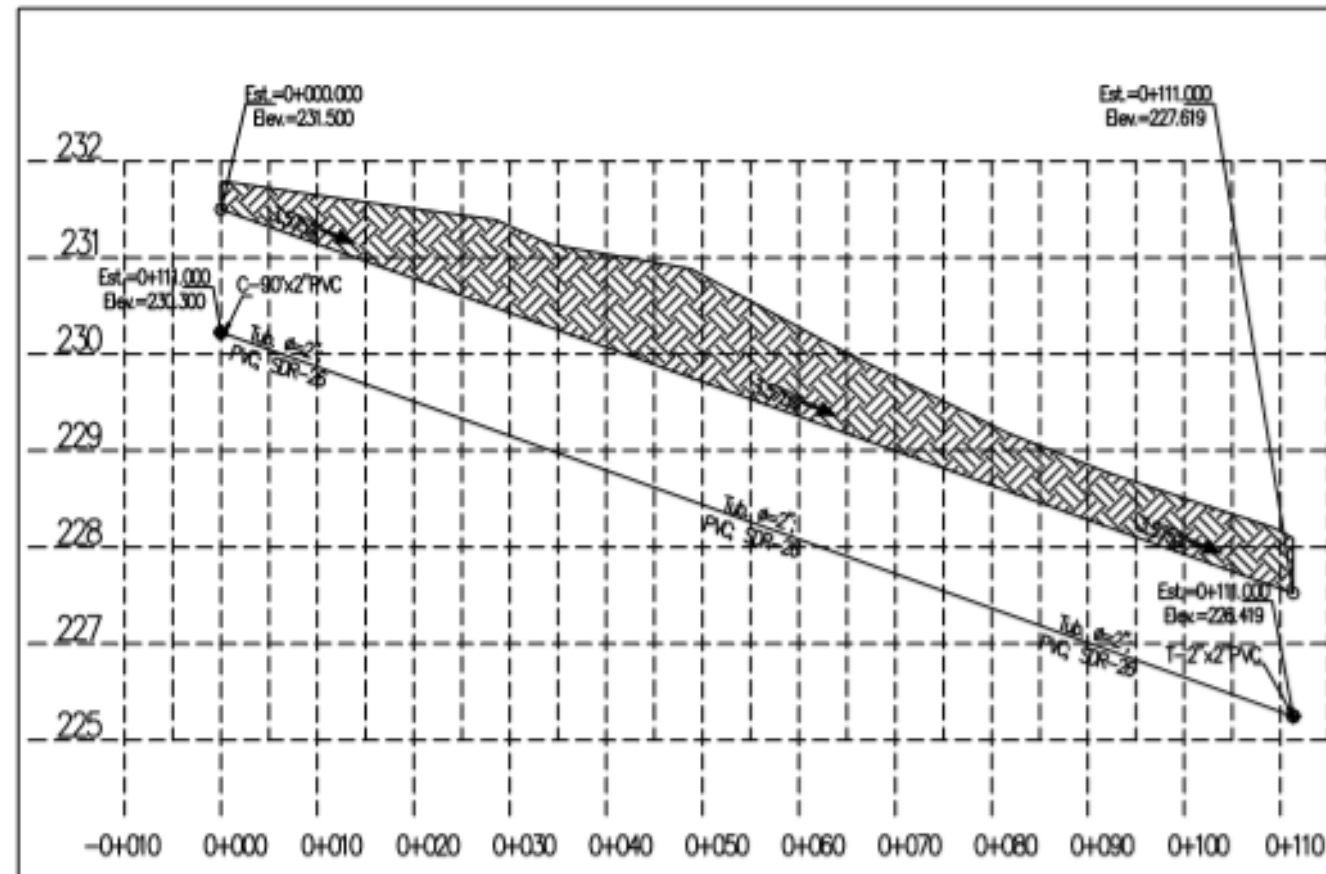
PLANTA ALINEAMIENTO DE TUBERÍAS CALLE CRISTOBAL
 ESC.-----1: 550.



PLANTA ALINEAMIENTO DE TUBERÍAS CALLE SAN CARLOS.
 ESC.-----1: 750.



PERFIL ALINEAMIENTO DE TUBERÍAS CALLE CRISTOBAL.
 ESCALA HORIZO-----1: 550.
 ESCALA VERTICAL-----1: 55.



PERFIL ALINEAMIENTO DE TUBERÍAS CALLE SAN CARLOS.
 ESCALA HORIZONTAL-----1: 750.
 ESCALA VERTICAL-----1: 75.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
 Recinto Universitario Pedro Arazú Palacios.

FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
 INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Culminación de Estudios.

PROYECTO:

 Diseño de Red de Agua Potable de la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas.

UBICACIÓN:
 Departamento de Managua, Comarca Esquipulas, de la Ermita de Esquipulas 900m al norte, 450m al este.

PROPIETARIO:

 CARUNA, R.L.
 CORPORATIVO DE AHORRO Y CREDITO

DIBUJÓ:
 William E. Extenny, M.

REVISÓ:
 Msc. Ing. José Ángel Batodano

CONTENIDO:
 PLANTA Y PERFIL DE ALINEAM. DE TUBERÍAS CALLE CRISTOBAL Y SAN CARLOS.

FECHA:
 MAYO - 2016

ESCALA:
 INDICADA

LÁMINA:
 08



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Recinto Universitario Pedro Aroz Palacios.

FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Culminación de Estudios.

PROYECTO:



Diseño de Red de Agua Potable de la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas.

UBICACIÓN:

Departamento de Managua, Comarca Esquipulas, de la Ermita de Esquipulas 900m al norte, 450m al este.

PROPIETARIO:



DIBUJÓ:

William E. Estenny, M.

REVISÓ:

Msc. Ing. José Ángel Batolano

CONTENIDO:

PLANTA Y PERFIL ALINEAMIENTO DE TUBERÍAS CALLE ESQUIPULAS.

FECHA:

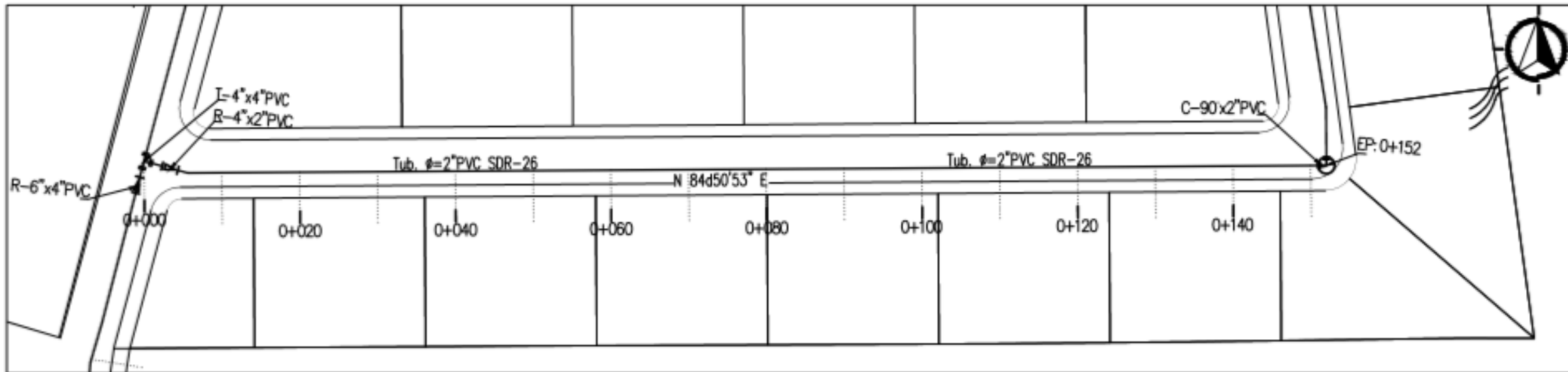
MAYO - 2016

ESCALA:

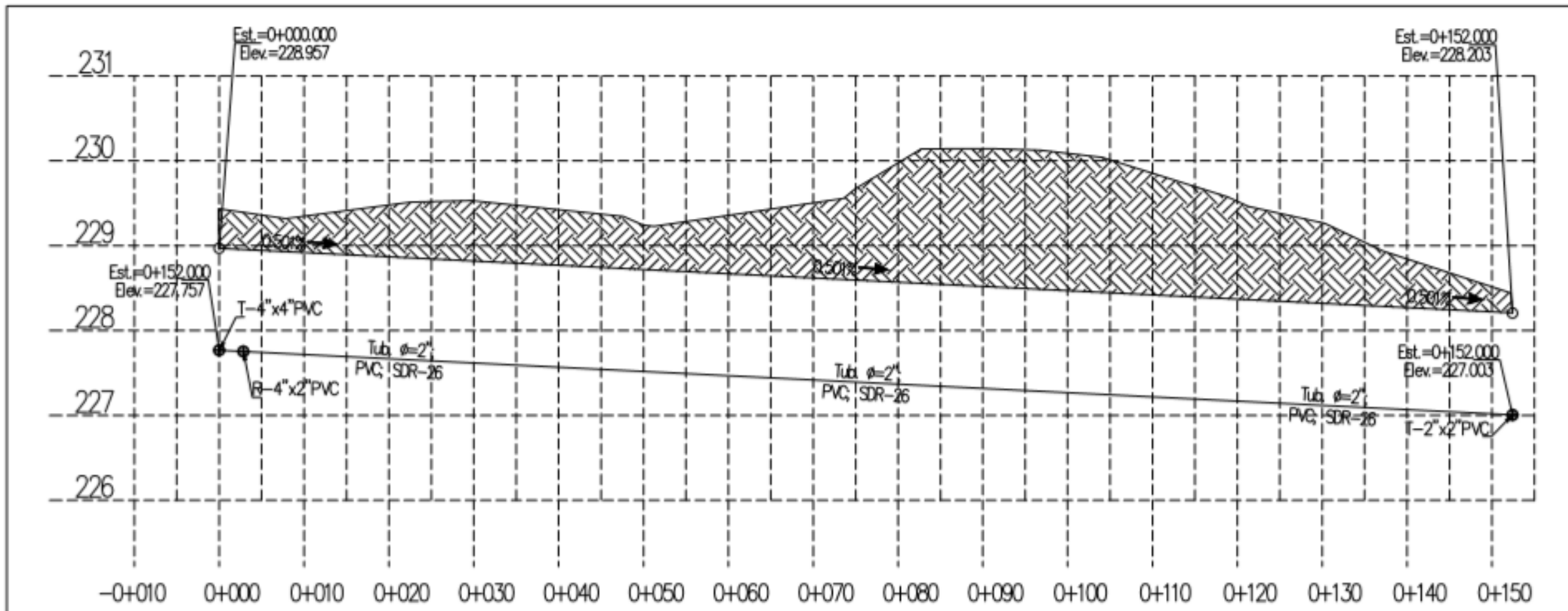
INDICADA

LÁMINA:

09



PLANTA ALINEAMIENTO DE TUBERÍAS CALLE ESQUIPULAS.
ESC.-----1: 600.



PERFIL ALINEAMIENTO DE TUBERÍAS CALLE ESQUIPULAS.
ESCALA HORIZONTAL-----1: 550.
ESCALA VERTICAL-----1: 55.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Recinto Universitario Pedro Aroz Palacios.

FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Culminación de Estudios.

PROYECTO:



Diseño de Red de Agua Potable de la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas.

UBICACIÓN:

Departamento de Managua, Comarca Esquipulas, de la Ermita de Esquipulas 900m al norte, 450m al este.

PROPIETARIO:



CARUNA, R.L.
DIRECCIÓN DE OBRAS PÚBLICAS

DIBUJÓ:

William E. Estenry, M.

REVISÓ:

Msc. Ing. José Ángel Barrantes

CONTENIDO:

PLANTA Y PERFIL ALINEAMIENTO DE TUBERÍAS CALLE GÜIGÜILLI.

FECHA:

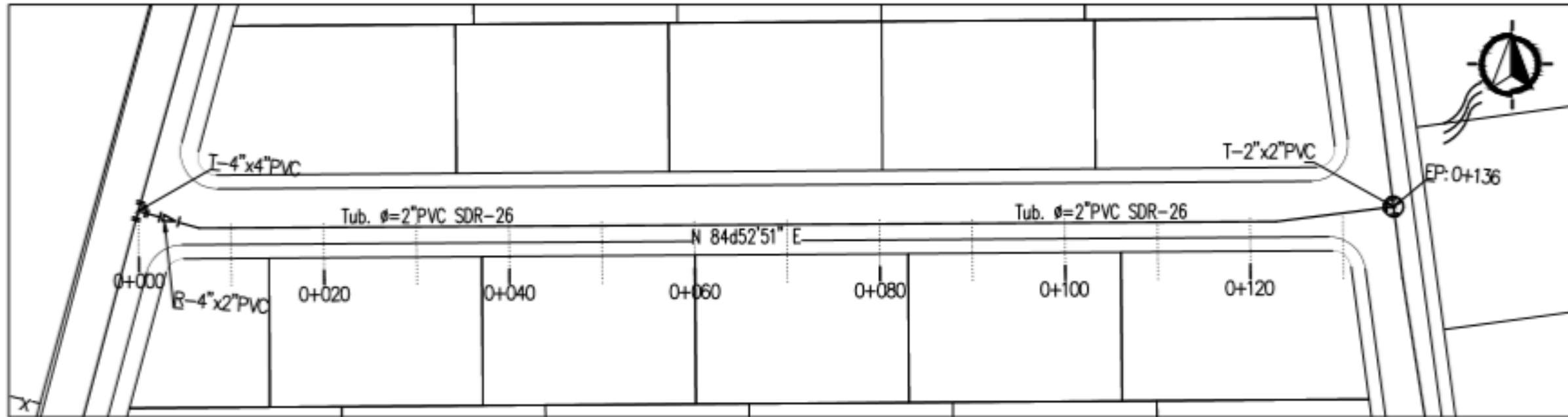
MAYO - 2016

ESCALA:

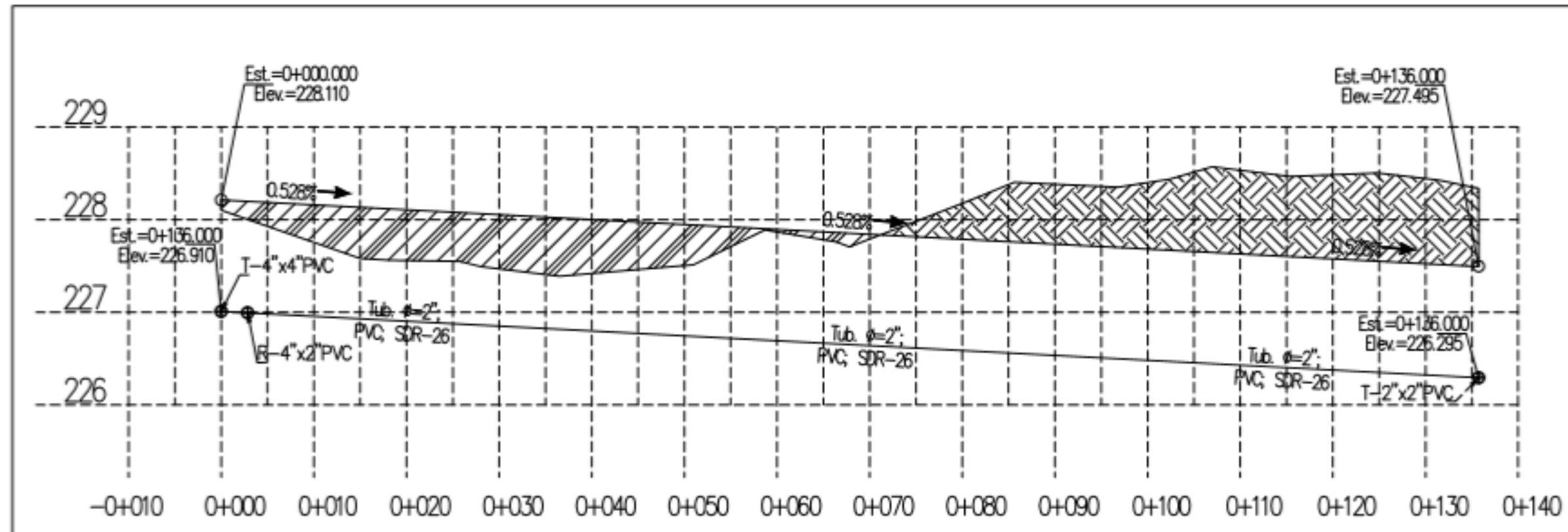
INDICADA

LÁMINA:

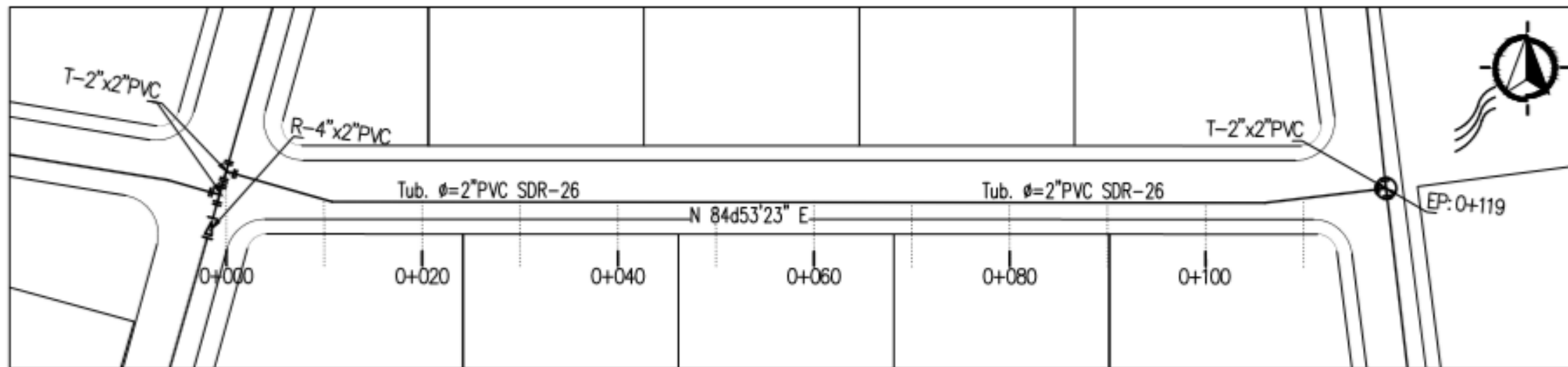
10



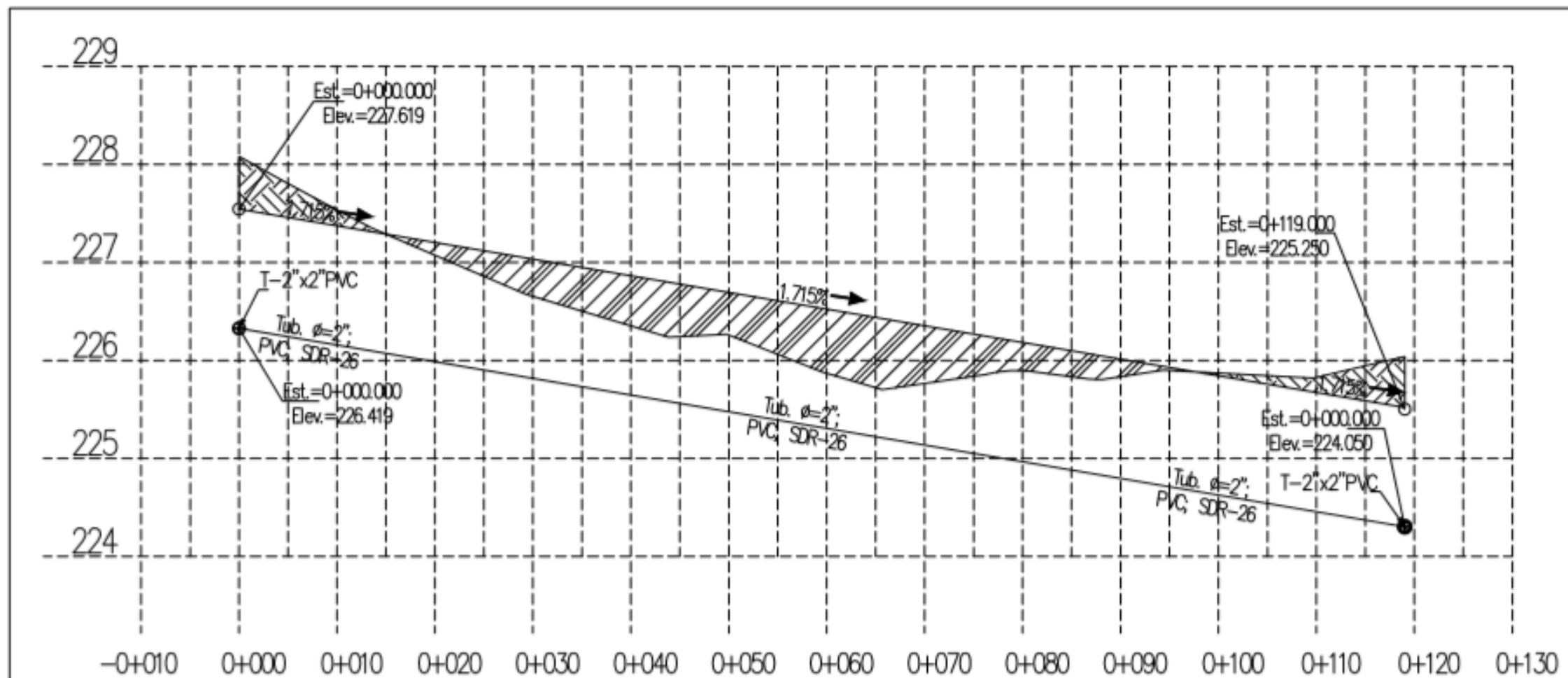
PLANTA ALINEAMIENTO DE TUBERÍAS CALLE GÜIGÜILLI.
ESC.-----1: 500.



PERFIL ALINEAMIENTO DE TUBERÍAS CALLE GÜIGÜILLI.
ESCALA HORIZONTAL-----1: 500.
ESCALA VERTICAL-----1: 50.



PLANTA ALINEAMIENTO DE TUBERÍAS CALLE QUILALÍ.
 ESC.-----1: 500.



PERFIL ALINEAMIENTO DE TUBERÍAS CALLE QUILALÍ.
 ESCALA HORIZONTAL-----1: 500.
 ESCALA VERTICAL-----1: 50.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
 Recinto Universitario Pedro Araúz Palacios.

FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
 INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Culminación de Estudios.

PROYECTO:
 Diseño de Red de Agua Potable de la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas.

UBICACIÓN:
 Departamento de Managua, Comarca Esquipulas, de la Ermita de Esquipulas 900m al norte, 450m al este.

PROPIETARIO:
 CARUNA, R.L.
 COMPAÑÍA DE ARQUITECTURA Y DISEÑO

DIBUJÓ:
 William E. Extenny, M.

REVISÓ:
 Msc. Ing. José Ángel Batolano

CONTENIDO:
 PLANTA Y PERFIL ALINEAMIENTO DE TUBERÍAS CALLE QUILALÍ.

FECHA:
 07-04-2015

ESCALA:
 INDICADA

LÁMINA:
 11



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Recinto Universitario Pedro Arazul Palacios.

FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Culminación de Estudios.

PROYECTO:
Antes del inicio de la ejecución
Diseño de Red de Agua Potable de la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas.

UBICACIÓN:
Departamento de Managua, Comarca Esquipulas, de la Ermita de Esquipulas 900m al norte, 450m al este.

PROPIETARIO:

CARUNA, R.L.
COOPERATIVA DE AHORRO Y CREDITO

DIBUJÓ:
Wiliam E. Esterny, M.

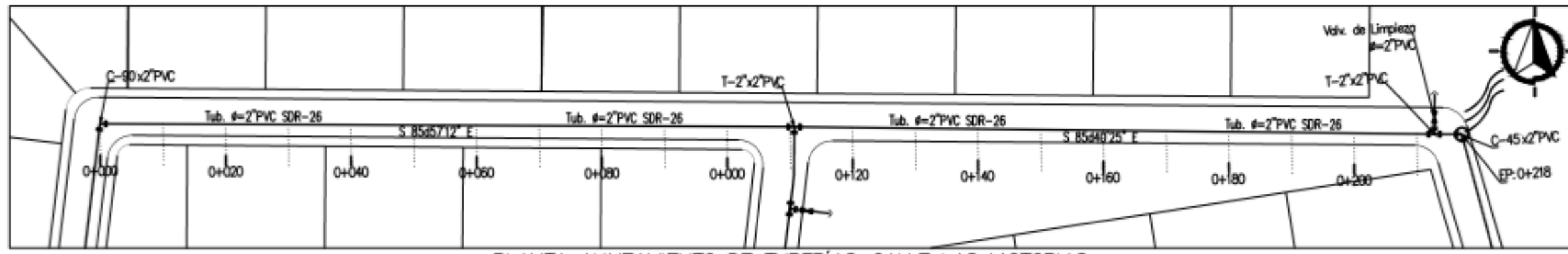
REVISÓ:
Msc. Ing. José Ángel Ballesteros

CONTENIDO:
PLANTA Y PERFIL DE ALINEAMIENTO DE TUBERÍAS CALLE LAS VICTORIAS.

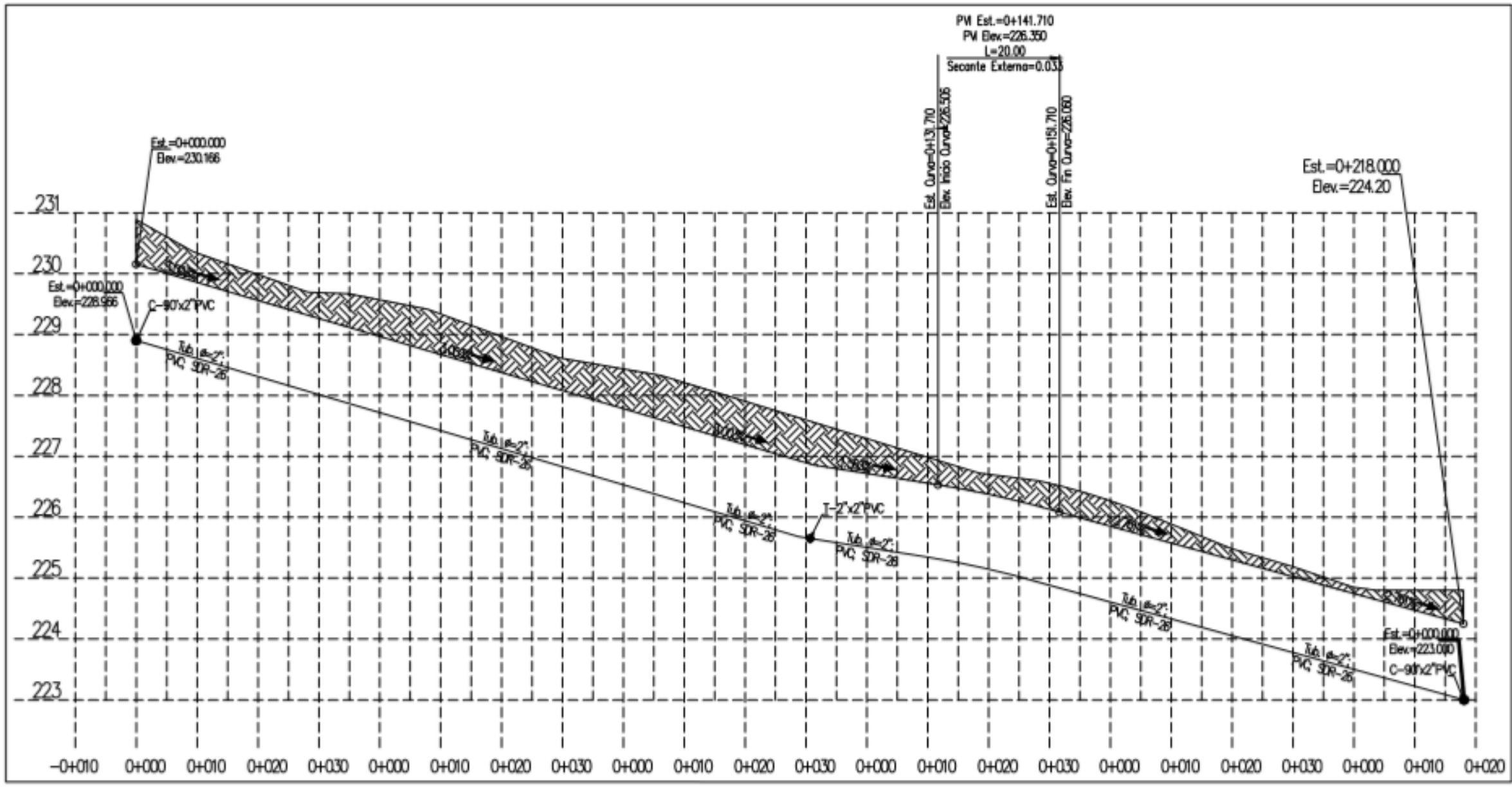
FECHA:
07-04-2015

ESCALA:
INDICADA

LÁMINA:
12



PLANTA ALINEAMIENTO DE TUBERÍAS CALLE LAS VICTORIAS.
ESC.-----1: 750.



PERFIL ALINEAMIENTO DE TUBERÍAS CALLE LAS VICTORIAS.
ESCALA HORIZONTAL-----1: 750.
ESCALA VERTICAL-----1: 75.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Recinto Universitario Pedro Arauz Palacios

FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Culminación de Estudios

PROYECTO:
Diseño de Red de Agua Potable de la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas.

UBICACIÓN:
Departamento de Managua, Comarca Esquipulas, de la Ermita de Esquipulas 900m al norte, 450m al este.

PROPIETARIO:

CARUNA, R.L.
CONSULTORA DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DIBUJÓ:
Wilam E. Estenly M.

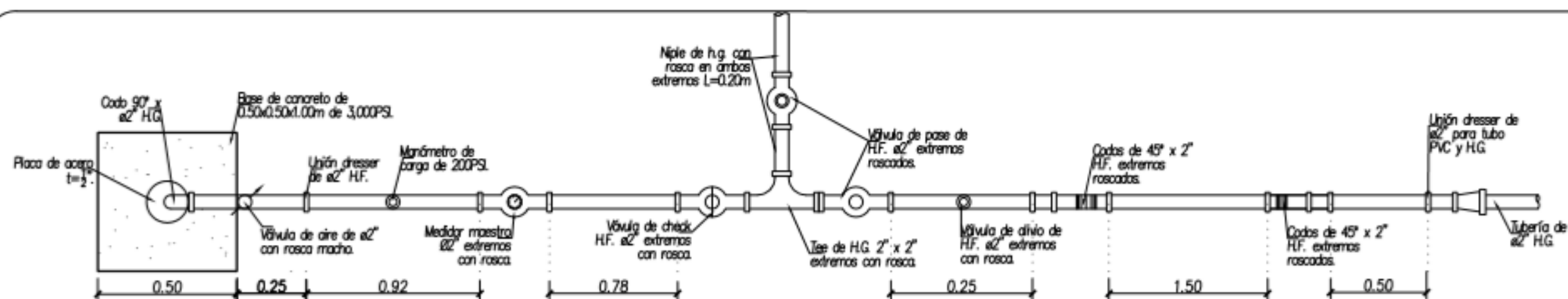
REVISÓ:
Msc. Ing. José Ángel Baltodano

CONTENIDO:
DETALLES DE SARTA Y ACCESORIOS DEL POZO.

FECHA:
MAYO - 2016

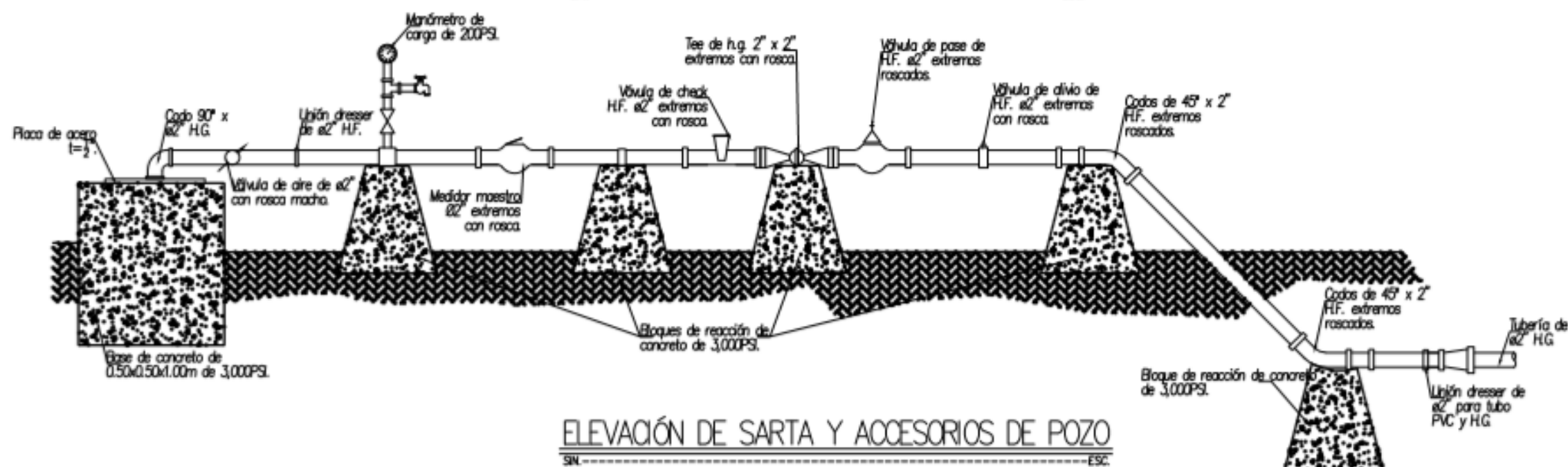
ESCALA:
INDICADA

LÁMINA:
13



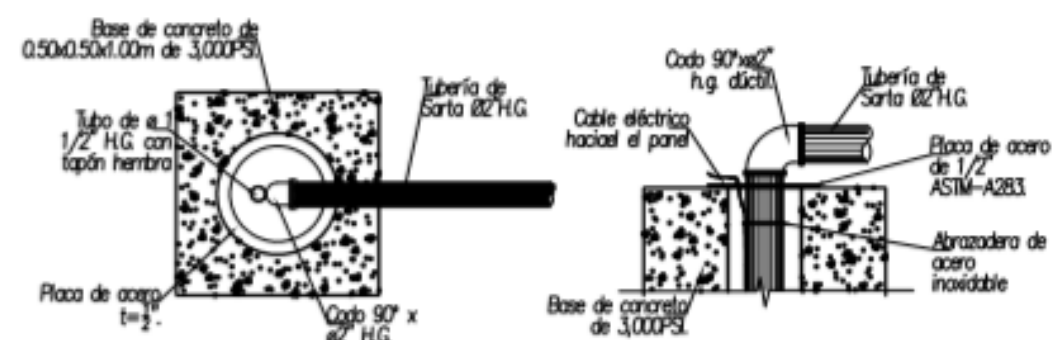
PLANTA DE SARTA Y ACCESORIOS DE POZO

SIN ----- ESC



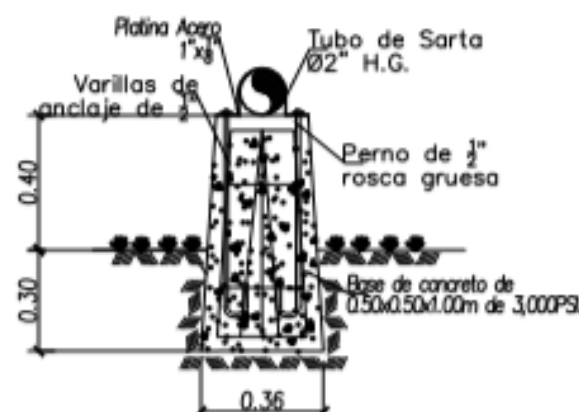
ELEVACIÓN DE SARTA Y ACCESORIOS DE POZO

SIN ----- ESC



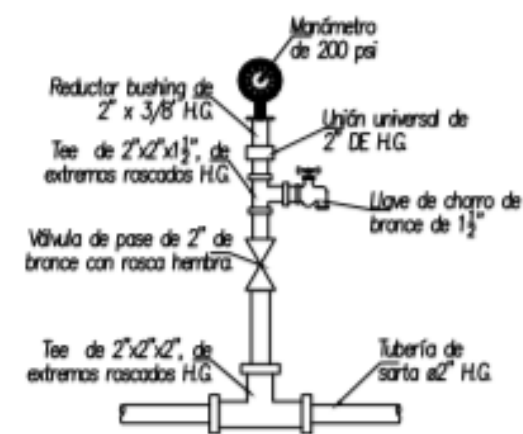
DETALLE EN PLANTA Y ELEVACIÓN DE SARTA

SIN ----- ESC



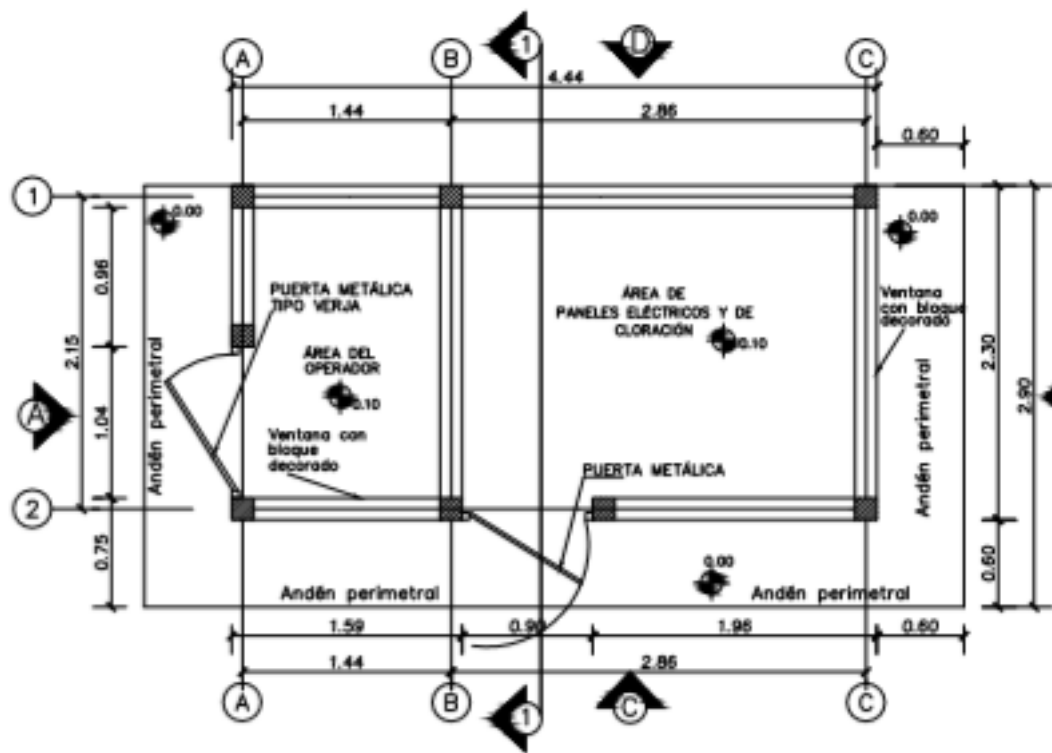
BLOQUE DE REACCIÓN

SIN ----- ESC

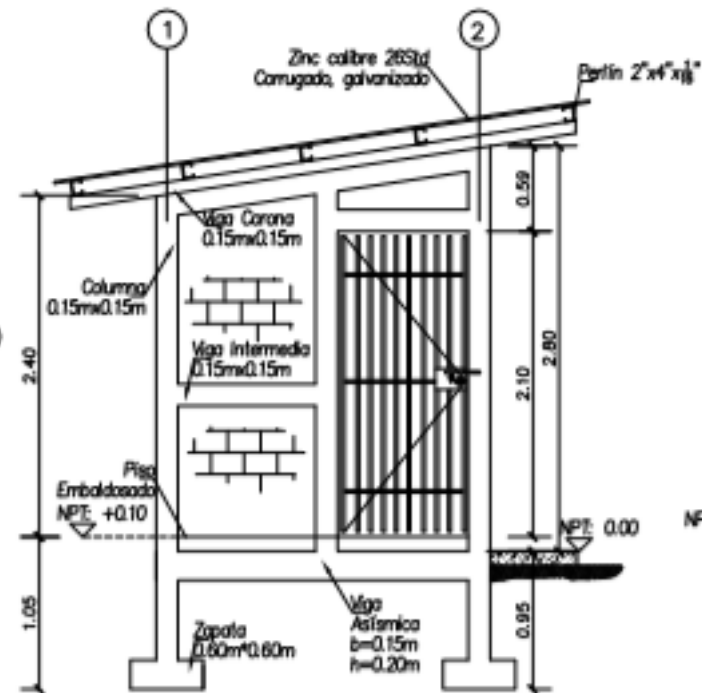


CONEXIÓN DE MANÓMETRO

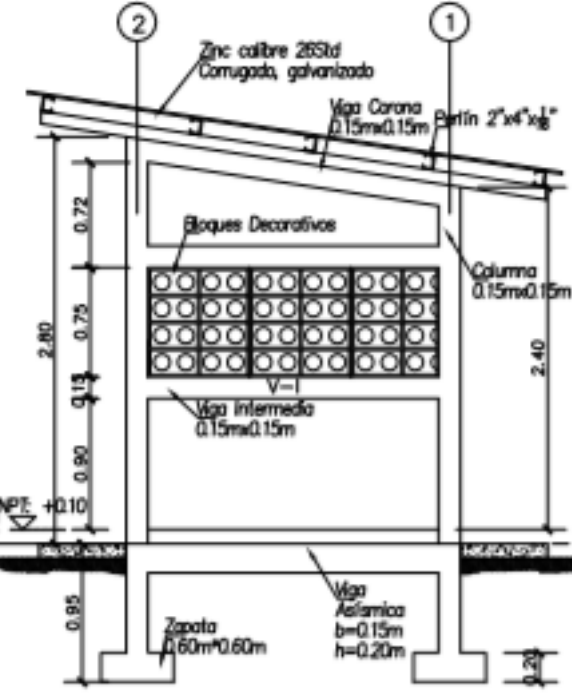
SIN ----- ESC



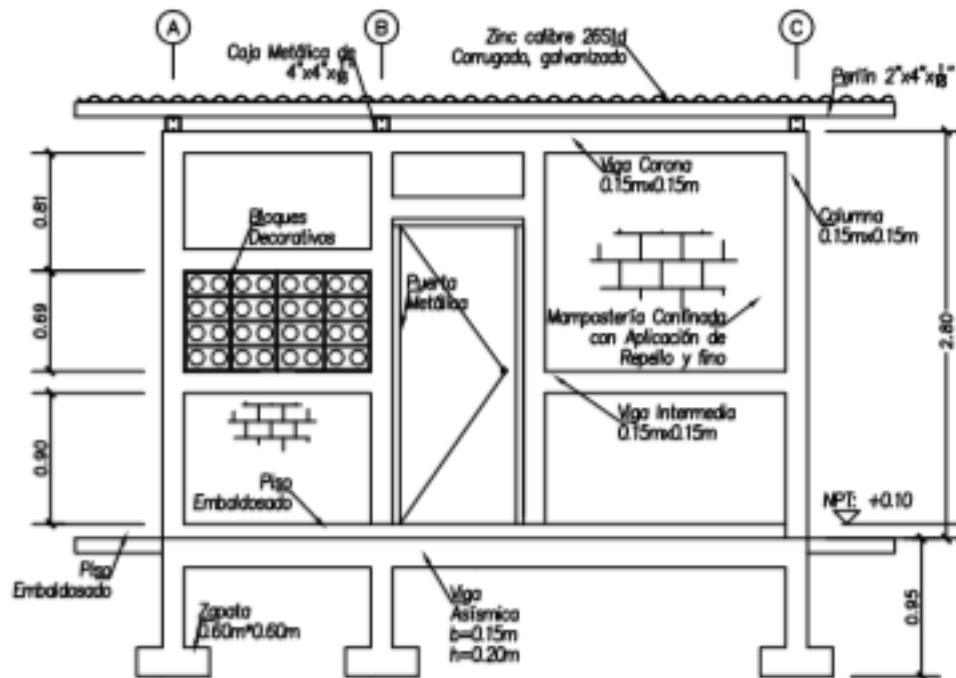
PLANTA ARQUITECTÓNICA
ESC.-----1:50



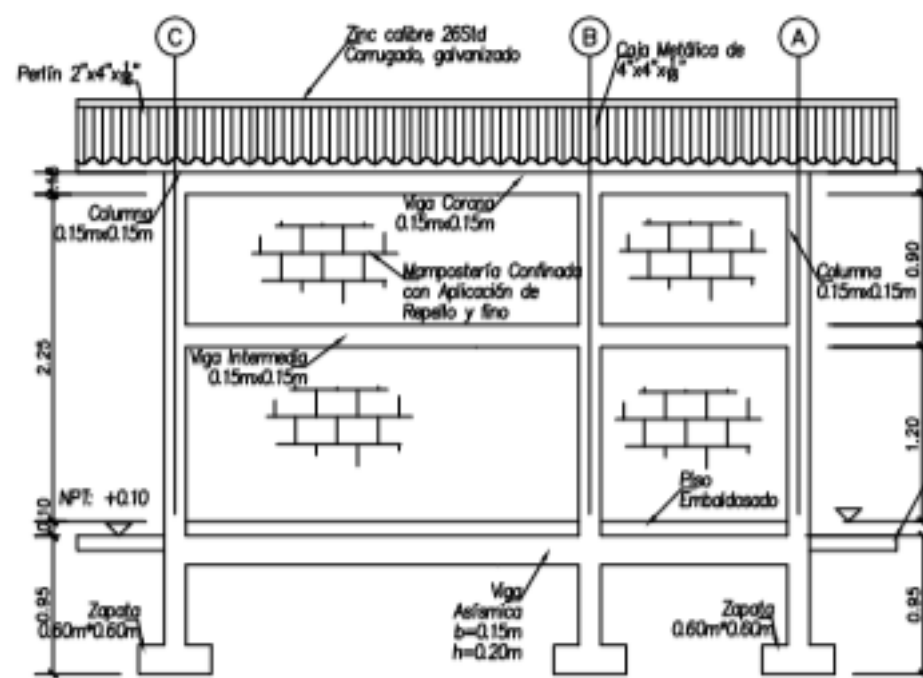
ELEVACIÓN A
ESC.-----1:50



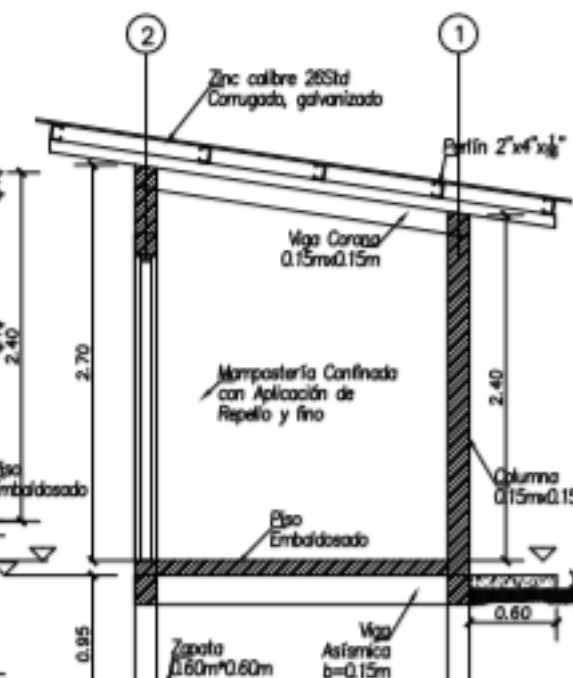
ELEVACIÓN B
ESC.-----1:50



ELEVACIÓN C
ESC.-----1:50



ELEVACIÓN D
ESC.-----1:50



SECCIÓN 1-1
ESC.-----1:50



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Recinto Universitario Pedro Arauz Palacios.

FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Culminación de Estudios.

PROYECTO:
Urbanización de Esquipulas
Diseño de Red de Agua Potable de la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas.

UBICACIÓN:
Departamento de Managua, Comarca Esquipulas, de la Ermita de Esquipulas 900m al norte, 450m al este.

PROPIETARIO:

CARUNA, R.L.
COMPAÑÍA DE SERVICIOS

DIBUJÓ:
William E. Extenny M.

REVISÓ:
Msc. Ing. José Ángel Balboa

CONTENIDO:
CASETA DE CLORACIÓN.

FECHA:
MAYO - 2016

ESCALA:
INDICADA

LÁMINA:
14



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Recinto Universitario Pedro Arauz Palacios.

FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Culminación de Estudios.

PROYECTO:
Urbanización de Esquipulas
Diseño de Red de Agua Potable de la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas.

UBICACION:
Departamento de Managua, Comarca Esquipulas, de la Ermita de Esquipulas 900m al norte, 400m al este.

PROPIETARIO:

CARUNA, R.L.
CONSTRUCCION DE EDIFICIOS Y OBRAS

DIBUJÓ:
Wlkan E. Estenry M.

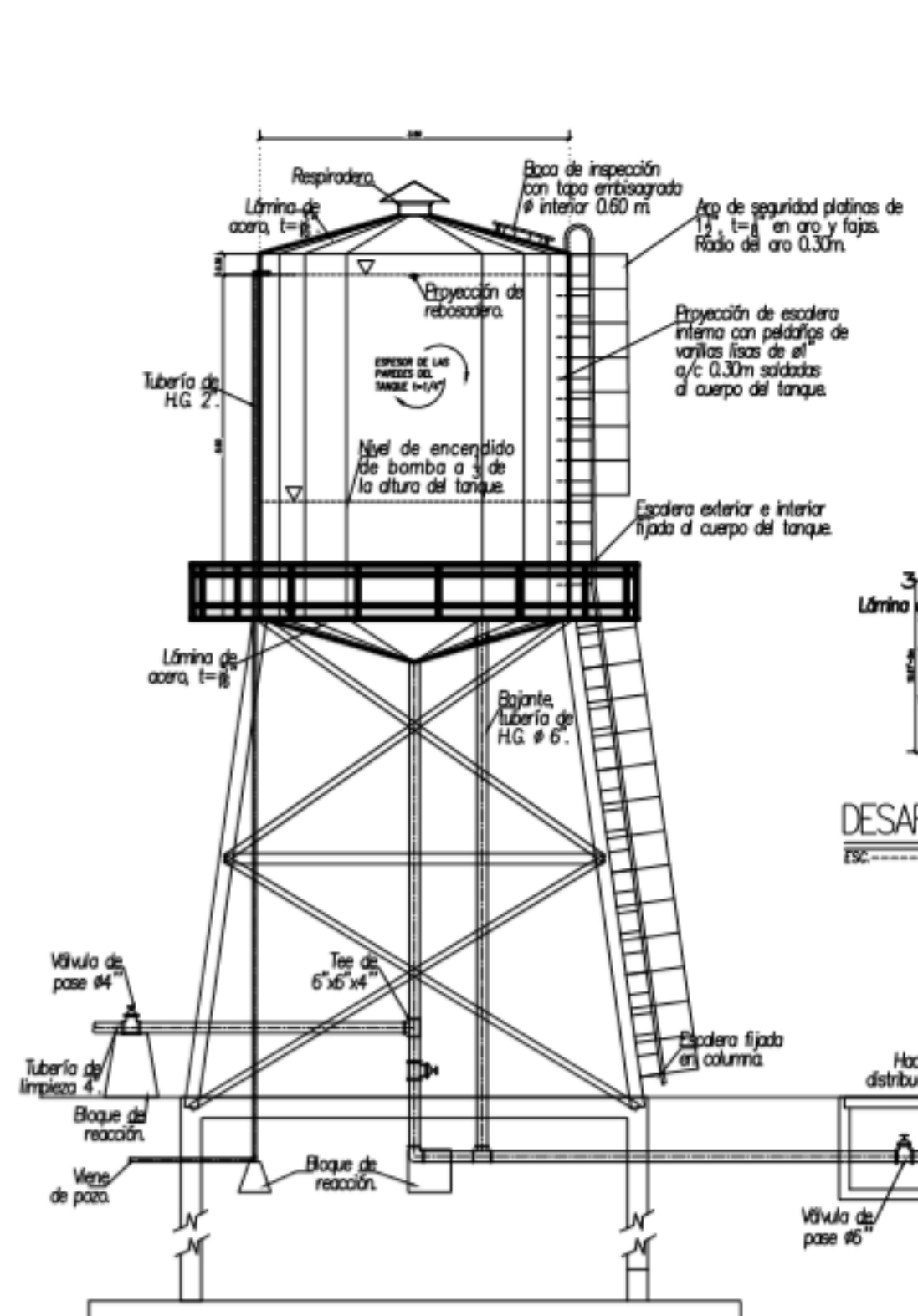
REVISÓ:
Msc. Ing. José Angel Baltodano

CONTENIDO:
TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE.

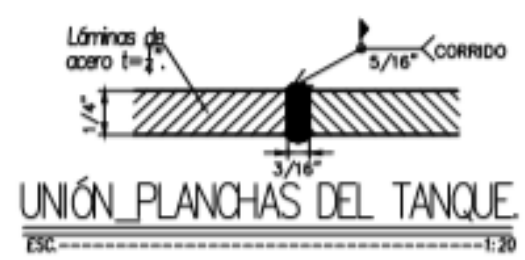
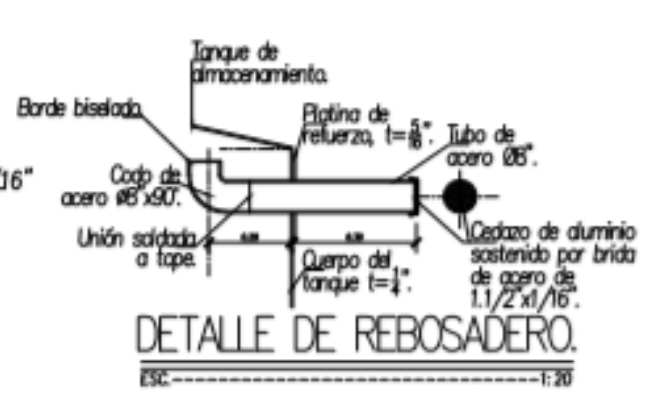
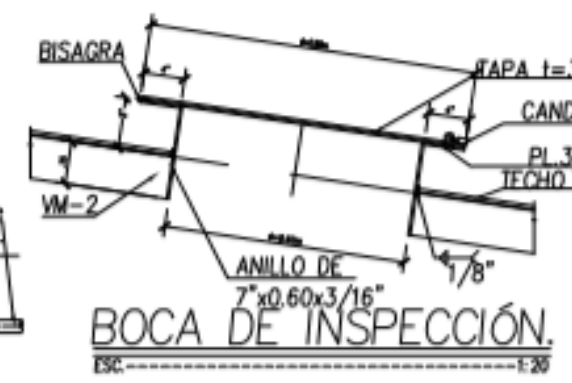
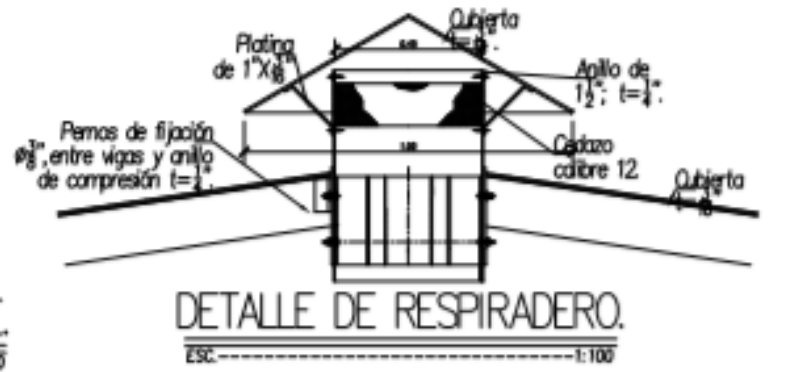
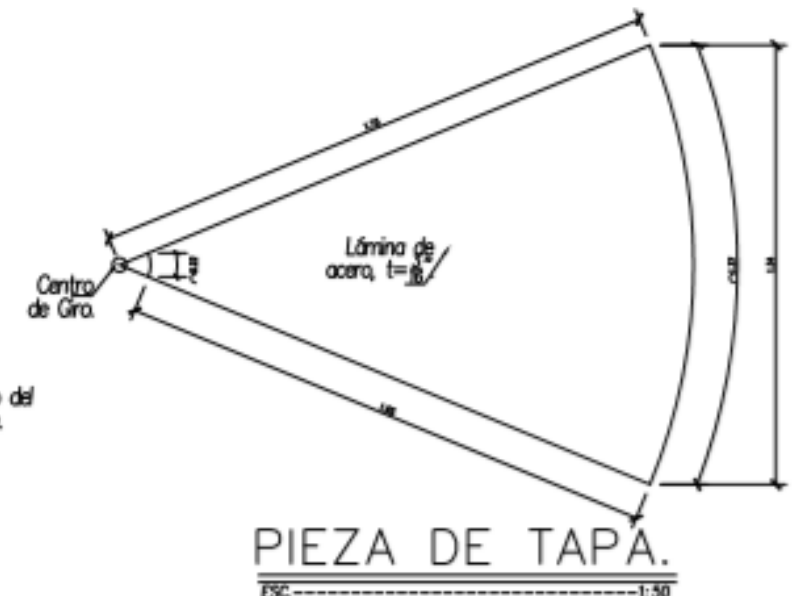
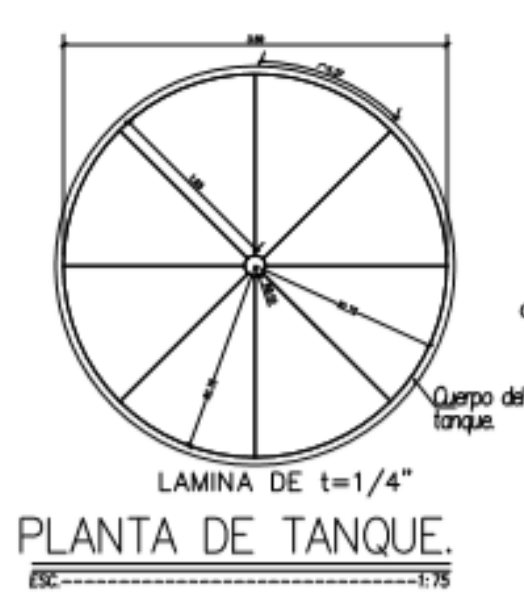
FECHA:
MAYO - 2016

ESCALA:
INDICADA

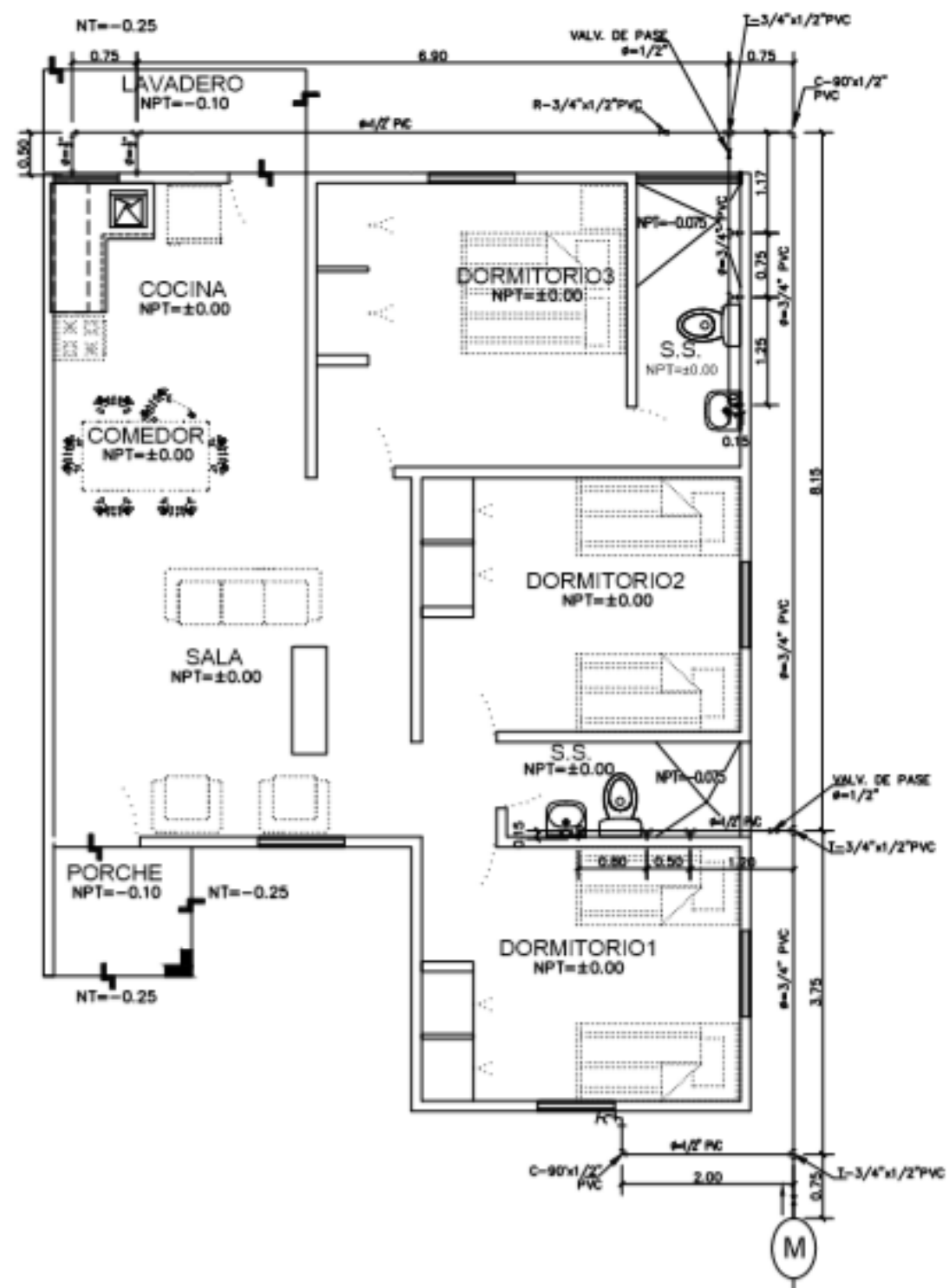
LÁMINA:
15



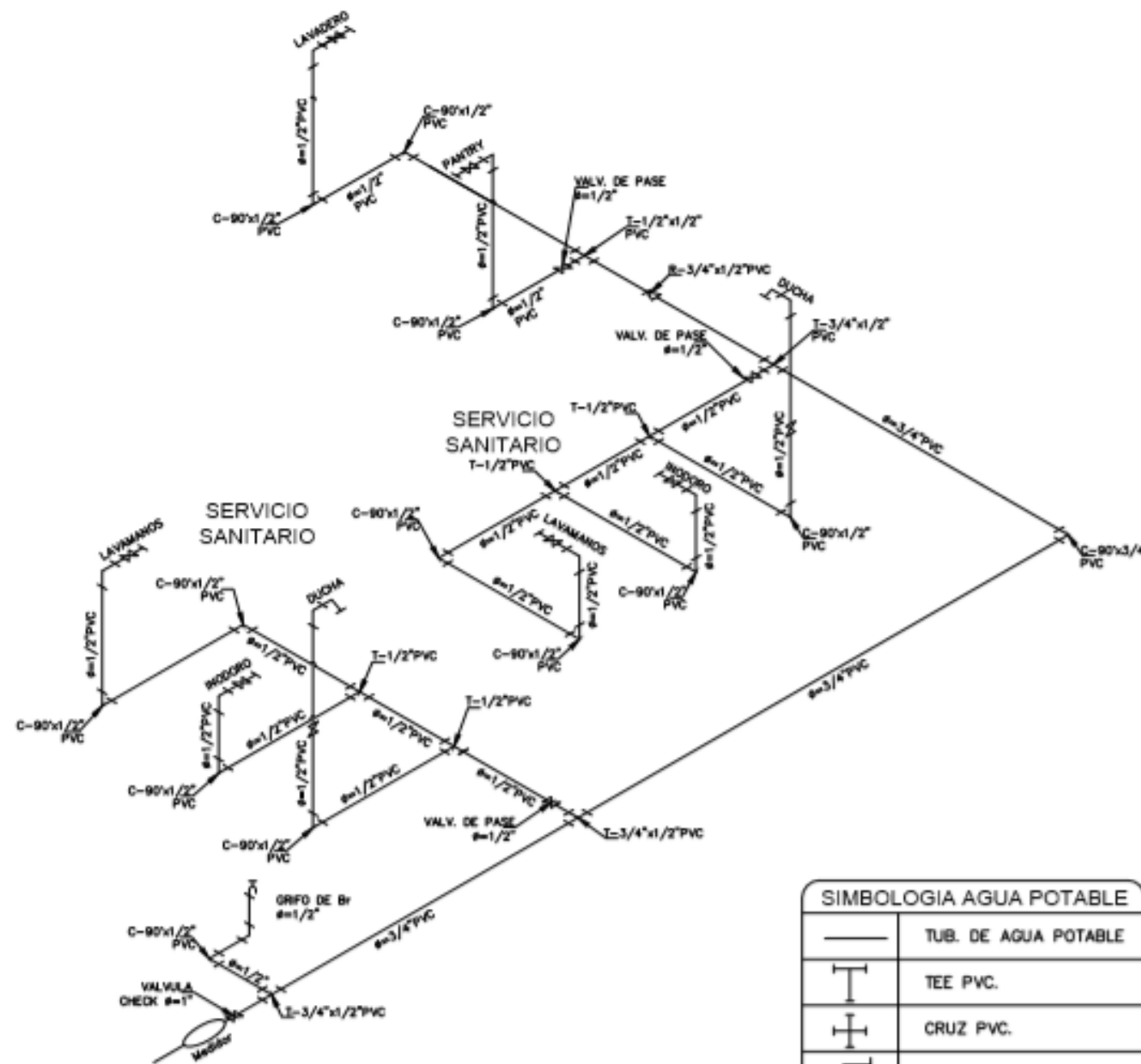
TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE.
ESC: 1:100



NOTA PARA EL ACERO (ACERO ASTM A-36)
- TODO EL MATERIAL DEBERA SER LIMPIADO MEDIANTE EL PROCEDIMIENTO CHORRO DE ARENA SAND-BLASTING.
- PINTADO ANTICORROSIVO PARA AGUA POTABLE Y RESISTENTE AL CLORO.
- MEDIDAS EN MILIMETROS, PIES, PULG.



PLANTA DE SISTEMA DE AGUA POTABLE
 ESC.-----1: 75



ISOMÉTRICO DE AGUA POTABLE
 SIN-----ESC.

SIMBOLOGIA AGUA POTABLE	
	TUB. DE AGUA POTABLE
	TEE PVC.
	CRUZ PVC.
	CODO 90° PVC
	REDUCTOR PVC
	VALV. DE PASE BRONCE
	GRIFO DE BRONCE
	MEDIDOR



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 Recinto Universitario Pedro Arauz Palacios.

FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
 INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Culminación de Estudios.

PROYECTO:

 Diseño de Red de Agua Potable de la Urbanización Villas del Señor de Esquipulas.

UBICACION:
 Departamento de Managua, Comarca Esquipulas, de la Ermita de Esquipulas 900m al norte, 450m al este.

PROPIETARIO:

 CARUNA, R.L.
 COOPERATIVA DE AHORRO Y CREDITO

DIBUJÓ:
 William E. Extenny, M.

REVISÓ:
 Msc. Ing. José Ángel Batolano

CONTENIDO:
 RED DE AGUA POTABLE DE LA VIVENDA

FECHA:
 MAYO - 2016

ESCALA:
 INDICADA

LÁMINA:
 17

RESUMEN:

El presente trabajo de culminación de estudios en la carrera de Ingeniería Civil, pertenece al área de hidráulica, y trata del diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, para un proyecto urbanístico de viviendas unifamiliares, ubicado en una zona periférica de la ciudad capital Managua, en la comarca Esquipulas, el que tendrá por nombre urbanización villas del señor de Esquipulas y estará constituido por 117 viviendas.

Esta monografía está compuesta por cuatro capítulos: generalidades, marco teórico, diseño metodológico, cálculos y resultados.

En las generalidades se realiza una introducción al tema monográfico, se describen los antecedentes, se justifica el trabajo y plasman los objetivos del mismo. En el marco teórico se abordan los conceptos claves, relacionados con el diseño de sistemas de abastecimientos de agua potable como son población a servir, variaciones de consumo, fuente y obras de captación, sistema de bombeo la clasificación de almacenamientos, modelos hidráulicos, línea de conducción y red de distribución, parámetros de diseño y análisis hidráulico, accesorios y obras complementarias. El diseño metodológico pertenece al capítulo 3, en el cual se explican los procedimientos necesarios para desarrollar el estudio topográfico, estudio de suelo, como determinar la población de diseño, la dotación y presupuesto del sistema de agua potable. En el capítulo de cálculos y resultados, se proporcionan los resultados de la topografía, estudios de suelo y calidad del agua, se plasma el procedimiento de cálculo empleado, para determinar la demanda y dimensionar cada elemento del sistema de abastecimiento del vital líquido, además de establecer un costo aproximado de las obras a realizar; en este capítulo también se encuentra la bibliografía consultada y anexos.

ÍNDICE IMÁGENES:

Imagen 01: Ubicación del sitio a Nivel Nacional.	5
Imagen 02: Ubicación del sitio a Nivel Departamental..	5
Imagen 03: Ubicación del sitio a nivel Distrital.	5
Imagen 04: Microlocalización del sitio de proyecto.	6
Imagen 05: Superficies disponibles, para desarrollar el proyecto urbanístico.....	7
Imagen 06: Pendientes del sitio del proyecto.....	8
Imagen 07: Esquema de red de agua potable, dotado de tres mallas.	29
Imagen 08: Esquema de una malla, de una red de agua potable.....	30
Imagen 09: Perforación en el área de instalación de tanque.	42
Imagen 10: Esquema de la Asignación de consumos tributarios por nodos.	47
Imagen 11: Representación de los elementos de la red en el sitio.	57
Imagen 12: Presiones y caudales con ausencia de consumo en la red.....	60
Imagen 13: Presiones y caudales con presencia del Consumo Máximo Hora.....	63
Imagen 14: Presiones y caudales con presencia del Consumo Medio.	66

ÍNDICE:

CAPITULO I: GENERALIDADES.....	1
I.1. INTRODUCCIÓN.....	1
I.2. ANTECEDENTES.....	2
I.3. JUSTIFICACIÓN.....	3
I.4. OBJETIVOS.....	4
CAPITULO II: DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	5
II.1. SITUACIÓN GEOGRÁFICA Y TOPOGRÁFICA.....	5
II.1.a. MACRO-LOCALIZACIÓN.....	5
II.1.b. MICRO-LOCALIZACIÓN.....	6
II.1.c. EL SITIO DEL PROYECTO.....	6
II.1.d. PLANIMETRÍA.....	7
II.1.e. ALTIMETRÍA.....	8
II.2. GEOLOGÍA E HIDROLOGÍA.....	9
II.3. CLIMA.....	9
II.4. PERFIL SOCIOECONÓMICO DE LA COMUNIDAD.....	10
II.5. EQUIPAMIENTO EN EL ENTORNO.....	11
II.6. ABASTECIMIENTO DE AGUA.....	11
CAPITULO III: MARCO TEÓRICO.....	12
III.1. POBLACIÓN A SERVIR.....	12
III.2. VARIACIONES DE CONSUMO.....	12
III.3. FUENTE Y OBRAS DE CAPTACIÓN.....	13
III.4. SISTEMA DE BOMBEO.....	16
III.5. ALMACENAMIENTO.....	19
III.6. CLASIFICACIÓN DE MODELOS HIDRÁULICOS.....	22
III.7. LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y RED DE DISTRIBUCIÓN.....	23
III.8. PARÁMETROS DE DISEÑO.....	24
III.9. ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LAS REDES.....	28
III.10. ACCESORIOS Y OBRAS COMPLEMENTARIAS.....	34
CAPITULO IV: DISEÑO METODOLÓGICO.....	37
IV.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO.....	37

IV.2. ESTUDIO DE SUELO.....	39
IV.3. POBLACIÓN DE DISEÑO.....	39
IV.4. DOTACIONES.....	40
IV.5. PRESUPUESTO DE OBRAS DE RED DE AGUA POTABLE.....	41
CAPITULO V: CÁLCULOS Y RESULTADOS.....	42
V.1. ESTUDIO DE SUELO.....	42
V.2. CALIDAD DEL AGUA DEL SITIO DE PROYECTO.....	45
V.3. DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA.....	47
V.4. DISEÑO DE LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y EQUIPO DE BOMBEO.....	50
V.5. DISEÑO DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO.....	55
V.6. ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA RED.....	57
V.7. ESTIMADO DE COSTO.....	70
V.8. CONCLUSIONES.....	73
V.9. RECOMENDACIONES.....	74
V.10. BIBLIOGRAFÍA.....	75
V.11. ANEXOS.....	I
V.11.a. CLASIFICACIÓN DEL SUELO.....	I
V.11.b. ESTRATIGRAFÍA Y GRÁFICO DE PROSPECCIÓN.....	II
V.11.c. RESULTADOS DE LABORATORIO DE CALIDAD DE AGUA.....	III
V.13.c. PLANOS FINALES.....	VI

ÍNDICE DE TABLAS:

Tabla N.1: Diámetro de sartas de conexión de bombas.	18
Tabla N.2: Válvulas de alivio de acuerdo al caudal.....	18
Tabla N.3: Períodos de diseño de los elementos de una red.	24
Tabla N.4: Ecuaciones para determinar las pérdidas de energía	25
Tabla N.5: Coeficientes de rugosidad, para tuberías nuevas.	26
Tabla N.6: Consumo doméstico en la ciudad de managua.....	40
Tabla N.7: Análisis físico-químico de la fuente.....	45
Tabla N.8: Análisis bacteriológico de la fuente.	46
Tabla N.9: Presión de trabajo de tuberías pvc, respecto al SDR	53
Tabla N.10: Características del equipo de bombeo.	54
Tabla N.11: Dimensionamiento del tanque de almacenamiento.....	56
Tabla N.12: Características de líneas y nodos de la red.....	58
Tabla N.13: Asignación de caudales, para las condiciones de análisis	59
Tabla N.14: Estado de nudos - condición sin consumo.	61
Tabla N.15: Estado de tuberías - condición sin consumo.	62
Tabla N.16: Estado de nudos - condición CMH.	64
Tabla N.17: Estado de tuberías - condición CMH	65
Tabla N.18: Estado de nudos - condición de consumo medio.	67
Tabla N.19: Estado de líneas - condición de consumo medio.....	68
Tabla N.20: Presupuesto - costos directos del sistema.	70
Tabla N.21: Presupuesto - costo total del sistema.....	71
Tabla N.22: Clasificación de las muestras.	I
Tabla N.23: Estratigrafía, en area del tanque.....	II
Tabla N.24: Gráfico de prospección.....	II
Tabla N.25: Análisis físico-químico de calidad de agua.....	III
Tabla N.26: Análisis bacteriológico de calidad de agua.....	IV
Tabla N.27: Análisis de contenido de arsénico en el agua.	V