EDUCACIÓN	SECRETARIA DE EDUCACION PUBLICA TECNOLÓGICO NACIONAL DE MÉXICO	
	INSTITUTO TECNOLOGICO DE BOCA DEL RIO	
	Portada del Proyecto de Residencias Profesionales	

Nombre del Proyecto:
"Supervisión de la construcción de un proyecto hidrosanitario y pluvial para un fraccionamiento de interés medio (1ª Etapa, Cluster Paisajes y cascadas), denominado Lomas del Dorado ubicado en el km 9.3 carretera Boca del Rio-Córdoba, Municipio de Boca del Rio.".

Nombre del Alumno:
Martínez Castellanos Deysi Berenisse

Numero de Control:
15990829

Nombre de la Carrera:
Ingeniería civil

Especialidad:
Obras maritimas

DR. JESUS LOPEZ ORTEGA
Nombre del Asesor Interno

Gonzalo Gomez Gaviña
Nombre Asesor Externo

EDUCACIÓN
INSTITUTO TECNOLÓGICO DE BOCA DEL RÍO
DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA

Coordinador de Urbanización

Boca del Rio, Veracruz a 09 de Enero del 2020

I. AGRADECIMIENTOS

A Dios por la vida.

A mis padres, hermanos y toda mi familia por el apoyo incondicional, el esfuerzo y amor brindado durante estos años.

A todas las personas que me ayudaron incondicionalmente en este su bello Estado de Veracruz.

A todos los Ingenieros que formaron parte de mi formación profesional.

II. RESUMEN

En las últimas décadas el crecimiento de la zona conurbada de los municipios de Veracruz, Boca del Río y Medellín, ha sido más alto con relación a los demás municipios del estado debido entre otros factores, al crecimiento portuario, al desarrollo turístico y al desarrollo industrial que se ha generado en torno a estos municipios. Este crecimiento ha generado una mayor demanda de vivienda para la creciente población que se asienta en estos municipios generando un importante desarrollo de unidades habitacionales.

En el municipio de Boca del Río, una de las zonas que en la actualidad tiene un desarrollo habitacional de tipo medio – alto importante, es el Ejido de San José Novillero situado adyacente a la carretera federal No. 150, Córdoba - Veracruz, tramo Paso del Toro - Boca del Rio, donde actualmente la desarrolladora Inverta S.A. de C.V. Tiene un predio de 23.73 Ha, para motivos del presente trabajo se denominarán zona en estudio.

Este desarrollo es el proyecto del Fraccionamiento Lomas del Dorado que **Inverta S.A de C.V.** construye al suroeste del municipio de Boca del Río, Ver. En este desarrollo habitacional se contempla áreas verdes y zonas destinadas para comercios y equipamiento.

LÁMINA No. 1. Ubicación de zona de Estudio.

El proyecto requiere de una fuente de abastecimiento de agua de buena calidad para su consumo, siendo una alternativa de solución, la captación de agua subterránea, extraída mediante la construcción de un pozo profundo. Por este motivo se consideró necesario la elaboración de un estudio Geohidrológico, apoyado en métodos indirectos de exploración geofísica.

Posteriormente se generaron los planos con los que se trabajaran en las instalaciones hidráulicas, además de especificar todas las características y detalles que éste tendrá para que se pueda ejecutar con éxito.

El proyecto ejecutivo del alcantarillado sanitario para el Fraccionamiento Lomas de Dorado se diseñó de manera que el funcionamiento total de la red se lleve a cabo por gravedad; basados en su proyecto de nivelación y rasantes de las vialidades se determinaron los puntos más elevados para de ahí, dar inicio a la red de atarjeas y el punto más bajo para descargar al cárcamo de bombeo de aguas residuales de proyecto del propio fraccionamiento. Y al igual que la línea hidráulica a partir de ello se generaron los cálculos para las pendientes y longitudes, así como los gastos de litros por segundo de la población para poder determinar los diámetros de los tubos que se iban a utilizar.

Apoyados con la información topográfica que se dispone de la zona, así como del levantamiento topográfico del sitio y los proyectos de lotificación y nivelación proporcionados se procedió a determinar las cuencas de drenaje externas e internas que afectan a la zona en estudio. Posteriormente, se determinaron las cuencas de drenaje que influyen en la zona donde se construirá el emisor pluvial.

Cabe resaltar que todos los estudios y el proyecto generado abarca todo el fraccionamiento que está previsto a hacerse con un total de 5 circuitos, mi reporte abarca solo la primera etapa de este proyecto que está conformado por 2 circuitos, que tienen por nombre Cluster Paisajes y Cluster Cascadas **(Anexo J).**

INDICE

1. INTRODUCCION 1

2. PROBLEMATICA 3

3. OBJETIVO 4

4. JUSTIFICACION 5

5. CAPITULO I. EMPRESA 6

5.1. ANTECEDENTES HISTÓRICOS 6

5.2. MISIÓN 6

5.3. VISIÓN 6

5.4. VALORES 7

5.5. POLÍTICA DE CALIDAD 7

5.6. ORGANIGRAMA 8

6. CAPITULO II. SISTEMA HIDRAULICO 9

6.1. DATOS BASICOS DEL PROYECTO 9

6.1.1. PERIODO ECONÓMICO DE PROYECTO. 9

6.1.2. DETERMINACIÓN DE LAS DOTACIONES DE AGUA. 11

6.2. PROYECTO EJECUTIVO DE AGUA POTABLE 13

6.2.1. GASTOS DE AGUA POTABLE: 13

6.2.2. FUENTE DE ABASTECIMIENTO. 17

6.2.3. REGULARIZACIÓN 17

6.2.4. LÍNEA DE CONDUCCIÓN 20

6.2.5. CÁLCULO HIDRÁULICO 21

6.2.6. RED DE DISTRIBUCIÓN 22

6.3. PROYECCION DEL POZO 39

6.4. ESTUDIO GEOHIDROLÓGICO 40

6.4.1. OBJETIVOS 40

6.4.2. CLIMA 42

6.4.3. FISIOGRAFIA 43

6.4.4. HIDROLOGIA 44

6.4.5. GEOLOGIA 46

6.4.6. HIDROGEOLOGIA 48

6.4.7. PROSPECCIÓN GEOFÍSICA 50

6.5. ACTIVIDADES Y PROCEDIMIENTO PARA PERFORACIÓN DEL POZO 55

6.5.1. CONSIDERACIONES GENERALES PARA LA PERFORACIÓN DEL POZO. 55
6.5.2. EQUIPO DE PERFORACIÓN. 56
6.5.3. PROGRAMA DE PERFORACIÓN 57
6.5.4. AMPLIACIÓN, ENTUBADO Y ENGRAVADO 60
6.5.5. LIMPIEZA. 63
6.5.6. DESARROLLO Y AFORO.....64
6.6. PROYECTO MECÁNICO PARA LA SELECCIÓN DEL EQUIPO DE BOMBEO 68
6.6.1. **CONSIDERACIONES GENERALES**.....68
6.6.2. DIÁMETRO ECONÓMICO.....69
6.7. MODELOS DE LOS EQUIPOS DE BOMBEO 74
6.8. REPORTE DE PERFORACIÓN Y AFORO DEL POZO, ASI COMO TOMA DE MUESTRA DEL AGUA Y RESULTADOS DE LABORATORIO. 77
7. CAPITULO II. PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO. 78
7.1. DETERMINACIÓN DE LAS APORTACIONES SANITARIAS. 78
7.2. DETERMINACIÓN DE LOS GASTOS SANITARIOS. 79
7.2.1. GASTO MEDIO 80
7.2.2. GASTO MÍNIMO 81
7.2.3. COEFICIENTE DE VARIACIÓN INSTANTÁNEA O DE HARMON. 82
7.2.4. GASTO MÁXIMO INSTANTANEO 83
7.2.5. COEFICIENTE DE PREVISIÓN.....84
7.2.6. GASTO MÁXIMO PREVISTO.....84
7.3. GENERALIDADES 85
7.3.1. RESUMEN DE LOS DATOS DE PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO 87
***8.* CAPITULO III. PROYECTO EJECUTIVO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL..... 88**
8.1. ANÁLISIS HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO DEL MANEJO DE LOS ESCURRIMIENTOS PLUVIALES INTERNOS DEL DESARROLLO. 88
8.1.1. DEFINICIÓN E INTEGRACIÓN DE LAS CUENCAS DE DRENAJE.....88
8.1.2. DETERMINACIÓN DE LOS ESCURRIMIENTOS. 91
8.1.3. LLUVIA EN EXCESO 105
8.1.4. PERIODO DE RETORNO 108
8.1.5. MODELO LLUVIA ESCURRIMIENTO 109
8.2. ANÁLISIS DE LOS TIRANTES DE AGUA EN LAS CALLES. 130
8.3. DISEÑO Y GASTO DE CAPTACIÓN DE LAS REJILLAS PLUVIALES. 133
8.3.1. SITIO DE VERTIDO. 138

9. ACTIVIDADES 139

9.1. INSTALACIÓN DE RED PLUVIAL 139

9.1.1. TRABAJOS DE TRAZO Y EXCAVACIÓN DE LA OBRA. 139

9.1.2. NIVELACIÓN Y COLOCACIÓN DE LA TUBERÍA DE ACUERDO A LOS PLANOS DEL PROYECTO. 139

9.1.3. ACOSTILLAMIENTO Y COMPACTACIÓN DEL RELLENO DE LAS ZANJAS 140

9.1.4. RELLENO Y COMPACTACIÓN DE CEPAS 141

9.1.5. CONSTRUCCIÓN DE POZO DE VISITA Y REJILLA. 142

9.2. RED INSTALACIÓN SANITARIO 145

9.2.1. TRABAJOS DE TRAZO Y EXCAVACIÓN DE LA OBRA. 145

9.2.2. NIVELACIÓN Y COLOCACIÓN DE LA TUBERÍA DE ACUERDO A LOS PLANOS DEL PROYECTO. 146

9.2.3. ACOSTILLAMIENTO Y COMPACTACIÓN DEL RELLENO DE LAS ZANJAS 147

9.2.4. COLOCACIÓN DE DESCARGAS SANITARIAS 148

9.2.5. CONSTRUCCIÓN DE POZOS DE VISITA 150

9.3. RED DE AGUA POTABLE 152

9.3.1. TRABAJOS DE TRAZO Y EXCAVACIÓN DE LA OBRA. 152

9.3.2. NIVELACIÓN Y COLOCACIÓN DE LA TUBERÍA DE ACUERDO A LOS PLANOS DEL PROYECTO. 153

9.3.3. ACOSTILLAMIENTO Y COMPACTACIÓN DEL RELLENO DE LAS ZANJAS 156

9.3.4. COLOCACIÓN DE TOMAS DOMICILIARIAS 156

9.4. RED DE LINEA DE CONDUCCIÓN 159

9.4.1. TRABAJOS DE TRAZO Y EXCAVACIÓN DE LA OBRA. 159

9.4.2. NIVELACIÓN Y COLOCACIÓN DE LA TUBERÍA DE ACUERDO A LOS PLANOS DEL PROYECTO. 160

9.4.3. ACOSTILLAMIENTO Y COMPACTACIÓN DEL RELLENO DE LAS ZANJAS 161

9.5. PRUEBAS DE HERMETICIDAD EN LA LÍNEA DE AGUA POTABLE 162

10. RESULTADOS 166

11. CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y EXPERIENCIA ADQUIRIDA 168

12. BIBLIOGRAFÍA 170

13. ANEXOS 171

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Infraestructura a construir en fraccionamiento Lomas del Dorado. 9
Tabla 2. Índice de hacinamiento para el estado de Veracruz. 10
Tabla 3. Población de proyecto. 10
Tabla 4. Dotación para el cálculo del gasto medio de agua potable. 12
Tabla 5. Áreas y dotaciones. 13
Tabla 6. Gasto máximo diario. 16
Tabla 7. Gasto máximo horario. 16
Tabla 8. Datos básicos de proyecto Ruba Cumbres Residencial II. 19
Tabla 9. Datos básicos de proyecto Ruba Cumbres residencial I. 19
Tabla 10. Datos básicos de proyecto Inverta Lomas del Dorado. 19
Tabla 11. Cálculo del diámetro económico del pozo 1 al nudo l16. 24
Tabla 12. Cálculo del diámetro económico del nudo l16 al tanque elevado. 25
Tabla 13. Cálculo de demanda por cada tramo de la red de agua potable. 27
Tabla 14. Resultado de gastos, velocidades y diámetros por cada tramo de la red de agua potable. 31
Tabla 15. Resultado de las cantidades de obra y de tubería por cada tramo de la red de agua potable 34
Tabla 16. Resultado de las cargas disponibles en cada nudo de la red de agua potable. 36
Tabla 17. Resumen de los datos básicos del proyecto de agua potable. 39
Tabla 18. Características de pozos existentes. 49
Tabla 19. Coordenadas de los sondeos. 53
Tabla 20. Simplificación parámetros de los horizontes. 55
Tabla 21. Cálculo del Diámetro Económico y Potencia Teórica de la Bomba, del Tramo Pozo al Nudo L16. 72
Tabla 22. Cálculo del Diámetro Económico y Potencia Teórica de la Bomba, del Nudo L16 al Tanque Elevado. 73
Tabla 23. Modelo de bomba sumergible marca Grundfos seleccionada. 74
Tabla 24. Características de Bomba Sumergible Marca Grundfos SP 46-4. 75
Tabla 25. Curva de Operación Bomba Sumergible Grundfos Modelo SP 46-4. 76
Tabla 26. Aportación sanitaria. 79
Tabla 27. Gasto medio total sanitario. 81
Tabla 28. Gasto mínimo sanitario. 81
Tabla 29. Gasto mínimo por diámetro de tubería. 82
Tabla 30. Coeficiente de Harmon 83
Tabla 31. Gasto máximo instantáneo sanitario. 84
Tabla 32. Gasto máximo extraordinario sanitario. 84

INDICE DE FIGURAS

Ilustración 1. Número de nudos, líneas y diámetros. 37
Ilustración 2. Gasto en tubería y presiones en cada uno de los nudos. 38
Ilustración 3. Localización del Pozo Profundo del "Fracc. Lomas del Dorado. 40
Ilustración 4. Ubicación del fraccionamiento. 42
Ilustración 5. Climograma del Puerto de Veracruz. 43
Ilustración 6. Fisiografía de la República Mexicana. 44
Ilustración 7. Cuenca del Rio Jamapa..... 46
Ilustración 8. Geología en zona de estudio. 46
Ilustración 9. Equipo de sondeo..... 51
Ilustración 10. Interpretación del método utilizado. 52
Ilustración 11. Ubicación de los sondeos realizados..... 53
Ilustración 12. Distribución de la instalación del pozo. 69
Ilustración 13. Determinación de las cuencas de drenaje pluvial..... 88
Ilustración 14. Determinación de las subcuencas de drenaje pluvial y ubicación de traga tormentas..... 89
Ilustración 15. Características fisiográficas de las subcuencas pluviales. 90
Ilustración 16. Determinación del tiempo de concentración Fórmula de Chow. 100
Ilustración 17. Determinación del tiempo de concentración Fórmula de Rowe 101
Ilustración 18. Determinación del tiempo de concentración Fórmula de Kirpich. 102
Ilustración 19. Determinación del tiempo de concentración Fórmula de SCS. 103
Ilustración 20. Coeficiente de escurrimiento por tipo de suelo (ASCE). 106
Ilustración 21. Periodos de retorno por uso del suelo..... 108
Ilustración 22. Área del proyecto donde se llevó a cabo el proyecto..... 163
Ilustración 23. Tramo donde se llevó a cabo la prueba. 164
Ilustración 24. Hora de inicio prueba de hermeticidad. 164
Ilustración 25. Hora de termino de prueba de hermeticidad. 165
Ilustración 26. Fraccionamiento Lomas del Dorado. 172
Ilustración 27. Primera etapa Cluster Paisajes y Cascadas. 173
Ilustración 28. Detalle de plano original Línea de drenaje sanitario. 174
Ilustración 29. Detalle Linea de Sanitario con modificación. 175
Ilustración 30. Detalle Plano original entrada a los circuitos Paisajes y Cascadas. 176
Ilustración 31. Detalle modificación en línea Sanitario. 177
Ilustración 32. Detalle Red de agua potable original. 178
Ilustración 33. Detalle Red de agua Modificado. 179
Ilustración 34. Avance en Red Pluvial a la semana 52 del 2019. 180
Ilustración 35. Avance en Red Sanitario a la semana 01 del 2020..... 181
Ilustración 36. Avance en Red Agua Potable a la semana 01 del 2020. 182
Ilustración 37. Avance en Red Línea de Conducción a la semana 47 del 2019. 183

1. INTRODUCCION

Un sistema hidrosanitario es un sistema que comprende la conducción y distribución de agua potable y evacuación de aguas servidas, las cuales tienen por objetivo una mayor conformidad para el residente de una casa-habitación.

Este sistema se divide en dos tipos de instalaciones: las hidráulicas que son las que se encargan de alimentar y distribuir agua dentro de la construcción que lo requiera en cantidad y presión adecuada; y las instalaciones sanitarias que se encargan de retirar de las construcciones en forma segura las aguas negras, además de establecer obturaciones o trampas hidráulicas para evitar que los gases y malos olores producidos por la descomposición de las materias orgánicas acarreadas, salgan por donde se usan los muebles sanitarios o coladeras en general.

El diseño de las instalaciones hidrosanitarios ha sido una disciplina de la Ingeniería civil que no ha tomado la suficiente atención e importancia por parte de la sociedad. Actualmente muchas de las instalaciones en casas habitación, conjuntos habitacionales y edificios de cualquier índole sufren severos problemas. Es importantísimo llevar a cabo los estudios necesarios para poder determinar correctamente los diámetros de las tuberías para satisfacer a los habitantes en horas de máxima demanda en el caso de la red hidráulica.

La red de drenaje sanitario también puede tener problemas si los diámetros no son los adecuados para conducir aguas residuales, un mal diseño podría

ocasionar malos olores si no se toman en cuenta el diseño de tubos de ventilación o la colocación de sellos hidráulicos en los aparatos sanitarios.

La misión del sistema pluvial es la de evacuar debidamente y sin afectar a propiedades vecinas, el agua de lluvia que puede recibir un lote o una superficie cubierta y/o libre. Muestra su importancia cuando se presentan tormentas grandes y es necesario evacuar el agua de las azoteas y patios o de lo contrario se corre el riesgo de inundar las instalaciones cercanas a estas. Cuando no se tiene un sistema correcto de drenaje pluvial se genera incomodidad para los habitantes.

Desde el punto de vista constructivo lo primero que llama la atención, se relaciona con los aspectos estructurales y arquitectónicos de la obra; pocas veces se tienen en cuenta que las instalaciones hidrosanitarias son elementos indispensables para el adecuado funcionamiento de las casas habitación.

Por ello, en este proyecto se analizarán todos los estudios que se llevaron a cabo para poder determinar los diseños de cada una de las redes (hidráulico, sanitario y pluvial).

2. PROBLEMATICA

Muchas veces cuando se lleva a cabo la construcción de un proceso de instalación se tienen fallos, como pueden ser: la mal colocación de piezas especiales, no respetar las pendientes de los planos, no realizar adecuadamente las pruebas de hermeticidad en la línea hidráulica, no dejar todas las tomas domiciliarias o descargas sanitarias para cada uno de los lotes, entre otros.

Dichos problemas pueden afectar las instalaciones a corto y largo plazo, por eso es necesario corroborar que las especificaciones de los estudios y diseños llevados a cabo para el sistema de abastecimiento de agua y alcantarillado sanitario, cumplan con las normas vigentes en el país basados en los lineamientos y normas que edita la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), además de verificar que el proceso llevado a cabo para la instalación de cada una de las redes (hidráulica, sanitaria y pluvial) sea el adecuado y respete dichas normas.

3. OBJETIVO

Objetivo general.

Identificar que el proceso de la instalación de los sistemas hidráulico, sanitario y pluvial, sean los adecuados.

Objetivos específicos.

- Confirmar el cumplimiento de las normas correspondientes.
- Reconocer cambios llevados a cabo en obra durante la ejecución del proyecto.

4. JUSTIFICACION

Como parte de la infraestructura que actualmente se construye para el desarrollo habitacional Lomas del Dorado, en el municipio de Boca del Río, Ver., se encuentran los sistemas distribución de agua potable, sanitarias y drenaje pluvial para brindar el servicio de drenaje sanitario y agua potable a cada una de las casas que se vayan a construir, además de desalojar los escurrimientos pluviales del desarrollo.

Dicho proyecto está formado por redes de tuberías de diferentes diámetros, distribuidos de manera estratégica de acuerdo con los planos de proyecto presentados y conciliados con el CAB.

Por lo tanto, es necesario estar al tanto del proceso de dicha instalación para verificar que se estén llevando a cabo correctamente.

.

5. CAPITULO I.

EMPRESA

5.1. ANTECEDENTES HISTÓRICOS

INVERTA se formó en el año 2004 y desde entonces han sido líderes en el mercado de desarrollo inmobiliario. Gracias a su compromiso con la excelencia y la calidad, el equipo de trabajo de la empresa cuenta con experiencia en todo tipo de desarrollos inmobiliarios que abarcan desde fraccionamientos residenciales, centros comerciales, edificios de oficinas hasta departamentos.

Actualmente INVERTA tiene presencia en Monterrey, el Puerto de Veracruz, Poza Rica, Puebla, Xalapa, Coatzacoalcos y Mazatlán.

5.2. MISIÓN

Ofrecer a nuestros clientes desarrollos habitacionales de alta calidad, con excelente ubicación y servicios de primera, garantizando con ello la mayor plusvalía para su inversión.

5.3. VISIÓN

Continuar consolidándonos como una empresa líder y permanecer a la vanguardia en la construcción de desarrollos inmobiliarios integrales, sustentada por la excelencia de sus recursos humanos.

5.4. VALORES

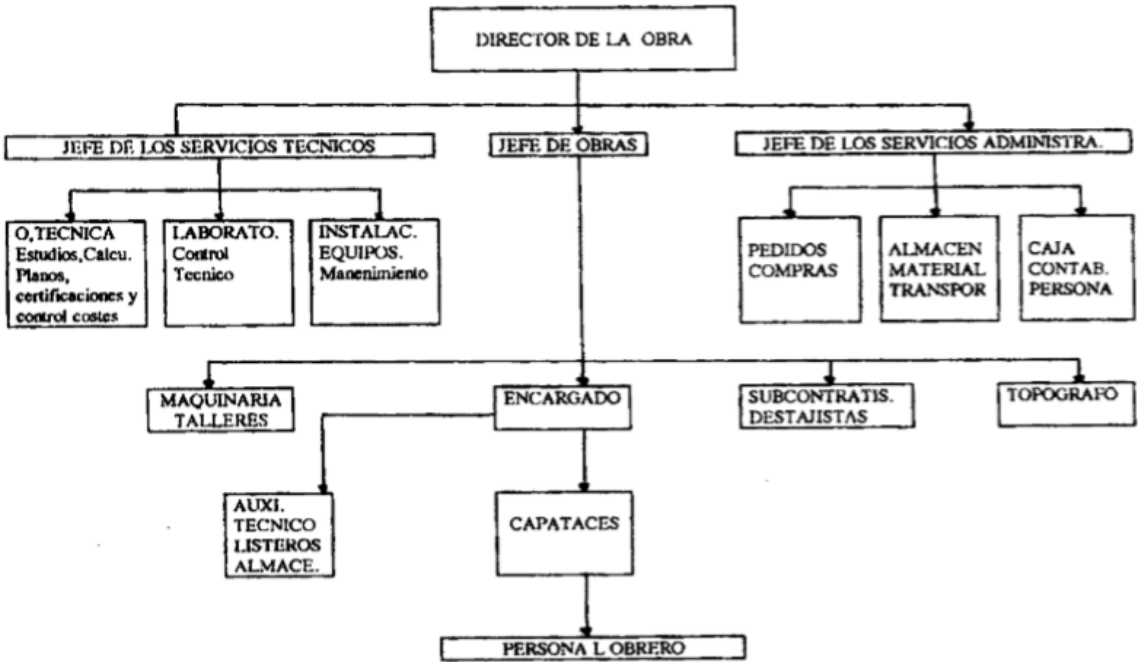
- Enfoque en el desarrollo del negocio a largo plazo sin perder de vista la necesidad de obtener continuamente resultados sólidos para nuestros clientes.
- Buscamos la satisfacción de nuestros clientes sirviéndolos no solo antes y durante el proceso de cada proyecto sino luego de la entrega de los mismos, retándonos continuamente para alcanzar los máximos niveles de calidad en nuestros proyectos.
- Mejora continua hacia la excelencia como forma de trabajar, buscando innovación.

5.5. POLÍTICA DE CALIDAD

La experiencia desarrollada durante nuestra existencia es nuestro respaldo al momento de ofrecer los desarrollos habitacionales con los que contamos.

El desarrollo de INVERTA se ha enfocado en satisfacer las necesidades de los clientes con la finalidad de realizar proyectos y edificaciones que cumplan con los requerimientos de seguridad, calidad, funcionalidad, economía y diseño.

5.6. ORGANIGRAMA



6. CAPITULO II. SISTEMA HIDRAULICO

6.1. DATOS BASICOS DEL PROYECTO

Para la realización del proyecto de agua potable y alcantarillado sanitario del Fraccionamiento Lomas del Dorado, se determinaron los datos básicos de proyectos que a continuación se describen de acuerdo con los lineamientos y normas de la CONAGUA:

6.1.1. PERIODO ECONÓMICO DE PROYECTO.

De acuerdo con el Proyecto de Urbanización de la desarrolladora Inverta Comercial se tiene considerado la construcción de las siguientes viviendas con el equipamiento urbano que se muestra en la **tabla 1**.

FRACCIONAMIENTO	VIVIENDAS	AREA (m2)			
		VERDE	COMERCIO	EQUIPAMIENTO	POZO
Lomas del Dorado	669	5,257.23	8,176.27	15,437.29	210

Tabla 1. Infraestructura a construir en fraccionamiento Lomas del Dorado.

Para este caso no se considerará la determinación del período económico de diseño, dado que únicamente es necesario considerar habitadas el total de viviendas programadas a construir para estos desarrollos, es decir, existe un límite para el crecimiento de la población.

De acuerdo con el tipo de vivienda destinada para este desarrollo habitacional se considera un índice de hacinamiento de 4 habitantes por vivienda, como fundamento para la toma de este valor se realizó el análisis del crecimiento habitacional en la zona conurbada de los municipios de Veracruz, Boca del Río y

Medellín, basados en los datos de crecimiento del INEGI, y en el cual se obtiene el resultado que el índice de hacinamiento (densidad de población) va en disminución.

Se consultaron los datos del censo realizado por el INEGI en el año 2010, en donde para la zona en estudio de manera resumida se muestran los datos en la **tabla 2**:

CENSO NACIONAL DE POBLACION 2010					
VERACRUZ	**ESTADO**	**MPIO. VERACRUZ**	**MPIO. BOCA DEL RIO**	**MPIO. MEDELLIN**	**CONURBADA VERACRUZ, BOCA DEL RIO Y MEDELLIN**
POBLACION	7,643,194	552,156	138,058	59,126	749,340
VIVIENDA	1,943,543	156,463	38,166	18,129	212,758
INDICE DE HACINAMIENTO	3.8	3.4	3.5	3.2	3.52
VIVIENDAS CON	1,385,695	125,190	29,393	14,984	
1 A 4 HAB	69.86%	80.01%	77.01%	82.65%	
VIVIENDAS CON	553,759	30,059	8,321	3,044	
5 A 8 HAB	27.92%	19.21%	21.80%	16.79%	
VIVIENDAS CON	44,089	1,214	452	101	
MAS DE 9 HAB	2.22%	0.78%	1.19%	0.56%	

Tabla 2. Índice de hacinamiento para el estado de Veracruz.

Por lo anterior descrito se considera adecuado para las viviendas a construirse en estos desarrollos, un Índice de Hacinamiento de 4 Hab/Viv. Con este dato y el número total de viviendas a construir se determinó la población de proyecto, mostrada en la **tabla 3**:

FRACCIONAMIENTO	POBLACION DE PROYECTO
Lomas del Dorado	2,676

Tabla 3. Población de proyecto

6.1.2. DETERMINACIÓN DE LAS DOTACIONES DE AGUA.

Se entiende por dotación la cantidad de agua que se asigna a cada habitante para su consumo y servicios que realiza en un día medio anual. Esta dotación está en función del clima, del nivel socioeconómico, sus costumbres, de las medidas de control para evitar fugas o desperdicios y de la medición del suministro (micro medición). Una vez determinadas estas condiciones, se consideran criterios existentes dentro de las normas que para el caso marca la Comisión Nacional del Agua o apoyados en estudios realizados en la zona conurbada.

Para determinar la dotación se tomó en cuenta lo siguiente:

- El clima para la zona conurbada de Veracruz – Boca del Río - Medellín es cálido subhúmedo con lluvias en verano, la temperatura media anual es de 25.3° C, sus temperaturas máximas extremas se dan en el mes de junio con valores de 35 a 40° C, y las mínimas extremas en enero con promedio de 10° C. Por su cercanía con el mar la ciudad está sujeta a efectos de ciclones y vientos del norte en ciertas épocas del año.
- El número de habitantes a considerar para la desarrolladora Inverta Comercial, tal como se determinó en el inciso anterior es de 2,676 Habitantes.
- El Desarrollo Lomas de Dorado está planeado para ser habitado por familias de clase media.
- Para el caso de la red de distribución de agua potable se pretende que el sistema se construya de manera eficiente y con los materiales de la suficiente

calidad que garanticen un mínimo de fugas, por lo que se pueden considerar como despreciables las pérdidas tanto físicas como comerciales.

En base a lo anterior se define la dotación que se utilizará en el presente proyecto de acuerdo a los puntos siguientes:

- Para localidades con estas características, los parámetros editados en el Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (M.A.P.A.S.), establecen de acuerdo al clima cálido subhúmedo una dotación de 203 Lts/hab/día.
- En el Estudio de Evaluación de pérdidas en el sistema de distribución de Agua Potable de la ciudad de Veracruz, realizado por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua en julio de 1991 se determinó que la dotación real para la clase media es de 199 Lts/hab/día.

Para el caso de los desarrollos y de acuerdo con los estudios realizados para la zona y las normas de la CONAGUA y a la clasificación de la dotación de acuerdo al tipo de vivienda, se utilizará para los cálculos del gasto medio de agua potable la dotación que podemos observar en la **tabla 4**:

DESARROLLADORA INVERTA COMERCIAL	DOTACIÓN
Habitacional medio	203 l/hab/día
Áreas verdes	5 l/m^2/día
Área Equipamiento, Comercial e infraestructura.	6 l/m^2/día

Tabla 4. Dotación para el cálculo del gasto medio de agua potable.

Tomando en cuenta los puntos mencionados anteriormente, se tienen las siguientes áreas y población de proyecto observadas en la **tabla 5**:

FRACC.	VIVIENDAS	AREA (m2)			
		VERDE	COMERCIO	EQUIPAMIENTO	POZO
Lomas del Dorado	669	5,257.23	8,176.27	15,437.29	210
Dotación	203 l/hab/día	5 l/m^2/día	6 l/m^2/día	6 l/m^2/día	6 l/m^2/día

Tabla 5. Áreas y dotaciones.

6.2. PROYECTO EJECUTIVO DE AGUA POTABLE

Una vez definidos los datos básicos necesarios se procedió a la elaboración del proyecto ejecutivo para el sistema de abastecimiento y distribución de agua potable, como se detalla a continuación:

6.2.1. GASTOS DE AGUA POTABLE:

Se indican los gastos de agua potable generales para el Fraccionamiento Lomas del Dorado.

- Gasto medio:

Se define así el gasto que en promedio se consume en un día cualquiera del año obteniéndolo de la siguiente manera:

1.2.1.1. Gasto medio habitacional

$$Q_{mh} = \frac{P\ x\ D}{86{,}400}$$

Dónde:

Q_{mh} = Gasto medio habitacional (6.29 l/s.)

P = Población (2,676 hab.)

D = Dotación (203 l/hab/día)

Para el área verde

$$Q_{m.v.} = \frac{AvxD}{86,400}$$

Donde:

Qmv = Gasto medio de área verde (0.30 l/s.)

Ac = Área verde (5,257.23 m2)

D = Dotación (5 l/ m2/día)

Para área equipamiento y pozo

$$Q_{m.e} = \frac{AexD}{86400}$$

Donde:

Q_{me} = Gasto medio de área de equipamiento (1.09 l/s.)

Ae = Área equipamiento (15,647.29 m2)

D = Dotación (6 l/ m2/día)

Para área comercial

$$Q_{m.c.} = \frac{AcxD}{86400}$$

Donde:

Q_{mc} = Gasto medio de área comercial (0.568 l/s.)

Ac = Área comercial (8,176.27 m2)

D = Dotación (6 l/ m2/día)

Aplicando las fórmulas antes mencionadas y sumándolas nos resulta un gasto medio de diseño, como observamos:

$$Qm = Qmh + Qmv + Qme + Qmc$$

$$Qm.dis = 6.29 + 0.30 + 1.09 + 0.568 = 8.25 l/s$$

1.2.1.2. Gasto máximo diario:

El gasto medio suministrado presenta variaciones de un día con respecto a otro, debido a varios factores, como pueden ser las actividades en los hogares de acuerdo a las costumbres, la temperatura, el día de la semana, etc., en base a estudios en varias zonas urbanas del país, se ha determinado que esta variación fluctúa entre 120 y 180%. Por lo que a la variación del consumo máximo diario con respecto al promedio se le llamará “coeficiente de variación diaria”, el cual la Comisión Nacional del Agua establece que para zonas urbanas de las características del Fraccionamiento Lomas del Dorado es de 1.40.

Para obtener el “Gasto Máximo Diario” se multiplica el gasto medio por el “Coeficiente de Variación Diaria”, como podemos observar en la **tabla 6**. Este gasto es con el que se diseña la fuente de abastecimiento y el tanque de regularización. Se representará por $Q_{m.d.}$ y se expresará en l/s.

$$Q_{m.d.} = Qm.X\ C_{v.d.}$$

Dónde:

$Q_{m.d.}$ = Gasto máximo diario (11.55 l/s.)

Q_m = Gasto medio de diseño (8.25 l/s.)
$C_{v.d.}$ = Coeficiente de variación diaria (1.4)

Municipio	Unidad Habitacional	Gasto máximo diario (lt/seg)
Veracruz	Fracc. Lomas del Dorado	11.55

Tabla 6. Gasto máximo diario.

1.2.1.3. Gasto máximo horario:

El gasto máximo diario sufre variaciones en las distintas horas del día, esto debido a que en las horas de mayor actividad (horas pico) se ha observado que se alcanza hasta un 150% del "gasto máximo diario". A esta variación del consumo se le llamará "gasto máximo horario" y al coeficiente con que se afectará al "gasto máximo diario" se le llamará "coeficiente de variación horaria". Se representará por $Q_{m.h.}$ y se expresará en l/s., la Comisión Nacional del Agua establece contemplar un coeficiente de variación horaria de 1.55, y el resultado lo podemos ver en la **tabla núm. 7**.

$$Q_{mh.} = Q_{md.} x\, C_{v.h.}$$

Dónde:
$Q_{m.h.}$ = Gasto máximo horario (17.90 l/s.)
$Q_{m.d.}$ = Gasto máximo diario (11.55 l/s.)
$C_{v.h.}$ = Coeficiente de variación horaria (1.55)

Municipio	Unidad Habitacional	Gasto máximo horario (lt/seg)
Veracruz	Fracc. Lomas del Dorado	17.90

Tabla 7. Gasto máximo horario.

Cabe hacer mención que la simulación se realizó con el programa de cómputo EPANET considerando el gasto máximo diario en cada uno de los nudos y realizando una simulación dinámica de la red de distribución de agua potable.

6.2.2. FUENTE DE ABASTECIMIENTO.

Como se mencionó anteriormente, el Fraccionamiento Lomas del Dorado estará abastecido por dos pozos profundos perforados dentro de la misma zona, los pozos deberán tener la capacidad suficiente para suministrar el gasto máximo diario requerido (11.55 l/s), gasto que se tendrá que corroborar cuando se realice la perforación y aforo de los pozos.

6.2.3. REGULARIZACIÓN

La regularización se diseña con la finalidad de garantizar el abastecimiento de forma continua las 24 hrs. a la población, inclusive cuando se requiera el gasto máximo horario (horas pico), manteniendo una presión adecuada en todos los puntos de la red de distribución.

Para el cálculo de la regulación, en el presente trabajo se utilizará la metodología establecida por la CONAGUA, de acuerdo con la ley de demandas indicada en el libro 4 (datos básicos de proyectos de agua potable y alcantarillado) del MAPAS 2015, en donde con el gasto máximo diario se determina el volumen del tanque de regularización para 24 horas, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$Vol = Q_{md.} x\ C_{r24}$$

Dónde:

Vol = Volumen de regularización en m3.

$Q_{m.d.}$ = Gasto máximo diario (11.55 l/s.)

C_{r24} = Coef. de regularización establecido por la CONAGUA para 24 hrs (11).

Aplicando esta fórmula para el caso del fraccionamiento Lomas del Dorado, se obtiene un volumen de regulación de 127.05 m^3, que se redondeará a 130 m^3 para fines prácticos.

Dado que en la misma zona en donde se construirá el fraccionamiento de Lomas del Dorado se están desarrollando otros fraccionamientos como el de Cumbres Residencial, proyecto de la empresa RUBA, se ve la conveniencia de construir y operar infraestructura de forma común para ambos desarrollos.

Para ello las empresas INVERTA y RUBA, acordaron diseñar y construir los sistemas de abastecimiento, regulación y distribución de forma conjunta, y colocar el tanque de regulación requerido por ambos desarrollos en la parte más alta topográficamente, sitio que corresponde a terrenos de RUBA, en su segunda sección del proyecto de Cumbres Residencial a una elevación de 26 m sobre el nivel medio del mar. Bajo este esquema de funcionamiento conjunto de la infraestructura hidráulica, la fuente de abastecimiento será un pozo de proyecto de Lomas del Dorado con un gasto aproximado de 15 l/s, más el pozo perforado

en Cumbres residencial, con un gasto de 8.50 m/s, los cuales alimentaran al tanque de regulación común.

Para esto se tienen los siguientes datos de proyecto:

DATOS BÁSICOS DE PROYECTO RUBA CUMBRES RESIDENCIAL I	
Número de viviendas	227 viv.
Índice de hacinamiento	5 hab/viv
Pob. De proyecto	1,120 Hab.
Dotación	203 lt/hab/día
Gastos de Proyecto:	
Gasto medio:	3.26 l/s
Gasto medio diario:	4.56 l/s
Gasto medio horario:	7.06 l/s
Vol. de regulación requerido:	50.06 m3

Tabla 9. Datos básicos de proyecto Ruba Cumbres residencial I.

DATOS BÁSICOS DE PROYECTO RUBA CUMBRES RESIDENCIAL II	
Número de viviendas	135 viv.
Índice de hacinamiento	5 hab/viv
Pob. De proyecto	675 Hab.
Dotación	203 lt/hab/día
Gastos de Proyecto:	
Gasto medio:	1.86 l/s
Gasto medio diario:	2.60 l/s
Gasto medio horario:	4.04 l/s
Vol. de regulación requerido:	30.00 m3

Tabla 8. Datos básicos de proyecto Ruba Cumbres Residencial II.

DATOS BÁSICOS DE PROYECTO INVERTA LOMAS DEL DORADO	
Número de viviendas	669 viv.
Índice de hacinamiento	4 hab/viv
Pob. De proyecto	2,676 Hab.
Dotación	203 lt/hab/día
Gastos de Proyecto:	
Gasto medio:	8.25 l/s
Gasto medio diario:	11.55 l/s
Gasto medio horario:	17.90 l/s
Vol. de regulación requerido:	130 m3

Tabla 10. Datos básicos de proyecto Inverta Lomas del Dorado.

Nota: en la tabla correspondiente a los datos del desarrollo de Lomas del Dorado, se están tomando en cuenta los valores para las áreas verdes, comerciales y de equipamiento, de acuerdo a los valores determinados con anterioridad.

Tomando en cuenta estos datos, el volumen de regulación requerido para esta zona es de 210 m^3 (50+30+130) redondeando este valor para la facilidad constructiva se tomará un volumen de 250 m^3. Este esquema de funcionamiento se muestra en la **Lámina 2.1**, anexa al presente informe

Por los niveles requeridos para el buen funcionamiento de la red de distribución de los desarrollos habitacionales, la cota a la que se deberá desplantar este tanque es la 36 m sobre el nivel medio del mar.

En la actualidad, las empresas INVERTA y RUBA se encuentran gestionando la documentación legal procedente para formalizar el presente planteamiento.

6.2.4. LÍNEA DE CONDUCCIÓN

Como se mencionó los pozos abastecerán al tanque de regulación a través de una línea de conducción independiente. La línea de conducción está constituida por el conjunto de conductos, obras y accesorios destinados a transportar el agua procedente del pozo profundo hasta el tanque de regularización. Para el diseño de la línea de conducción se tomaron en cuenta los siguientes factores principales:

6.2.4.1. TOPOGRAFÍA

El tipo y clase de tubería por usar en una conducción depende de las características topográficas de la línea. Es conveniente obtener perfiles que

permitan determinar las presiones que se presentarán a lo largo de la línea, evitando tener bajas presiones de operación, o presiones excesivas.

Por las condiciones físicas de diseño de las rasantes de la zona, no se tienen desniveles considerables en el trazo de la línea de conducción.

6.2.4.2. METODOLOGÍA DE DISEÑO

Los pasos que se siguieron en el diseño de la línea de conducción fueron los siguientes:

6.2.4.3. TRAZO PLANIMÉTRICO

Con el plano de la urbanización de la zona (planimetría) y la planeación de la rasante, se pudo definir el trazo de la línea de conducción.

6.2.4.4. TRAZO ALTIMÉTRICO

Se realizó la nivelación correspondiente del trazo. Por medio de esta representación gráfica podemos conocer las cotas para realizar la simulación de operación de dicha línea y poder determinar los diámetros más óptimos, así como las presiones de operación.

6.2.5. CÁLCULO HIDRÁULICO

Una vez que se definió el trazo planimétrico y altimétrico de las líneas de conducción, así como la altura de la plantilla del tanque de regularización, se procedió a realizar el cálculo del diámetro económico con la finalidad de definir el diámetro y el tipo de tubería más conveniente para las líneas de conducción.

El primer cálculo del diámetro económico fue de la línea de conducción del Pozo (PD-1) al Nudo L16 resultando una tubería PVC-o Biaxial SDR-46 de 150 mm (6") de diámetro, teniendo una Longitud total=694.97m.

Finalmente, el segundo cálculo es donde la línea de conducción cambia de diámetro en el Nudo L16 al Tanque de regularización, resultando una tubería PVC-o Biaxial SDR-46 de 200 mm (8") de diámetro, teniendo una Longitud total= 768.54m.

Los resultados de los cálculos de diámetro económico y las cantidades de obra se muestran en las **tablas 15 y 16**, y el proyecto ejecutivo de las líneas de conducción se muestra en el **Plano LC-1** y **LC-2** que se presenta en el **Anexo A**.

6.2.6. RED DE DISTRIBUCIÓN

El sistema de distribución de agua potable se diseñó mediante una simulación estática con el gasto máximo horario. Mediante la instalación de un variador de frecuencia colocado en el pozo, se garantizará mantener presiones superiores a 1.00 kg/cm^2, para todo el fraccionamiento Lomas del Dorado.

El sistema de distribución es el conjunto de tuberías que se instalarán subterráneamente en las calles y de las que se derivarán las tomas domiciliarias que entregarán el agua a cada vivienda. El sistema de distribución incluye: tuberías, válvulas de seccionamiento, conexiones domiciliarias y líneas principales. Las tuberías que integran la red tienen la capacidad para satisfacer

adecuadamente el consumo destinado a la población del desarrollo habitacional, así como la presión necesaria para dar servicio continuo a todas y cada una de las viviendas.

En función de las características de la planeación para la urbanización del Fraccionamiento y a la dotación que se asignó a los usuarios incluidos dentro de la zona de proyecto, se optó por el diseño de una red con circuitos sectorizados estratégicamente con válvulas de seccionamiento con el objetivo aislar zonas por alguna reparación o mantenimiento, si se presentara el caso.

El diámetro de todas las tuberías se determinó haciendo una simulación estática con el software EPANET, abasteciéndose del pozo profundo mediante un variador y considerando el gasto máximo horario en cada nudo. Para el presente estudio se tomó como dato principal la población del Fraccionamiento totalmente habitado, así como el suministro de las áreas verdes, equipamiento, comercios e infraestructura del pozo, en la **tabla 13** se muestran las demandas determinadas para cada tramo de la Red de Agua Potable.

Se consideró para este desarrollo habitacional la construcción de 669 viviendas, distribuidas en casa-habitación para alojar 2,676 habitantes. Este análisis se realizó trazando las redes de acuerdo al plano de lotificación en proceso de autorización por el H Ayuntamiento de Boca del Río, Ver.

CÁLCULO DEL DIÁMETRO ECONÓMICO PARA LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN A PRESIÓN DEL POZO No. 1 AL NUDO L16.

NOMBRE DEL FRACCIONAMIENTO: LOMAS DEL DORADO
MUNICIPIO: BOCA DEL RÍO
ESTADO: VERACRUZ

DIÁMETRO NOM MM	DIÁMETRO NOM PULG.	ÁREA EN m² (A)	GASTO EN m³/seg (Q)	VELOCIDAD m/seg (V)	LONG. LÍNEA m (L)	(Q^2)	COEF. FRICCIÓN MANNING (n)	CONSTANTE MANNING (K)	PÉRDIDA FRICCIÓN Hf = LQ²K (m)	OTRAS PÉRDIDAS 20% Hf (m)	PÉRD. TOTALES Hf_T = Hf + %Hf (m)	CDT	Q Hf_T (l.p.s.)	Eficiencia 76 n n = 70 %	QHf_T / 76 n H.P. =
101.60	4	0.0081	0.011550	1.42	722.98	0.0001334	0.009	165.15401	15.92867	3.19	19.11	73.64	850.59	53.20	15.99
152.40	6	0.0182	0.011550	0.63	722.98	0.0001334	0.009	18.99922	1.83242	0.37	2.20	56.73	655.22	53.20	12.32
203.20	8	0.0324	0.011550	0.36	722.98	0.0001334	0.009	4.09634	0.39508	0.08	0.47	55.00	635.30	53.20	11.94

NOTA: SE CONSIDERA LA LONGITUD DE LA LINEA, MAS LA TUBERÍA DEL TREN DE DESCARGA DEL POZO No. 1.

CÁLCULO DEL EFECTO "GOLPE DE ARIETE"

PRESIÓN DE TRABAJO EN LA TUBERÍA Kg/cm²	DIÁMETRO NOM (D) EN cm	ESPESOR PARED DE TUBO (e) EN cm	VEL m/s	145V	Ea*D	Et*e	$\frac{Ea*D}{Et*e}$	$1+\frac{Ea*D}{Et*e}$	$\sqrt{1+\frac{Ea*D}{Et*e}}$	SOBREPRESIÓN EN m $Hi=\frac{145V}{\sqrt{1+\frac{Ea*D}{Et*e}}}$	SOBREPRESIÓN ABSORBIDA POR VÁLVULA R.P.=80%Hi	SOBREPRESIÓN ABSORBIDA POR TUBERÍA 20%Hi (m)	CARGA NORMAL DE OPERACIÓN EN m (Ht)	PRESIÓN TOTAL= 20%Hi+CARGA NORMAL DE OPERACIÓN (m)
11.00	10.16	0.252	1.42	206.57	210,007.20	7,081.20	29.66	30.66	5.54	37.31	29.85	7.46	50.64	58.11
11.00	15.24	0.371	0.63	91.81	315,010.80	10,425.10	30.22	31.22	5.59	16.43	13.15	3.29	33.73	37.02
11.00	20.32	0.483	0.36	51.64	420,014.40	13,572.30	30.95	31.95	5.65	9.14	7.31	1.83	32.00	33.83

PVC BIAXIAL SDR 46

Ea = 20,670.00 Kg/cm² Módulo del agua
Et = 28,100.00 Kg/cm² Módulo de elastiidad de las paredes del tubo, para este caso P.V.C. Tipo 1, Grado 1

CÁLCULO DEL COSTO DE CONDUCCIÓN

CONCEPTO	DIÁMETRO: 102 mm 4 pulg CLASE: PVC BIAXIAL SDR 46				DIÁMETRO: 152 mm 6 pulg CLASE: PVC BIAXIAL SDR 46				DIÁMETRO: 203 mm 8 pulg CLASE: PVC BIAXIAL SDR 46			
	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	IMPORTE	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	IMPORTE	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	IMPORTE
LIMPIEZA Y TRAZO	694.98	m²	$ 13.98	$ 9,712.69	792.28	m²	$ 13.98	$ 11,072.47	840.93	m²	$ 13.98	$ 11,752.36
EXCAV. CON EQUIPO DE 0 A 6 M EN SECO	555.98	m³	$ 26.07	$ 14,495.34	703.32	m³	$ 26.07	$ 18,336.60	783.24	m³	$ 26.07	$ 20,420.31
PLANTILLA APISONADA MATERIAL DE BANCO	41.70	m³	$ 176.80	$ 7,372.31	48.65	m³	$ 176.80	$ 8,601.02	52.12	m³	$ 176.80	$ 9,215.38
INST. TUB. DE PVC	694.98	m	$ 9.65	$ 6,706.21	694.98	m	$ 15.97	$ 11,099.18	694.98	m	$ 19.59	$ 13,616.74
PRUEBA HIDROST. DE TUBERÍA	694.98	m	$ 10.13	$ 7,041.88	694.98	m	$ 10.13	$ 7,041.88	694.98	m	$ 12.48	$ 8,676.48
RELLENO COMPACTADO 90% MATERIAL DE EXCA	508.65	m³	$ 103.32	$ 52,553.80	641.99	m³	$ 103.32	$ 66,330.79	708.58	m³	$ 103.32	$ 73,210.62
SUMINISTRO DE TUBERÍA	694.98	m	$ 92.50	$ 64,285.65	694.98	m	$ 201.17	$ 139,806.81	694.98	m	$ 338.83	$ 235,482.39
ACARREO 1ER. KM DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACIÓN	47.33	m³	$ 14.83	$ 701.76	61.33	m³	$ 14.83	$ 909.22	74.66	m³	$ 14.83	$ 1,106.93
COSTO TOTAL DE CONDUCCIÓN				$ 162,869.64				$ 263,197.98				$ 373,481.20

RESUMEN

PRESIÓN DE TRABAJO DE LA TUBERÍA Kg/cm²	DIÁMETRO NOMINAL MM	DIÁMETRO NOMINAL PULG.	H.P.	K.W.H.	COSTO POR HORA BOMBEO $	CARGO ANUAL DE BOMBEO $	COSTO TOTAL DE CONDUCCIÓN	CARGO ANUAL DE AMORTIZACIÓN (CONDUCCIÓN) (10 AÑOS AL 7% ANUAL)	COSTO ANUAL DE BOMBEO PARA OPERACIÓN DE 365 DIAS	COSTO ANUAL DE BOMBEO Y CONSTRUCCIÓN
11.00	101.6	4	15.99	12.07	$ 50.08	$ 438,668.68	$ 162,869.64	$ 23,188.97	$ 461,857.65	$ 601,538.32
11.00	152.40	6	12.32	9.29	$ 38.57	$ 337,910.23	$ 263,197.98	$ 37,473.47	$ 375,383.70	$ 601,108.20
11.00	203.2	8	11.94	9.01	$ 37.40	$ 327,636.25	$ 373,481.20	$ 53,175.32	$ 380,811.57	$ 701,117.45

NOTA 1: EL COSTO CONSIDERADO PARA EL CÁLCULO DEL CARGO ANUAL DE BOMBEO ES EL CONSIDERADO PARA LA ZONA POR LA COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD QUE ES DE $4.15 K.W.H.
NOTA 2: COMO EL FRACCIONADOR NO PEDIRÁ ALGÚN CREDITO Y REALIZARA EL PAGO TOTAL DE LA CONSTRUCCIÓN, SE ANEXA EN LA ULTIMA COLUMNA LA SUMA DEL COSTO DE OPERACIÓN EN UN AÑO, MÁS EL COSTO TOTAL DE LA OBRA.
NOTA 3: EL DIAMETRO QUE RESULTA MAS ECONÓMICO ES EL DE 6 PULGADAS DE DIAMETRO
NOTA 4: POR LO ANTERIOR LA TUBERIA DE 6 PULG. DE DIAMETRO, RESULTA SER LA MAS VIABLE.

Tabla 11. Cálculo del diámetro económico del pozo 1 al nudo l16.

CÁLCULO DEL DIÁMETRO ECONÓMICO PARA LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN A PRESIÓN DEL NUDO L16 AL TANQUE ELEVADO

NOMBRE DEL FRACCIONAMIENTO: LOMAS DEL DORADO
MUNICIPIO: BOCA DEL RÍO
ESTADO: VERACRUZ

DIÁMETRO NOM MM	DIÁMETRO NOM PULG.	ÁREA EN m² (A)	GASTO EN m³/seg (Q)	VELOCIDAD m/seg (V)	LONG. LÍNEA m (L)	(Q²)	COEF. FRICCIÓN MANNING (n)	CONSTANTE MANNING (K)	PÉRDIDA FRICCIÓN Hf = LQ²K (m)	OTRAS PÉRDIDAS 20% Hf (m)	PÉRD. TOTALES Hf_T = Hf + %Hf (m)	CDT	Q Hf_T (l.p.s.)	Eficiencia 76 n n = 70 %	QHf_T H.P. = ____ 76 n
152.40	6	0.0182	0.011550	0.63	783.34	0.0001334	0.009	18.99922	1.98541	0.40	2.38	30.18	348.61	53.20	6.55
203.20	8	0.0324	0.011550	0.36	783.34	0.0001334	0.009	4.09634	0.42807	0.09	0.51	28.31	327.02	53.20	6.15
254.00	10	0.0507	0.011550	0.23	783.34	0.0001334	0.009	1.24607	0.13021	0.03	0.16	27.96	322.89	53.20	6.07

NOTA: SE CONSIDERA LA LONGITUD DE LA LINEA, MAS LA TUBERÍA DE LLEGADA AL TANQUE.

CÁLCULO DEL EFECTO "GOLPE DE ARIETE"

PRESIÓN DE TRABAJO EN LA TUBERÍA Kg/cm²	DIÁMETRO NOM (D) EN cm	ESPESOR PARED DE TUBO (e) EN cm	VEL m/s	145V	Ea*D	Et*e	$\frac{Ea*D}{Et*e}$	$1+\frac{Ea*D}{Et*e}$	$\sqrt{1+\frac{Ea*D}{Et*e}}$	SOBREPRESIÓN EN m $Hi=\frac{145V}{\sqrt{1+\frac{Ea*D}{Et*e}}}$	SOBREPRESIÓN ABSORBIDA POR VÁLVULA R.P.=80%Hi	SOBREPRESIÓN ABSORBIDA POR TUBERÍA 20%Hi (m)	CARGA NORMAL DE OPERACIÓN EN m (Ht)	PRESIÓN TOTAL= 20%Hi+CARGA NORMAL DE OPERACIÓN (m)
11.00	15.24	0.371	0.63	91.81	315,010.80	10,425.10	30.22	31.22	5.59	16.43	13.15	3.29	30.18	33.47
11.00	20.32	0.483	0.36	51.64	420,014.40	13,572.30	30.95	31.95	5.65	9.14	7.31	1.83	28.31	30.14
11.00	25.40	0.602	0.23	33.05	525,018.00	16,916.20	31.04	32.04	5.66	5.84	4.67	1.17	27.96	29.12

PVC BIAXIAL SDR 46

Ea = 20,670.00 Kg/cm² Módulo del agua
Et = 28,100.00 Kg/cm² Módulo de elastiidad de las paredes del tubo, para este caso P.V.C. Tipo 1, Grado 1

CÁLCULO DEL COSTO DE CONDUCCIÓN

CONCEPTO	DIÁMETRO: 152 mm 6 pulg CLASE: PVC BIAXIAL SDR 46				DIÁMETRO: 203 mm 8 pulg CLASE: PVC BIAXIAL SDR 46				DIÁMETRO: 254 mm 10 pulg CLASE: PVC BIAXIAL SDR 46			
	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	IMPORTE	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	IMPORTE	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	IMPORTE
LIMPIEZA Y TRAZO	876.14	m²	$ 13.98	$ 12,244.43	929.93	m²	$ 13.98	$ 12,996.28	983.73	m²	$ 13.98	$ 13,748.14
EXCAV. CON EQUIPO DE 0 A 6 M EN SECO	777.76	m³	$ 26.07	$ 20,277.43	866.14	m³	$ 26.07	$ 22,581.69	959.14	m³	$ 26.07	$ 25,006.16
PLANTILLA APISONADA MATERIAL DE BANCO	53.80	m³	$ 176.80	$ 9,511.40	57.64	m³	$ 176.80	$ 10,190.78	61.48	m³	$ 176.80	$ 10,870.17
INST. TUB. DE PVC	768.54	m	$ 15.97	$ 12,273.97	768.54	m	$ 19.59	$ 15,058.00	768.54	m	$ 24.49	$ 18,822.51
PRUEBA HIDROST. DE TUBERÍA	768.54	m	$ 10.13	$ 7,787.23	768.54	m	$ 12.48	$ 9,594.84	768.54	m	$ 15.25	$ 11,717.16
RELLENO COMPACTADO 90% MATERIAL DE EXCA	709.95	m³	$ 103.32	$ 73,351.56	783.58	m³	$ 103.32	$ 80,959.58	858.71	m³	$ 103.32	$ 88,722.15
SUMINISTRO DE TUBERÍA	768.54	m	$ 201.17	$ 154,604.63	768.54	m	$ 338.83	$ 260,406.97	768.54	m	$ 441.17	$ 339,054.23
ACARREO 1ER. KM DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACIÓN	67.82	m³	$ 14.83	$ 1,005.46	82.56	m³	$ 14.83	$ 1,224.09	100.43	m³	$ 14.83	$ 1,488.91
COSTO TOTAL DE CONDUCCIÓN				$ 291,056.11				$ 413,012.23				$ 509,429.42

RESUMEN

PRESIÓN DE TRABAJO DE LA TUBERÍA Kg/cm²	DIÁMETRO NOMINAL MM	DIÁMETRO NOMINAL PULG.	H.P.	K.W.H.	COSTO POR HORA BOMBEO $	CARGO ANUAL DE BOMBEO $	COSTO TOTAL DE CONDUCCIÓN	CARGO ANUAL DE AMORTIZACIÓN (CONDUCCIÓN) (10 AÑOS AL 7% ANUAL)	COSTO ANUAL DE BOMBEO PARA OPERACIÓN DE 365 DIAS	COSTO ANUAL DE BOMBEO Y CONSTRUCCIÓN
11.00	152.4	6	6.55	4.95	$ 20.52	$ 179,784.39	$ 291,056.11	$ 41,439.84	$ 221,224.23	$ 470,840.50
11.00	203.20	8	6.15	4.64	$ 19.25	$ 168,652.66	$ 413,012.23	$ 58,803.65	$ 227,456.31	$ 581,664.90
11.00	254	10	6.07	4.58	$ 19.01	$ 166,523.65	$ 509,429.42	$ 72,531.29	$ 239,054.94	$ 675,953.07

NOTA 1: EL COSTO CONSIDERADO PARA EL CÁLCULO DEL CARGO ANUAL DE BOMBEO ES EL CONSIDERADO PARA LA ZONA POR LA COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD QUE ES DE $4.15 K.W.H.
NOTA 2: COMO EL FRACCIONADOR NO PEDIRÁ ALGÚN CREDITO Y REALIZARA EL PAGO TOTAL DE LA CONSTRUCCIÓN, SE ANEXA EN LA ULTIMA COLUMNA LA SUMA DEL COSTO DE OPERACIÓN EN UN AÑO, MÁS EL COSTO TOTAL DE LA OBRA.
NOTA 3: A PESAR DE QUE LA TUBERÍA DE 6 PULGADAS ES LA MAS ECONOMICA, SE OPTA POR CONSTRUIRLA CON 8 PULGADAS DE DIAMETRO POR PROBABLES INCORPORACIONES FUTURAS FUERA DEL FRACCIONAMIENTO.
NOTA 4: POR LO ANTERIOR SE CONSTRUIRÁ CON TUBERIA DE 8 PULG. DE DIAMETRO,

Tabla 12. Cálculo del diámetro económico del nudo l16 al tanque elevado.

		ÁREA DE TANQUE Y POZOS:	ÁREA PROPIA COMERCIO.:	ÁREA DE DONACIÓN :	ÁREA DE EQUIPAM.:	ÁREA VERDE.:
I. DE HACINAM.	4.00 HABS. /VIVIENDA					
POBLACION:	2,676.00 Habs.	210.00 m^2	8,176.27 m^2	0.00 m^2	15,437.29 m^2	5,257.23 m^2
DOTACION:	203.00 Lts/Hab/dia	6.00 Lts/m^2/dia	6.00 Lts/m^2/dia	6.00 Lts/m^2/dia	6.00 Lts/m^2/dia	5.00 Lts/m^2/dia

TUBO	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	LONGITUD PROPIA (m)	VIVIENDAS	POBLACIÓN PROPIA (Hab)	ÁREA TANQUE Y POZOS (m^2)	ÁREA DE COMERCIO (m^2)	ÁREA DE DONACIÓN (m^2)	ÁREA DE EQUIPAM. (m^2)	ÁREA VERDE (m^2)	GASTO (l/s) MEDIO	MAXIMO DIARIO	MAXIMO HORARIO
p119	T.E	D1	10.75	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p180	D1	D2	30.47	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p102	D2	D2A	39.46	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p99	D2A	D3	140.32	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	D3	D4	1.70	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
9	D4	D4A	38.42	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p101	D4A	D5	103.38	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p100	D5	D6	139.06	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p152	D6	D6A	156.42	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
8	D6A	D7	77.49	0	0	0.00	0.00	0.00	336.66	0.00	0.0234	0.0328	0.0508
p97	D7	D8	30.47	0	0	0.00	0.00	0.00	336.66	0.00	0.0234	0.0328	0.0508
p98	D8	D9	4.56	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p74	D9	D10	33.31	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p96	D10	D11	3.00	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p95	D11	D12	27.00	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p91	D12	D13	49.70	2	8	0.00	0.00	0.00	0.00	769.37	0.0633	0.0886	0.1373
p92	D13	D14	16.15	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	231.97	0.0134	0.0188	0.0291
p93	D14	D15	18.33	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	197.25	0.0114	0.0160	0.0248
p94	D15	D16	6.33	1	4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0094	0.0132	0.0205
p87	D16	D19	109.33	21	84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.1974	0.2764	0.4284
p90	D12	D17	30.00	2	8	0.00	0.00	0.00	0.00	209.40	0.0309	0.0433	0.0671
p89	D17	D18	40.68	6	24	0.00	0.00	0.00	0.00	289.39	0.0731	0.1023	0.1586
p88	D18	D19	37.86	5	20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0470	0.0658	0.1020
p84	D11	D20	111.76	0	0	0.00	0.00	0.00	2,027.94	0.00	0.1408	0.1971	0.3055
p195	D20	D21	18.22	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p86	D21	D22	106.55	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p80	D22	D23	204.90	14	56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.1316	0.1842	0.2855
p79	D23	D24	46.36	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p72	D25	D31	91.16	13	52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.1222	0.1711	0.2652
p78	D25	D26	19.43	3	12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0282	0.0395	0.0612
p77	D26	D27	23.06	2	8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0188	0.0263	0.0408
p76	D27	D28	12.00	1	4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0094	0.0132	0.0205
p71	D28	D29	91.98	18	72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.1692	0.2369	0.3672
p69	D30	D29	22.93	3	12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0282	0.0395	0.0612
p70	D31	D30	31.37	3	12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0282	0.0395	0.0612
p68	D32	D31	103.25	13	52	0.00	0.00	0.00	339.04	0.00	0.1457	0.2040	0.3162
p114	D32	D33	25.02	1	4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0094	0.0132	0.0205
p75	D24	D25	87.27	9	36	0.00	0.00	0.00	339.04	0.00	0.1081	0.1513	0.2345
p83	D24	D34	3.34	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p82	D34	D35	50.33	5	20	0.00	0.00	0.00	106.63	0.00	0.0544	0.0762	0.1181
p81	D35	D33	5.91	1	4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0094	0.0132	0.0205
p43	D23	D36	61.80	5	20	0.00	0.00	0.00	331.53	0.00	0.0700	0.0980	0.1519
p42	D36	D37	9.52	2	8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0188	0.0263	0.0408
p39	D37	D38	128.80	11	44	0.00	0.00	0.00	1,894.90	0.00	0.2350	0.3290	0.5100
p19	D38	D39	48.50	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p14	D39	D40	70.11	6	24	0.00	0.00	0.00	710.67	0.00	0.1057	0.1480	0.2294
p12	D40	D41	72.44	5	20	0.00	0.00	0.00	494.11	0.00	0.0813	0.1138	0.1764
p10	D41	D45	57.50	5	20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0470	0.0658	0.1020
p13	D40	D42	49.61	6	24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0564	0.0790	0.1225
p18	D42	D43	12.52	1	4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0094	0.0132	0.0205
p17	D43	D44	7.28	1	4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0094	0.0132	0.0205
p15	D45	D44	64.35	12	48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.1128	0.1579	0.2447
p16	D46	D45	56.20	6	24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0564	0.0790	0.1225
p20	D39	D47	27.58	2	8	0.00	0.00	0.00	234.64	0.00	0.0351	0.0491	0.0761
p6	D47	D48	45.97	4	16	0.00	0.00	0.00	247.78	0.00	0.0548	0.0767	0.1189
p11	D48	D41	73.64	8	32	0.00	0.00	0.00	754.99	0.00	0.1276	0.1786	0.2768
p7	D48	D49	53.00	5	20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0470	0.0658	0.1020
p2	D49	D46	112.55	25	100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.2350	0.3290	0.5100
p3	D51	D49	49.00	5	20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0470	0.0658	0.1020
p117	D47	D50	51.05	6	24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0564	0.0790	0.1225
p8	D50	D51	84.77	15	60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.1410	0.1974	0.3060

		ÁREA DE TANQUE Y POZOS:	ÁREA PROPIA COMERCIO.:	ÁREA DE DONACIÓN :	ÁREA DE EQUIPAM.:	ÁREA VERDE.:
I. DE HACINAM.	4.00 HABS. /VIVIENDA					
POBLACION:	2,676.00 Habs.	210.00 m^2	8,176.27 m^2	0.00 m^2	15,437.29 m^2	5,257.23 m^2
DOTACION:	203.00 Lts/Hab/dia	6.00 Lts/m^2/dia	6.00 Lts/m^2/dia	6.00 Lts/m^2/dia	6.00 Lts/m^2/dia	5.00 Lts/m^2/dia

TUBO	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	LONGITUD PROPIA (m)	VIVIENDAS	POBLACIÓN PROPIA (Hab)	ÁREA TANQUE Y POZOS (m^2)	ÁREA DE COMERCIO (m^2)	ÁREA DE DONACIÓN (m^2)	ÁREA DE EQUIPAM. (m^2)	ÁREA VERDE (m^2)	GASTO (l/s) MEDIO	MAXIMO DIARIO	MAXIMO HORARIO
p4	D53	D51	55.00	6	24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0564	0.0790	0.1225
p21	D50	D52	56.73	7	28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0658	0.0921	0.1428
p9	D52	D53	70.95	11	44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.1034	0.1448	0.2244
p118	D52	D54	103.65	11	44	0.00	0.00	0.00	0.00	786.08	0.1489	0.2085	0.3232
p197	D54	D55	38.19	0	0	0.00	2,482.70	0.00	0.00	143.30	0.1807	0.2530	0.3922
p5	D55	D53	88.41	10	40	0.00	0.00	0.00	0.00	786.09	0.1395	0.1953	0.3027
7	D54A	D54	3.06	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p22	D38	D56	62.86	5	20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0470	0.0658	0.1020
p112	D56	D57	180.99	16	64	0.00	0.00	0.00	0.00	138.48	0.1584	0.2218	0.3438
p199	D57	D54A	49.25	0	0	0.00	1,316.10	0.00	0.00	138.48	0.0994	0.1392	0.2158
p113	D9	D59	186.89	13	52	0.00	0.00	0.00	336.66	0.00	0.1456	0.2038	0.3159
p111	D59	D23	19.19	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p41	D59	D60	47.50	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p63	D60	D61	27.98	1	4	0.00	0.00	0.00	79.12	0.00	0.0149	0.0209	0.0324
3	D61	D62A	66.32	14	56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.1316	0.1842	0.2855
p54	D62A	D62	9.65	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p67	D62	D67	105.28	11	44	0.00	0.00	0.00	0.00	259.55	0.1184	0.1658	0.2570
p62	D62A	D69	87.82	11	44	0.00	0.00	0.00	0.00	259.55	0.1184	0.1658	0.2570
p51	D68	D69	45.87	7	28	0.00	0.00	0.00	336.66	0.00	0.0892	0.1249	0.1936
p50	D67	D68	29.32	2	8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0188	0.0263	0.0408
p49	D66	D67	47.94	6	24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0564	0.0790	0.1225
p53	D61	D63	46.51	0	0	0.00	0.00	0.00	484.95	0.00	0.0337	0.0472	0.0732
p47	D63	D66	162.34	35	140	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3289	0.4605	0.7138
p52	D63	D64	59.00	0	0	0.00	0.00	0.00	733.41	0.00	0.0509	0.0713	0.1105
p44	D64	D65	150.49	33	132	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3101	0.4341	0.6729
p48	D65	D66	60.18	7	28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0658	0.0921	0.1428
p57	D60	D73	12.20	1	4	0.00	0.00	0.00	38.94	0.00	0.0121	0.0169	0.0262
p58	D73	D74	71.35	8	32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0752	0.1053	0.1632
p60	D79	D74	6.50	1	4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0094	0.0132	0.0205
p59	D78	D79	9.82	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p61	D77	D78	3.39	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p56	D76	D77	72.37	15	60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.1410	0.1974	0.3060
p46	D75	D76	55.00	7	28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0658	0.0921	0.1428
p55	D73	D75	95.82	9	36	0.00	0.00	0.00	685.22	0.00	0.1322	0.1851	0.2869
p45	D75	D64	41.00	4	16	0.00	0.00	0.00	110.71	0.00	0.0453	0.0634	0.0983
p40	D59	D80	126.56	12	48	0.00	0.00	0.00	1,962.59	0.00	0.2491	0.3487	0.5405
p1	D80	D81	137.26	11	44	0.00	0.00	0.00	307.14	0.00	0.1247	0.1746	0.2706
p110	D56	D81	15.70	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p24	D81	D82	47.56	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p36	D82	D83	36.75	2	8	0.00	0.00	0.00	265.55	0.00	0.0372	0.0521	0.0808
p26	D83	D84	84.93	8	32	0.00	0.00	0.00	794.35	0.00	0.1303	0.1824	0.2827
p30	D84	D88	49.00	5	20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0470	0.0658	0.1020
p27	D87	D88	78.04	14	56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.1316	0.1842	0.2855
p29	D88	D89	59.00	7	28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0658	0.0921	0.1428
p28	D89	D90	69.37	13	52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.1222	0.1711	0.2652
p37	D83	D85	24.57	3	12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0282	0.0395	0.0612
p115	D85	D86	13.56	2	8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0188	0.0263	0.0408
p116	D86	D87	13.07	1	4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0094	0.0132	0.0205
p38	D87	D90	61.26	6	24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0564	0.0790	0.1225
p34	D82	D91	19.26	2	8	0.00	0.00	0.00	76.34	0.00	0.0241	0.0337	0.0522
p25	D91	D92	74.66	6	24	0.00	0.00	0.00	748.28	0.00	0.1084	0.1518	0.2353
p31	D92	D84	55.00	6	24	0.00	0.00	0.00	322.78	0.00	0.0788	0.1103	0.1710
p32	D92	D93	143.79	26	104	210.00	0.00	0.00	0.00	134.38	0.2667	0.3734	0.5788
p35	D91	D94	156.83	26	104	0.00	0.00	0.00	0.00	459.61	0.2709	0.3793	0.5879
p196	D94	D93	49.23	0	0	0.00	2,909.61	0.00	0.00	234.06	0.2156	0.3018	0.4678
p23	D81	D95	180.46	15	60	0.00	0.00	0.00	0.00	110.13	0.1473	0.2062	0.3196
p200	D95	D94A	48.11	0	0	0.00	1,467.86	0.00	0.00	110.14	0.1083	0.1516	0.2350
4	D94A	D94	2.55	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
5	D95	D95A	1.50	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
p198	D95A	D57A	12.03	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
6	D57A	D57	3.18	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
SUMA			**7,127.27**	**669**	**2,676**	**210.00**	**8,176.27**	**0.00**	**15,437.29**	**5,257.23**	**8.25**	**11.55**	**17.90**

Tabla 13. Cálculo de demanda por cada tramo de la red de agua potable.

PRESIÓN O CARGA DE ENTREGA.

La presión mínima se cumple para todo el Fraccionamiento de acuerdo a las especificaciones de proyecto de la CONAGUA para el diseño de la red de agua potable la cual será mayor a 1 kg/cm2.

Se usarán tuberías en sus distintos diámetros de material de PVC-O BIAXIAL (en diámetros de 4” a 8”), con un coeficiente de fricción de Darcy – Wesbach de 0.0015.

Como la tubería trabaja a presión, él calculo hidráulico de la red consistirá en utilizar la carga disponible para vencer las perdidas por fricción únicamente, ya que en este tipo de obras las perdidas secundarias son muy pequeñas.

El balanceo de la red de distribución se realizó mediante una simulación estática con el programa de cómputo (Epanet) utilizando la fórmula de Darcy – Weisbach para el cálculo de las pérdidas por fricción y determinar las cargas disponibles en cada uno de los nudos.

De esta manera, se realizó la simulación dinámica de la red de distribución de agua potable determinando los diámetros de las tuberías, garantizando el

suministro a cada una de las viviendas que conforman el Fraccionamiento Lomas del Dorado.

Finalmente, con los resultados obtenidos en el balanceo de la red se determinó que:

- El resultado de los gastos, velocidades, pérdidas unitarias y diámetros de cada uno de los tramos de tubería se muestran en la **tabla 14**.
- Así mismo los resultados de las cantidades de tubería y de obra por cada uno de los tramos se indican en la **tabla 15**.
- En la **tabla 16** se muestran las cargas disponibles resultantes en cada uno de los nudos de la red donde se puede observar claramente la carga disponible en cada nudo es mayor a 1.0 kg/cm² (10 mca).
- En la **ilustración 1** se muestran los resultados de los diámetros, número de líneas y número de nudos.
- En la **ilustración 2** se muestra la Presión en cada uno de los nudos y gastos en líneas.

Tramo de Tubo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Perdidas por Fricción (m/km)	Perdidas por Tramo (m)
Tubería p92	16.15	100	0.31	0.04	0.03	0.0005
Tubería p91	49.7	100	0.45	0.06	0.06	0.0030
Tubería p88	37.86	100	0.29	0.04	0.03	0.0011
Tubería p89	40.68	100	0.45	0.06	0.06	0.0024
Tubería p90	30	100	0.52	0.07	0.08	0.0024
Tubería p93	18.33	100	0.28	0.04	0.03	0.0005
Tubería p114	25.02	100	0.55	0.07	0.09	0.0023
Tubería p112	180.99	100	1.39	0.18	0.43	0.0778
Tubería p110	15.7	100	0.01	0	0	0.0000
Tubería p94	6.33	100	0.26	0.03	0.02	0.0001
Tubería p95	27	100	0.97	0.12	0.23	0.0062
Tubería p79	46.36	100	1.59	0.2	0.54	0.0250
Tubería p80	204.9	100	1.39	0.18	0.43	0.0881
Tubería p78	19.43	100	0.36	0.05	0.04	0.0008
Tubería p76	12	100	0.26	0.03	0.02	0.0002
Tubería p77	23.06	100	0.3	0.04	0.03	0.0007
Tubería p81	5.91	100	0.59	0.08	0.1	0.0006
Tubería p86	106.55	100	1.39	0.18	0.43	0.0458
Tubería p87	109.33	100	0.24	0.03	0.02	0.0022
Tubería p84	111.76	100	1.69	0.22	0.6	0.0671
Tubería p82	50.33	100	0.71	0.09	0.13	0.0065
Tubería p83	3.34	100	0.71	0.09	0.13	0.0004
Tubería p115	13.56	100	0.68	0.09	0.12	0.0016
Tubería p198	12.03	100	0.1	0.01	0	0.0000
Tubería p197	38.19	100	0.49	0.06	0.07	0.0027
Tubería p199	49.25	100	1.14	0.15	0.3	0.0148
Tubería p200	48.11	100	0.98	0.12	0.23	0.0111
Tubería p196	49.23	100	0.68	0.09	0.13	0.0064
Tubería p195	18.22	100	1.39	0.18	0.43	0.0078
Tubería 7	3.06	100	0.93	0.12	0.21	0.0006
Tubería 6	3.18	100	0.1	0.01	0	0.0000
Tubería p118	103.65	100	0.12	0.02	0	0.0000
Tubería p116	13.07	100	0.64	0.08	0.11	0.0014
Tubería p117	51.05	100	0.89	0.11	0.2	0.0102
Tubería 5	1.5	100	0.1	0.01	0	0.0000
Tubería 4	2.55	100	0.74	0.09	0.14	0.0004
Tubería 3	66.32	100	1.25	0.16	0.35	0.0232
Tubería p75	87.27	100	0.87	0.11	0.19	0.0166
Tubería p27	78.04	100	0.27	0.03	0.02	0.0016
Tubería p26	84.93	100	0.53	0.07	0.08	0.0068
Tubería p29	59	100	0.19	0.02	0.01	0.0006
Tubería p28	69.37	100	0.04	0.01	0	0.0000
Tubería p25	74.66	100	0.82	0.1	0.17	0.0127
Tubería p22	62.86	100	1.5	0.19	0.49	0.0308
Tubería p21	56.73	100	0.35	0.04	0.04	0.0023
Tubería p24	47.56	100	2.76	0.35	1.42	0.0675
Tubería p23	180.46	100	1.39	0.18	0.43	0.0776
Tubería p30	49	100	0.3	0.04	0.03	0.0015
Tubería p38	61.26	100	0.34	0.04	0.04	0.0025
Tubería p37	24.57	100	0.74	0.09	0.14	0.0034
Tubería p40	126.56	100	4.95	0.63	4.02	0.5088
Tubería p39	128.8	100	5.25	0.67	4.46	0.5744
Tubería p36	36.75	100	1.35	0.17	0.41	0.0151
Tubería p32	143.79	100	0.36	0.05	0.04	0.0058
Tubería p31	55	100	0.22	0.03	0.01	0.0006
Tubería p35	156.83	100	0.53	0.07	0.08	0.0125
Tubería p34	19.26	100	1.4	0.18	0.44	0.0085
Tubería p20	27.58	100	1.91	0.24	0.75	0.0207
Tubería p7	53	100	0.54	0.07	0.08	0.0042
Tubería p6	45.97	100	0.94	0.12	0.22	0.0101
Tubería p9	70.95	100	0.33	0.04	0.04	0.0028
Tubería p8	84.77	100	0.42	0.05	0.05	0.0042

Tramo de Tubo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Perdidas por Fricción (m/km)	Perdidas por Tramo (m)
Tubería p5	88.41	100	0.09	0.01	0	0.0000
Tubería p2	112.55	100	0.21	0.03	0.01	0.0011
Tubería p1	137.26	100	4.41	0.56	3.27	0.4488
Tubería p4	55	100	0.11	0.01	0	0.0000
Tubería p3	49	100	0.12	0.02	0.01	0.0005
Tubería p10	57.5	100	0.32	0.04	0.03	0.0017
Tubería p17	7.28	100	0.47	0.06	0.06	0.0004
Tubería p16	56.2	100	0.3	0.04	0.03	0.0017
Tubería p19	48.5	100	3.23	0.41	1.89	0.0917
Tubería p18	12.52	100	0.49	0.06	0.07	0.0009
Tubería p15	64.35	100	0.2	0.03	0.01	0.0006
Tubería p12	72.44	100	0.49	0.06	0.07	0.0051
Tubería p11	73.64	100	0.29	0.04	0.03	0.0022
Tubería p14	70.11	100	1.32	0.17	0.39	0.0273
Tubería p13	49.61	100	0.61	0.08	0.1	0.0050
Tubería p58	71.35	100	0.86	0.11	0.19	0.0136
Tubería p57	12.2	100	1.79	0.23	0.67	0.0082
Tubería p60	6.5	100	0.67	0.09	0.12	0.0008
Tubería p59	9.82	100	0.67	0.09	0.12	0.0012
Tubería p56	72.37	100	0.37	0.05	0.04	0.0029
Tubería p53	46.51	100	0.88	0.11	0.19	0.0088
Tubería p52	59	100	0.1	0.01	0	0.0000
Tubería p55	95.82	100	0.91	0.12	0.2	0.0192
Tubería p54	9.65	100	0.45	0.06	0.06	0.0006
Tubería p70	31.37	100	0.25	0.03	0.02	0.0006
Tubería p69	22.93	100	0.19	0.02	0.01	0.0002
Tubería p72	91.16	100	0.28	0.04	0.03	0.0027
Tubería p71	91.98	100	0.24	0.03	0.01	0.0009
Tubería p68	103.24	100	0.55	0.07	0.09	0.0093
Tubería p62	87.82	100	0.51	0.07	0.08	0.0070
Tubería p61	3.39	100	0.67	0.09	0.12	0.0004
Tubería p67	105.28	100	0.45	0.06	0.06	0.0063
Tubería p63	27.98	100	2.16	0.27	0.92	0.0257
Tubería p48	60.18	100	0.06	0.01	0	0.0000
Tubería p47	162.34	100	0.71	0.09	0.13	0.0211
Tubería p50	29.32	100	0.02	0	0	0.0000
Tubería p49	47.94	100	0.09	0.01	0	0.0000
Tubería p46	55	100	0.23	0.03	0.01	0.0006
Tubería p43	61.8	100	5.44	0.69	4.76	0.2942
Tubería p42	9.52	100	5.29	0.67	4.52	0.0430
Tubería p45	41	100	0.84	0.11	0.18	0.0074
Tubería p44	150.49	100	0.73	0.09	0.14	0.0211
Tubería p51	45.87	100	0.06	0.01	0	0.0000
Tubería p74	33.31	150	2.66	0.15	0.19	0.0063
Tubería p41	47.5	150	3.95	0.22	0.39	0.0185
Tubería p96	3	150	2.66	0.15	0.19	0.0006
Tubería p111	19.19	150	5.92	0.34	0.8	0.0154
Tubería p97	30.47	200	17.84	0.57	1.44	0.0439
Tubería 9	38.42	200	24.96	0.79	2.63	0.1010
Tubería p98	4.56	200	17.79	0.57	1.43	0.0065
Tubería 8	77.5	200	17.9	0.57	1.45	0.1124
Tubería 2	1.7	200	24.96	0.79	2.63	0.0045
Tubería p113	186.89	200	15.13	0.48	1.07	0.2000
Tubería p102	39.46	200	24.96	0.79	2.63	0.1038
Tubería p180	30.47	200	24.96	0.79	2.63	0.0801
Tubería p152	156.42	200	17.9	0.57	1.45	0.2268
Tubería p99	140.32	200	24.96	0.79	2.63	0.3690
Tubería p119	10.75	200	24.96	0.79	2.63	0.0283
Tubería p101	103.38	200	24.96	0.79	2.63	0.2719
Tubería p100	139.06	200	24.96	0.79	2.63	0.3657

Tabla 14. Resultado de gastos, velocidades y diámetros por cada tramo de la red de agua potable.

Tramo de Tubo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Vol. De excav. (m3)	vol. De plant. (m3)	Vol. De rell. (m3)	Vol. de acarreo (m3)
Tubería p92	16.15	100	14.57	0.97	7.98	6.58
Tubería p91	49.7	100	44.83	2.98	24.57	20.26
Tubería p88	37.86	100	34.15	2.27	18.72	15.43
Tubería p89	40.68	100	36.69	2.44	20.11	16.58
Tubería p90	30	100	27.06	1.80	14.83	12.23
Tubería p93	18.33	100	16.53	1.10	9.06	7.47
Tubería p114	25.02	100	22.57	1.50	12.37	10.20
Tubería p112	180.99	100	163.25	10.86	89.48	73.77
Tubería p110	15.7	100	14.16	0.94	7.76	6.40
Tubería p94	6.33	100	5.71	0.38	3.13	2.58
Tubería p95	27	100	24.35	1.62	13.35	11.01
Tubería p79	46.36	100	41.82	2.78	22.92	18.90
Tubería p80	204.9	100	184.82	12.29	101.30	83.52
Tubería p78	19.43	100	17.53	1.17	9.61	7.92
Tubería p76	12	100	10.82	0.72	5.93	4.89
Tubería p77	23.06	100	20.80	1.38	11.40	9.40
Tubería p81	5.91	100	5.33	0.35	2.92	2.41
Tubería p86	106.55	100	96.11	6.39	52.68	43.43
Tubería p87	109.33	100	98.62	6.56	54.05	44.56
Tubería p84	111.76	100	100.81	6.71	55.25	45.55
Tubería p82	50.33	100	45.40	3.02	24.88	20.51
Tubería p83	3.34	100	3.01	0.20	1.65	1.36
Tubería p115	13.56	100	12.23	0.81	6.70	5.53
Tubería p198	12.03	100	10.85	0.72	5.95	4.90
Tubería p197	38.19	100	34.45	2.29	18.88	15.57
Tubería p199	49.25	100	44.42	2.96	24.35	20.07
Tubería p200	48.11	100	43.40	2.89	23.79	19.61
Tubería p196	49.23	100	44.41	2.95	24.34	20.07
Tubería p195	18.22	100	16.43	1.09	9.01	7.43
Tubería 7	3.06	100	2.76	0.18	1.51	1.25
Tubería 6	3.18	100	2.87	0.19	1.57	1.30
Tubería p118	103.65	100	93.49	6.22	51.24	42.25
Tubería p116	13.07	100	11.79	0.78	6.46	5.33
Tubería p117	51.05	100	46.05	3.06	25.24	20.81
Tubería 5	1.5	100	1.35	0.09	0.74	0.61
Tubería 4	2.55	100	2.30	0.15	1.26	1.04
Tubería 3	66.32	100	59.82	3.98	32.79	27.03
Tubería p75	87.27	100	78.72	5.24	43.15	35.57
Tubería p27	78.04	100	70.39	4.68	38.58	31.81
Tubería p26	84.93	100	76.61	5.10	41.99	34.62
Tubería p29	59	100	53.22	3.54	29.17	24.05
Tubería p28	69.37	100	62.57	4.16	34.30	28.28
Tubería p25	74.66	100	67.34	4.48	36.91	30.43
Tubería p22	62.86	100	56.70	3.77	31.08	25.62
Tubería p21	56.73	100	51.17	3.40	28.05	23.12
Tubería p24	47.56	100	42.90	2.85	23.51	19.39
Tubería p23	180.46	100	162.77	10.83	89.22	73.56
Tubería p30	49	100	44.20	2.94	24.23	19.97
Tubería p38	61.26	100	55.26	3.68	30.29	24.97
Tubería p37	24.57	100	22.16	1.47	12.15	10.01
Tubería p40	126.56	100	114.16	7.59	62.57	51.59
Tubería p39	128.8	100	116.18	7.73	63.68	52.50

Tramo de Tubo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Vol. De excav. (m3)	vol. De plant. (m3)	Vol. De rell. (m3)	Vol. de acarreo (m3)
Tubería p36	36.75	100	33.15	2.21	18.17	14.98
Tubería p32	143.79	100	129.70	8.63	71.09	58.61
Tubería p31	55	100	49.61	3.30	27.19	22.42
Tubería p35	156.83	100	141.46	9.41	77.54	63.93
Tubería p34	19.26	100	17.37	1.16	9.52	7.85
Tubería p20	27.58	100	24.88	1.65	13.64	11.24
Tubería p7	53	100	47.81	3.18	26.20	21.60
Tubería p6	45.97	100	41.46	2.76	22.73	18.74
Tubería p9	70.95	100	64.00	4.26	35.08	28.92
Tubería p8	84.77	100	76.46	5.09	41.91	34.55
Tubería p5	88.41	100	79.75	5.30	43.71	36.04
Tubería p2	112.55	100	101.52	6.75	55.64	45.88
Tubería p1	137.26	100	123.81	8.24	67.86	55.95
Tubería p4	55	100	49.61	3.30	27.19	22.42
Tubería p3	49	100	44.20	2.94	24.23	19.97
Tubería p10	57.5	100	51.87	3.45	28.43	23.44
Tubería p17	7.28	100	6.57	0.44	3.60	2.97
Tubería p16	56.2	100	50.69	3.37	27.78	22.91
Tubería p19	48.5	100	43.75	2.91	23.98	19.77
Tubería p18	12.52	100	11.29	0.75	6.19	5.10
Tubería p15	64.35	100	58.04	3.86	31.81	26.23
Tubería p12	72.44	100	65.34	4.35	35.81	29.53
Tubería p11	73.64	100	66.42	4.42	36.41	30.02
Tubería p14	70.11	100	63.24	4.21	34.66	28.58
Tubería p13	49.61	100	44.75	2.98	24.53	20.22
Tubería p58	71.35	100	64.36	4.28	35.27	29.08
Tubería p57	12.2	100	11.00	0.73	6.03	4.97
Tubería p60	6.5	100	5.86	0.39	3.21	2.65
Tubería p59	9.82	100	8.86	0.59	4.85	4.00
Tubería p56	72.37	100	65.28	4.34	35.78	29.50
Tubería p53	46.51	100	41.95	2.79	22.99	18.96
Tubería p52	59	100	53.22	3.54	29.17	24.05
Tubería p55	95.82	100	86.43	5.75	47.37	39.06
Tubería p54	9.65	100	8.70	0.58	4.77	3.93
Tubería p70	31.37	100	28.30	1.88	15.51	12.79
Tubería p69	22.93	100	20.68	1.38	11.34	9.35
Tubería p72	91.16	100	82.23	5.47	45.07	37.16
Tubería p71	91.98	100	82.97	5.52	45.47	37.49
Tubería p68	103.24	100	93.12	6.19	51.04	42.08
Tubería p62	87.82	100	79.21	5.27	43.42	35.80
Tubería p61	3.39	100	3.06	0.20	1.68	1.38
Tubería p67	105.28	100	94.96	6.32	52.05	42.91
Tubería p63	27.98	100	25.24	1.68	13.83	11.40
Tubería p48	60.18	100	54.28	3.61	29.75	24.53
Tubería p47	162.34	100	146.43	9.74	80.26	66.17
Tubería p50	29.32	100	26.45	1.76	14.50	11.95
Tubería p49	47.94	100	43.24	2.88	23.70	19.54
Tubería p46	55	100	49.61	3.30	27.19	22.42
Tubería p43	61.8	100	55.74	3.71	30.55	25.19
Tubería p42	9.52	100	8.59	0.57	4.71	3.88
Tubería p45	41	100	36.98	2.46	20.27	16.71
Tubería p44	150.49	100	135.74	9.03	74.40	61.34
Tubería p51	45.87	100	41.37	2.75	22.68	18.70
Tubería p74	33.31	150	33.71	2.33	18.30	15.41
Tubería p41	47.5	150	48.07	3.33	26.09	21.98
Tubería p96	3	150	3.04	0.21	1.65	1.39
Tubería p111	19.19	150	19.42	1.34	10.54	8.88

Tramo de Tubo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Vol. De excav. (m3)	vol. De plant. (m3)	Vol. De rell. (m3)	Vol. de acarreo (m3)
Tubería p97	30.47	200	34.34	2.29	18.91	15.43
Tubería 9	38.42	200	43.30	2.88	23.84	19.46
Tubería p98	4.56	200	5.14	0.34	2.83	2.31
Tubería 8	77.5	200	87.34	5.81	48.09	39.25
Tubería 2	1.7	200	1.92	0.13	1.05	0.86
Tubería p113	186.89	200	210.63	14.02	115.98	94.65
Tubería p102	39.46	200	44.47	2.96	24.49	19.98
Tubería p180	30.47	200	34.34	2.29	18.91	15.43
Tubería p152	156.42	200	176.29	11.73	97.07	79.22
Tubería p99	140.32	200	158.14	10.52	87.08	71.06
Tubería p119	10.75	200	12.12	0.81	6.67	5.44
Tubería p101	103.38	200	116.51	7.75	64.15	52.35
Tubería p100	139.06	200	156.72	10.43	86.30	70.42
SUMA	**7,127.27**		**6,656.02**	**443.05**	**3,650.37**	**3,005.63**

RESUMEN

Diam. (in)	Longitud (m)	Vol. De excav. (m3)	vol. De plant. (m3)	Vol. De rell. (m3)	Vol. De acarreo (m3)	Limpieza y Trazo (m2)
4	6,064.87	5,470.52	363.88	2,998.42	2,472.11	6,307.46
6	103.00	104.24	7.21	56.58	47.66	117.42
8	959.40	1,081.26	71.96	595.37	485.86	1,160.87
TOTAL	**7,127.27**	**6,656.02**	**443.05**	**3,650.37**	**3,005.63**	**7,585.75**

DIAMETRO "D" (pulg)	b (m)	y (m)	B (m)	K
4	0.60	1.10	1.04	0.2
6	0.70	1.10	1.14	0.2
8	0.75	1.15	1.21	0.2

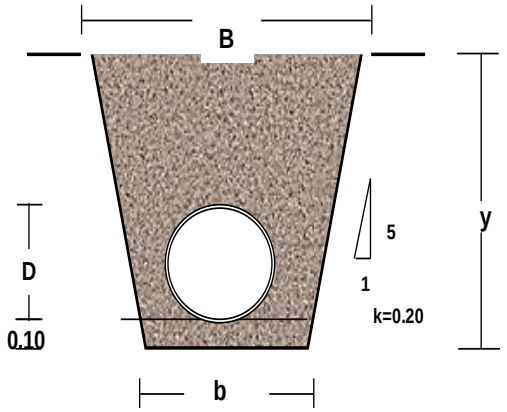


Tabla 15. Resultado de las cantidades de obra y de tubería por cada tramo de la red de agua potable

No. NUDO	Demanda (l/s)	Cota Piezométrica (m)	Cota de Terreno (m)	Carga Disponible (m)
Nudo D1	0.0000	36.07	24.94	11.13
Nudo D2	0.0000	35.99	23.01	12.98
Nudo D2A	0.0000	35.89	20.91	14.98
Nudo D3	0.0000	35.52	18.71	16.81
Nudo D4	0.0000	35.51	18.69	16.82
Nudo D4A	0.0000	35.41	18.32	17.09
Nudo D5	0.0000	35.14	11.69	23.45
Nudo D6	0.0000	34.77	9.20	25.57
Nudo D6A	0.0000	34.55	7.38	27.17
Nudo D7	0.0328	34.44	13.83	20.61
Nudo D8	0.0328	34.39	14.72	19.67
Nudo D9	0.0000	34.38	14.90	19.48
Nudo D10	0.0000	34.38	13.07	21.31
Nudo D11	0.0000	34.38	12.94	21.44
Nudo D12	0.0000	34.37	11.24	23.13
Nudo D13	0.0886	34.37	12.12	22.25
Nudo D14	0.0188	34.37	11.10	23.27
Nudo D15	0.0160	34.37	11.16	23.21
Nudo D16	0.0132	34.37	11.25	23.12
Nudo D17	0.0433	34.37	9.89	24.48
Nudo D18	0.1023	34.37	7.35	27.02
Nudo D19	0.3422	34.37	4.87	29.50
Nudo D20	0.1971	34.31	4.44	29.87
Nudo D21	0.0000	34.30	4.37	29.93
Nudo D22	0.0000	34.26	11.62	22.64
Nudo D23	0.1842	34.17	10.89	23.28
Nudo D24	0.0000	34.14	8.64	25.50
Nudo D25	0.1513	34.13	10.50	23.63
Nudo D26	0.0395	34.13	10.94	23.19
Nudo D27	0.0263	34.13	11.46	22.67
Nudo D28	0.0132	34.13	11.65	22.48
Nudo D29	0.2764	34.12	4.78	29.34
Nudo D30	0.0395	34.12	4.83	29.29
Nudo D31	0.3751	34.13	4.84	29.29
Nudo D32	0.0000	34.13	5.06	29.07
Nudo D33	0.0264	34.14	5.21	28.93
Nudo D34	0.0000	34.14	8.65	25.49
Nudo D35	0.0762	34.14	5.30	28.84
Nudo D36	0.0980	33.87	10.58	23.29
Nudo D37	0.0263	33.83	10.54	23.29
Nudo D38	0.3290	33.26	9.79	23.47
Nudo D39	0.0000	33.17	10.00	23.17
Nudo D40	0.1480	33.14	9.49	23.65
Nudo D41	0.2924	33.13	6.48	26.65
Nudo D42	0.0790	33.13	5.38	27.75
Nudo D43	0.0132	33.13	5.30	27.83
Nudo D44	0.1711	33.13	5.33	27.80

No. NUDO	Demanda (l/s)	Cota Piezométrica (m)	Cota de Terreno (m)	Carga Disponible (m)
Nudo D45	0.1448	33.13	5.48	27.65
Nudo D46	0.3290	33.13	5.85	27.28
Nudo D47	0.0491	33.15	9.83	23.32
Nudo D48	0.0767	33.14	8.24	24.90
Nudo D49	0.1316	33.13	6.35	26.78
Nudo D50	0.0790	33.14	9.50	23.64
Nudo D51	0.2764	33.13	6.81	26.32
Nudo D52	0.0921	33.13	9.11	24.02
Nudo D53	0.3401	33.13	7.25	25.88
Nudo D54	0.2085	33.13	8.44	24.69
Nudo D54A	0.1392	33.13	8.44	24.69
Nudo D55	0.2530	33.13	8.03	25.10
Nudo D56	0.0658	33.23	9.34	23.89
Nudo D57	0.2218	33.15	8.36	24.79
Nudo D57A	0.0000	33.15	8.36	24.79
Nudo D59	0.2038	34.18	11.90	22.28
Nudo D60	0.0000	34.17	14.28	19.89
Nudo D61	0.0209	34.14	14.42	19.72
Nudo D62	0.0000	34.12	14.48	19.64
Nudo D62A	0.1842	34.12	14.42	19.70
Nudo D63	0.0472	34.13	15.62	18.51
Nudo D64	0.1347	34.13	16.92	17.21
Nudo D65	0.4341	34.11	15.73	18.38
Nudo D66	0.5526	34.11	13.83	20.28
Nudo D67	0.2448	34.11	12.29	21.82
Nudo D68	0.0263	34.11	11.71	22.40
Nudo D69	0.2907	34.11	14.15	19.96
Nudo D73	0.0169	34.16	14.22	19.94
Nudo D74	0.1185	34.14	13.85	20.29
Nudo D75	0.1851	34.14	16.38	17.76
Nudo D76	0.0921	34.14	15.58	18.56
Nudo D77	0.1974	34.14	14.02	20.12
Nudo D78	0.0000	34.14	14.00	20.14
Nudo D79	0.0000	34.14	13.94	20.20
Nudo D80	0.3487	33.68	11.24	22.44
Nudo D81	0.1746	33.23	10.20	23.03
Nudo D82	0.0000	33.16	11.92	21.24
Nudo D83	0.0521	33.14	12.29	20.85
Nudo D84	0.2927	33.14	14.18	18.96
Nudo D85	0.0395	33.14	12.58	20.56
Nudo D86	0.0263	33.14	12.67	20.47
Nudo D87	0.0132	33.14	12.79	20.35
Nudo D88	0.2500	33.14	14.90	18.24
Nudo D89	0.0921	33.13	15.74	17.39
Nudo D90	0.2501	33.13	13.47	19.66
Nudo D91	0.0337	33.15	11.75	21.40
Nudo D92	0.1518	33.14	13.46	19.68
Nudo D93	0.6752	33.13	11.40	21.73
Nudo D94	0.3793	33.14	10.10	23.04
Nudo D94A	0.1516	33.14	10.10	23.04
Nudo D95	0.2062	33.15	8.96	24.19
Nudo D95A	0.0000	33.15	8.96	24.19
Depósito T.E	-17.9000	36.10	36.00	0.10

Tabla 16. Resultado de las cargas disponibles en cada nudo de la red de agua potable.

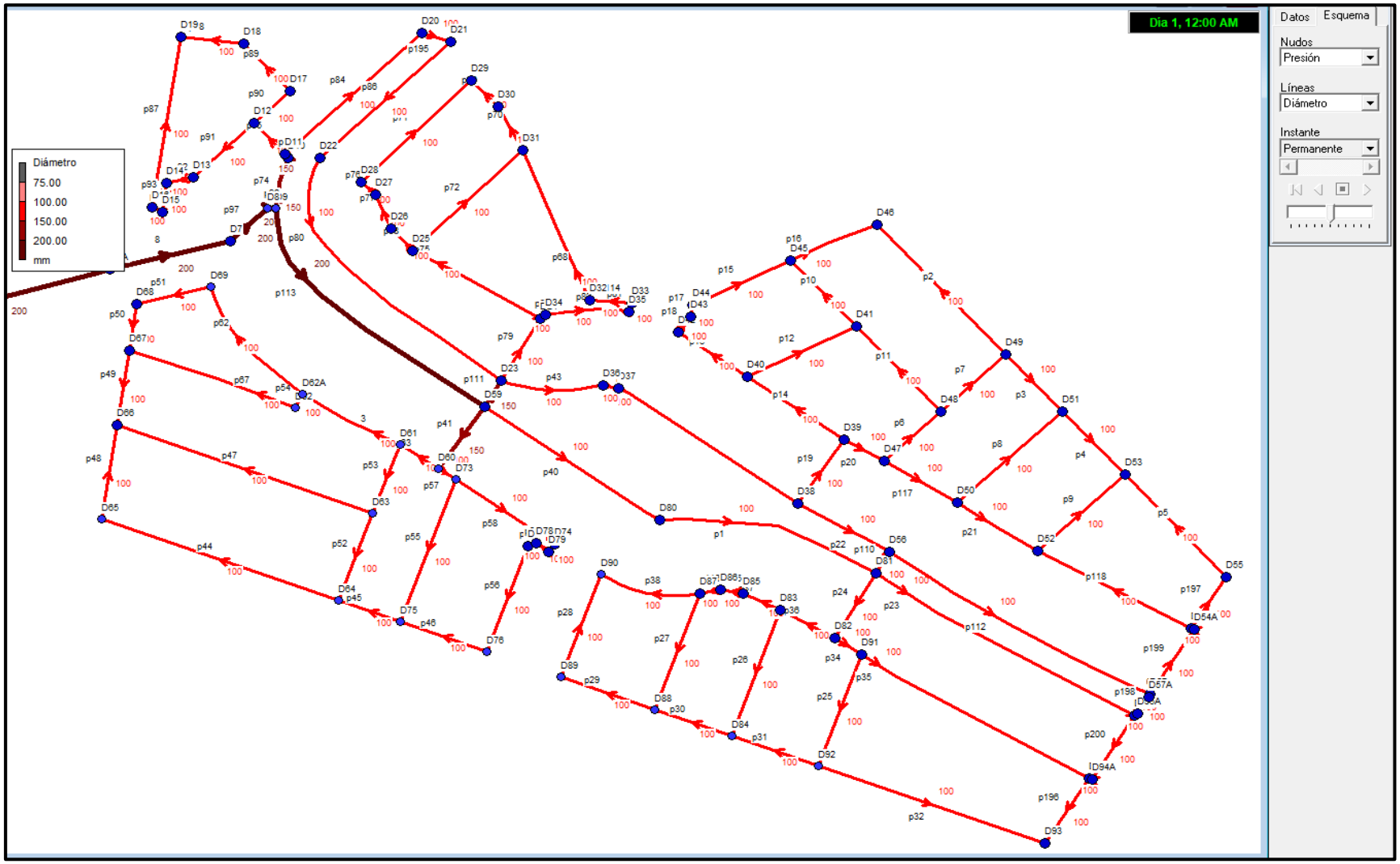


Ilustración 1. Número de nudos, líneas y diámetros.

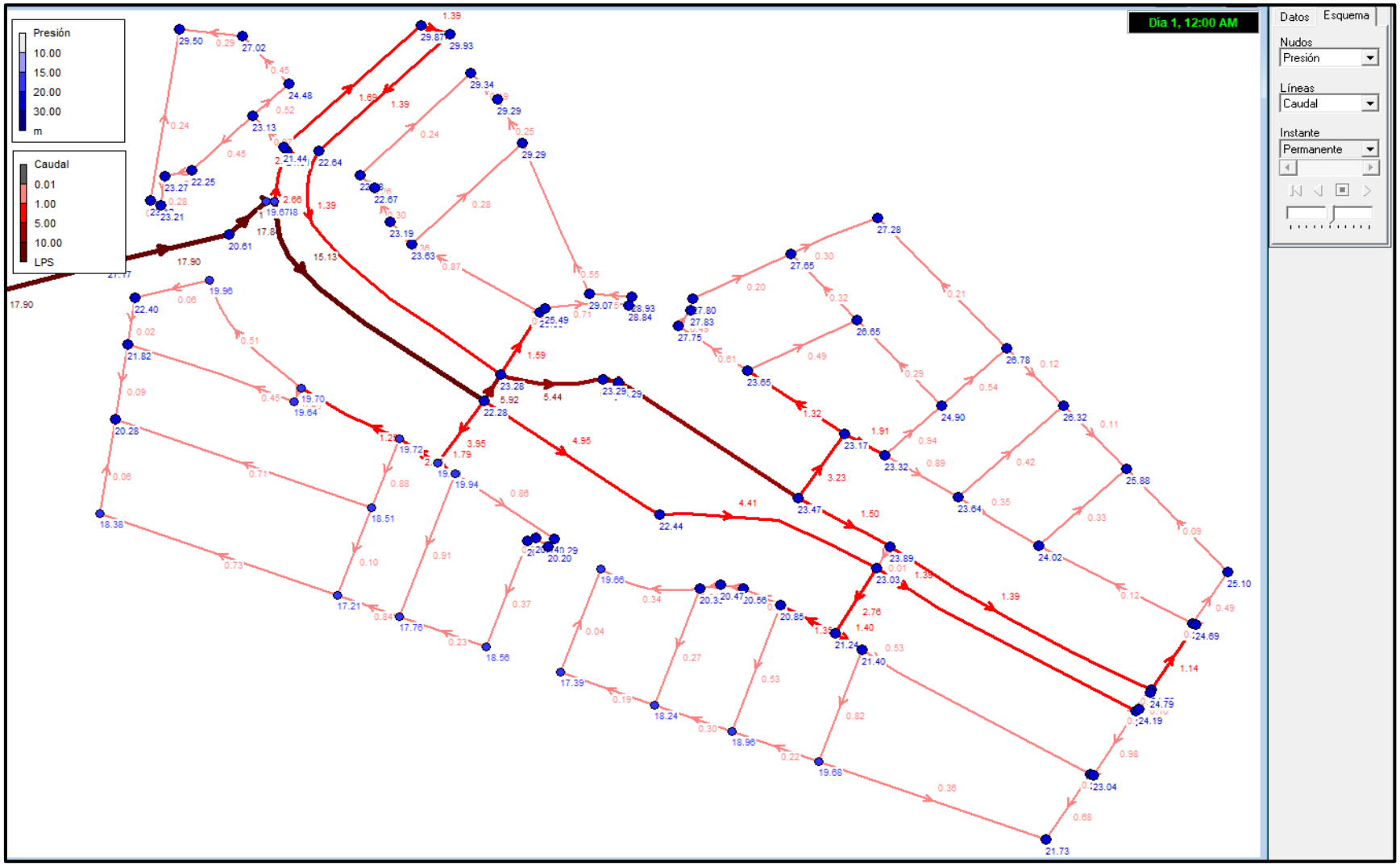


Ilustración 2. Gasto en tubería y presiones en cada uno de los nudos.

6.3. PROYECCION DEL POZO

De acuerdo al número de viviendas resultantes del proyecto de lotificación del Fraccionamiento y al proyecto Ejecutivo para el Abastecimiento de Agua Potable, se determinaron los datos básicos de proyecto que se indican en la **tabla 17**.

	TOTAL
No. de viviendas	669
Índice de Hacinamiento (hab./vivienda)	4
Población de proyecto (hab.)	2,676
Área de Equipamiento	15,437.29 m²
Área de Comercio	8,176.27 m²
Área de Pozo	210.00 m²
Área Verde	5,257.23 m²
Dotaciones:	
Habitacional	203 l/hab./día
Área Verde	5 l/m²/día
Área Equipamiento, Comercial y pozos	6 l/m²/día
Coeficientes de variación	
Variación diaria (agua potable)	1.40
Variación horaria (agua potable)	1.55
Velocidades	
Mínima Agua potable	0.30 m/seg
Máxima Agua potable	5.00 m/seg
Fuente de Abastecimiento	1 Pozos Profundos
Regularización	Tanque Superficial Vol.=130.00 m³
Gastos de Diseño de Agua Potable	
Medio	8.25 l/s
Máximo diario	11.55 l/s
Máximo horario	17.90 l/s

Tabla 17. Resumen de los datos básicos del proyecto de agua potable.

Para garantizar el abastecimiento de agua potable al Fraccionamiento Lomas del Dorado se debe proyectar y construir un pozo profundo, perforado dentro de

la misma zona y el cual debe tener la capacidad suficiente para suministrar el gasto máximo diario de 11.55 l/s, que se tendrá que corroborar cuando se realice la perforación y aforo del pozo. En la **Ilustración 3** se muestra la localización del Pozo Profundo.

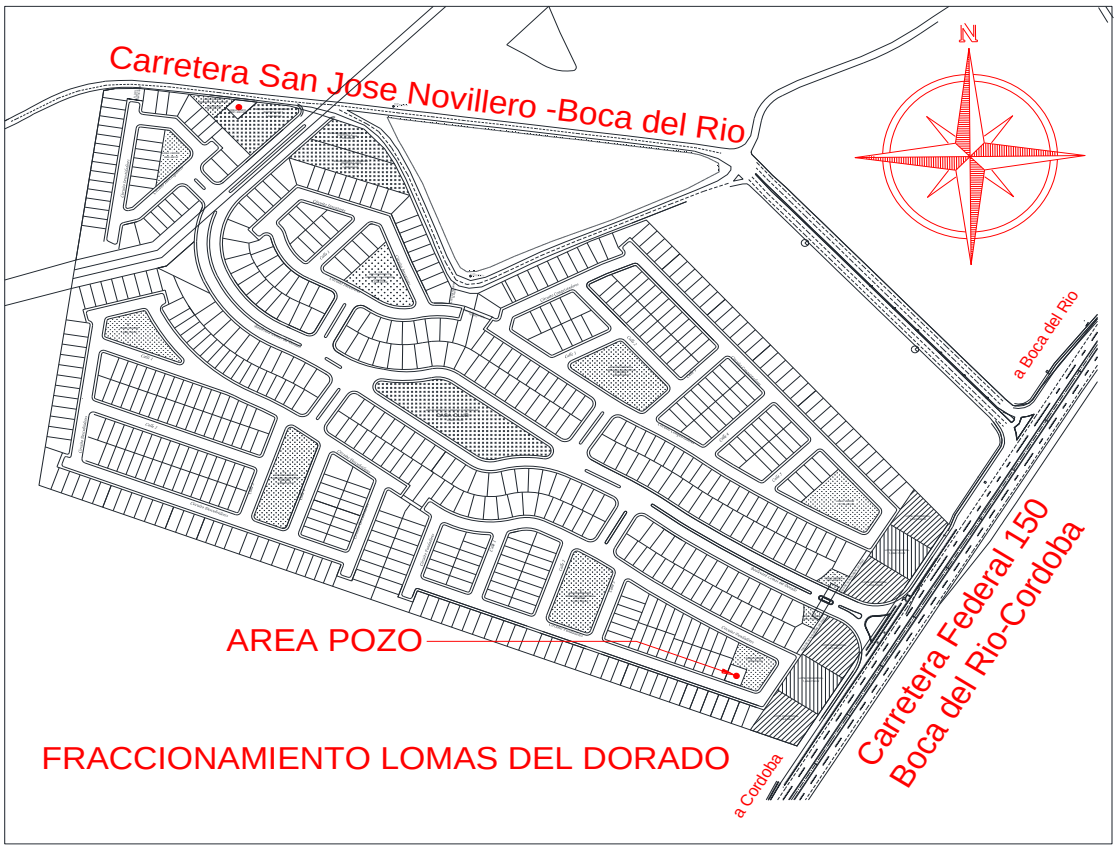


Ilustración 3. Localización del Pozo Profundo del "Fracc. Lomas del Dorado.

6.4. ESTUDIO GEOHIDROLÓGICO

6.4.1. OBJETIVOS

Los objetivos básicos de este estudio son determinar la estructura geológica del subsuelo en el predio de interés y su asociación con el agua subterránea, así como sus diferentes calidades de agua para de esta forma identificar el estrato que constituye el acuífero de agua dulce, su espesor y profundidad, a fin de

seleccionar sitio para la perforación y el diseño de la obra para su mejor aprovechamiento.

6.4.1.1. REGIMEN DE DEMANDA

El proyecto contempla una distribución de 631 lotes para construir 750 viviendas para alojar a una población de 3,750 habitantes, por lo que la demanda de agua estimada es de 750 metros cúbicos considerando una dotación de 200 litros/habitante.

De acuerdo al cálculo anterior, una fuente de abastecimiento deberá de aportar un caudal continuo de 17.3 lps en un tiempo de 12 horas de bombeo.

6.4.1.2. MÉTODO DE ELABORACIÓN

El estudio se inició con la ejecución en campo de diez sondeos eléctricos verticales, una verificación geológica de unidades expuestas y un registro de aprovechamientos de agua subterránea, posteriormente en gabinete se realizó la interpretación de sondeos y su correlación con la información geológica disponible para finalmente integrar el presente informe.

6.4.1.3. LOCALIZACIÓN

El predio de interés se localiza al sur de la población de Boca del Río y a una distancia en línea recta de 4 Km, está delimitado al norte por la carretera que conduce a San José Novillero y sureste por la carretera federal Córdoba-Boca del Rio. Su altura sobre el nivel del mar varía entre los 0 y los 20 m.

Ilustración 4. Ubicación del fraccionamiento.

6.4.1.4. MORFOLOGÍA DE LA ZONA

En la zona de interés se observan dunas y médanos longitudinales y transversales del cuaternario reciente, así como planicies costeras y de inundación. Las alturas sobre el nivel medio del mar varían de 5 a 30 metros y como corriente principal destaca el río Jamapa en la zona muy próxima a la desembocadura del mar.

6.4.2. CLIMA

El municipio de Alvarado presenta en su mayor parte según la clasificación Köppen modificada por E. García, un clima con la fórmula Aw2”(w)(i´) que nos indica que pertenece al grupo A del clima cálido húmedo, con temperatura media anual entre 22º y 26ºC y la del mes más frío mayor de 18ºC. El Aw2 es el más húmedo de los cálidos subhúmedos, con lluvias en verano, P/T mayor a 55.3 por ciento de lluvia invernal entre 5 y 10.2 de la anual. El símbolo (i´) nos indica que la Oscilación anual de las temperaturas medias mensuales que

corresponde a la diferencia de la temperatura media mensual del mes más caliente con respecto a la del mes más frío, es poco entre 5º y 7ºC.

El clima en general es tropical con una temperatura media anual de 25.3 °C y precipitación media anual de 1500 mm. El climograma que se presenta a continuación es el del Puerto de Veracruz, por su cercanía al sitio del Proyecto.

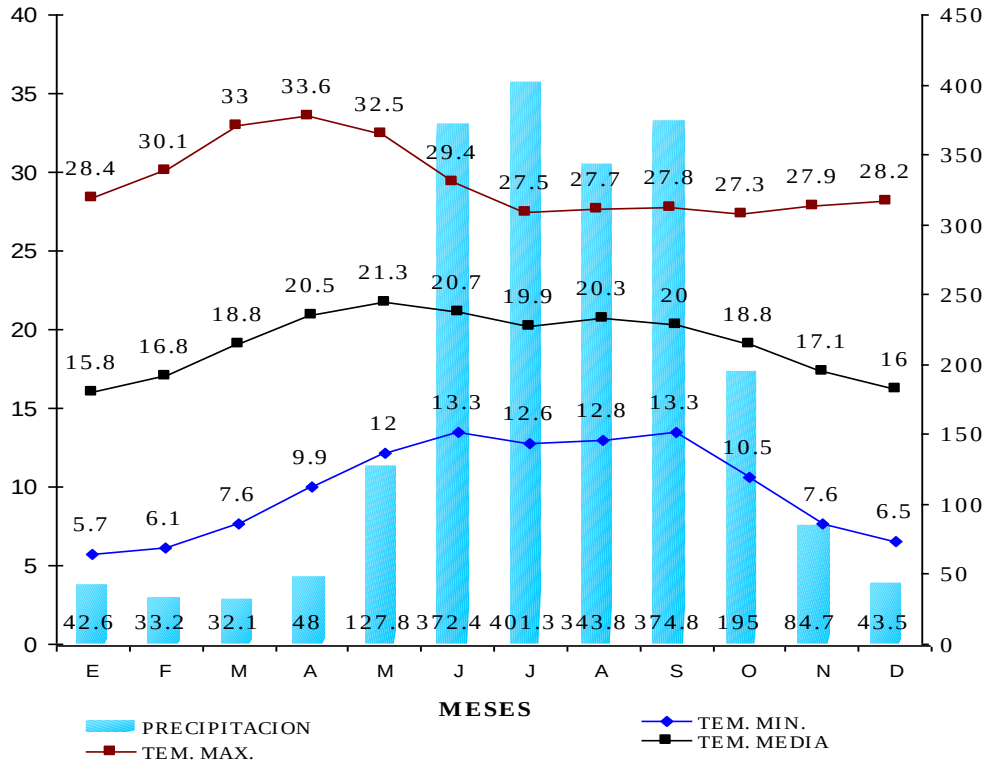


Ilustración 5. Climograma del Puerto de Veracruz.

6.4.3. FISIOGRAFIA

De acuerdo con la división de las provincias fisiográficas para la República Mexicana realizada por Raisz (1964), el acuífero se encuentra ubicado dentro de la provincia fisiográfica Planicie Costera del Golfo Sur. De acuerdo con la delimitación fisiográfica local realizado por INEGI, la zona pertenece a la

subprovincia Llanura Costera Veracruzana que se distingue por la presencia de lomeríos suaves ubicados al este y noroeste, y en una mayor extensión se identifican llanuras con sistemas lagunares permanentes que ocupan una extensa superficie. De los rasgos fisiográficos representativos del acuífero se distinguen zonas de llanuras inundables, barras, dunas, llanuras costeras con dunas y en el extremo oriental, lomeríos suaves con llanos asociados con la presencia de la discontinuidad fisiográfica representada por la Sierra de Los Tuxtlas.

Ilustración 6. Fisiografía de la República Mexicana.

6.4.4. HIDROLOGIA

El proyecto se ubica en la Región Hidrológica Número 28 Río Papaloapan (RH 28), la cual se localiza en la vertiente sur del Golfo de México, aproximadamente en la parte media del arco que forma el litoral mexicano. Está integrada por las cuencas de los ríos Papaloapan y Jamapa-Cotaxtla, caracterizada por la presencia de numerosos ríos de régimen permanente y lagunas.

6.4.4.1. CUENCA DEL RÍO JAMAPA

La cuenca del río Jamapa se encuentra ubicada entre los 18° 45’ y 19° 14’ latitud norte, y entre 95° 56’ y 97° 17’ longitud oeste. Tiene un área aproximada de 3,912 km2, distribuida totalmente dentro del Estado de Veracruz. El río Jamapa lo forman dos corrientes muy importantes, que en su confluencia se conocen con los nombres de río Cotaxtla y Jamapa.

De acuerdo con esta delimitación hidrológica tanto el río Jamapa como el Cotaxtla, tienen su inicio en las faldas del Pico de Orizaba donde existen barrancas profundas que disectan a los depósitos piroclásticos. El río Jamapa recolecta una serie de arroyos en su porción más alta y a la altura de Soledad de Doblado recibe las aguas del río Xicuintla, donde adquiere una dirección de flujo oeste-este, hasta la población Paso del Toro, donde recibe sobre su margen derecha al río Cotaxtla y continuar finalmente su curso hasta su desembocadura en el Golfo de México.

El río Cotaxtla por su parte, tiene su origen a una elevación de 5700 msnm con el nombre de barranca de Chocamán, de este sitio, cambia su rumbo al sureste en cuyo tramo se le unen los ríos Seco, Atoyac, Paso del Macho y Tizapa, modificando su rumbo al noreste, a partir de la confluencia de este último en las inmediaciones de la población Cotaxtla, hasta unirse con el río Jamapa a la altura de Paso del Toro y a partir de aquí continuar hasta su desembocadura en el mar.

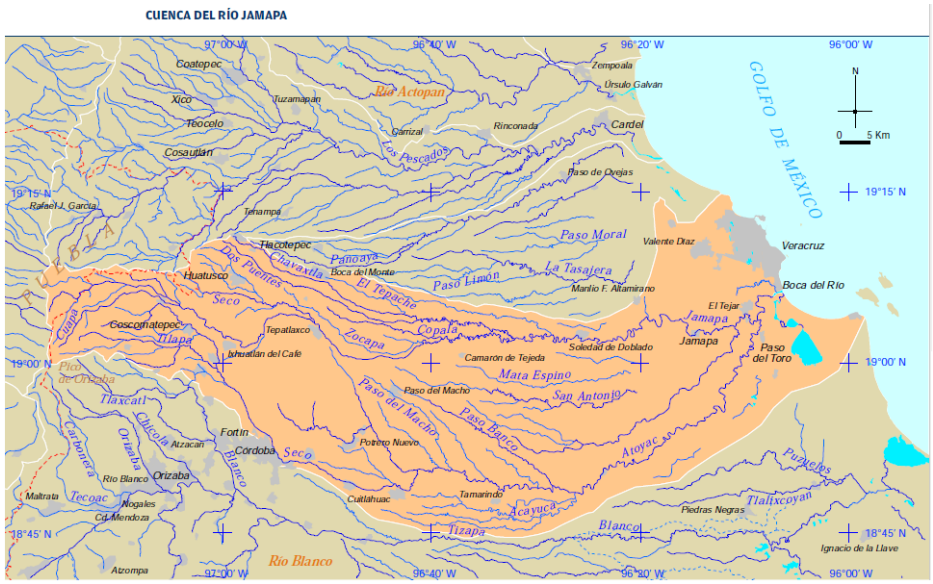


Ilustración 7. Cuenca del Rio Jamapa.

6.4.5. GEOLOGIA

La geología está constituida por unidades sedimentarias del cuaternario como depósitos eólicos, litorales, aluviales y areniscas-conglomerados, la distribución se muestra en la figura siguiente, con la descripción siguiente:

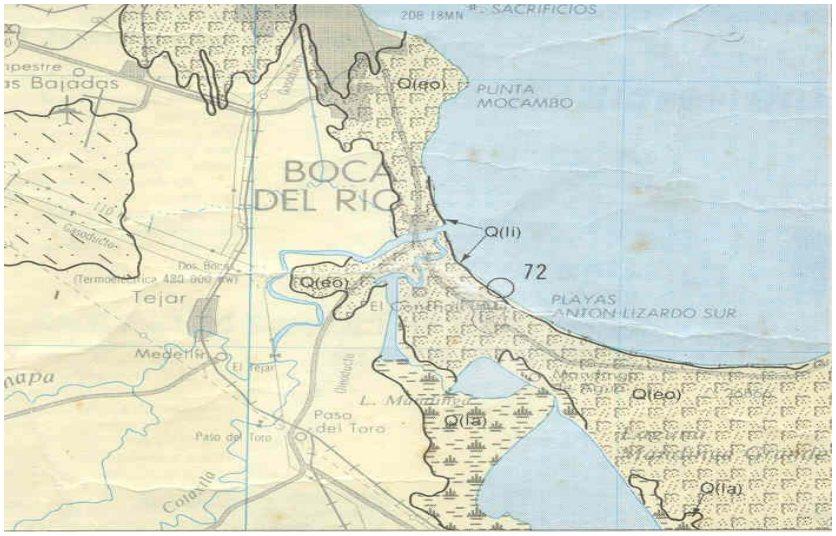


Ilustración 8. Geología en zona de estudio.

6.4.5.1. DEPÓSITOS EÓLICOS (Qeo)

Unidad formada por el acarreo y retrabajo de arenas litorales por la acción del viento, las arenas son de grano medio a fino, compuestas por feldespatos, micas y cuarzo.

La distribución de esta unidad es de una amplia franja paralela a la línea de costa y sobre ella, y el contacto con los depósitos aluviales se localiza el predio de interés, su espesor es del orden de los 100 metros y constituye un acuífero con buena permeabilidad.

6.4.5.2. DEPÓSITOS LITORALES (Qli)

Depósitos de arenas de grano fino depositada por la acción de la alta marea en la zona de playa, son arenas ricas en feldespatos, micas, cuarzo y fragmentos de roca, su área de afloramiento se reduce a zona de playa y aparecen a lo largo de esta.

6.4.5.3. DEPÓSITOS ALUVIALES (Qal)

Se encuentran expuestos al poniente del predio y consisten de arenas y arcillas con lentes esporádicos de gravas rellenan depresiones y son producto de la erosión de rocas preexistentes, su acumulación también se debe a la acción de los ríos, conforman planicies y valles aluviales.

Presentan buena permeabilidad y porosidad constituyendo buenos acuíferos, su espesor es superior a los 250 m y es aprovechado por norias y pozos profundos.

6.4.5.4. ARENISCAS-CONGLOMERADOS (Qar-cg)

Estos materiales corresponden a unidades continentales del Cuaternario que se depositaron en zonas topográficamente bajas, así como en las laderas de los cerros. Están constituidos por materiales volcánicos retrabajados, como sedimentos fluviales y aluviales, de tal forma que manifiestan una gran variabilidad en su granulometría, desde arcillas, limos y arenas, hasta gravas, cantos y bloques, producto de rocas preexistentes de diferente origen. Sus fragmentos varían desde subangulosos hasta subredondeados, en una matriz arcillo arenosa, poco consolidada. Sus afloramientos se presentan al poniente de la zona prospectada.

6.4.6. HIDROGEOLOGIA

6.4.6.1. APROVECHAMIENTOS DE AGUA SUBTERRÁNEA

Los aprovechamientos más cércanos al predio se localizan al oriente en la zona del Conchal, habiéndose registrado un total de 14, de los cuales 11 corresponden a pozos profundos, dos norias y un puyón, sus características se muestran en la tabla siguiente.

En la tabla mencionada se observa que la profundidad máxima de los pozos es de 45 metros, con caudales de extracción máximos de 30 lps, se desatinan en su mayoría para servicios seguido de uso doméstico.

Respecto a su calidad de agua, se considera aceptable para consumo humano.

No.	PROPIETARIO	TIPO	PROF. (m)	GASTO (lps)	USO
1	Armando Villareal	Noria	4	---	Domestico
2	Nelson Belchez	Noria	16	12.52	Domestico
3	José Luís Aspiri Avendaño	Pozo	15	8.64	Servicios
4	Luís Barquín Gómez	Pozo	30	8.94	---
5	Club de Golf Villa Rica	Pozo	35	15.03	Servicios
6	Club de Golf Villa Rica	Pozo	30	14.63	---
7	Fracc. Rincón del Conchal	Pozo	45	29.45	Pub-Urb.
8	Gertrudis Zavala	Pozo	38	9.20	---
9	Luís Barquín Gómez	Pozo	33	---	---
10	Luís Barquín Gómez	Pozo	35	12.27	---
11	Club de Golf Villa Rica	Pozo	35	---	Servicios
12	Gertrudis Zavala	Pozo	45	17.03	---
13	Club de Golf Villa Rica	Puyón	10	---	Servicios
14	Centro Deportivo Bancario	Pozo	35	19.89	Servicios

Tabla 18. Características de pozos existentes.

6.4.6.2. FUNCIONAMIENTO PRELIMINAR DEL ACUIFERO

El nivel de saturación del agua subterránea es muy somero y en algunas partes topográficas bajas, se intersecta con la superficie dando origen a lagunas y escurrimientos. El acuífero se encuentra constituido por materiales granulares que corresponden a los depósitos eólicos y lacustres en la parte superior y depósitos aluviales en la parte inferior.

El acuífero con saturación de agua dulce es reducido y en algunas partes se presenta un estrato intermedio con agua salobre y a profundidad se localiza un estrato con agua salada. Este mecanismo se debe al ambiente mixto, por la presencia de lagunas y esteros que tienen aportación de agua dulce proveniente de los ríos durante la temporada de lluvia y aportación de agua salada del mar, al bajar el nivel del río, durante la temporada de estiaje.

6.4.7. PROSPECCIÓN GEOFÍSICA

6.4.7.1. FUNDAMENTOS DE GEOFISICA

Determinar la constitución del subsuelo ha ocupado desde los más remotos tiempos la atención del hombre, tanto con fines puramente científicos como descubrir los recursos naturales que encierra.

En un principio la observación de las rocas aflorantes era suficiente para localizar yacimientos de sustancias minerales útiles y en tal sentido los prospectores del imperio Romano fueron modelo de profesionales como atestiguan las múltiples huellas de su paso por la geografía hispana. De las observaciones directas y la deducción, nació la Geología, que preside y controla toda actividad científica cuyo objeto sea la tierra en su mayor aceptación.

Con el paso del tiempo y pese al gran desarrollo que experimenta la Geología se hace pertinente lo insuficiente de esta ciencia para determinar cuantitativamente la forma y constitución de los materiales en el subsuelo, no solo cuando se encuentran recubiertos por una delgada capa de sedimentos modernos, sino también para confirmar extrapolaciones a que las rocas aflorantes y su modo de yacer invitan.

Una nueva rama de la ciencia proveniente del campo de la Física permitiría, midiendo determinadas propiedades físicas de las rocas, aumentar el parecido de la realidad del modelo geológico del subsuelo elaborado a partir de la observación directa.

Esta joven rama de las ciencias de la naturaleza es la Geofísica, su aplicación práctica se efectúa en las modalidades o métodos principalmente magnético, eléctrico, gravimétrico, sísmico y radioactivo, según las propiedades de las rocas. De estos métodos el eléctrico es la modalidad de terrestre o geoeléctrico es el que, por gran flexibilidad, poder resolutivo y bajo costo, mayor difusión ha alcanzado.

Los métodos geoeléctricos aprovechan directa o indirectamente la resistividad eléctrica de las rocas, para determinar la naturaleza litológica del subsuelo. Se aplican con éxito en la investigación de sustancias minerales útiles, en estudios hidrogeológicos y de ingeniería civil y en estratigrafía geológica para determinar contactos no aflorantes y trazar cortes cuantitativos.

6.4.7.2. DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO EMPLEADO

Para la ejecución de los sondeos se utilizó un equipo para medidas de resistividades del subsuelo, marca Súper Sting, modelo R1 IP, fabricado por Advanced Geosciences Inc., USA, con salida de voltaje mayor de 400 voltios, utilizando una fuente de poder consistente de una batería (acumulador) de 12 voltios.

Ilustración 9. Equipo de sondeo.

6.4.7.3. DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO UTILIZADO

El método consiste en inyectar corriente eléctrica continua al subsuelo, en dos puntos extremos y medir el paso de la corriente, detectando la diferencia de potencial en dos polos interiores, logrando una penetración cada vez mayor en el subsuelo, al ir abriendo los puntos de inyección, en este caso la abertura electródica fue de 400 metros, para una profundidad de investigación del orden de los 120 metros, el dispositivo empleado fue el Schlumberger.

Para la interpretación de los sondeos, se utilizó el programa Resix Plus Versión 2.34, diseñado por Interpex limited (Denver Colorado).

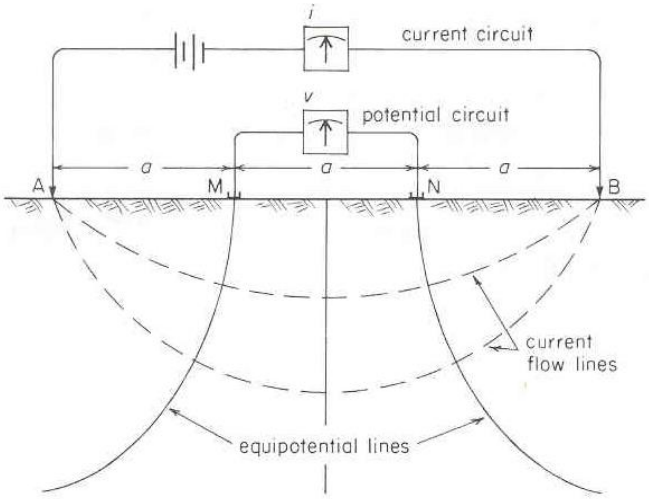


Ilustración 10. Interpretación del método utilizado.

6.4.7.4. UBICACIÓN DE MEDICIONES

Los sondeos se distribuyeron en el predio de tal forma de estudiar la mayor superficie varias secciones que permitan identificar el modelo estructural de la zona, en donde se ubica el predio de interés. Esta ubicación se muestra en la figura siguiente, con sus coordenadas geográficas correspondientes.

Ilustración 11. Ubicación de los sondeos realizados.

SONDEO	LATITUD NORTE	LONG. W. DE G.
1	19° 05’ 20.5”	96° 07’ 32.0”
2	19° 05’ 21.1”	96° 07’ 25.4”
3	19° 05’ 17.4”	96° 07’ 21.9”
4	19° 05’ 12.3”	96° 07’ 29.0”
5	19° 05’ 14.9”	96° 07’ 21.5”
6	19° 05’ 10.9”	96° 07’ 18.9”
7	19° 05’ 08.7”	96° 07’ 15.9”
8	19° 05’ 08.8”	96° 07’ 10.2”
9	19° 05’ 15.6”	96° 07’17.4”
10	19° 05’ 23.7”	96° 07’ 30.5”

Tabla 19. Coordenadas de los sondeos.

6.4.7.5. INTERPRETACIÓN

Con el resultado de la interpretación de los sondeos, se obtuvo un modelo de tres capas, representado en tres secciones (figuras 1, 2 y 3), con la siguiente descripción de las unidades que la constituyen.

HORIZONTE A

Unidad superior, que constituye la cubierta de la estructura del subsuelo, aparece en todos los sondeos, con un espesor máximo de 19 metros, y con una resistividad eléctrica de 27 a 203 ohm-m, se asocia directamente con arena fina a media seca. El espesor de esta unidad, representa la profundidad del manto freático, como se puede observar en la sección B-B´ en el sondeo 4, muestra su mayor espesor debido a que se encuentra en un sitio de mayor elevación. En el resto de los sondeos su espesor es ligeramente uniforme.

HORIZONTE B

Este estrato subyace a la unidad anterior y aparece en todos los sondeos, representa la parte intermedia de la estructura del subsuelo, su espesor varía entre los 27 y los 50 metros, con una resistividad eléctrica asociada a materiales de arena fina a media, saturadas de agua dulce. Esta unidad constituye el principal acuífero de la zona, explotado por los pozos de la zona, su permeabilidad es de media a baja y se ve afectada por su compactación y lentes arcillosos esporádicos. Su calidad de agua es aceptable para el consumo humano.

HORIZONTE C

Estrato que aparece en la parte inferior de los sondeos, representa la base del modelo estructural su resistividad eléctrica es baja y varía entre los 0.1 y los 5.6

ohm-m, se correlacionada con arena fina a media, con saturación de agua salobre-salada. Esta unidad determina el límite inferior del acuífero con agua de buena calidad. Los parámetros y la descripción de los horizontes se simplifican en la tabla siguiente.

HORIZONTE	RESISTIVIDAD (ohm-m)	ESPESOR (m)	DESCRIPCIÓN
A	27 – 203	1.5 – 19	Arena fina a media seca.
B	12-7 - 47	27 - 50	Arena fina a media con agua dulce
C	0.1 – 5.6	A Profundidad	Arena fina a media con agua salobre-salada

Tabla 20. Simplificación parámetros de los horizontes.

6.5. ACTIVIDADES Y PROCEDIMIENTO PARA PERFORACIÓN DEL POZO

A continuación, se hace una descripción de las actividades que se deben contemplar en la perforación del pozo profundo del Fraccionamiento Lomas del Dorado, esto de acuerdo a lo establecido en los resultados del estudio Geohidrológico y especificaciones de la CONAGUA.

6.5.1. CONSIDERACIONES GENERALES PARA LA PERFORACIÓN DEL POZO.

- La perforación del pozo debe apegarse a las disposiciones Técnicas de la Comisión Nacional del Agua.

- El contratista que realice la perforación del pozo deberá proporcionar sin excepción, toda la información que se le solicite respecto al trabajo amparado.
- El contratista debe realizar los trabajos especificados y deberá terminarlos de acuerdo con las órdenes del Supervisor.
- Cuando el sitio señalado para efectuar la perforación no sea accesible, el Contratista deberá efectuar los trabajos necesarios con el fin de iniciar la obra en el tiempo indicado.
- La compañía Contratista deberá tener un representante en el campo con la capacidad técnica y administrativa suficiente, para poder en un momento dado solucionar los problemas inherentes a los trabajos que se ejecutan de perforación.
- Las órdenes correspondientes que señale el representante del Contratante serán dadas por escrito en una Bitácora, debiendo firmar de recibido el representante del Contratista.

6.5.2. EQUIPO DE PERFORACIÓN.

- Para la perforación del pozo deberá emplearse el tipo de equipo de perforación tipo rotatorio.
- El equipo empleado deberá tener la capacidad suficiente para alcanzar una profundidad mínima equivalente al 1.5 veces la profundidad de proyecto, con el diámetro indicado en el mismo, debiendo el mástil tener la capacidad de levante suficiente para colocar con seguridad los ademes que se especifiquen.

- Los equipos de perforación deberán estar provistos de un calibrador de diámetros de perforación y de los instrumentos necesarios para verificar la verticalidad y alineamiento de la perforación y ademe.
- Como fluido de perforación podrá utilizarse aire con los aditivos adecuados, así como agua y lodos bentónicos de perforación procurando que su viscosidad sea la menor posible. El empleo de cualquier tipo de material obturante, deberá sujetarse a la previa autorización del Sistema.

6.5.3. PROGRAMA DE PERFORACIÓN

- El contratista deberá iniciar la fecha fijada por el Contratante y terminar ésta en un plazo no mayor al que se le especificará en el programa.
- Se iniciará la perforación con diámetro máximo de 559 mm (22”) llevándola hasta la profundidad de proyecto, o la que señale el contratante.
- Durante la perforación deberán obtenerse muestras de los materiales atravesados a cada dos metros de avance, siendo fielmente representativo del tramo de la profundidad determinada, incluso en los cambios de formación.
- Las muestras deberán entregarse sin lavar a menos de que el supervisor de obra indique lo contrario y se tomarán en la boca del pozo de la siguiente manera: al llegar a la profundidad deseada, se inyectará el fluido de perforación el tiempo que sea necesario. Para desalojar el material cortado que se encuentra en suspensión; lo que se logrará cuando el fluido descargado en la superficie aparezca exento de recortes.

- Las muestras obtenidas deberán guardarse en frascos de vidrio de 0.25 litros etiquetándose por fuera con el nombre o número de identificación del pozo, número progresivo de la muestra y profundidad a la que corresponde. Por ningún motivo se utilizará otro recipiente que no sea el citado, quedando estrictamente prohibido el empleo de frascos de plástico o similares.
- Las muestras deberán ser enviadas al Supervisor del Contratante.
- Durante la perforación el perforista o el jefe de pozo, deberá llenar la Bitácora de Obra registrando el avance diario.
- Una vez alcanzada la profundidad de proyecto señalada se correrá en el pozo un registro eléctrico, empleándose cualquier equipo capaz de proporcionar curvas de potencial natural, resistividad normal y resistividad inversa. El equipo empleado en cada caso, deberá tener la capacidad suficiente para alcanzar la profundidad total de la perforación exploratoria.
- El contratista deberá informar oportunamente al Supervisor del Contratante, la fecha y hora en que se efectuará la corrida del registro eléctrico, con objeto de que se pueda efectuar la Supervisión conducente.
- Una vez se encuentre el aparato de registro eléctrico en la localización del pozo, se asegurará de desalojar la totalidad de los recortes que se encuentren dentro del pozo. Logrado esto, se procederá a introducir el aparato hasta el fondo del pozo y proceder a correr el registro eléctrico.
- El registro eléctrico deberá ser presentado en papel apropiado para registros eléctricos.

- Las escalas de las curvas de potencial natural, resistividad normal y resistividad inversa, deberán estar claramente especificadas debajo de los encabezados de las columnas. En el caso de potencial natural, los signos negativos y positivos deberán marcarse en los lados correspondientes.
- Las gráficas de resistividad normal e inversas deberán estar trazadas en la misma sección; aunque fácilmente diferenciables, esto es, en tintas de colores diferentes u otro método que se considere conveniente.
- La profundidad en metros deberá ser especificada claramente en la columna correspondiente.
- Todos los datos, encabezados y escalas, especificados en el registro eléctrico, deberán venir escritos en el idioma español exclusivamente. Una vez aprobado el registro eléctrico por el supervisor del contratante, deberá ser remitido a las oficinas centrales, mientras que la Residencia guardará una o las copias que estime convenientes de dicho registro eléctrico.
- El registro eléctrico deberá ser interpretado por la persona o Empresa que lo corrió, por escrito, anexando dicha interpretación.
- Una vez entregado al Residente el registro eléctrico por el contratista éste dispondrá de 72 horas para girar sus instrucciones respecto a si se desecha o aprovecha la perforación exploratoria.
- Si el resultado de la exploración es negativo el contratista debe abstenerse de ampliar la perforación y sólo tendrá derecho a cobrar las erogaciones normales correspondientes a la exploración.

6.5.4. AMPLIACIÓN, ENTUBADO Y ENGRAVADO

Si el resultado de la exploración es considerado favorable, el Residente entregará por escrito al Contratista el diseño de construcción del pozo en el que se indicarán:

a) Diámetro definitivo.
b) Profundidad total.
c) Diámetro de las ubicaciones de las tuberías de ademe.
d) Longitudes y ubicaciones de las tuberías lisa de contra ademe y tubería ranurada y tipo de ranurado.
e) Características del filtro de grava.
f) Cementaciones.

- Con estos datos el Contratista procederá a la terminación del pozo, realizando los trabajos bajo un control que permita garantizar la correcta calibración y verticalidad del mismo.
- Una vez definido el proyecto de terminación del pozo se procederá a ampliar la perforación hasta la profundidad correspondiente al tramo donde quedará instalado el contra ademe cementado.
- Seguidamente se instalará el contra ademe liso de acero, uniendo los tramos de tubería con cordón continuo de soldadura, a tope, en V con abertura de raíz. Una vez terminada la colocación del contra ademe, se procederá a efectuar la cementación del espacio anular comprendido entre la perforación y la tubería. En casos específicos, y por escrito, el Supervisor podrá ordenar cementación forzada para esto, mediante el sistema tipo petrolero de doble

tapón, el cemento deberá introducirse a presión por el interior de la tubería de contra ademe y penetrar al espacio anular a través de orificios perforados.

- Ex–profeso en la parte inferior de la columna del contra ademe. De cualquier forma, para que la cementación se considere terminada, en el cemento deberá rebosar o aflorar (según el caso) en la superficie, a entera satisfacción de la Residencia.
- A continuación, deberá suspenderse todos los trabajos en el pozo durante un periodo suficiente para permitir el fraguado del concreto.
- Seguidamente se reconocerá el fondo de la perforación con barrena de 254 mm (10”) y se procederá a ampliar la perforación hasta el diámetro del proyecto de 406 mm. (16”).
- Una vez terminada la perforación, se iniciará la colocación del ademe proyectado de 254 mm (10”). Este se formará con tramos completos de tubería lisa y cedazo, si es de PVC, tendrá que asegurar su unión ya sea roscada o tipo Certa Lock, y en su caso de ser de acero. serán unidos con cordón continuo de soldadura, a tope, en V con abertura de raíz, y refuerzos cuando así lo solicite la Supervisión. La longitud total del ademe será de 62 m y que adicionalmente sobresalga un metro del terreno natural.
- La tubería deberá entrar holgada en la perforación, quedando terminantemente, prohibido hincarla a golpes y el ademe deberá quedar centrado en la perforación.
- En cualquier punto, la verticalidad del ademe tendrá como límite máximo de inclinación, el ángulo formado entre el eje vertical del ademe en la superficie

y el trazo a un punto situado a sesenta y dos metros de profundidad, distante del mismo eje vertical la distancia equivalente a un diámetro del ademe.

- Cuando en un pozo ya terminado la falta de verticalidad (especificada anteriormente) provoque su inutilización para su puesta en marcha, todos los trabajos serán rechazados y el contratista no tendrá derecho a ninguna compensación por ello.
- Antes de proceder al engravado del pozo y en el caso de emplearse máquina rotatoria, deben adelgazarse los lodos de perforación mediante la circulación de agua, a fin de evitar puenteos en el filtro de grava.
- Terminando entonces se procederá a colocar el filtro de grava en el espacio anular entre la perforación y el tubo de ademe, de acuerdo con las características que se indiquen en el proyecto.
- La grava deberá estar limpia, lavada, redondeada y de 3.2 mm (1/8”) a 6.4 mm (1/4”) de calibre. Queda estrictamente prohibido el empleo de grava triturada o de la obtenida en bancos de préstamos que se encuentre en estado anguloso o laminar.
- Para formar el filtro, la grava tiene que ser colocada mediante un flujo tan continuo ó lento como sea posible a fin de reducir al mínimo la separación de los diferentes tamaños de la grava y evitar “puenteos”. El descenso de la grava se verificará frecuentemente con una sonda adecuada. Durante la formación de este filtro, deberá continuarse con la circulación de los lodos de perforación para facilitar y activar el acarreo de grava cuando el equipo sea

rotatorio; para el caso de máquina percusiva, deberá pistonearse continuamente en los tramos engravados.

6.5.5. LIMPIEZA.

- Terminado de engravar el pozo, se procederá a limpiar el interior del mismo extrayendo todos los materiales y lodos que hayan quedado procedente de la perforación. Esta labor se ejecutará mediante circulación de agua limpia con la bomba de lodos, o empleado la cuchara de perforación.
- A continuación, se efectuará un tratamiento a base de dispersor de arcillas con una proporción de 20 l.p.s. por cada 30 m. Este tratamiento podrá auxiliarse con aplicaciones de hielo seco en cargas variables desde 50 (cincuenta) hasta 500 (quinientos) kg, previa autorización del Supervisor.
- Una vez terminado el tratamiento anterior, se procederá “pistonear” el pozo, utilizando un pistón debidamente ajustado al diámetro del ademe por medio de empaques de hule o cuero, a fin de realizar una agitación enérgica. A juicio del Supervisor, el trabajo de pistoneo, podrá reemplazarse mediante circulación de agua con la bomba de lodos (formaciones arenosas muy finas). La maniobra de agitación deberá iniciarse efectuando durante un tiempo razonable el movimiento reciprocarte del pistón, empezando por la parte baja de los cedazos. Esta operación se repetirá elevando de diez en diez metros el pistón, hasta alcanzar la tubería ciega superior del pozo o bien el nivel estático del agua si se encuentra a un nivel inferior al de la tubería ciega.

Periódicamente, mediante cuchareo, se limpiará el pozo de los sedimentos que tenga.

- Una vez terminadas las etapas señaladas en el pozo se dejará reposar un mínimo de treinta y seis horas con objeto de que el agente dispersor de arcillas complete su acción.
- Posteriormente, debe lavarse de nueva cuenta el pozo ya sea mediante pistoneo o circulación de agua, a fin de retirar los residuos provocados por la acción del dispersor.
- Para que el equipo de perforación pueda retirarse, es necesario que el Supervisor, ratifique la profundidad del pozo.
- Finalmente, debe soldarse una tapa como medida preventiva para la conservación del pozo.

6.5.6. DESARROLLO Y AFORO

- El desarrollo y aforo del pozo deberá iniciarse dentro de un plazo máximo de 15 días, a partir de la terminación de la construcción del pozo.
- Para el desarrollo y aforo de los pozos mediante equipo de bombeo deberá instalarse un motor y una bomba con la longitud de columna que señale el supervisor, capaz de proporcionar el caudal mínimo que también será señalado por el Supervisor.
- El bombeo de desarrollo se iniciará con el caudal correspondiente al mínimo de revoluciones con el que pueda trabajar el equipo de bombeo. Se mantendrá constante en ese caudal hasta que el agua salga limpia, es decir sin sólidos en suspensión. Inmediatamente a partir de este momento se

agitará el pozo tres ocasiones consecutivas, (excepto cuando por la naturaleza del subsuelo no sea recomendable.) por una etapa de agitación del pozo con este sistema, deberá establecerse el paro de la bomba hasta que el volumen de agua que se encuentre en la columna de succión, haya sido desalojado a través del cuerpo de tazones, e iniciar nuevamente el movimiento de la bomba hasta que brote agua por la descarga de la misma. Cuando después de agitar tres veces el pozo el agua continúe sacando sólidos en suspensión, se repetirá el ciclo inicial, es decir, esperar a que salga el agua limpia y agitar periódicamente.

- Cuando por el contrario el agua salga limpia después de la agitación señalada se aumentará en 100 el número de revoluciones de la bomba a menos que el supervisor juzgue conveniente cambiar la velocidad de la bomba en intervalos distintos, a partir de los cuales se repite el ciclo anterior, aumentando gradualmente en esta forma la velocidad del equipo de bombeo, hasta llegar a la última etapa, es decir, el límite máximo de revoluciones que sea capaz de proporcionar el equipo considerado, o bien hasta agotar la capacidad del acuífero.
- Una vez terminada la etapa de desarrollo se iniciará el aforo del pozo con los caudales que en cada caso indique el Supervisor. Antes de iniciar la prueba de aforo es necesario que el nivel del agua en el pozo se encuentre en su posición original o en una razonablemente cercana a ella, y empezar con el mínimo de revoluciones con el que pueda trabajar el equipo de bombeo.

- Durante esta etapa de aforo por ningún motivo se suspenderá el bombeo. En caso de que esto último llegará a suceder, la empresa contratista se compromete a esperar la recuperación de los niveles en el pozo que en cada caso indique el Supervisor e iniciar nuevamente la prueba de aforo.
- Las horas de bombeo durante las etapas de desarrollo y aforo de los pozos no estarán limitadas por un número determinado de horas, sino por el comportamiento del mismo y por las indicaciones del Ingeniero.
- Deberán tomarse muestra del agua bombeada durante las etapas mínima y media y máxima de la prueba de aforo, siguiendo las especificaciones marcadas a continuación:

  a) Muestras para análisis Físico – Químicos.

  1) El volumen de las muestras no será menor de dos litros en el caso de análisis Físico – Químico general, tres litros cuando se requieran determinaciones especiales como Arsénico, Plomo, Sílice y Cianuro y 20 litros para las pruebas de clarificación, ablandamiento o demanda de cloro.

  2) Para determinación de Ácido Sulfhídrico, Nitrógeno en todas sus formas, demandas Química y Bioquímica de Oxígeno, será necesario solicitar instrucciones especiales de un laboratorio certificado para la toma y conservación de las muestras.

  3) Se deberá anotar siempre el tiempo transcurrido después de iniciado el bombeo, a la toma de cada muestra.

4) Las muestras deberán enviarse a un Laboratorio certificado en un máximo de 48 horas, después de terminado el aforo.

b) Muestras para exámenes bacteriológicos.

Para realizar este tipo de muestra el Supervisor enviará al lugar personal especializado del laboratorio, para lo cual deberá informarse en caso de requerirse este tipo de estudios.

- En los precios unitarios correspondientes a los conceptos referentes a desarrollo y aforo con equipo de bombeo, deberá considerarse incluido lo siguiente: Una tubería de plástico suficientemente rígida, con diámetro mínimo de 19.1 mm (3/4”). Acoplada verticalmente a la columna de succión de la bomba que servirá para introducir la sonda eléctrica o neumática. La longitud de esta tubería será la comprendida entre la superficie del terreno natural y la parte superior del cuerpo de tazones.

Un orificio calibrado para aforo, provisto de su respectivo piezómetro y gráfica de calibración. La tubería adicional que en cada caso indique la Supervisión necesaria para alejar el caudal que se extraiga del pozo y evitar en lo posible la re infiltración al subsuelo y que pueda alterar el abatimiento de los niveles en el pozo, o por cualquier otro motivo de alargamiento de la descarga, siendo responsabilidad del contratista la vigilancia del desagüe de las aguas del pozo.

- Durante las pruebas de desarrollo y aforo, deberán tomarse cada media hora todos los datos indicados, registrándolos en la bitácora, la cual deberá entregarse junto con la gráfica de recuperación y la de

abatimiento, a la Supervisión. En casos especiales el Supervisor indicará la periodicidad en que se tomarán los datos antes señalados.

- Al terminar la prueba de aforo, se introducirán al pozo 200 litros de una solución al 5% de hipoclorito de calcio con propósito de desinfectarlo.

Finalmente, debe medirse nuevamente la profundidad del pozo y colocar la tapa de protección en la forma antes señalada.

6.6. PROYECTO MECÁNICO PARA LA SELECCIÓN DEL EQUIPO DE BOMBEO

6.6.1. CONSIDERACIONES GENERALES

El Fraccionamiento Lomas del Dorado es un desarrollo habitacional de la Empresa Inverta Comercial, S.A. de C.V., en el cual se requiere un Gasto Máximo Diario de 11.55 l/s, para abastecer a la población de proyecto de 2,676 habitantes, la ubicación del pozo dentro del Fraccionamiento se puede apreciar en la **ilustración 3** y la distribución de la instalación del pozo se muestra en la **ilustración 12**.

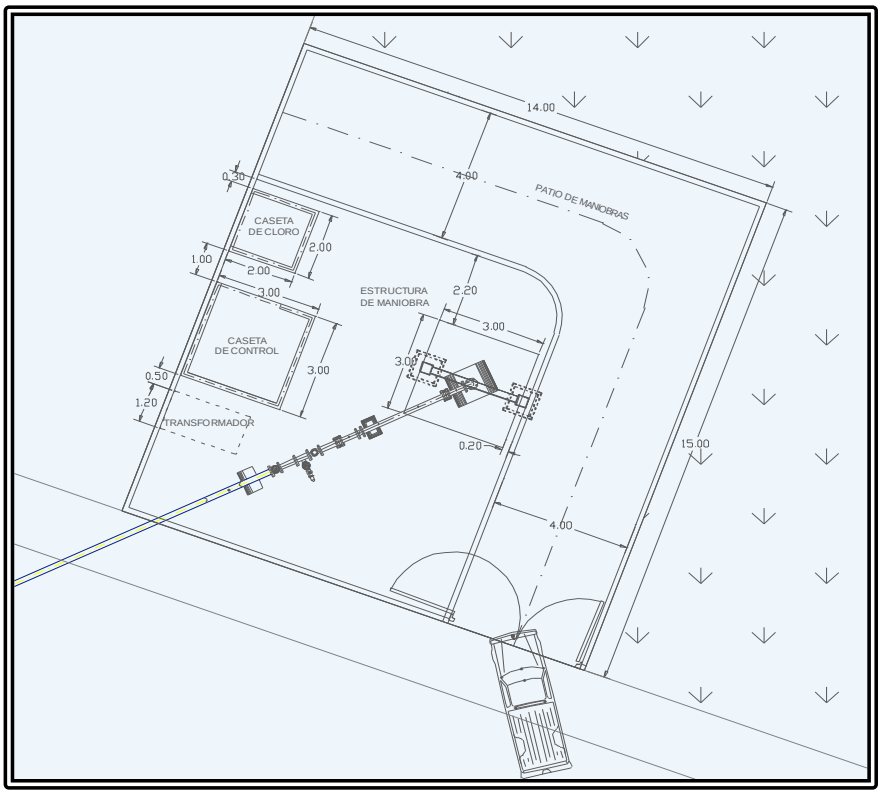


Ilustración 12. Distribución de la instalación del pozo.

6.6.2. DIÁMETRO ECONÓMICO

Este Pozo con una cota de terreno de 11.82 msnm y una profundidad del nivel dinámico del agua de 23.00 m, conducirá su gasto a través de una línea de conducción compuesta por dos tramos, el primero de 6” de diámetro con una longitud de 694.98 y el segundo tramo de 8” de diámetro con 768.54 m de longitud, hasta un tanque de regulación de 130 m3 de volumen, el cual tiene una cota de terreno de 26.00 msnm, con una altura a su base de 10.00 m y una altura propia del depósito de 3.80 m.

En el proyecto del abastecimiento de agua potable, se realizó el cálculo del diámetro económico de esta línea de conducción, resultando como ya se mencionó, en dos tramos, el primero de 6” de diámetro y el segundo de 8” de diámetro.

Con el gasto, diámetro, longitud y coeficiente de rugosidad se determinaron las pérdidas por fricción que se generan en la línea de conducción, más el 20% por perdidas menores resultaron de 2.71 m. Por otro lado, la carga estática se integra de la profundidad de succión del nivel dinámico (23.00 m), de la diferencia de la cota de terreno del taque (26.00) – cota del terreno del pozo (11.82 m), de la altura a la base del tanque (10.00 m), de la altura del depósito del tanque (3.80 m) y de la carga disponible requerida (3.00 m), resultando un total de 56.73 m.

Sumando las pérdidas y carga estática a vencer, resulta una Carga Dinámica Total de 56.73 m. Con esta carga a vencer se define la potencia de la bomba con la siguiente expresión:

$$HP = \frac{Q * CDT}{\mu * 76}$$

Dónde:

HP = Potencia teórica de la bomba (12.32 hp)
Q = Gasto de conducción (11.55 l/s)
CDT = Carga Dinámica Total a vencer (56.73 m)
μ = Eficiencia de la bomba (70%)

Sustituyendo resulta que la potencia teórica de la bomba es de 12.32 HP

En las **tablas 21 y 22** se muestra el esquema con todos los datos de cada uno de los tramos antes mencionados, así como el cálculo de la potencia teórica de la bomba para los 3 diámetros planteados para el cálculo del diámetro más económico.

CÁLCULO DEL DIÁMETRO ECONÓMICO PARA LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN A PRESIÓN DEL POZO No. 1 AL NUDO L16.

NOMBRE DEL FRACCIONAMIENTO: LOMAS DEL DORADO
MUNICIPIO: BOCA DEL RÍO
ESTADO: VERACRUZ

DIÁMETRO NOM MM	PULG.	ÁREA EN m² (A)	GASTO EN m³/seg (Q)	VELOCIDAD m/seg (V)	LONG. LÍNEA m (L)	(Q²)	COEF. FRICCIÓN MANNING (n)	CONSTANTE MANNING (K)	PÉRDIDA FRICCIÓN Hf = LQ²K (m)	OTRAS PÉRDIDAS 20% Hf (m)	PÉRD. TOTALES Hf_T = Hf + %Hf (m)	CDT	Q Hf_T (l.p.s.)	Eficiencia 76 n n = 70 %	QHf_T H.P. = ____ 76 n
101.60	4	0.0081	0.011550	1.42	722.98	0.0001334	0.009	165.15401	15.92867	3.19	19.11	73.64	850.59	53.20	15.99
152.40	6	0.0182	0.011550	0.63	722.98	0.0001334	0.009	18.99922	1.83242	0.37	2.20	56.73	655.22	53.20	12.32
203.20	8	0.0324	0.011550	0.36	722.98	0.0001334	0.009	4.09634	0.39508	0.08	0.47	55.00	635.30	53.20	11.94

NOTA: SE CONSIDERA LA LONGITUD DE LA LINEA, MAS LA TUBERÍA DEL TREN DE DESCARGA DEL POZO No. 1.

VALORES A INGRESAR:	
ALTURA DEL TANQUE =	0.00 m
COTA TANQUE =	15.00 m
COTA POZO =	11.82 m
PROFUNDIDAD PROMEDIO DEL AGUA =	23.00 m
CARGA DISPONIBLE=	28.35 m
LONG. LÍNEA DE CONDUCCIÓN:	694.98 m
LONG DE TUBO ACERO SIN EXCAV	0.00 m
LONG. DE TREN DE DESCARGA	5.00 m
V =	1.00 m/seg
Qmaxdiario =	11.55 lts/seg
TIPO DE MATERIAL: P.V.C.	0.009

DIAMETRO MATEMÁTICO:	
Q=	0.01155 m³/seg
Dmat=	0.12127 m
Dmat=	121.27 mm
Dmat=	4.77 pulg

RESULTADOS:		
DESNIVEL ENTRE TANQUE Y POZO =		3.18 m
CARGA ESTATICA=		54.53 m
PERDIDA TOTALES=	DIAMETRO 4	19.11 m
	DIAMETRO 6	2.20 m
	DIAMETRO 8	0.47 m
CARGA DINAM TOTAI	DIAMETRO 4	73.64 m
	DIAMETRO 6	56.73 m
	DIAMETRO 8	55.00 m

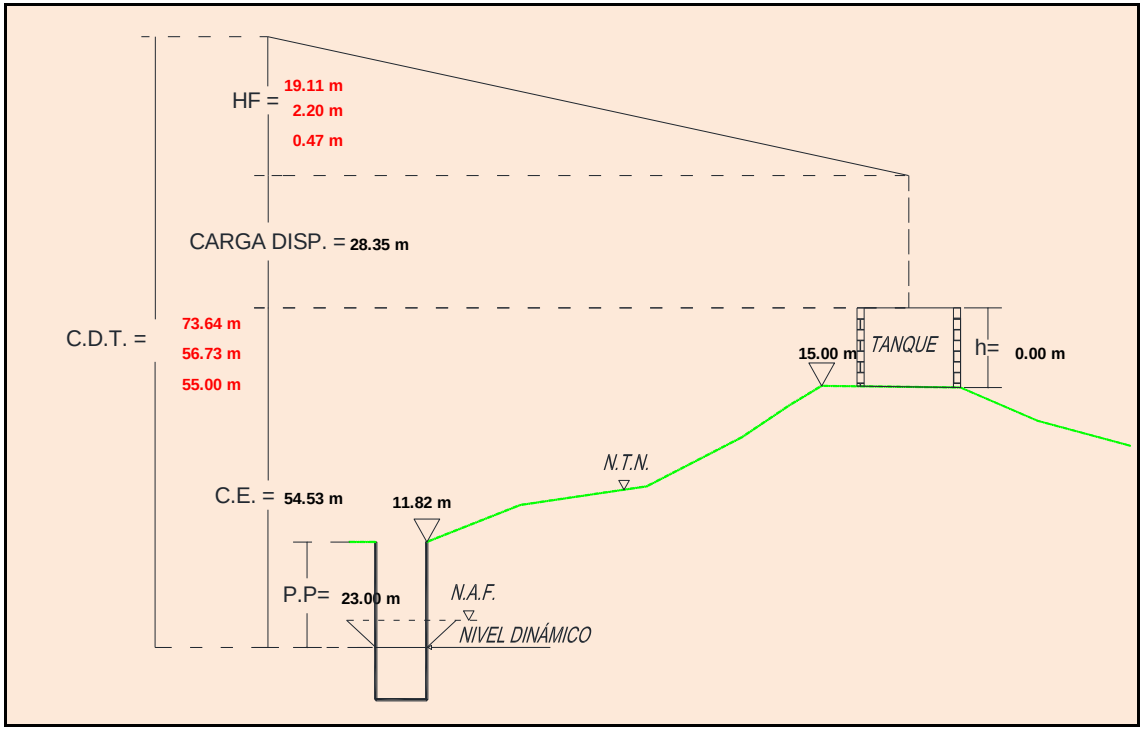


Tabla 21. Cálculo del Diámetro Económico y Potencia Teórica de la Bomba, del Tramo Pozo al Nudo L16.

CÁLCULO DEL DIÁMETRO ECONÓMICO PARA LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN A PRESIÓN DEL NUDO L16 AL TANQUE SUPERFICIAL

NOMBRE DEL FRACCIONAMIENTO: LOMAS DEL DORADO
MUNICIPIO: BOCA DEL RÍO
ESTADO: VERACRUZ

DIÁMETRO NOM MM	DIÁMETRO NOM PULG.	ÁREA EN m² (A)	GASTO EN m³/seg (Q)	VELOCIDAD m/seg (V)	LONG. LÍNEA m (L)	(Q²)	COEF. FRICCIÓN MANNING (n)	CONSTANTE MANNING (K)	PÉRDIDA FRICCIÓN Hf = LQ²K (m)	OTRAS PÉRDIDAS 20% Hf (m)	PÉRD. TOTALES Hf_T = Hf + %Hf (m)	CDT	Q Hf_T (l.p.s.)	Eficiencia 76 n n = 70 %	QHf_T / H.P. = 76 n
152.40	6	0.0182	0.011550	0.63	783.34	0.0001334	0.009	18.99922	1.98541	0.40	2.38	30.18	348.61	53.20	6.55
203.20	8	0.0324	0.011550	0.36	783.34	0.0001334	0.009	4.09634	0.42807	0.09	0.51	28.31	327.02	53.20	6.15
254.00	10	0.0507	0.011550	0.23	783.34	0.0001334	0.009	1.24607	0.13021	0.03	0.16	27.96	322.89	53.20	6.07

NOTA: SE CONSIDERA LA LONGITUD DE LA LINEA, MAS LA TUBERÍA DE LLEGADA AL TANQUE.

VALORES A INGRESAR:	
ALTURA DEL TANQUE =	13.80 m
COTA TANQUE =	26.00 m
COTA POZO =	15.00 m
PROFUNDIDAD PROMEDIO DEL AGUA =	0.00 m
CARGA DISPONIBLE=	3.00 m
LONG. LÍNEA DE CONDUCCIÓN:	768.54 m
LONG DE TUBO ACERO SIN EXCAV	14.80 m
LONG. DE TREN DE DESCARGA	0.00 m
V =	1.00 m/seg
Qmaxdiario =	11.55 lts/seg
TIPO DE MATERIAL: P.V.C.	0.009

DIAMETRO MATEMÁTICO:	
Q=	0.01155 m³/seg
Dmat=	0.12127 m
Dmat=	121.27 mm
Dmat=	4.77 pulg

RESULTADOS:		
DESNIVEL ENTRE TANQUE Y POZO =		11.00 m
CARGA ESTATICA=		27.80 m
PERDIDA TOTALES=	DIAMETRO 6	2.38 m
	DIAMETRO 8	0.51 m
	DIAMETRO 10	0.16 m
CARGA DINAM TOTAI	DIAMETRO 6	30.18 m
	DIAMETRO 8	28.31 m
	DIAMETRO 10	27.96 m

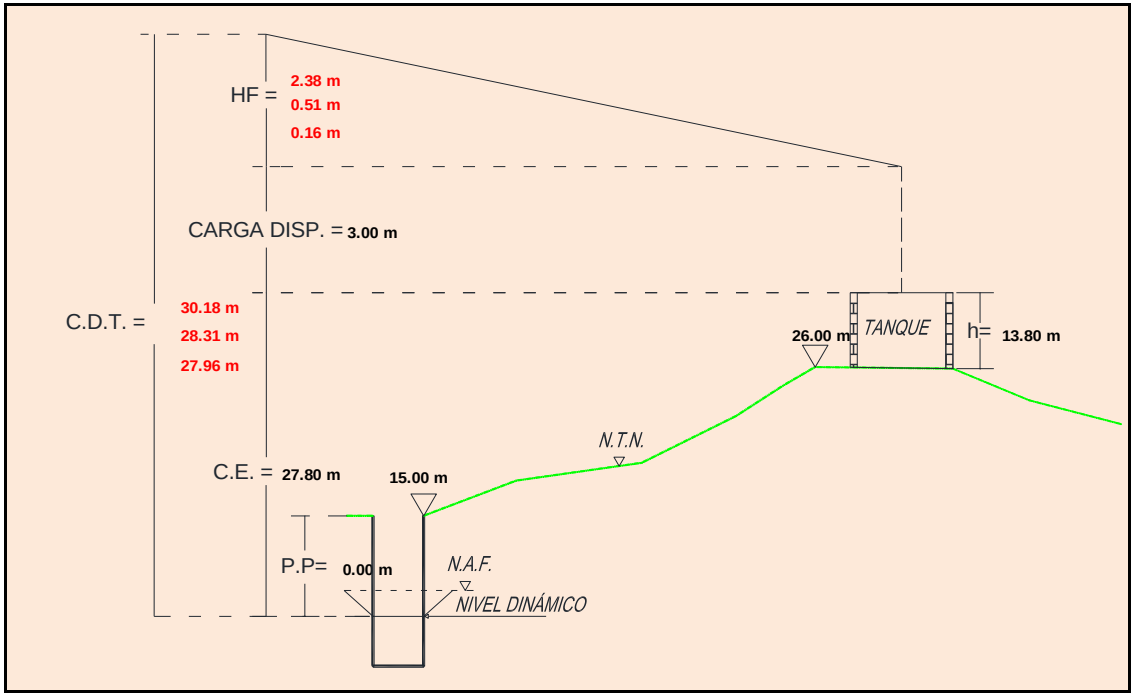


Tabla 22. Cálculo del Diámetro Económico y Potencia Teórica de la Bomba, del Nudo L16 al Tanque Elevado.

6.7. MODELOS DE LOS EQUIPOS DE BOMBEO

Para la selección de la bomba sumergible se analizaron varios modelos de la marca GRUNDFOS, ya que es de las de menor consumo de energía con lo que se abaten considerablemente los gastos de operación de bombeo en el rubro de consumo de energía eléctrica, así mismo por los materiales con los que se fabrican (acero inoxidable), estas bombas también han demostrado ser muy resistentes a los efectos de la erosión causada por arena en el agua bombeada y a las incrustaciones.

El modelo que mejor cumple con la Carga Dinámica Total (56.73 m) y Gasto de 11.55 l/s, es la bomba tipo sumergible modelo SP 46-4, de la marca GRUNDFOS.

En la **tabla 23**, se muestra el modelo de la bomba sumergible seleccionada.

GRUNDFOS

Empresa: INVERTA COMERCIAL S.A. DE C.V.
Creado Por: FRUCEL CONSTRUCCIONES, S.A. DE C.V.
Teléfono:
Datos: 09/02/2019

Proyecto: FRACC. LOMAS DEL DORADO
Código:
Cliente:
Nº Cliente:
Contacto:

15B62804 SP 46-4 60 Hz

	Nombre de producto	Polos	Etapas	Número de bombas	Conexión de tubería
	SP 46-4	2	4	1	RP3
	SP 46-4	2	4	1	4"NPT
	SP 46-4-AB	2	4	1	RP4
	SP 46-4-AB	2	4	1	RP3
	SP 46-4-ABN	2	4	1	RP4
	SP 46-4-ABN	2	4	1	RP3
	SP 46-4-ABR	2	4	1	RP4
	SP 46-4-BC	2	4	1	RP4
	SP 46-4-BC	2	4	1	RP3
	SP 46-4-BC	2	4	1	4"NPT

Tabla 23. Modelo de bomba sumergible marca Grundfos seleccionada.

6.6.3.1. CARACTERÍSTICAS DE LA BOMBA

En la **tabla 24**, se muestran las características principales de la bomba sumergible seleccionada marca GRUNFOS modelo SP 46-4, la cual tiene una velocidad angular de 3,450 r.p.m. acoplada a un motor de 15.0 HP a 220 Volts, con un peso total del conjunto motor-bomba de 61.40 Kg.

GRUNDFOS

Empresa: INVERTA COMERCIAL S.A. DE C.V.
Creado Por: FRUCEL CONSTRUCCIONES, S.A. DE C.V.
Teléfono:
Datos: 09/02/2019

Proyecto: FRACC. LOMAS DEL DORADO
Código:
Cliente:
Nº Cliente:
Contacto:

Descripción	Valor
Información general:	
Producto::	SP 46-4
Código::	15B62604
Número EAN::	5700391626139
	5700391626139
Técnico:	
Velocidad de bomba en la que se basan los datos de bomba:	3450 rpm
Caudal real calculado:	11.59 l/s
Altura resultante de la bomba:	58.69 m
Etapas:	4
Impulsor reduc.:	NONE
Cierre del motor:	CER/CARNBR
Homologaciones en placa de características:	CE,GOST2
Tolerancia de curva:	ISO9906:2012 3B
Modelo:	B
Válvula:	YES
Versión de motor:	T40
Materiales:	
Bomba:	Acero inoxidable
	EN 1.4301
	AISI 304
Impulsor:	Acero inoxidable
	EN 1.4301
	AISI 304
Motor:	Acero inoxidable
	DIN W.-Nr. 1.4301
	AISI 304
Instalación:	
Salida de bomba:	4"NPT
Diámetro de motor:	6 inch
Líquido:	
Líquido bombeado:	Agua
Temperatura máxima del líquido:	40 °C
Temp. líquido máx. a 0.15 m/seg:	40 °C
Temperatura del líquido durante el funcionamiento:	20 °C
Densidad:	998.2 kg/m³
Datos eléctricos:	
Tipo de motor:	MS6000
Motor aplic.:	GRUNDFOS
Potencia nominal - P2:	9.2 kW
Potencia (P2) requerida por la bomba:	9.2 kW
Frecuencia de red:	60 Hz
Tensión nominal:	3 x 208-220-230 V
Factor de servicio:	1.15
Intensidad nominal:	45.5-42.5-41.0 A
Intensidad de arranque:	320-370-400 %
Cos phi - factor de potencia:	0.85-0.84-0.82
Velocidad nominal:	3430-3450-3470 rpm

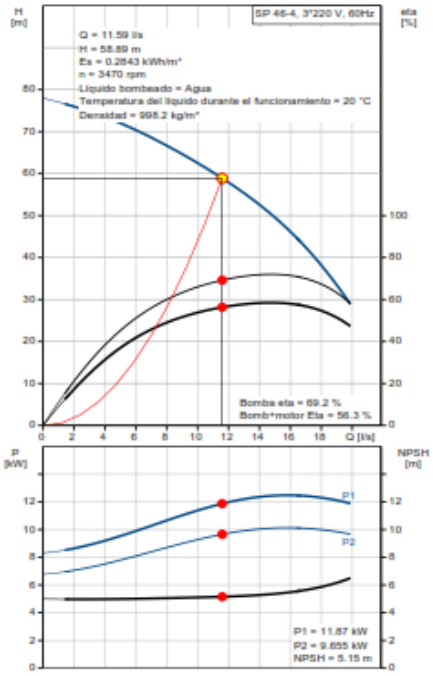


Tabla 24. Características de Bomba Sumergible Marca Grundfos SP 46-4.

6.6.3.2. CURVA DE LA BOMBA

En la **tabla 25** se muestra la curva de operación de la bomba sumergible seleccionada marca GRUNFOS modelo SP 46-4. Donde se puede observar que cubre el gasto máximo diario de proyecto de 11.55 l/s, dando una carga en la curva de 58.89 m, la cual es superior a la Carga Dinámica Total de proyecto (56.73 m) por lo que es aceptado el modelo de esta bomba.

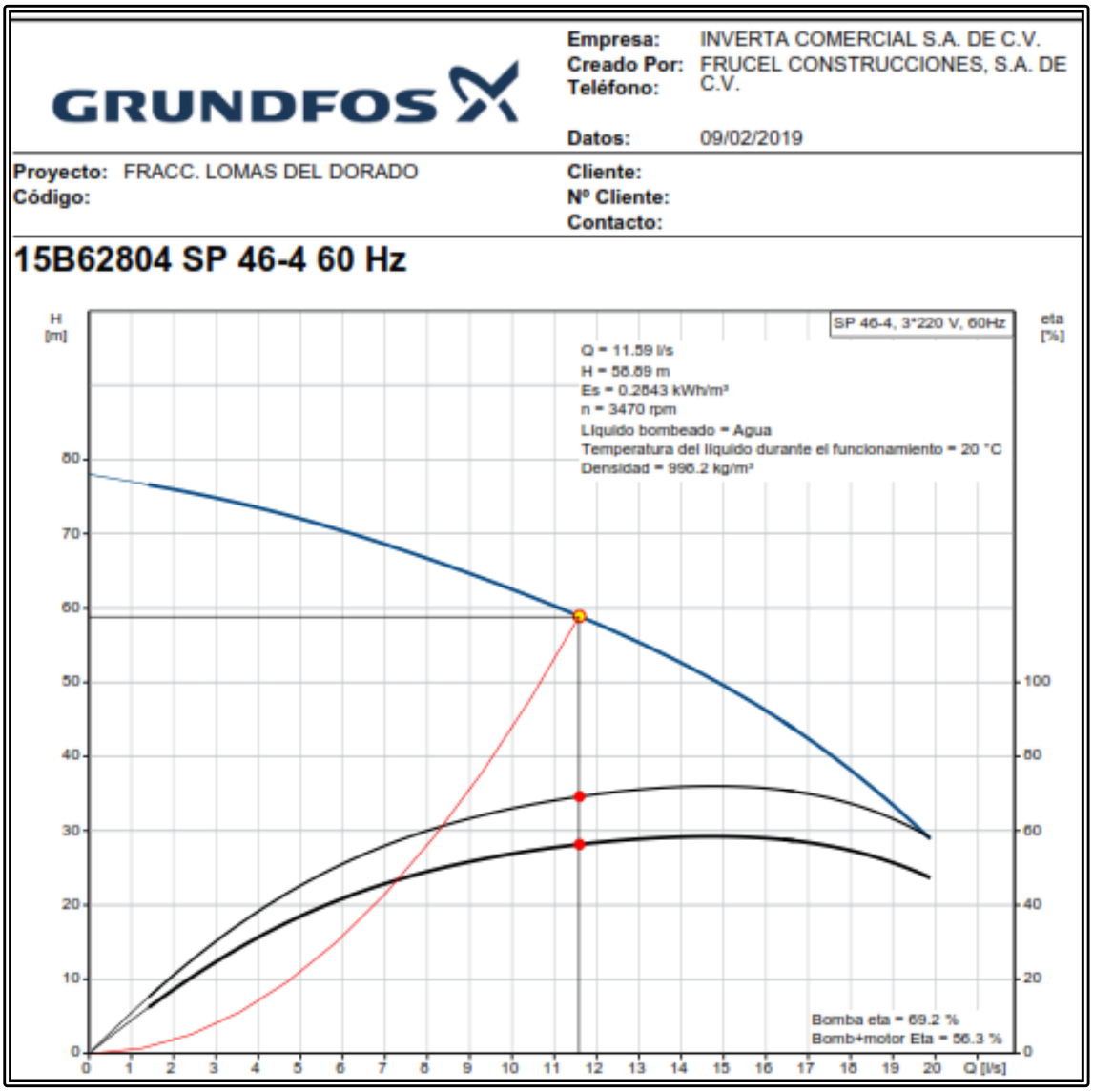


Tabla 25. Curva de Operación Bomba Sumergible Grundfos Modelo SP 46-4.

6.8. REPORTE DE PERFORACIÓN Y AFORO DEL POZO, ASI COMO TOMA DE MUESTRA DEL AGUA Y RESULTADOS DE LABORATORIO.

En mayo del año 2019 la empresa Campos Construcciones y Perforaciones, S.A. de C.V realizó los trabajos de perforación del pozo profundo para abastecimiento de agua potable del Fraccionamiento Lomas del Dorado. La descripción de los trabajos realizados para la perforación del Pozo, así como el aforo del mismo, para determinar su capacidad de producción, se presentan en el **Anexo B**, al final del presente informe.

Cabe hacer mención que en dicho informe también se presentan la toma de muestra del agua, así como los resultados de laboratorio.

7. CAPITULO II.

PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO.

El proyecto ejecutivo del alcantarillado sanitario para el Fraccionamiento Lomas de Dorado, se diseñó de manera que el funcionamiento total de la red se lleve a cabo por gravedad.

Para esto, basados en su proyecto de nivelación y rasantes de las vialidades, se determinaron los puntos más elevados para de ahí, dar inicio a la red de atarjeas y el punto más bajo para descargar al cárcamo de bombeo de aguas residuales de proyecto del propio fraccionamiento.

7.1. DETERMINACIÓN DE LAS APORTACIONES SANITARIAS.

Se entiende por aportación a la cantidad de aguas residuales que descarga cada habitante al alcantarillado sanitario después del consumo y servicios que realiza con el agua potable en un día medio anual. Como se mencionó en el inciso 1.2, la determinación de la dotación obedece a diversos factores que, a su vez, definen de la misma manera la aportación de las aguas residuales.

Basados en las normas de la propia CONAGUA, se considera adecuado adoptar para el presente proyecto como el gasto de aportación sanitaria el 75% de la dotación.

Se considera para este análisis las aportaciones que realizan la propia población, las áreas de comercio, área de equipamiento, el área de la infraestructura del pozo (75% de la dotación). Y para las áreas verdes sería nulo, ya que no tienen aportación residual, dado que se aprovecha el 100% del gasto destinado para esto.

En base a lo anterior, se determina para el caso de este fraccionamiento la siguiente aportación sanitaria que se muestra en la tabla:

DESARROLLADORA INVERTA COMERCIAL	APORTACIÓN
Habitacional	152.25 l/hab/día
Área de equipamiento, de pozo y comercial	4.5 l/m²/dia

Tabla 26. Aportación sanitaria.

7.2. DETERMINACIÓN DE LOS GASTOS SANITARIOS.

Para la determinación de los gastos del sistema de drenaje sanitario se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

- Las aportaciones sanitarias por conducir en la red de drenaje, que para el caso del fraccionamiento Lomas del Dorado se considera el total de las descargas de origen doméstico y el área de equipamiento, pozo y comercial.
- El material más apropiado, física y económicamente, para la tubería de la red de drenaje.
- Y por último el sitio de descarga al cárcamo de Bombeo de aguas residuales en el propio fraccionamiento.

Tomando en cuenta lo anterior, se procedió a realizar el cálculo de la red sanitaria del Fraccionamiento Lomas del Dorado, el cual se muestra detallado para cada uno de los tramos de la red de drenaje proyectada en **la tabla 33** que se podrá ver más adelante, basándose en los datos básicos de proyecto siguientes:

7.2.1. GASTO MEDIO

7.2.1.1. Habitacional

El gasto medio habitacional se determina al multiplicar la aportación por el número de habitantes de proyecto entre el número de segundos al día, como se muestra en la siguiente expresión:

$$Q_{m.h.} = \frac{P\ x\ Ap}{86{,}400} =$$

Dónde:

$Q_{m.h.}$= Gasto medio habitacional en l/s.
P = Población, Fracc. Lomas del Dorado (2,676 hab.)
Ap = Aportación (152.25 l/hab/día)

Sustituyendo la Expresión anterior tenemos:

$Q_{m.h.}$(Fracc. Lomas del Dorado) = **4.72** l/seg

7.2.1.2. Para Área de equipamiento y comercial.

$$Q_{m.r.} = \frac{Ar.x.Ap}{86{,}400} =$$

Dónde:

$Q_{m.r.}$ = Gasto medio de equipamiento y comercial en l/s.
Ar = Áreas, Fracc. Lomas del Dorado (23,823.56 m²)
Ap = Aportación (4.5 l/m²/día).

Sustituyendo la Expresión anterior tenemos:

$Q_{m.e.}$ (Fracc. Lomas del Dorado) = **1.24** l/seg

Sumando los resultados del gasto medio total sanitario, en lomas del dorado, se obtienen los siguientes gastos en la **tabla 27:**

MUNICIPIO	FRACCIONAMIENTO	GASTO MEDIO(L/S)
Boca del Río	Lomas del Dorado	5.96

Tabla 27. Gasto medio total sanitario.

7.2.2. GASTO MÍNIMO

Se considera como gasto mínimo la mitad del gasto medio, y el resultado lo podemos ver en el Cuadro No. 3.3:

$$Qmínimo = \left(\frac{Q_{med}}{2} \right) =$$

Sustituyendo la Expresión anterior tenemos:

MUNICIPIO	FRACCIONAMIENTO	GASTO MÍNIMO(L/S)
Boca del Río	Lomas del Dorado	2.98

Tabla 28. Gasto mínimo sanitario.

Se debe considerar que para efectos de cálculo de cada uno de los tramos el gasto mínimo no debe ser menor a lo indicado en el Cuadro No. 3.4, de acuerdo al diámetro de la tubería, esto es aplicable para WC ahorradores.

DIÁMETRO DEL TUBO(cm)	GASTO MÍNIMO(l/seg)
20	1
25	1
31	2
40	2
45	3
61	5

Tabla 29. Gasto mínimo por diámetro de tubería.

7.2.3. COEFICIENTE DE VARIACIÓN INSTANTÁNEA O DE HARMON. Los proyectos de alcantarillado sanitario se ven afectados por variaciones en las aportaciones, provocando una fluctuación en el gasto conducido, pudiendo afectar el funcionamiento hidráulico del alcantarillado al no tener capacidad de conducción en momentos extraordinarios, o con la aportación de aguas negras producidas de un crecimiento demográfico explosivo; por estos motivos se aplican coeficientes que simulan estos incrementos. Uno de ellos es el Coeficiente de Harmon el cual cuantifica la variación máxima instantánea de las aportaciones de aguas negras, calculado mediante la siguiente fórmula:

$$\eta = 1 + \frac{14}{(4 + \sqrt{p})}$$

Dónde:

η: coeficiente de Harmon
p: Población de proyecto expresada en miles

Sustituyendo en la fórmula resulta un Coeficiente de Harmon:

FRACCIONAMIENTO	COEFICIENTE DE HARMON
Lomas del Dorado	**3.48**

Tabla 30. Coeficiente de Harmon

Es importante mencionar que, para el área de equipamiento, pozo y comercial, se asignará un coeficiente de previsión constante de 1.50

7.2.4. GASTO MÁXIMO INSTANTANEO

Es el resultado de aplicar al gasto medio el coeficiente de variación instantánea o de Harmon, como lo muestra la siguiente ecuación:

$$Q_{máximo\,instantáneo} = Q_{medio} \times \eta$$

Sustituyendo este valor y aplicándolo a cada tramo del Cuadro No. 3.7 que vamos a poder ver más adelante, se obtiene un valor del gasto máximo instantáneo total que se muestra en la **tabla 31**:

Lomas del Dorado

$$Qmáx.inst.poblaciond = (4.72)(3.48) = 16.43\ l/s$$

$$Qmáx.inst.Áreas = (1.24)(1.5) = 1.86\ l/s$$

$$Qmáx.inst.total = (16.43) + (1.86) = 18.29\ l/s$$

MUNICIPIO	FRACCIONAMIENTO	GASTO MÁX. INST.(l/seg)
Boca del Río	Lomas del Dorado	18.29

Tabla 31. Gasto máximo instantáneo sanitario.

7.2.5. COEFICIENTE DE PREVISIÓN

Este coeficiente es un margen de seguridad previniendo los excesos en las aportaciones que puede recibir la red por concepto de aguas pluviales domiciliarias, aunque cabe aclarar que las aguas pluviales deben eliminarse por un sistema separado, aunque siempre existe una aportación pluvial por patios y azoteas de las casas. Este Coeficiente de Variación será de 1.50.

7.2.6. GASTO MÁXIMO PREVISTO

Es el resultado de aplicar al gasto máximo instantáneo el coeficiente de previsión, como lo muestra la siguiente ecuación:

$$Q_{máximo\ previsto} = Q_{máximo\ inst} \times C.\ previsión$$

Aplicando está formula a cada tramo de la red de alcantarillado sanitario de la **tabla 33** que vamos a poder ver más adelante y sumándolos, se obtiene un valor del gasto máximo extraordinario total el cual se muestra en la **tabla 32**:

MUNICIPIO	FRACCIONAMIENTO	GASTO MÁX. EXT.(l/seg)
Boca del Río	Lomas del Dorado	27.44

Tabla 32. Gasto máximo extraordinario sanitario.

7.3. GENERALIDADES

La red de alcantarillado será construida con tubería de P.V.C estructurada por fuera. de diámetro de 25,31 cm y 40 cm debiendo cumplir con los requisitos establecidos por la Comisión Nacional del Agua, instalándose piezas especiales para las descargas domiciliarias sencillas de P.V.C estructurado., garantizando su hermeticidad de la red general.

El trazo de la red de alcantarillado sanitario se definió en la zona del Fraccionamiento con la nivelación de calles con la finalidad de trabajar en su totalidad por gravedad y mantener pozos con profundidades lo más bajas posibles, reduciendo con esto su costo de construcción.

Después de la red de atarjeas del Fraccionamiento Lomas del Dorado, se planea conducir las aguas residuales hasta el Cárcamo de Bombeo ubicado en el propio fraccionamiento.

El cálculo de la red de alcantarillado sanitario se realizó basándose en la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{A}{n} Rh^{2/3} S^{1/2}$$

Dónde:

Q = Gasto a tubo lleno (m3/s)
A = Área del tubo (m2)
Rh = Radio hidráulico del tubo
S = Pendiente del tramo de tubería.

Utilizando un coeficiente de rugosidad de n=0.009 para una tubería sanitaria de P.V.C. estructurada por fuera. El proceso de cálculo se basó en lo indicado en inciso 2.1.

En la **tabla 33**, se muestra la tabla de cálculo del alcantarillado sanitario, en la cual se definieron cada una de las características para cada uno de los tramos de tubería, como son entre otros la población, gastos, diámetros, pendientes, longitudes, altura de pozos de visita. Dicha tabla se presenta como Anexo “C” en hoja de Excel debido a sus dimensiones.

Todos los resultados del cálculo de la red de alcantarillado sanitario se ven plasmados en el Plano AS-01, el cual se presentan en el Anexo “D” del presente informe.

7.3.1. RESUMEN DE LOS DATOS DE PROYECTO DE ALCANTARILLADO SANITARIO

Fraccionamiento	Lomas del Dorado
No de Viviendas	669 viv
No de habitantes por vivienda	4 hab/viv
Población de Proyecto	2,676 hab.
Aportación habitacional (75%) Lomas del Dorado	152.25 l/hab/día
Aportación de Equipamiento, Pozo y Comercio.	4.5 l/m^2/día
Sistema	Separado de aguas pluviales
Formulas empleadas	Harmon y Manning
Sitio de vertido	Cárcamo de Bombeo
Coeficientes:	
Harmon poblacional	3.48
Harmon de Equipamiento, Pozo y Comercio.	1.50
De Previsión	1.50
Velocidades:	
Mínima	0.60 m/seg
Máxima $_{concreto}$	3.00 m/seg
Máxima$_{P.V.C.}$	5.00 m/seg
Gasto de Alcantarillado Sanitario	
Mínimo	2.98 l/s
Medio	5.96 l/s
Máximo Instantáneo	18.29 l/s
Máximo Previsto	27.44 l/s

8. CAPITULO III.

PROYECTO EJECUTIVO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

8.1. ANÁLISIS HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO DEL MANEJO DE LOS ESCURRIMIENTOS PLUVIALES INTERNOS DEL DESARROLLO.

8.1.1. DEFINICIÓN E INTEGRACIÓN DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

Apoyados con la información topográfica que se dispone de la zona, se definieron 5 cuencas de drenaje pluvial, las cuales se clasificaron con los números del 2 al 6. Estas cuencas se muestran de manera esquemática en la **ilustración 13**. La información anterior servirá de base para los cálculos del drenaje pluvial interno, así como para el manejo y desalojo de los escurrimientos pluviales.

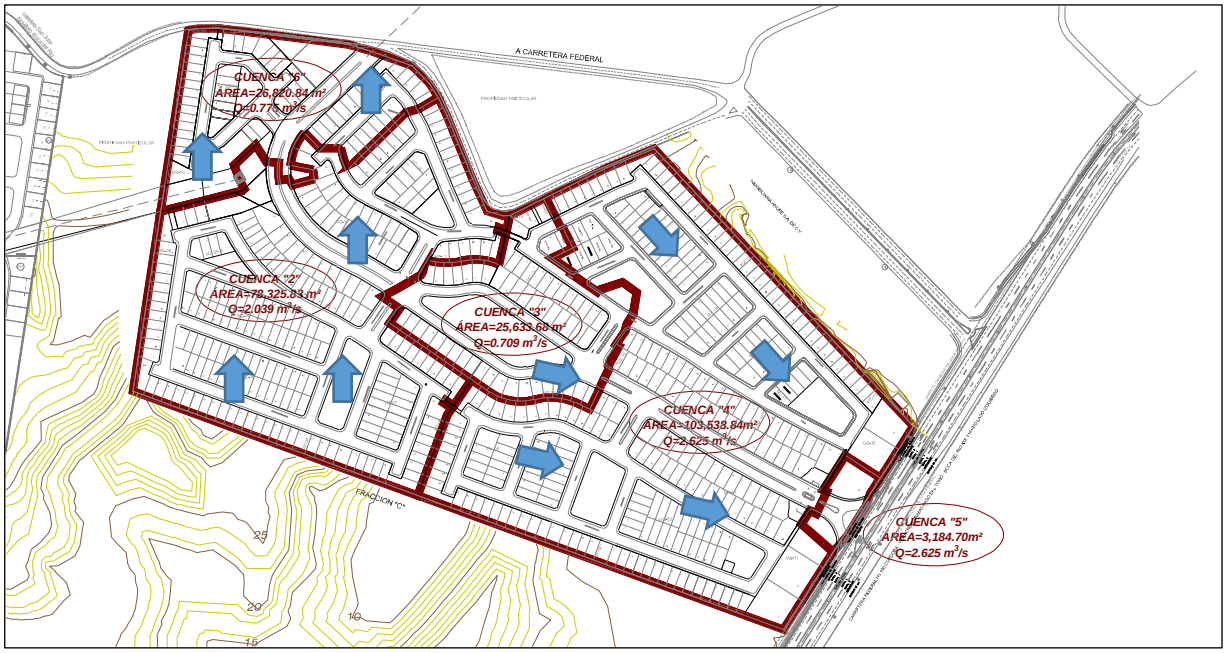


Ilustración 13. Determinación de las cuencas de drenaje pluvial.

Como se ve en la imagen anterior, la nivelación de las vialidades en el fraccionamiento, se diseñó para que los escurrimientos pluviales fluyan hacia los caminos y carreteras que están al exterior del fraccionamiento, en conclusión, no hay puntos bajos que puedan causar encharcamientos al interior del fraccionamiento. Sin embargo, para lograr un mejor manejo de los escurrimientos pluviales dentro del desarrollo, las cuencas pluviales internas, se subdividieron en subcuencas.

Para ello, se colocaron varios traga tormentas en puntos estratégicos, donde se acumulará la mayor cantidad de escurrimiento pluvial que se presente durante una tormenta. La ubicación de los traga tormentas y las subcuencas con su sentido de escurrimiento, se muestra en la **ilustración 14**.

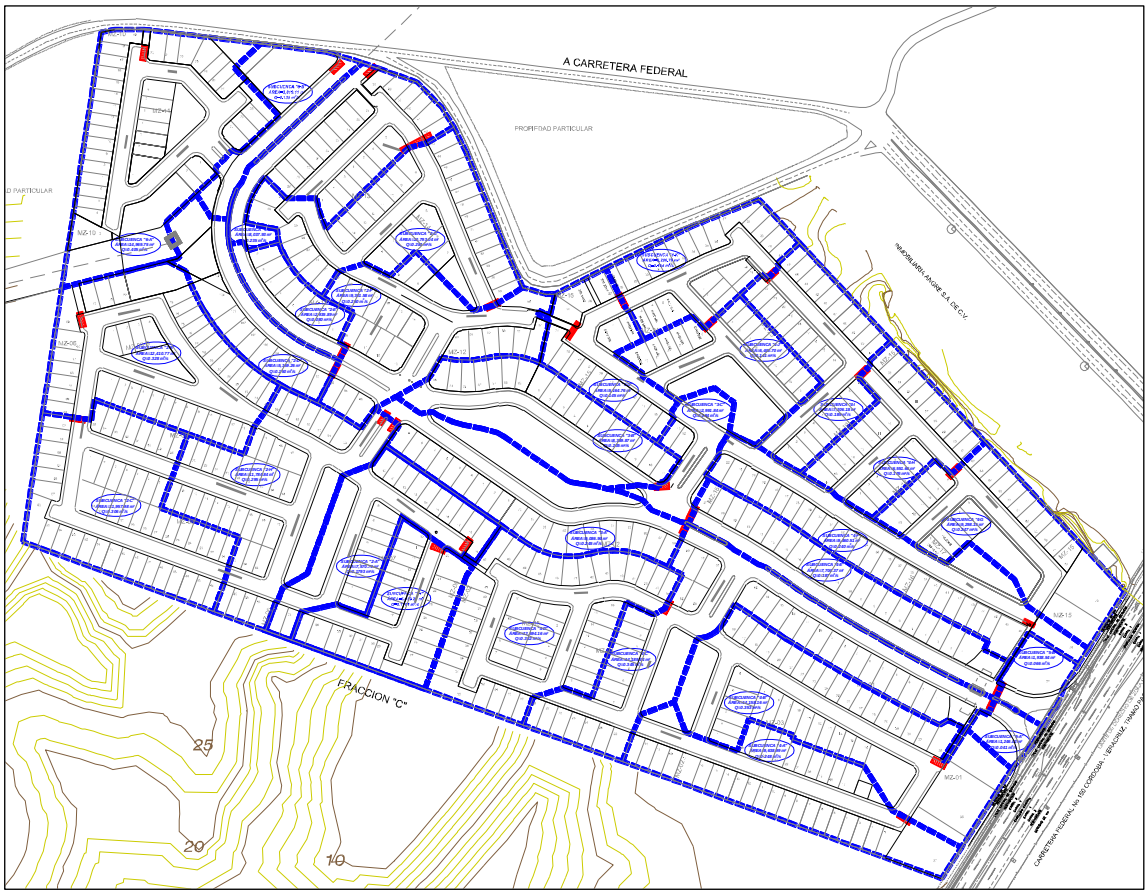


Ilustración 14. Determinación de las subcuencas de drenaje pluvial y ubicación de traga tormentas.

Finalmente, las características fisiográficas de cada una de las subcuencas mencionadas se muestran en la **ilustración 15**.

CUENCA	AREA km^2	PENDIENTE MEDIA	LONGITUD m
2-A	0.0075	0.0109	193.28
2-B	0.0124	0.0080	156.41
2-C	0.0119	0.0188	177.95
2-D	0.0051	0.0173	135.29
2-E	0.0029	0.0169	135.38
2-F	0.0093	0.0311	165.89
2-G	0.0107	0.0177	175.21
2-H	0.0117	0.0113	191.44
2-I	0.0064	0.0179	127.97
3-A	0.0090	0.0061	224.70
3-B	0.0083	0.0078	197.11
3-C	0.0029	0.0070	84.47
3-D	0.0051	0.0539	86.07
4-A	0.0096	0.0141	186.37
4-B	0.0141	0.0129	215.74
4-C	0.0141	0.0113	382.68
4-D	0.0125	0.0163	179.44
4-E	0.0077	0.0059	237.67
4-F	0.0094	0.0072	239.37
4-G	0.0093	0.0093	117.87
4-H	0.0065	0.0096	88.94
4-I	0.0072	0.0109	158.60
4-J	0.0064	0.0281	77.95
4-K	0.0063	0.0034	115.52
5-A	0.0012	0.0170	38.14
5-B	0.0019	0.0151	39.14
6-A	0.0149	0.0578	123.33
6-B	0.0038	0.0789	97.32
6-C	0.0080	0.0660	154.89

Ilustración 15. Características fisiográficas de las subcuencas pluviales.

8.1.2. DETERMINACIÓN DE LOS ESCURRIMIENTOS.

7.2.1.3. Tiempo de Concentración.

Para definir el valor de la altura de lluvia de diseño, de acuerdo con el modelo de tormenta planteado, se requiere conocer cuál es la duración de la tormenta que se va a analizar. Para ello, dado que el gasto del escurrimiento adquiere su máximo valor (Gasto de pico) cuando el tiempo de transito del escurrimiento es igual al tiempo de concentración tc, se acepta como se verá posteriormente que la duración de la tormenta es igual al tc *(Ref 3).*

El tiempo de concentración tc del escurrimiento, se define como el tiempo de tránsito de una partícula de agua sobre la superficie de la cuenca, desde el punto más alejado del parteaguas de la cuenca a su salida.

La pendiente promedio de cada uno de los cauces de las cuencas, se calcularon a través del método de Taylor – Schwarz, y se muestran en los **Cuadros del No.5.2 al 5.30.**

TABLA 5.2 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "2-A"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+019.79	19.79	16.900	16.570	0.0167	153.25
0+019.79	0+033.73	13.94	16.570	16.160	0.0294	81.28
0+033.73	0+116.67	82.94	16.160	14.290	0.0225	552.36
0+116.67	0+193.28	76.61	14.290	13.890	0.0052	1060.23
SUMA		**193.28**				**1,847.13**
					Sc =	**1.09%**

TABLA 5.3 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "2-B"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+104.57	104.57	14.720	14.223	0.0048	1516.81
0+104.57	0+156.41	51.84	14.223	11.750	0.0477	237.35
SUMA		**156.41**				**1,754.16**
					Sc =	**0.80%**

TABLA 5.4 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "2-C"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+113.06	113.06	17.300	15.638	0.0147	932.50
0+113.06	0+177.95	64.89	15.638	13.610	0.0313	367.06
SUMA		**177.95**				**1,299.55**
					Sc =	**1.88%**

TABLA 5.5 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "2-D"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+060.97	60.97	14.980	14.090	0.0146	504.64
0+060.97	0+135.29	74.32	14.090	12.600	0.0200	524.89
SUMA		**135.29**				**1,029.52**
					Sc =	**1.73%**

TABLA 5.6 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "2-E"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+135.38	135.38	14.980	12.690	0.0169	1040.94
SUMA		**135.38**				**1,040.94**
					Sc =	**1.69%**

TABLA 5.7 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "2-F"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+041.23	41.23	12.600	11.970	0.0153	333.54
0+041.23	0+060.00	18.77	11.970	10.960	0.0538	80.92
0+060.00	0+102.00	42.00	10.960	8.710	0.0536	181.46
0+102.00	0+111.25	9.25	8.710	8.660	0.0054	125.81
0+111.25	0+165.89	54.64	8.660	5.250	0.0624	218.72
SUMA		**165.89**				**940.45**
					Sc =	**3.11%**

TABLA 5.8 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "2-G"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+013.13	13.13	11.770	11.523	0.0188	95.73
0+013.13	0+024.67	11.54	11.523	11.340	0.0159	91.64
0+024.67	0+067.75	43.08	11.340	10.450	0.0207	299.72
0+067.75	0+150.72	82.97	10.450	4.907	0.0668	321.00
0+150.72	0+175.21	24.49	4.907	4.850	0.0023	507.70
SUMA		**175.21**				**1,315.79**
					Sc =	**1.77%**

TABLA 5.9 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "2-H"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+088.63	88.63	16.300	15.670	0.0071	1051.24
0+088.63	0+120.46	31.83	15.670	14.590	0.0339	172.80
0+120.46	0+139.25	18.79	14.590	14.400	0.0101	186.86
0+139.25	0+161.16	21.91	14.400	14.270	0.0059	284.44
0+161.16	0+191.44	30.28	14.270	11.880	0.0789	107.78
SUMA		**191.44**				**1,803.12**
					Sc =	**1.13%**

TABLA 5.10 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "2-I"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+058.91	58.91	16.390	15.450	0.0160	466.36
0+058.91	0+127.97	69.06	15.450	14.080	0.0198	490.32
SUMA		**127.97**				**956.68**
					Sc =	**1.79%**

TABLA 5.11 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "3-A"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+023.69	23.69	12.010	11.930	0.0034	407.66
0+023.69	0+224.70	201.01	11.930	10.600	0.0066	2471.16
SUMA		**224.70**				**2,878.82**
					Sc =	**0.61%**

TABLA 5.12 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "3-B"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+014.55	66.14	12.010	10.630	0.0209	457.89
0+014.55	0+136.00	121.45	10.630	9.980	0.0054	1660.12
0+136.00	0+145.52	9.52	9.980	9.915	0.0068	115.21
SUMA		**197.11**				**2,233.22**
					Sc =	**0.78%**

TABLA 5.13 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "3-C"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+032.65	32.65	10.430	10.120	0.0095	335.08
0+032.65	0+063.04	30.39	10.120	9.800	0.0105	296.16
0+032.65	0+054.08	21.43	9.800	9.730	0.0033	374.96
SUMA		**84.47**				**1,006.19**
					Sc =	**0.70%**

TABLA 5.14 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "3-D"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+042.60	40.04	10.430	8.940	0.0372	207.56
0+042.60	0+088.63	46.03	8.940	5.280	0.0795	163.24
SUMA		**86.07**				**370.80**
					Sc =	**5.39%**

TABLA 5.15 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "4-A"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+186.37	186.37	14.020	11.400	0.0141	1571.86
SUMA		**186.37**				**1,571.86**
					Sc =	**1.41%**

TABLA 5.16 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "4-B"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+050.84	50.84	13.360	11.870	0.0293	296.97
0+050.84	0+076.27	25.43	11.870	11.570	0.0118	234.13
0+076.27	0+215.74	139.47	11.570	10.120	0.0104	1367.85
SUMA		**215.74**				**1,898.95**
					Sc =	**1.29%**

TABLA 5.17 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "4-C"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+057.57	57.57	14.850	14.070	0.0135	494.59
0+057.57	0+115.85	58.28	14.070	12.380	0.0290	342.24
0+115.85	0+132.32	16.47	12.380	12.190	0.0115	153.34
0+132.32	0+157.81	25.49	12.190	11.930	0.0102	252.39
0+157.81	0+204.78	46.97	11.930	10.130	0.0383	239.94
0+204.78	0+382.68	177.90	10.130	8.870	0.0071	2113.87
SUMA		**382.68**				**3,596.37**
					Sc =	**1.13%**

TABLA 5.18 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "4-D"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+078.46	78.46	16.100	13.440	0.0339	426.12
0+078.46	0+179.44	100.98	13.440	12.370	0.0106	980.98
SUMA		**179.44**				**1,407.10**
					Sc =	**1.63%**

TABLA 5.19 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "4-E"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+237.67	237.67	9.770	8.360	0.0059	3085.75
SUMA		**237.67**				**3,085.75**
					Sc =	**0.59%**

TABLA 5.20 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "4-F"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+223.59	21.04	10.170	9.870	0.0143	176.20
0+223.59	0+441.92	218.33	9.870	8.390	0.0068	2651.79
SUMA		**239.37**				**2,827.99**
					Sc =	**0.72%**

TABLA 5.21 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "4-G"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+028.04	25.18	8.530	7.770	0.0302	144.94
0+028.04	0+140.02	92.69	7.770	7.080	0.0074	1074.30
SUMA		**117.87**				**1,219.23**
					Sc =	**0.93%**

TABLA 5.22 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "4-H"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+088.94	88.94	7.080	6.230	0.0096	909.78
SUMA		**88.94**				**909.78**
					Sc =	**0.96%**

TABLA 5.23 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "4-I"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+078.12	78.12	10.050	6.120	0.0503	348.29
0+078.12	0+140.02	80.48	6.120	5.740	0.0047	1171.22
SUMA		**158.60**				**1,519.52**
					Sc =	**1.09%**

TABLA 5.24 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "4-J"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+057.33	57.33	8.160	6.470	0.0295	333.91
0+057.33	0+140.02	20.62	6.470	5.960	0.0247	131.11
SUMA		**77.95**				**465.02**
					Sc =	**2.81%**

TABLA 5.25 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "4-K"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+022.97	22.97	5.830	5.680	0.0065	284.25
0+022.97	0+115.52	92.55	5.680	5.400	0.0030	1682.62
SUMA		**115.52**				**1,966.87**
					Sc =	**0.34%**

TABLA 5.26 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "5-A"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+038.14	38.14	8.960	8.310	0.0170	292.16
SUMA		**38.14**				**292.16**
					Sc =	**1.70%**

TABLA 5.27 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "5-B"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+039.14	39.14	8.360	7.770	0.0151	318.79
SUMA		**39.14**				**318.79**
					Sc =	**1.51%**

TABLA 5.28 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "6-A"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+123.33	123.33	11.200	4.070	0.0578	512.91
SUMA		**123.33**				**512.91**
					Sc =	**5.78%**

TABLA 5.29 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "6-B"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+044.04	44.04	14.980	12.160	0.0640	174.04
0+044.04	0+141.36	97.32	12.160	4.480	0.0789	346.44
SUMA		**97.32**				**346.44**
					Sc =	**7.89%**

TABLA 5.30 ANALISIS HIDRAULICO DE LA SUBCUENCA PLUVIAL "6-C"						
CÁLCULO DE LA PENDIENTE REPRESENTATIVA DEL CAUCE POR EL METODO DE TAYLOR - SCHWARZ						
TRAMO		LONG.	COTA		PENDIENTE	$Li / (Si)^{1/2}$
INICIAL	FINAL	(m)	INICIAL	FINAL	DEL TRAMO	
0+000.00	0+154.89	154.89	14.640	4.410	0.0660	602.69
SUMA		**154.89**				**602.69**
					Sc =	**6.60%**

Para evaluar el tiempo de concentración se utilizarán la expresión propuesta por Chow, Rowe, Kirpich y el método del SCS.

Chow propone la expresión:

$$tc = 0.01\left[L / S^{0.5}\right]^{0.64} \qquad (4.3)$$

Dónde:

tc = tiempo de concentración, en horas
L = longitud del cauce principal, en m
S = pendiente media del cauce, en porcentaje.

Rowe propone:

$$tc = \left[\frac{0.8708L^3}{H}\right]^{0.385} \qquad (4.4)$$

En dónde:

tc = tiempo de concentración, en horas
L = longitud del cauce proyectado en la horizontal, en km
H = desnivel del inicio al final del cauce ya compensado, en m

Kirpich plantea:

$$tc = 0.0003245\left[L / S^{0.5}\right]^{0.77} \qquad (4.5)$$

Dónde:

tc = tiempo de concentración, en horas
L = longitud del cauce principal, en m
S = pendiente media del cauce

Por último, el modelo del SCS se estructura como:

$$tc = \frac{L^{1.15}}{3{,}085\left[D^{0.38}\right]} \qquad (4.6)$$

Siendo:

tc = tiempo de concentración, en horas
L = longitud del cauce principal, en m
D = desnivel del inicio al final del cauce ya compensado, en m.

(FORMULA DE CHOW)

$$tc = 0.01\left[L / S^{0.5}\right]^{0.64}$$

CUENCA O SUBCUENCA	PENDIENTE MEDIA	LONGITUD (m)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN tc (horas)
2-A	0.01090	193.28	0.283
2-B	0.00800	156.41	0.272
2-C	0.01880	177.95	0.225
2-D	0.01730	135.29	0.194
2-E	0.01690	135.38	0.196
2-F	0.03110	165.89	0.183
2-G	0.01770	175.21	0.227
2-H	0.01130	191.44	0.278
2-I	0.01790	127.97	0.185
3-A	0.00610	224.70	0.375
3-B	0.00780	197.11	0.319
3-C	0.00700	84.47	0.192
3-D	0.05390	86.07	0.101
4-A	0.01410	186.37	0.254
4-B	0.01290	215.74	0.287
4-C	0.01130	382.68	0.433
4-D	0.01630	179.44	0.237
4-E	0.00590	237.67	0.393
4-F	0.00720	239.37	0.370
4-G	0.00930	117.87	0.217
4-H	0.00960	88.94	0.179
4-I	0.01090	158.60	0.249
4-J	0.02810	77.95	0.117
4-K	0.00340	115.52	0.295
5-A	0.01700	38.14	0.087
5-B	0.01510	39.14	0.092
6-A	0.05780	123.33	0.124
6-B	0.07890	97.32	0.097
6-C	0.06600	154.89	0.138
TIEMPO MEDIO DE CONCENTRACIÓN EN LAS CUENCAS			**0.227**

Ilustración 16. Determinación del tiempo de concentración Fórmula de Chow.

(FORMULA DE ROWE)

$$tc = \left[\frac{0.8708L^3}{H}\right]^{0.385}$$

CUENCA	DESNIVEL (m)	LONGITUD (Km)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN tc (horas)
2-A	3.01	0.19	0.093
2-B	2.97	0.16	0.073
2-C	3.69	0.18	0.078
2-D	2.38	0.14	0.067
2-E	2.29	0.14	0.068
2-F	7.35	0.17	0.055
2-G	6.92	0.18	0.060
2-H	4.42	0.19	0.079
2-I	2.31	0.13	0.064
3-A	1.32	0.22	0.152
3-B	2.10	0.20	0.109
3-C	0.70	0.08	0.063
3-D	5.15	0.09	0.030
4-A	2.62	0.19	0.094
4-B	3.24	0.22	0.103
4-C	5.98	0.38	0.157
4-D	3.73	0.18	0.079
4-E	1.41	0.24	0.158
4-F	1.78	0.24	0.146
4-G	1.45	0.12	0.070
4-H	0.85	0.09	0.062
4-I	4.31	0.16	0.064
4-J	2.20	0.08	0.037
4-K	0.34	0.12	0.119
5-A	0.65	0.04	0.026
5-B	0.59	0.04	0.028
6-A	7.13	0.12	0.040
6-B	10.50	0.10	0.026
6-C	10.23	0.15	0.045
TIEMPO MEDIO DE CONCENTRACIÓN EN LAS CUENCAS			**0.077**

Ilustración 17. Determinación del tiempo de concentración Fórmula de Rowe

(FORMULA DE KIRPICH)

$$tc = 0.0003245 \left[L / S^{0.5} \right]^{0.77}$$

CUENCA	PENDIENTE MEDIA	LONGITUD (m)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN tc (horas)
2-A	0.01090	193.28	0.10646
2-B	0.00800	156.41	0.10188
2-C	0.01880	177.95	0.08098
2-D	0.01730	135.29	0.06771
2-E	0.01690	135.38	0.06836
2-F	0.03110	165.89	0.06321
2-G	0.01770	175.21	0.08190
2-H	0.01130	191.44	0.10422
2-I	0.01790	127.97	0.06402
3-A	0.00610	224.70	0.14948
3-B	0.00780	197.11	0.12294
3-C	0.00700	84.47	0.06674
3-D	0.05390	86.07	0.03086
4-A	0.01410	186.37	0.09375
4-B	0.01290	215.74	0.10858
4-C	0.01130	382.68	0.17765
4-D	0.01630	179.44	0.08611
4-E	0.00590	237.67	0.15810
4-F	0.00720	239.37	0.14724
4-G	0.00930	117.87	0.07733
4-H	0.00960	88.94	0.06150
4-I	0.01090	158.60	0.09142
4-J	0.02810	77.95	0.03674
4-K	0.00340	115.52	0.11216
5-A	0.01700	38.14	0.02571
5-B	0.01510	39.14	0.02746
6-A	0.05780	123.33	0.03963
6-B	0.07890	97.32	0.02929
6-C	0.06600	154.89	0.04488
15	0.00220	188.29	0.19320
TIEMPO MEDIO DE CONCENTRACIÓN EN LAS CUENCAS			**0.084**

Ilustración 18. Determinación del tiempo de concentración Fórmula de Kirpich.

(FORMULA DE SCS)

$$tc = \frac{L^{1.15}}{3{,}085\left[D^{0.38}\right]}$$

CUENCA	DESNIVEL (m)	LONGITUD (m)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN tc (horas)
2-A	3.01	193.28	0.091
2-B	2.97	156.41	0.072
2-C	3.69	177.95	0.076
2-D	2.38	135.29	0.066
2-E	2.29	135.38	0.067
2-F	7.35	165.89	0.054
2-G	6.92	175.21	0.059
2-I	2.31	127.97	0.062
2-H	4.42	191.44	0.078
3-A	1.32	224.70	0.148
3-B	2.10	197.11	0.107
3-C	0.70	84.47	0.061
3-D	5.15	86.07	0.029
4-A	2.62	186.37	0.092
4-B	3.24	215.74	0.100
4-C	5.98	382.68	0.153
4-D	3.73	179.44	0.077
4-E	1.41	237.67	0.154
4-F	1.78	239.37	0.142
4-G	1.45	117.87	0.068
4-H	0.85	88.94	0.060
4-I	4.31	158.60	0.063
4-J	2.20	77.95	0.036
4-K	0.34	115.52	0.115
5-A	0.65	38.14	0.025
5-B	0.59	39.14	0.027
6-A	7.13	123.33	0.039
6-B	10.50	97.32	0.026
6-C	10.23	154.89	0.044
TIEMPO MEDIO DE CONCENTRACIÓN EN LAS CUENCAS			**0.076**

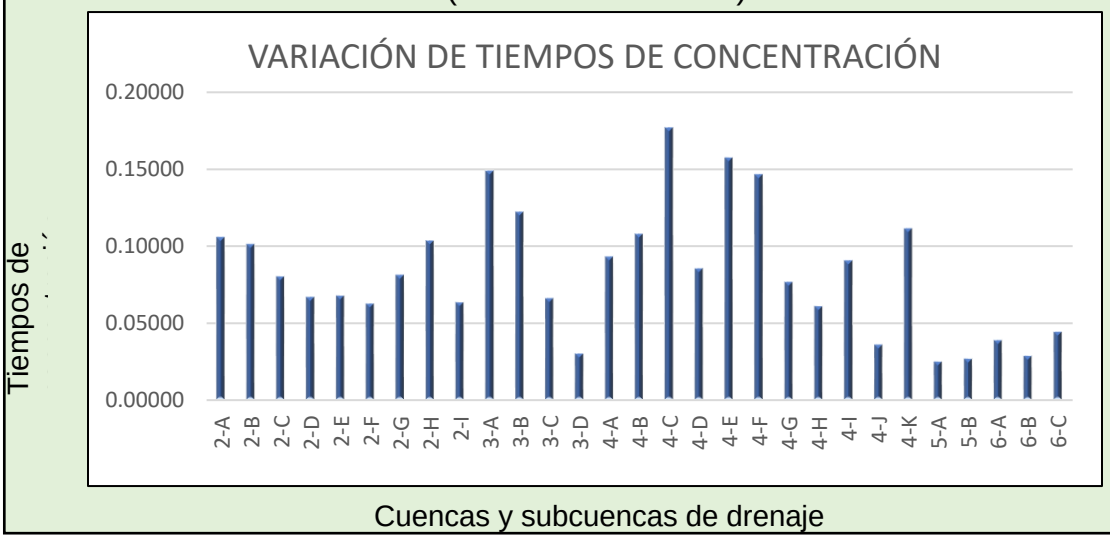
Ilustración 19. Determinación del tiempo de concentración Fórmula de SCS.

Del análisis de las características fisiográficas de las cuencas en estudio (**ilustración 15***)* se deducen los tiempos de concentración para cada una de las subcuencas en análisis y los criterios planteados, mismos que se mostraron respectivamente en las **ilustraciones del 16 al 19.**

De este análisis se concluye que se usarán los valores deducidos por el criterio del Kirpich. En promedio, este método proporciona los tiempos de concentración medios. Mismos que permiten deducir los gastos de las avenidas promedio; la variación de esos tiempos de concentración se muestra en la **Gráfica No. 5.1.**

Los tiempos de concentración del escurrimiento con el criterio de Kirpich, en las diversas subcuencas, varían desde 0.053 hora a 0.116 hora, Para el presente proyecto se realizará el análisis para una duración de tormenta de diseño de 0.5 y 1 hora.

GRÁFICA No. 5.1. VARIACIÓN DE TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN (MÉTODO KIRPICH).



8.1.3. LLUVIA EN EXCESO

Para determinar los escurrimientos producidos por la tormenta de diseño, se requiere deducir la lluvia en exceso. Para ello se utilizará el coeficiente de escurrimiento C, de acuerdo con las características fisiográficas de tipo y uso de suelo de las subcuencas de drenaje de la zona en estudio. En el presente estudio se usará el criterio del coeficiente de escurrimiento C, que establece el Manual de agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento 2015, De acuerdo a la siguiente Formula:

$$\overline{C}e = \frac{\sum_{i=1}^{n} A_{is} C_{ei}}{A_{TMC}}$$

Dónde:

$\overline{C}e$	Coeficiente de escurrimiento promedio ponderado
A_{is}	Área por tipo de uso de suelo (m2)
C_{ei}	Coeficiente de escurrimiento por tipo de uso de suelo (adimensional)
A_{TMC}	Área total de la microcuenca
is	Tipo de Suelo
n	Numero de tipos de suelo dentro de la microcuenca

Como no se dispone de información hidrométrica, el coeficiente de escurrimiento se evaluará a través de las características de las cuencas, que de acuerdo con la ASCE para las zonas no urbanizadas se involucran en el escurrimiento: relieve, infiltración, cubierta vegetal y almacenaje superficial basándose en el **CUADRO No. 5.35.**

Dado que el predio en estudio se encuentra en una zona de crecimiento urbano próximo, se estimarán las áreas completamente urbanizadas para la determinación del coeficiente de escurrimiento.

TIPO DE AREA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO		
	MINIMO	MAXIMO	PROMEDIO
ASFALTO	0.700	0.950	0.825
CONCRETO HIDRAULICO	0.800	0.950	0.875
LOTIFICACION	0.500	0.700	0.600
PARQUES	0.100	0.250	0.175
TERRENO SIN CONSTRUIR	0.200	0.400	0.300
TERRENO NATURAL	0.150	0.200	0.175
ZONA COMERCIAL	0.750	0.950	0.850

Ilustración 20. Coeficiente de escurrimiento por tipo de suelo (ASCE).

Para determinar el coeficiente de escurrimiento de cada subcuenca en estudio, se realizó el siguiente procedimiento:

- Se identificó el tipo de suelo que se encuentra en cada una de las 7 subcuencas
- Se asignó un coeficiente de escurrimiento promedio.
- Se calculó para cada subcuenca, el área y por cada tipo de uso de suelo, el porcentaje de área que ocupa dentro de la cuenca, con respecto al área total.

De esta forma se calcularon los coeficientes para las cuencas 2 a la 6, ya que se contaba con los planos de lotificación y topográficos necesarios para determinar los usos de suelo de cada cuenca. En el caso de la cuenca 1, se consideró un coeficiente de escurrimiento de C=0.80 ya que se plantea la futura urbanización de estos predios, y en el caso de las cuencas 7 y 8, se manejó una proporción de 80-20, destinando el 80% del área para banqueta y vialidad (C=0.80) mientras que el 20% del área se destinó a área verde (C=0.10). El resultado del coeficiente de escurrimiento promedio ponderado para cada subcuenca se puede observar detalladamente en el **Cuadro No. 5.36**

CUADRO No. 5.36 CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO PROMEDIO PONDERADO PARA LAS CUENCAS DE DRENAJE PLUVIAL DEL FRACCIONAMIENTO LOMAS DEL DORADO

CUENCA Ó SUBCUENCA	AREAS(m2)									COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO(Cei)								
	ASFALTO (EQUIP. URBANO)	CONCRETO HIDRAULICO (BANQUETAS Y VIALIDADES)	LOTIFICACION	PARQUES	TERRENO SIN CONSTRUIR (POZO Y PTAR)	TERRENO NATURAL	EQUIP. URBANO PARTICULAR	ZONA COMERCIAL	∑Ai	ASFALTO	CONCRETO HIDRAULICO	LOTIFICACION	PARQUES	TERRENO SIN CONSTRUIR	TERRENO NATURAL	ZONA COMERCIAL Y EQUIP PART	∑ Cei	PROMEDIO PONDERADO DEL Cei
										0.7	**0.8**	**0.500**	**0.1**	**0.200**	**0.15**	**0.75**		
2-A	0.00	2,595.09	3,871.00	1,104.64	0.00	0.00	0.00	0.00	7,570.74	0.00	2,076.08	1,935.50	110.46	0.00	0.00	0.00	4,122.04	**0.54**
2-B	0.00	4,096.30	7,035.20	519.10	0.00	0.00	760.18	0.00	12,410.77	0.00	3,277.04	3,517.60	51.91	0.00	0.00	570.13	7,416.68	**0.60**
2-C	0.00	3,231.74	8,726.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11,957.98	0.00	2,585.39	4,363.12	0.00	0.00	0.00	0.00	6,948.51	**0.58**
2-D	0.00	2,123.19	2,311.46	137.89	0.00	0.00	586.71	0.00	5,159.26	0.00	1,698.55	1,155.73	13.79	0.00	0.00	440.03	3,308.11	**0.64**
2-E	0.00	1,102.18	1,729.61	104.11	0.00	0.00	0.00	0.00	2,935.89	0.00	881.74	864.80	10.41	0.00	0.00	0.00	1,756.95	**0.60**
2-F	0.00	3,541.68	5,201.28	558.62	0.00	0.00	0.00	0.00	9,301.58	0.00	2,833.34	2,600.64	55.86	0.00	0.00	0.00	5,489.84	**0.59**
2-G	0.00	3,418.93	7,004.24	369.86	0.00	0.00	0.00	0.00	10,793.04	0.00	2,735.15	3,502.12	36.99	0.00	0.00	0.00	6,274.25	**0.58**
2-H	0.00	4,286.37	6,406.74	1,091.73	0.00	0.00	0.00	0.00	11,784.84	0.00	3,429.10	3,203.37	109.17	0.00	0.00	0.00	6,741.64	**0.57**
2-I	0.00	1,800.40	4,631.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6,432.26	0.00	1,440.32	2,315.93	0.00	0.00	0.00	0.00	3,756.25	**0.58**
3-A	0.00	2,642.18	4,351.35	2.53	0.00	0.00	2,090.88	0.00	9,086.94	0.00	2,113.74	2,175.67	0.25	0.00	0.00	1,568.16	5,857.83	**0.64**
3-B	0.00	2,210.58	3,868.08	0.00	0.00	0.00	2,311.21	0.00	8,389.87	0.00	1,768.46	1,934.04	0.00	0.00	0.00	1,733.41	5,435.91	**0.65**
3-C	0.00	1,927.09	461.79	602.96	0.00	0.00	94.10	0.00	3,085.94	0.00	1,541.67	230.90	60.30	0.00	0.00	70.58	1,903.44	**0.62**
3-D	0.00	1,700.91	3,463.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5,164.76	0.00	1,360.73	1,731.93	0.00	0.00	0.00	0.00	3,092.65	**0.60**
4-A	0.00	2,475.20	5,551.35	428.81	100.00	0.00	0.00	1,083.63	9,638.99	0.00	1,980.16	2,775.68	42.88	20.00	0.00	812.72	5,631.44	**0.58**
4-B	0.00	3,512.26	6,310.98	1,686.44	0.00	0.00	0.00	2,648.48	14,158.16	0.00	2,809.81	3,155.49	168.64	0.00	0.00	1,986.36	8,120.30	**0.57**
4-C	0.00	5,764.46	7,143.75	1,281.23	0.00	0.00	0.00	0.00	14,189.44	0.00	4,611.57	3,571.88	128.12	0.00	0.00	0.00	8,311.57	**0.59**
4-D	0.00	3,936.85	8,657.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12,594.16	0.00	3,149.48	4,328.66	0.00	0.00	0.00	0.00	7,478.14	**0.59**
4-E	0.00	2,644.79	4,624.83	434.75	0.00	0.00	0.00	0.00	7,704.37	0.00	2,115.83	2,312.42	43.48	0.00	0.00	0.00	4,471.72	**0.58**
4-F	0.00	3,839.92	4,835.53	785.07	0.00	0.00	0.00	520.29	9,980.81	0.00	3,071.94	2,417.77	78.51	0.00	0.00	390.22	5,958.43	**0.60**
4-G	0.00	2,280.01	4,107.21	948.64	0.00	0.00	0.00	1,962.28	9,298.15	0.00	1,824.01	2,053.61	94.86	0.00	0.00	1,471.71	5,444.19	**0.59**
4-H	0.00	1,996.57	4,555.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6,551.66	0.00	1,597.26	2,277.54	0.00	0.00	0.00	0.00	3,874.80	**0.59**
4-I	0.00	2,216.34	4,989.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7,206.18	0.00	1,773.07	2,494.92	0.00	0.00	0.00	0.00	4,267.99	**0.59**
4-J	0.00	1,776.07	2,777.36	1,887.27	0.00	0.00	0.00	0.00	6,440.70	0.00	1,420.86	1,388.68	188.73	0.00	0.00	0.00	2,998.26	**0.47**
4-K	0.00	2,045.48	4,251.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6,296.76	0.00	1,636.38	2,125.64	0.00	0.00	0.00	0.00	3,762.02	**0.60**
5-A	0.00	459.63	0.00	138.29	0.00	0.00	0.00	648.10	1,246.02	0.00	367.70	0.00	13.83	0.00	0.00	486.08	867.61	**0.70**
5-B	0.00	482.02	0.00	140.49	0.00	0.00	0.00	1,316.03	1,938.54	0.00	385.62	0.00	14.05	0.00	0.00	987.02	1,386.69	**0.72**
6-A	0.00	6,337.82	6,619.07	1,722.56	290.29	0.00	0.00	0.00	14,969.75	0.00	5,070.26	3,309.53	172.26	58.06	0.00	0.00	8,610.11	**0.58**
6-B	0.00	1,879.73	87.56	108.18	0.00	0.00	1,737.64	0.00	3,813.11	0.00	1,503.78	43.78	10.82	0.00	0.00	1,303.23	2,861.61	**0.75**
6-C	0.00	3,608.14	4,309.20	120.58	0.00	0.00	0.00	0.00	8,037.93	0.00	2,886.51	2,154.60	12.06	0.00	0.00	0.00	5,053.17	**0.63**
	0.00	**79,931.93**	**127,883.07**	**14,173.77**	**390.29**	**0.00**	**7,580.72**	**8,178.81**	**238,138.59**									

8.1.4. PERIODO DE RETORNO

Los Periodos que se recomiendan por el Manual de agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento 2015, se muestran a continuación en la **ilustración 21**.

Tabla 4.2 Periodos de retorno para diseño de redes de drenaje pluvial en zonas urbanas (Conagua, 1996)

Zonas urbanas	*Tr* (años)
Poblados pequeños con menos de 100 000 habitantes	2 – 5
Poblanos medianos entre 100 000 y 1 000 000 de habitantes	5 – 10
Poblados grandes con más de 1 000 000 de habitantes	10 – 25

Tabla 4.3 Periodos de retorno para diseño de redes de drenaje pluvial por tipo de actividad económica (Adaptado de Department of Energy and Water Supply, 2013)

Tipo	Descripción	*Tr* (años)
Centro de negocios	Zonas donde el uso principal es para las actividades de venta al por menor o de negocios y donde los edificios son comúnmente construidos hasta los límites de la propiedad, los toldos sobresalen sobre la banqueta y el paisaje es mínimo o inexistente. Estas áreas de negocios a menudo se encuentran en las partes más antiguas de la ciudad o pueblo.	10
Áreas comerciales	Zonas donde los usos primarios incluyen las ventas al por menor, actividades comerciales, hoteles etc. Pueden incluir centros para exposiciones , restaurantes, clubes deportivos	10
Zonas industriales	Las áreas donde las actividades principales llevadas a cabo son la producción, el procesamiento de productos, instalaciones de almacenamiento, etcétera	2
Zonas urbanas con alta densidad	Áreas urbanas que tienen más de 20 viviendas por cada 10 000 m^2 (hectárea), como edificios de departamentos, unidades habitacionales y zonas suburbanas altamente pobladas	10
Zonas urbanas de mediana densidad	Las áreas residenciales que tienen más de 5 y hasta 20 unidades de vivienda por cada 10 000 m^2 (hectárea)	2
Zonas rurales	Áreas residenciales rurales que tienen entre 2 y 5 unidades de vivienda por cada 10 000 m^2 (hectárea)	2
Espacios abiertos	Las áreas abiertas utilizadas principalmente para la recreación, como parques, campos de golf, etcétera	1

Tabla 4.4 Periodos de retorno para diseño de redes de drenaje pluvial por tipo de infraestructura (Conagua, 1996)

Drenaje Pluvial Estructura	*Tr* (años)
Aeropuertos y estaciones de ferrocarril y de autobuses	10
Cunetas y contracunetas en caminos y carreteras	5
Alcantarillas para paso de cauces pequeños en caminos locales que comunican poblados pequeños	10 a 25
Alcantarillas para paso de cauces pequeños en caminos regionales que comunican poblados medianos	25 a 50
Alcantarillas para paso de cauces pequeños en caminos primarios que comunican poblados grandes	50 a 100
Poblados pequeños con menos de 100 000 habitantes	2 a 5
Poblados medianos entre 100 000 y 1 000 000 de habitantes	5 a 10
Poblados grandes con más de 1 000 000 de habitantes	10 a 25

Ilustración 21. Periodos de retorno por uso del suelo.

Se puedo observar que, de acuerdo a las características de la zona en estudio (Zonas urbanas con alta densidad), se recomienda utilizar un periodo de retorno de Tr=10 años, sin embargo, para garantizar un mejor control de los

escurrimientos pluviales se diseñarán las obras del proyecto pluvial considerando un Tr=20 años.

8.1.5. MODELO LLUVIA ESCURRIMIENTO

Para la elección del método a utilizar para definir el modelo de lluvia escurrimiento, se tomaron en cuenta las recomendaciones y experiencias aplicadas y descritas en literaturas como:

- Hidrología primera parte, editada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, del Dr. Rolando Springall Galindo (edición D-7).
- Drenaje de cuencas pequeñas, editada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, del Dr. Rolando Springall Galindo (edición 143).
- Hidrología Aplicada de Ven Te Chow, editorial Mc Graw Hill Interamericana, S.A.
- Hydrologic Modeling of Small watershelds.
- Curso de hidrología, del Prof. Luis E. Estellé, de la Universidad de Santiago de Chile.
- Stormwater collection systems design handbook, de Larry W. Mays, editorial Mc Graw Hill.
- Hidrología, guía de trabajos prácticos No 11, diseño de desagües pluviales urbanos.
- Rafael HERAS: “Manual de Hidrología”. Centro de Estudios Hidrográficos. Madrid.1970

En estos escritos se encuentran recomendaciones como:

Es necesario determinar por cualquiera de los métodos conocidos el escurrimiento superficial directo que provoca una tormenta de diseño, esto

incluye conocer el caudal pico, volumen y forma del hidrograma para un tiempo de recurrencia (Tr) acorde con la obra que se proyecta.

En hidrología urbana existen dos métodos consagrados que permiten este cálculo, ellos son: el Método Racional, aplicable a cuencas urbanas de áreas inferiores a 3 km^2, y los métodos basados en la teoría del Hidrograma Unitario Sintético o Triangular, aplicables en cuencas de áreas mayores.

También se consideraron estudios de hidrología y análisis pluviales de importancia realizados en la zona, como:

- Estudio y proyecto ejecutivo para resolver el problema de inundaciones en la zona conurbada de los municipios de Veracruz, Boca del Rio y Medellín de Bravo, Ver. Elaborado por el Gobierno del Estado, a través de la Comisión del Agua del Estado de Veracruz, del año 2007.

En este trabajo, para el estudio del modelo de lluvia - escurrimiento y el consecuente diseño de las obras pluviales generadas, se utilizó el método del Hidrograma Unitario Sintético o Triangular, demostrando su fiabilidad en las obras pluviales construidas y operando a la fecha en la zona.

El modelo de lluvia escurrimiento que se plantea, es el criterio del hidrograma unitario triangular, ya que ha demostrado obtener buenos resultados para cuencas urbanas pequeñas menores a 250 km^2. Para deducir el hidrograma del

escurrimiento producido por una tormenta, se puede considerar que la lluvia en exceso, produce un hidrograma triangular, mismo que se apoya en la teoría del hidrograma unitario triangular, con ligeras variantes para tomar en cuenta que en este desarrollo se considera, si la duración de la tormenta no se conoce, que esta es igual al tiempo de concentración (hipótesis similar a la de la fórmula racional). De esta manera las ecuaciones características a utilizar son:

$$tr = 0.5\ tc \tag{4.8}$$

$$tp = tr + 0.5\ D \tag{4.9}$$

$$he = C\ hp \tag{4.10}$$

$$Qp = 0.556\ he\ A\ /\ Tb \tag{4.11}$$

$$Tb = n\ tp \tag{4.12}$$

En dónde

tp	tiempo de pico, (Hr)
tc	tiempo de concentración obtenido por Kirpich, (Hr)
tr	tiempo de retraso (Hr)
D	Duración de la tomenta, (Hr)
Qp	gasto de pico, en m^3 /s
hp	altura de precipitación media (mm)
he	lluvia en exceso, (mm)
A	área de la cuenca, en Km^2
Tb	tiempo base, en horas
n	parámetro (como A < 1250 Km^2 , n = 2 a 2.4).
C	Coeficiente de escurrimiento.

Es importante destacar que si se comparan las ecs. 4.11 y la Fórmula del método Racional Americano ($Q_p = 0.278\ \ C\ i\ A$), para una sola duración de

tormenta y por ende un solo intervalo de duración, ambas son iguales sí n = 2, resultando que Tb = 2 tp = 2 tc. Por lo mismo, aceptando que existe una cierta regulación del agua, y que el tiempo de descenso del hidrograma es mayor al de ascenso, se recomienda para aplicar la formula racional, incrementar el tiempo base Tb = 2.4 tp, con lo cual la ec 4.11 se transforma a:

$$Qp = 0.556 \ \frac{C\ (hp)}{n\ (\ t_p)}\ A$$

$$Qp = 0.556\ C\ \frac{hp}{2.4\ (\ 0.5D + 0.5tc)}\ A$$

$$Qp = 0.2317\ \ C\ \ \frac{hp}{(\ 0.5D + 0.5tc)}\ \ A$$

$$Qp = 0.2317\ \ C\ i\ A \qquad (4.13)$$

Dónde:

Qp	gasto de pico, (m^3 /s)
C	coeficiente de escurrimiento
i	intensidad media de la lluvia para una altura de precipitación media entre tiempo pico, (mm/h.)
A	área de la cuenca, (km^2)

Por lo anteriormente descrito, en el presente estudio para la definición del modelo de lluvia escurrimiento se utilizará el método del **Hidrograma Unitario Triangular.**

Para efectos de evaluar los gastos de pico resultantes, se realiza el análisis para una duración de la tormenta, de 0.50 y 1 hora. En los **Cuadros del No. 5.38 al 5.66** se muestra la aplicación del **Hidrograma Unitario Triangular** para las cuencas y subcuencas que conforman el proyecto de drenaje pluvial, considerando periodos de retorno variables.

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **2-A** **CUADRO No. 5.38**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS		2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2	1.33	
Factor de ajuste por área (fa)	1				
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.54				

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	AREA (Km2)	DESNIVEL (m)	LONGITUD (m)	tc (hora)	tp (0.5 hora)	tb (0.5 hora)	tp (1 hora)	tb (1 hora)	tp (2 hora)	tb (2 hora)
2-A	0.00757	3.01	193.28	0.10646	0.30323	0.72775	0.55323	1.32775	1.05323	2.52775

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	**INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)**					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.0706	0.1158	0.1581	0.2093	0.3009	0.3873
1	0.0605	0.0992	0.1354	0.1793	0.2577	0.3318
2	0.0459	0.0752	0.1027	0.1359	0.1954	0.2515

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **2-B** **CUADRO No. 5.39**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS		2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2	1.33	
Factor de ajuste por área (fa)	1				
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.6				

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	AREA (Km2)	DESNIVEL (m)	LONGITUD (m)	tc (hora)	tp (0.5 hora)	tb (0.5 hora)	tp (1 hora)	tb (1 hora)	tp (2 hora)	tb (2 hora)
2-B	0.01241	2.97	156.41	0.10188	0.30094	0.72226	0.55094	1.32226	1.05094	2.52226

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	**INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)**					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.1296	0.2125	0.2901	0.3841	0.5522	0.7108
1	0.1107	0.1814	0.2477	0.3279	0.4714	0.6068
2	0.0837	0.1373	0.1874	0.2482	0.3567	0.4592

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **2-C** **CUADRO No. 5.40**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS		2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2	1.33	
Factor de ajuste por área (fa)	1				
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.57				

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	AREA (Km2)	DESNIVEL (m)	LONGITUD (m)	tc (hora)	tp (0.5 hora)	tb (0.5 hora)	tp (1 hora)	tb (1 hora)	tp (2 hora)	tb (2 hora)
2-C	0.01196	3.69	177.95	0.08098	0.29049	0.69718	0.54049	1.29718	1.04049	2.49718

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	**INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)**					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.1229	0.2015	0.2751	0.3642	0.5236	0.6741
1	0.1033	0.1693	0.2311	0.3060	0.4398	0.5662
2	0.0774	0.1269	0.1733	0.2294	0.3298	0.4245

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **2-D** **CUADRO No. 5.41**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS		2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2	1.33	
Factor de ajuste por área (fa)	1				
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.64				

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	AREA (Km2)	DESNIVEL (m)	LONGITUD (m)	tc (hora)	tp (0.5 hora)	tb (0.5 hora)	tp (1 hora)	tb (1 hora)	tp (2 hora)	tb (2 hora)
2-D	0.00516	2.38	135.29	0.06771	0.28386	0.68125	0.53386	1.28125	1.03386	2.48125

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	**INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)**					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.0609	0.0999	0.1364	0.1806	0.2596	0.3342
1	0.0506	0.0830	0.1133	0.1501	0.2157	0.2777
2	0.0378	0.0619	0.0845	0.1119	0.1608	0.2070

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **2-E** **CUADRO No. 5.42**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS	2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2	1.33
Factor de ajuste por área (fa)	1			
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.6			

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	AREA (Km2)	DESNIVEL (m)	LONGITUD (m)	tc (hora)	tp (0.5 hora)	tb (0.5 hora)	tp (1 hora)	tb (1 hora)	tp (2 hora)	tb (2 hora)
2-E	0.00294	2.29	135.38	0.06836	0.28418	0.68203	0.53418	1.28203	1.03418	2.48203

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	**INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)**					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.0325	0.0532	0.0727	0.0962	0.1383	0.1781
1	0.0270	0.0443	0.0604	0.0800	0.1150	0.1481
2	0.0201	0.0330	0.0451	0.0597	0.0858	0.1104

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **2-F** **CUADRO No. 5.43**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS	2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2	1.33
Factor de ajuste por área (fa)	1			
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.59			

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	AREA (Km2)	DESNIVEL (m)	LONGITUD (m)	tc (hora)	tp (0.5 hora)	tb (0.5 hora)	tp (1 hora)	tb (1 hora)	tp (2 hora)	tb (2 hora)
2-F	0.00930	7.35	165.89	0.06321	0.28161	0.67585	0.53161	1.27585	1.03161	2.47585

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	**INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)**					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.1021	0.1673	0.2285	0.3025	0.4349	0.5598
1	0.0845	0.1386	0.1892	0.2505	0.3600	0.4635
2	0.0629	0.1031	0.1407	0.1863	0.2678	0.3447

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA 2-G **CUADRO No. 5.44**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS		2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2		1.33
Factor de ajuste por área (fa)	1				
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.58				

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	AREA (Km2)	DESNIVEL (m)	LONGITUD (m)	tc (hora)	tp (0.5 hora)	tb (0.5 hora)	tp (1 hora)	tb (1 hora)	tp (2 hora)	tb (2 hora)
2-G	0.01079	6.92	175.21	0.08190	0.29095	0.69828	0.54095	1.29828	1.04095	2.49828

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.1127	0.1847	0.2523	0.3340	0.4801	0.6181
1	0.0947	0.1553	0.2121	0.2808	0.4036	0.5196
2	0.0711	0.1165	0.1591	0.2106	0.3028	0.3897

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA 2-H **CUADRO No. 5.45**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS		2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2		1.33
Factor de ajuste por área (fa)	1				
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.57				

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	AREA (Km2)	DESNIVEL (m)	LONGITUD (m)	tc (hora)	tp (0.5 hora)	tb (0.5 hora)	tp (1 hora)	tb (1 hora)	tp (2 hora)	tb (2 hora)
2-H	0.01178	4.42	191.44	0.10422	0.30211	0.72506	0.55211	1.32506	1.05211	2.52506

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.1165	0.1909	0.2607	0.3452	0.4962	0.6388
1	0.0996	0.1633	0.2229	0.2952	0.4243	0.5462
2	0.0755	0.1237	0.1689	0.2236	0.3214	0.4138

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO
DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **2-I** **CUADRO No. 5.46**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS		2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2	1.33	
Factor de ajuste por área (fa)	1				
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.58				

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	AREA (Km2)	DESNIVEL (m)	LONGITUD (m)	tc (hora)	tp (0.5 hora)	tb (0.5 hora)	tp (1 hora)	tb (1 hora)	tp (2 hora)	tb (2 hora)
2-I	0.00643	2.31	127.97	0.06402	0.28201	0.67682	0.53201	1.27682	1.03201	2.47682

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	**INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)**					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.0693	0.1136	0.1551	0.2054	0.2952	0.3800
1	0.0574	0.0941	0.1285	0.1701	0.2446	0.3148
2	0.0427	0.0700	0.0956	0.1266	0.1820	0.2343

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO
DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **3-A** **CUADRO No. 5.47**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS		2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2	1.33	
Factor de ajuste por área (fa)	1				
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.64				

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	AREA (Km2)	DESNIVEL (m)	LONGITUD (m)	tc (hora)	tp (0.5 hora)	tb (0.5 hora)	tp (1 hora)	tb (1 hora)	tp (2 hora)	tb (2 hora)
3-A	0.00909	1.32	224.70	0.14948	0.32474	0.77938	0.57474	1.37938	1.07474	2.57938

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	**INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)**					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.0938	0.1538	0.2100	0.2780	0.3996	0.5145
1	0.0828	0.1358	0.1854	0.2455	0.3529	0.4543
2	0.0640	0.1048	0.1431	0.1895	0.2724	0.3507

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **3-B** **CUADRO No. 5.48**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS		2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2		1.33
Factor de ajuste por área (fa)	1				
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.65				

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	*AREA (Km2)*	*DESNIVEL (m)*	*LONGITUD (m)*	*tc (hora)*	*tp (0.5 hora)*	*tb (0.5 hora)*	*tp (1 hora)*	*tb (1 hora)*	*tp (2 hora)*	*tb (2 hora)*
3-B	0.00839	2.10	197.11	0.12294	0.31147	0.74753	0.56147	1.34753	1.06147	2.54753

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	**INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)**					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.0917	0.1503	0.2053	0.2718	0.3907	0.5030
1	0.0795	0.1304	0.1780	0.2357	0.3387	0.4361
2	0.0607	0.0995	0.1359	0.1799	0.2586	0.3329

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **3-C** **CUADRO No. 5.49**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS		2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2		1.33
Factor de ajuste por área (fa)	1				
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.62				

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	*AREA (Km2)*	*DESNIVEL (m)*	*LONGITUD (m)*	*tc (hora)*	*tp (0.5 hora)*	*tb (0.5 hora)*	*tp (1 hora)*	*tb (1 hora)*	*tp (2 hora)*	*tb (2 hora)*
3-C	0.00299	0.70	84.47	0.06674	0.28337	0.68009	0.53337	1.28009	1.03337	2.48009

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	**INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)**					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.0343	0.0562	0.0768	0.1016	0.1461	0.1881
1	0.0285	0.0467	0.0637	0.0844	0.1213	0.1561
2	0.0212	0.0348	0.0475	0.0629	0.0904	0.1163

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **3-D** **CUADRO No. 5.50**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS	2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2	1.33
Factor de ajuste por área (fa)	1			
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.6			

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	AREA (Km2)	DESNIVEL (m)	LONGITUD (m)	tc (hora)	tp (0.5 hora)	tb (0.5 hora)	tp (1 hora)	tb (1 hora)	tp (2 hora)	tb (2 hora)
3-D	0.00516	5.15	86.07	0.03086	0.26543	0.63703	0.51543	1.23703	1.01543	2.43703

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	**INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)**					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.0612	0.1002	0.1369	0.1812	0.2605	0.3354
1	0.0492	0.0807	0.1102	0.1459	0.2097	0.2699
2	0.0361	0.0591	0.0807	0.1069	0.1536	0.1978

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **4-A** **CUADRO No. 5.51**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS	2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2	1.33
Factor de ajuste por área (fa)	1			
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.58			

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	AREA (Km2)	DESNIVEL (m)	LONGITUD (m)	tc (hora)	tp (0.5 hora)	tb (0.5 hora)	tp (1 hora)	tb (1 hora)	tp (2 hora)	tb (2 hora)
4-A	0.00964	2.67	186.37	0.09375	0.29688	0.71250	0.54688	1.31250	1.04688	2.51250

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	**INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)**					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.0987	0.1617	0.2208	0.2923	0.4202	0.5410
1	0.0837	0.1372	0.1873	0.2480	0.3565	0.4590
2	0.0631	0.1035	0.1413	0.1870	0.2689	0.3461

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO
DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **4-B** **CUADRO No. 5.52**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS		2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2	1.33	
Factor de ajuste por área (fa)	1				
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.57				

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	*AREA (Km2)*	*DESNIVEL (m)*	*LONGITUD (m)*	*tc (hora)*	*tp (0.5 hora)*	*tb (0.5 hora)*	*tp (1 hora)*	*tb (1 hora)*	*tp (2 hora)*	*tb (2 hora)*
4-B	0.01416	3.24	215.74	0.10858	0.30429	0.73030	0.55429	1.33030	1.05429	2.53030

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	**INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)**					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.1389	0.2277	0.3110	0.4117	0.5918	0.7619
1	0.1192	0.1954	0.2668	0.3533	0.5078	0.6537
2	0.0905	0.1483	0.2025	0.2681	0.3854	0.4961

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO
DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **4-C** **CUADRO No. 5.53**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS		2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2	1.33	
Factor de ajuste por área (fa)	1				
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.59				

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	*AREA (Km2)*	*DESNIVEL (m)*	*LONGITUD (m)*	*tc (hora)*	*tp (0.5 hora)*	*tb (0.5 hora)*	*tp (1 hora)*	*tb (1 hora)*	*tp (2 hora)*	*tb (2 hora)*
4-C	0.01419	5.98	382.68	0.17765	0.33883	0.81318	0.58883	1.41318	1.08883	2.61318

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	**INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)**					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.1294	0.2122	0.2897	0.3836	0.5514	0.7098
1	0.1164	0.1908	0.2605	0.3450	0.4959	0.6383
2	0.0909	0.1490	0.2034	0.2693	0.3871	0.4983

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **4-D** **CUADRO No. 5.54**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS	2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2	1.33
Factor de ajuste por área (fa)	1			
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.59			

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	AREA (Km2)	DESNIVEL (m)	LONGITUD (m)	tc (hora)	tp (0.5 hora)	tb (0.5 hora)	tp (1 hora)	tb (1 hora)	tp (2 hora)	tb (2 hora)
4-D	0.01259	3.73	179.44	0.08611	0.29306	0.70333	0.54306	1.30333	1.04306	2.50333

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.1328	0.2177	0.2973	0.3936	0.5658	0.7284
1	0.1120	0.1836	0.2507	0.3320	0.4772	0.6143
2	0.0842	0.1380	0.1885	0.2495	0.3586	0.4617

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **4-E** **CUADRO No. 5.55**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS	2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2	1.33
Factor de ajuste por área (fa)	1			
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.58			

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	AREA (Km2)	DESNIVEL (m)	LONGITUD (m)	tc (hora)	tp (0.5 hora)	tb (0.5 hora)	tp (1 hora)	tb (1 hora)	tp (2 hora)	tb (2 hora)
4-E	0.00770	1.41	237.67	0.15810	0.32905	0.78972	0.57905	1.38972	1.07905	2.58972

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.0711	0.1166	0.1592	0.2108	0.3031	0.3901
1	0.0632	0.1036	0.1414	0.1872	0.2691	0.3465
2	0.0489	0.0802	0.1096	0.1450	0.2085	0.2684

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **4-F** **CUADRO No. 5.56**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS		2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2	1.33	
Factor de ajuste por área (fa)	1				
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.6				

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	AREA (Km2)	DESNIVEL (m)	LONGITUD (m)	tc (hora)	tp (0.5 hora)	tb (0.5 hora)	tp (1 hora)	tb (1 hora)	tp (2 hora)	tb (2 hora)
4-F	0.00946	1.51	232.54	0.14724	0.32362	0.77669	0.57362	1.37669	1.07362	2.57669

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.0919	0.1506	0.2057	0.2723	0.3914	0.5039
1	0.0810	0.1328	0.1813	0.2401	0.3451	0.4443
2	0.0625	0.1024	0.1399	0.1852	0.2662	0.3426

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **4-G** **CUADRO No. 5.57**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS		2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2	1.33	
Factor de ajuste por área (fa)	1				
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.59				

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	AREA (Km2)	DESNIVEL (m)	LONGITUD (m)	tc (hora)	tp (0.5 hora)	tb (0.5 hora)	tp (1 hora)	tb (1 hora)	tp (2 hora)	tb (2 hora)
4-G	0.00930	1.67	140.02	0.07733	0.28867	0.69280	0.53867	1.29280	1.03867	2.49280

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.0996	0.1632	0.2228	0.2950	0.4241	0.5459
1	0.0834	0.1367	0.1866	0.2471	0.3552	0.4572
2	0.0624	0.1023	0.1397	0.1850	0.2659	0.3423

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **4-H** **CUADRO No. 5.58**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS	2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2	1.33
Factor de ajuste por área (fa)	1			
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.59			

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	AREA (Km2)	DESNIVEL (m)	LONGITUD (m)	tc (hora)	tp (0.5 hora)	tb (0.5 hora)	tp (1 hora)	tb (1 hora)	tp (2 hora)	tb (2 hora)
4-H	0.00655	729.00	91.10	0.06150	0.28075	0.67380	0.53075	1.27380	1.03075	2.47380

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	**INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)**					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.0721	0.1182	0.1614	0.2137	0.3073	0.3955
1	0.0596	0.0978	0.1335	0.1767	0.2540	0.3270
2	0.0443	0.0727	0.0992	0.1313	0.1888	0.2430

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **4-I** **CUADRO No. 5.59**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS	2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2	1.33
Factor de ajuste por área (fa)	1			
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.59			

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	AREA (Km2)	DESNIVEL (m)	LONGITUD (m)	tc (hora)	tp (0.5 hora)	tb (0.5 hora)	tp (1 hora)	tb (1 hora)	tp (2 hora)	tb (2 hora)
4-I	0.00721	0.50	92.35	0.09142	0.29571	0.70970	0.54571	1.30970	1.04571	2.50970

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	**INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)**					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.0753	0.1235	0.1686	0.2232	0.3209	0.4130
1	0.0638	0.1046	0.1428	0.1890	0.2717	0.3498
2	0.0481	0.0788	0.1076	0.1424	0.2047	0.2635

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **4-J** **CUADRO No. 5.60**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS		2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2		1.33
Factor de ajuste por área (fa)	1				
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.47				

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	AREA (Km2)	DESNIVEL (m)	LONGITUD (m)	tc (hora)	tp (0.5 hora)	tb (0.5 hora)	tp (1 hora)	tb (1 hora)	tp (2 hora)	tb (2 hora)
4-J	0.00644	0.50	92.35	0.03674	0.26837	0.64409	0.51837	1.24409	1.01837	2.44409

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	**INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)**					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.0591	0.0969	0.1323	0.1751	0.2517	0.3240
1	0.0478	0.0784	0.1070	0.1417	0.2037	0.2622
2	0.0351	0.0576	0.0786	0.1041	0.1496	0.1926

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **4-K** **CUADRO No. 5.61**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS		2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2		1.33
Factor de ajuste por área (fa)	1				
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.6				

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	AREA (Km2)	DESNIVEL (m)	LONGITUD (m)	tc (hora)	tp (0.5 hora)	tb (0.5 hora)	tp (1 hora)	tb (1 hora)	tp (2 hora)	tb (2 hora)
4-K	0.00630	0.34	115.52	0.11216	0.30608	0.73459	0.55608	1.33459	1.05608	2.53459

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	**INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)**					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.0647	0.1060	0.1447	0.1916	0.2755	0.3546
1	0.0556	0.0912	0.1245	0.1648	0.2370	0.3050
2	0.0423	0.0693	0.0946	0.1253	0.1801	0.2318

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO
DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **5-A** **CUADRO No. 5.62**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS	2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2	1.33
Factor de ajuste por área (fa)	1			
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.7			

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	AREA (Km2)	DESNIVEL (m)	LONGITUD (m)	tc (hora)	tp (0.5 hora)	tb (0.5 hora)	tp (1 hora)	tb (1 hora)	tp (2 hora)	tb (2 hora)
5-A	0.00125	0.65	38.14	0.02571	0.26286	0.63085	0.51286	1.23085	1.01286	2.43085

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
	ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm					
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
	GASTO DE PICO, (m^3/s)					
0.5	0.0174	0.0285	0.0389	0.0515	0.0740	0.0953
1	0.0139	0.0228	0.0312	0.0413	0.0593	0.0764
2	0.0102	0.0167	0.0228	0.0302	0.0434	0.0558

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO
DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **5-B** **CUADRO No. 5.63**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS	2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2	1.33
Factor de ajuste por área (fa)	1			
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.72			

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	AREA (Km2)	DESNIVEL (m)	LONGITUD (m)	tc (hora)	tp (0.5 hora)	tb (0.5 hora)	tp (1 hora)	tb (1 hora)	tp (2 hora)	tb (2 hora)
5-B	0.00194	0.59	39.14	0.02746	0.26373	0.63295	0.51373	1.23295	1.01373	2.43295

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
	ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm					
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
	GASTO DE PICO, (m^3/s)					
0.5	0.0277	0.0454	0.0621	0.0822	0.1181	0.1520
1	0.0222	0.0365	0.0498	0.0659	0.0948	0.1220
2	0.0163	0.0267	0.0364	0.0482	0.0693	0.0892

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO
DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **6-A** **CUADRO No. 5.64**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS		2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2	1.33	
Factor de ajuste por área (fa)	1				
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.58				

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	*AREA (Km2)*	*DESNIVEL (m)*	*LONGITUD (m)*	*tc (hora)*	*tp (0.5 hora)*	*tb (0.5 hora)*	*tp (1 hora)*	*tb (1 hora)*	*tp (2 hora)*	*tb (2 hora)*
6-A	0.01497	7.13	123.33	0.03963	0.26982	0.64756	0.51982	1.24756	1.01982	2.44756

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	**INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)**					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.1686	0.2763	0.3773	0.4995	0.7181	0.9244
1	0.1368	0.2242	0.3061	0.4053	0.5825	0.7499
2	0.1006	0.1649	0.2252	0.2982	0.4286	0.5517

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO
DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **6-B** **CUADRO No. 5.65**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS		2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2	1.33	
Factor de ajuste por área (fa)	1				
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.75				

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	*AREA (Km2)*	*DESNIVEL (m)*	*LONGITUD (m)*	*tc (hora)*	*tp (0.5 hora)*	*tb (0.5 hora)*	*tp (1 hora)*	*tb (1 hora)*	*tp (2 hora)*	*tb (2 hora)*
6-B	0.00381	10.50	97.32	0.02929	0.26465	0.63515	0.51465	1.23515	1.01465	2.43515

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	**INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)**					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.0566	0.0928	0.1267	0.1677	0.2412	0.3104
1	0.0455	0.0746	0.1018	0.1348	0.1938	0.2495
2	0.0333	0.0546	0.0746	0.0987	0.1419	0.1827

CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE

CUENCA **6-C** **CUADRO No. 5.66**

Hidrograma Unitario Triangular Qp = 0.556 * C * hp * A / tb

DATOS:

Duracion de la tormenta	0.5	y	1 HORAS		2
Factor de ajuste por duración (fd)	1		1.2		1.33
Factor de ajuste por área (fa)	1				
Coeficiente de escurrimiento (C)	0.63				

MODELO DE TORMENTA

$$i = \frac{433.429 Tr^{0.210624}}{D^{0.61885}}$$

ESTACIÓN CPG	
K	433.4296
m	0.210624
n	0.61885

CUENCA	*AREA (Km2)*	*DESNIVEL (m)*	*LONGITUD (m)*	*tc (hora)*	*tp (0.5 hora)*	*tb (0.5 hora)*	*tp (1 hora)*	*tb (1 hora)*	*tp (2 hora)*	*tb (2 hora)*
6-C	0.00804	10.23	154.89	0.04488	0.27244	0.65386	0.52244	1.25386	1.02244	2.45386

PERIODO DE RETORNO, Tr (años)						
(años)	2	5	10	20	50	100
Factor de ajuste (fTr)	0.74	1	1.18	1.35	1.6	1.78
(D) Duracion de la tormenta (Hr)	**INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr)**					
0.5	61.12	74.13	85.79	99.27	120.41	139.33
1	39.8	48.28	55.86	64.65	78.41	90.73
2	25.92	31.44	36.38	42.1	51.06	59.08
ALTURA DE LLUVIA MEDIA, EN mm						
0.5	22.61	37.07	50.62	67.01	96.33	124.00
1	35.34	57.94	79.10	104.73	150.55	193.80
2	51.02	83.63	114.19	151.18	217.31	279.73
GASTO DE PICO, (m^3/s)						
0.5	0.0974	0.1596	0.2180	0.2885	0.4148	0.5340
1	0.0794	0.1301	0.1776	0.2352	0.3381	0.4352
2	0.0585	0.0960	0.1310	0.1735	0.2493	0.3210

CUADRO 5.67. RESUMEN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE
PARA UNA DURACIÓN DE TORMENTA DE 1 HORAS

CUENCA	tc (hora)	Duración de la Tormenta (hora)	GASTO PLUVIAL, EN m^3/s vs PERIODO DE RETORNO, EN años					
			2	5	10	20	50	100
2-A	0.11	1.00	0.06	0.10	**0.1354**	**0.1793**	0.26	0.33
2-B	0.10	1.00	0.11	0.18	**0.2477**	**0.3279**	0.47	0.61
2-C	0.08	1.00	0.10	0.17	**0.2311**	**0.3060**	0.44	0.57
2-D	0.07	1.00	0.05	0.08	**0.1133**	**0.1501**	0.22	0.28
2-E	0.07	1.00	0.03	0.04	**0.0604**	**0.0800**	0.12	0.15
2-F	0.06	1.00	0.08	0.14	**0.1892**	**0.2505**	0.36	0.46
2-G	0.08	1.00	0.09	0.16	**0.2121**	**0.2808**	0.40	0.52
2-H	0.10	1.00	0.10	0.16	**0.2229**	**0.2952**	0.42	0.55
2-I	0.06	1.00	0.06	0.09	**0.1285**	**0.17**	0.24	0.31
3-A	0.15	1.00	0.08	0.14	**0.1854**	**0.2455**	0.35	0.45
3-B	0.12	1.00	0.08	0.13	**0.1780**	**0.2357**	0.34	0.44
3-C	0.07	1.00	0.03	0.05	**0.0637**	**0.0844**	0.12	0.16
3-D	0.03	1.00	0.05	0.08	**0.1102**	**0.1459**	0.21	0.27
4-A	0.09	1.00	0.08	0.14	**0.1873**	**0.2480**	0.36	0.46
4-B	0.11	1.00	0.12	0.20	**0.2668**	**0.3533**	0.51	0.65
4-C	0.18	1.00	0.12	0.19	**0.2605**	**0.3450**	0.50	0.64
4-D	0.09	1.00	0.11	0.18	**0.2507**	**0.3320**	0.48	0.61
4-E	0.16	1.00	0.06	0.10	**0.1414**	**0.1872**	0.27	0.35
4-F	0.15	1.00	0.08	0.13	**0.1813**	**0.2401**	0.35	0.44
4-G	0.08	1.00	0.08	0.14	**0.1866**	**0.2471**	0.36	0.46
4-H	0.06	1.00	0.06	0.10	**0.1335**	**0.1767**	0.25	0.33
4-I	0.09	1.00	0.06	0.10	**0.1428**	**0.1890**	0.27	0.35
4-J	0.04	1.00	0.05	0.08	**0.1070**	**0.1417**	0.20	0.26
4-K	0.11	1.00	0.06	0.09	**0.1245**	**0.1648**	0.24	0.31
5-A	0.03	1.00	0.01	0.02	**0.0312**	**0.0413**	0.06	0.08
5-B	0.03	1.00	0.02	0.04	**0.0498**	**0.0659**	0.09	0.12
6-A	0.04	1.00	0.14	0.22	**0.3061**	**0.4053**	0.58	0.75
6-B	0.03	1.00	0.05	0.07	**0.1018**	**0.1348**	0.19	0.25
6-C	0.04	1.00	0.08	0.13	**0.1776**	**0.2352**	0.34	0.44
TOTAL			**2.11**	**3.46**	**4.7268**	**6.2588**	**9.00**	**11.58**

Cabe mencionar que los gastos pluviales que se utilizaron como base para el presente proyecto fueron para un periodo de retorno de **20 años** y una duración de la tormenta de **1.0 hr,** tal como se muestra en el cuadro siguiente:

CUENCA	AREA km^2	GASTO TR= 20 D= 1 hr m^3/s
2-A	0.0075	0.1793
2-B	0.0124	0.3279
2-C	0.0119	0.3060
2-D	0.0051	0.1501
2-E	0.0029	0.0800
2-F	0.0093	0.2505
2-G	0.0107	0.2808
2-H	0.0117	0.2952
2-I	0.0064	0.1700
3-A	0.0090	0.2455
3-B	0.0083	0.2357
3-C	0.0029	0.0844
3-D	0.0051	0.1459
4-A	0.0096	0.2480
4-B	0.0141	0.3533
4-C	0.0141	0.3450
4-D	0.0125	0.3320
4-E	0.0077	0.1872
4-F	0.0094	0.2401
4-G	0.0093	0.2471
4-H	0.0065	0.1767
4-I	0.0072	0.1890
4-J	0.0064	0.1417
4-K	0.0063	0.1648
5-A	0.0012	0.0413
5-B	0.0019	0.0659
6-A	0.0149	0.4053
6-B	0.0038	0.1348
6-C	0.0080	0.2352

Dicha información, así como el trazo de las cuencas y subcuencas pluviales con su sentido de escurrimiento, se muestran en el plano **APL-01 Determinación de las cuencas de drenaje.**

Como se mencionó, los escurrimientos pluviales se conducirán de manera superficial, hasta donde el tirante que se forme no afecte a la población (no mayor a 8 cm), para ello se colocaron de forma estratégica varios tragatormentas por los cuales se incorporarán estos gastos a un colector pluvial.

8.2. ANÁLISIS DE LOS TIRANTES DE AGUA EN LAS CALLES.

Con lo anterior, se revisó el tirante de agua que se presentará en las calles o avenidas de acuerdo al gasto de aportación de cada cuenca, para ello se aplicó la fórmula de Manning.

Las fórmulas utilizadas en estos cálculos son:

$$V = \frac{1}{n} R_h{}^{2/3} S^{1/2} \qquad (4.1)$$

$$R_h = \frac{A}{P_m} \qquad (4.2)$$

$$Q = V(A) \qquad (4.3)$$

Dónde:

Q Gasto (m³/seg).
V Velocidad (m/seg).
A Área transversal del tubo (m²).
R_h Radio hidráulico (m).
S Pendiente de la tubería (adimensional)
n Coeficiente de fricción de Manning (adimensional)
P_m Perímetro mojado (m)

El resultado de este análisis, para cada una de las calles que concentran los principales escurrimientos pluviales, se muestra en los **CUADROS 5.68 al 5.96**.

ANALISIS PARA DETERMINAR EL TIRANTE EN LA VIALIDAD EN SUBCUENCA 2-A

TRAMO	LONGITUD	COTA		PENDIENTE PROMEDIO DEL TRAMO POR METODO DE TAYLOR - SCHWARZ
		INICIAL	FINAL	
1	23.46	13.95	13.85	0.00426

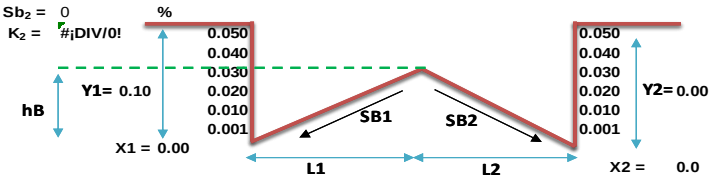
DATOS

Q = 0.1793 m^3/s
S = 0.00426
n = 0.0130
y_1 = 0.1 m
x_1 = 0 m
L_1 = 9 m
Sb_1 = 1 %
K_1 = 0.0000
hB 0.09 m

BOMBEOS EN CALLE 1

y_2 = 0
x_2 = 0
L_2 = 0
Sb_2 = 0
K_2 = #¡DIV/0!

SECCION TRANSVERSAL DE LA CALLE



Y (m)	b(m)	A (m^2)	P (m)	R (m)	$R^{2/3}$	$AR^{2/3}$	Q (m^3/seg)	V (m/seg)
0.001	0.100	0.0001	0.10	0.000	0.006	0.000	0.0000	0.031
0.010	1.000	0.0050	1.02	0.005	0.029	0.000	0.0007	0.145
0.020	2.000	0.0200	2.04	0.010	0.046	0.001	0.0046	0.230
0.030	3.000	0.0450	3.06	0.015	0.060	0.003	0.0136	0.301
0.040	4.000	0.0800	4.08	0.020	0.073	0.006	0.0292	0.365
0.050	5.000	0.1250	5.10	0.025	0.084	0.011	0.0530	0.424
0.060	6.000	0.1800	6.12	0.029	0.095	0.017	0.0861	0.479
0.079	7.899	0.3120	8.06	0.039	0.114	0.036	0.1793	0.575
0.080	8.000	0.3200	8.16	0.039	0.115	0.037	0.1855	0.580
0.090	9.000	0.4050	9.18	0.044	0.125	0.051	0.2540	0.627
0.100	9.000	0.4950	9.20	0.054	0.143	0.071	0.3543	0.716
0.110	9.000	0.5850	9.22	0.063	0.159	0.093	0.4674	0.799
0.120	9.000	0.6750	9.24	0.073	0.175	0.118	0.5924	0.878
0.130	9.000	0.7650	9.26	0.083	0.190	0.145	0.7288	0.953
0.140	9.000	0.8550	9.28	0.092	0.204	0.174	0.8759	1.024

ANALISIS PARA DETERMINAR EL TIRANTE EN LA VIALIDAD EN SUBCUENCA 2-B

TRAMO	LONGITUD	COTA		PENDIENTE PROMEDIO DEL TRAMO POR METODO DE TAYLOR - SCHWARZ
		INICIAL	FINAL	
1	20.7779	12.89	11.75	0.05487

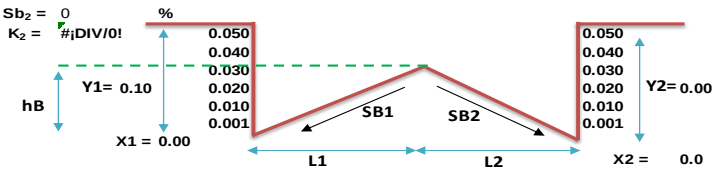
DATOS

Q = 0.3274 m^3/s
S = 0.05487
n = 0.0130
y_1 = 0.1 m
x_1 = 0 m
L_1 = 9 m
Sb_1 = 1 %
K_1 = 0.0000
hB 0.09 m

BOMBEOS EN CALLE 1

y_2 = 0
x_2 = 0
L_2 = 0
Sb_2 = 0
K_2 = #¡DIV/0!

SECCION TRANSVERSAL DE LA CALLE



Y (m)	b(m)	A (m^2)	P (m)	R (m)	$R^{2/3}$	$AR^{2/3}$	Q (m^3/seg)	V (m/seg)
0.001	0.100	0.0001	0.10	0.000	0.006	0.000	0.0000	0.112
0.010	1.000	0.0050	1.02	0.005	0.029	0.000	0.0026	0.520
0.020	2.000	0.0200	2.04	0.010	0.046	0.001	0.0165	0.825
0.030	3.000	0.0450	3.06	0.015	0.060	0.003	0.0487	1.082
0.040	4.000	0.0800	4.08	0.020	0.073	0.006	0.1048	1.310
0.050	5.000	0.1250	5.10	0.025	0.084	0.011	0.1900	1.520
0.061	6.131	0.1880	6.25	0.030	0.097	0.018	0.3274	1.742
0.070	7.000	0.2450	7.14	0.034	0.106	0.026	0.4661	1.903
0.080	8.000	0.3200	8.16	0.039	0.115	0.037	0.6655	2.080
0.090	9.000	0.4050	9.18	0.044	0.125	0.051	0.9111	2.250
0.100	9.000	0.4950	9.20	0.054	0.143	0.071	1.2711	2.568
0.110	9.000	0.5850	9.22	0.063	0.159	0.093	1.6768	2.866
0.120	9.000	0.6750	9.24	0.073	0.175	0.118	2.1254	3.149
0.130	9.000	0.7650	9.26	0.083	0.190	0.145	2.6146	3.418
0.140	9.000	0.8550	9.28	0.092	0.204	0.174	3.1426	3.676

ANALISIS PARA DETERMINAR EL TIRANTE EN LA VIALIDAD EN SUBCUENCA 2-C

TRAMO	LONGITUD	COTA		PENDIENTE PROMEDIO DEL TRAMO POR METODO DE TAYLOR - SCHWARZ
		INICIAL	FINAL	
1	20	14.25	13.61	0.03200

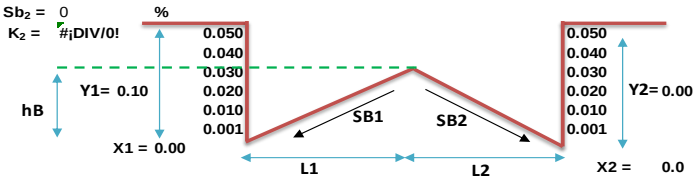
DATOS

Q = 0.3060 m^3/s
S = 0.03200
n = 0.0130
y_1 = 0.1 m
x_1 = 0 m
L_1 = 9 m
Sb_1 = 1 %
K_1 = 0.0000
hB 0.09 m

y_2 = 0
x_2 = 0
L_2 = 0
Sb_2 = 0 %
K_2 = #¡DIV/0!

BOMBEOS EN CALLE 1

SECCION TRANSVERSAL DE LA CALLE



Y (m)	b(m)	A (m^2)	P (m)	R (m)	$R^{2/3}$	$AR^{2/3}$	Q (m^3/seg)	V (m/seg)
0.001	0.100	0.0001	0.10	0.000	0.006	0.000	0.0000	0.086
0.010	1.000	0.0050	1.02	0.005	0.029	0.000	0.0020	0.397
0.020	2.000	0.0200	2.04	0.010	0.046	0.001	0.0126	0.630
0.030	3.000	0.0450	3.06	0.015	0.060	0.003	0.0372	0.826
0.040	4.000	0.0800	4.08	0.020	0.073	0.006	0.0800	1.001
0.050	5.000	0.1250	5.10	0.025	0.084	0.011	0.1451	1.161
0.066	6.614	0.2187	6.75	0.032	0.102	0.022	0.3060	1.399
0.070	7.000	0.2450	7.14	0.034	0.106	0.026	0.3560	1.453
0.080	8.000	0.3200	8.16	0.039	0.115	0.037	0.5083	1.588
0.090	9.000	0.4050	9.18	0.044	0.125	0.051	0.6958	1.718
0.100	9.000	0.4950	9.20	0.054	0.143	0.071	0.9708	1.961
0.110	9.000	0.5850	9.22	0.063	0.159	0.093	1.2806	2.189
0.120	9.000	0.6750	9.24	0.073	0.175	0.118	1.6231	2.405
0.130	9.000	0.7650	9.26	0.083	0.190	0.145	1.9968	2.610
0.140	9.000	0.8550	9.28	0.092	0.204	0.174	2.4000	2.807

ANALISIS PARA DETERMINAR EL TIRANTE EN LA VIALIDAD EN SUBCUENCA 2-D

TRAMO	LONGITUD	COTA		PENDIENTE PROMEDIO DEL TRAMO POR METODO DE TAYLOR - SCHWARZ
		INICIAL	FINAL	
1	19.8526	12.97	12.6	0.01864

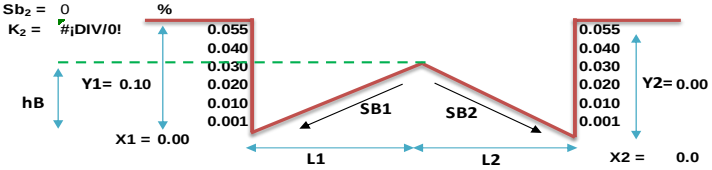
DATOS

Q = 0.1501 m^3/s
S = 0.01864
n = 0.0130
y_1 = 0.1 m
x_1 = 0 m
L_1 = 8.5 m
Sb_1 = 0.94 %
K_1 = 0.0000
hB 0.0799 m

y_2 = 0
x_2 = 0
L_2 = 0
Sb_2 = 0 %
K_2 = #¡DIV/0!

BOMBEOS EN CALLE 1

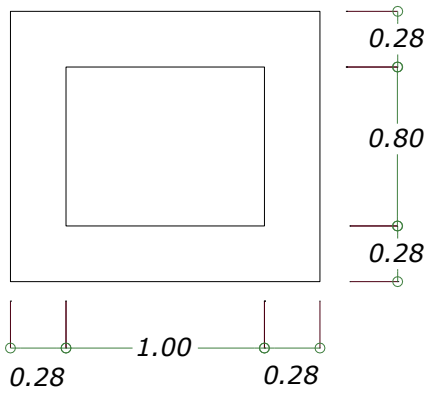
SECCION TRANSVERSAL DE LA CALLE



Y (m)	b(m)	A (m^2)	P (m)	R (m)	$R^{2/3}$	$AR^{2/3}$	Q (m^3/seg)	V (m/seg)
0.001	0.106	0.0001	0.11	0.000	0.006	0.000	0.0000	0.065
0.010	1.064	0.0053	1.08	0.005	0.029	0.000	0.0016	0.303
0.020	2.128	0.0213	2.17	0.010	0.046	0.001	0.0102	0.481
0.030	3.191	0.0479	3.25	0.015	0.060	0.003	0.0302	0.631
0.040	4.255	0.0851	4.34	0.020	0.073	0.006	0.0650	0.764
0.055	5.823	0.1594	5.93	0.027	0.090	0.014	0.1501	0.942
0.060	6.383	0.1915	6.50	0.029	0.095	0.018	0.1918	1.001
0.070	7.447	0.2606	7.59	0.034	0.106	0.028	0.2892	1.110
0.080	8.500	0.3404	8.66	0.039	0.116	0.039	0.4133	1.214
0.090	8.500	0.4254	8.68	0.049	0.134	0.057	0.5983	1.406
0.100	8.500	0.5104	8.70	0.059	0.151	0.077	0.8093	1.586
0.110	8.500	0.5954	8.72	0.068	0.167	0.099	1.0446	1.754
0.120	8.500	0.6804	8.74	0.078	0.182	0.124	1.3028	1.915
0.130	8.500	0.7654	8.76	0.087	0.197	0.151	1.5828	2.068
0.140	8.500	0.8504	8.78	0.097	0.211	0.179	1.8836	2.215

8.3. DISEÑO Y GASTO DE CAPTACIÓN DE LAS REJILLAS PLUVIALES.

Se realiza el cálculo de la capacidad de captación de rejilla considerándola tipo Irving IS-05 o similar, con un ancho libre de 0.80 m y un largo unitario (1 m) de acuerdo al siguiente esquema:



Se calcula con la ecuación de la energía considerando las pérdidas por rejilla

$$H + Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1{}^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2{}^2}{2g} + \sum h\,p_{1-2}$$

Igualando a cero queda:

$$H = \frac{v^2{}_1}{2g} + \sum hp_{1-2}$$

La fórmula general de perdida local es:

$$\sum h = K\frac{v^2}{2g}$$

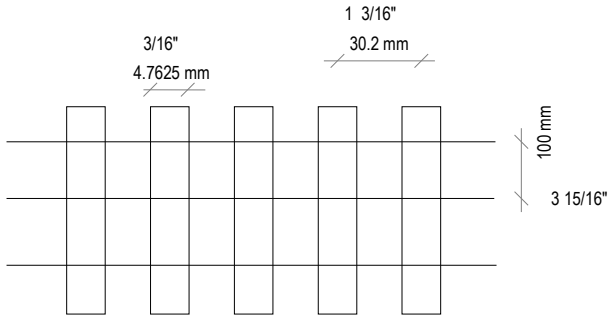
Para rejillas totalmente sumergidas se aplica formula de Greager

$$K = 1.45 - 0.45\left(\frac{An}{Ab}\right) - \left(\frac{An}{Ab}\right)^2$$

Dónde:
An.- Área neta de paso entre rejillas
Ab.- Área bruta de la estructura de rejillas

Para aplicar la ecuación general de perdidas V, es la velocidad neta entre rejillas.

Se utiliza una rejilla IRVING, Con tableros de 1X6 m, IS-05 (estándar)



SOLERA

Área soleras varillas 33 (0.8) (0.0047625) = 0.12573 m^2

7 (1) (0.0047625) = 0.0333 m^2

Área soleras = 0.15906 m^2

Ab= Área bruta = 0.8 (1) = 0.8 m^2

An= Área neta = 0.64094 m^2

$$K = 1.45 - 0.45\left(\frac{0.64094}{0.8}\right) - \left(\frac{0.64094}{0.8}\right)^2$$

$\boldsymbol{K = 0.44759}$

$$H = \frac{V^2}{2g} + K\,\frac{V^2}{2g}$$

$$H = \frac{V^2}{2g}(1+K)\ \ despejando\ \ V = \sqrt{\frac{2gh}{1+K}}$$

$$Q\ = VAh$$

$$Q = \sqrt{\frac{2gh}{1+K}}(B)(L)$$

Se sustituyen valores, poniendo como variable H

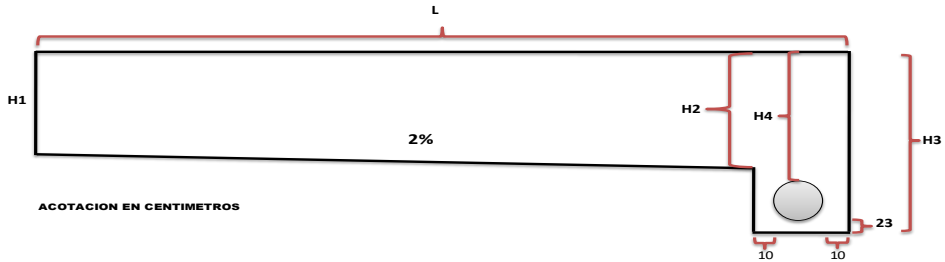
$$Q = \sqrt{\frac{2\ (\ 9.81)H}{1 + 0.44759}}(0.8)(1)$$

$$Q = \sqrt{13.5536\ \ H}\ \ (0.8)$$

De acuerdo al MAPAS, editado por la CONAGUA, se recomienda aplicar un factor de reducción, por obstrucción de basura del 50%, por lo que la expresión resulta de la siguiente manera:

$$Q = \sqrt{13.5536\ \ H}\ \ (0.8)\ (0.5)$$

La expresión anterior es para una longitud de rejilla de 1 m, a continuación, se indica el cuadro con el diseño de las 8 rejillas consideradas en el presente proyecto, teniendo como variable la longitud para que tengan capacidad de captar el gasto recibido en ese punto.



REJILLA	TIPO	LONGITUD (L) (m)	ANCHO (m)	COTA TERR. (msnmm))	COTA ARRASTRE (msnmm))	PROFUND. (m)	DIAMETRO INTERIOR TUBO (D) (cm)	DIAMETRO EXTERIOR TUBO (D EXT) (cm)	H1 (cm)	H2 (cm)	H3 (cm)	H4 (cm)	TIRANTE SOBRE REJILLA (cm)	GASTO PLUVIAL APORTADO (l/s)	CAPACIDAD CAPTACION REJILLA (l/s)
R1	BT1	2.85	0.80	11.35	9.40	1.95	45.00	53.00	50	54	226	134	7.00	248.00	781.28
R2	BT2	2.85	0.80	10.08	8.11	1.97	58.80	70.70	50	54	232	114	8.00	353.00	835.22
R3	BT1	2.85	0.80	8.83	6.98	1.85	45.00	53.00	50	54	216	124	8.00	345.00	835.22
R4	BT1	2.85	0.80	8.31	6.46	1.85	45.00	53.00	50	54	216	124	8.00	187.00	835.22
R5	BT3	2.85	0.80	8.39	6.01	2.38	75.10	88.40	50	54	274	136	8.00	240.00	835.22
R6	BT4	2.85	0.80	7.08	4.70	2.38	90.20	105.80	50	53	277	117	7.00	247.00	781.28
R7	BT4	2.85	0.80	6.24	3.91	2.33	90.20	105.80	50	53	272	112	7.00	176.00	781.28
R8	BT4	2.85	0.80	5.74	3.32	2.42	90.20	105.80	50	53	281	121	6.00	189.00	723.32
R9	BT1	2.85	0.80	5.96	4.11	1.85	45.00	53.00	50	54	216	124	6.00	141.00	723.32
R10	BT5	2.85	0.80	5.41	3.55	1.86	45.00	53.00	50	54	217	125	8.00	164.00	835.22
R11	BT6	2.85	0.80	12.29	10.39	1.90	45.00	53.00	50	54	221	129	8.00	332.00	835.22
R12	BT2	2.85	0.80	10.60	8.01	2.59	45.00	53.00	50	54	290	198	8.00	245.00	835.22
R13	BT6	2.85	0.80	9.73	7.80	1.93	45.00	53.00	50	54	224	132	6.00	84.00	723.32
R14	BT5	2.85	0.80	9.86	7.96	1.90	45.00	53.00	50	54	221	129	8.00	235.00	835.22
R15	BT7	4.85	0.80	5.32	3.87	1.45	45.00	53.00	50	58	176	84	5.00	145.00	1,123.67
R16	BT5	2.85	0.80	13.89	11.99	1.90	45.00	53.00	50	54	221	129	8.00	179.30	835.22
R17	BT6	2.85	0.80	14.04	12.14	1.90	45.00	53.00	50	54	221	129	5.00	170.10	660.30
R18	BT5	2.85	0.80	11.90	10.05	1.85	45.00	53.00	50	54	216	124	5.00	147.50	660.30
R19	BT5	2.85	0.80	11.81	9.96	1.85	45.00	53.00	50	54	216	124	5.00	147.50	660.30
R20	BT6	2.85	0.80	12.55	10.20	2.35	45.00	53.00	50	54	266	174	6.00	150.00	723.32
R21	BT6	2.85	0.80	11.18	9.28	1.90	45.00	53.00	50	54	221	129	4.00	80.00	590.59
R22	BT5	2.85	0.80	5.05	3.30	1.75	45.00	53.00	50	54	206	114	5.00	250.00	660.30
R23	BT8	8.80	0.80	4.85	3.00	1.85	45.00	53.00	50	66	216	124	6.00	281.00	2,233.42
R24	BT6	2.85	0.80	13.60	11.70	1.90	45.00	53.00	50	54	221	129	7.00	306.00	781.28
R25	BT5	2.85	0.80	11.71	9.81	1.90	45.00	53.00	50	54	221	129	6.00	328.00	723.32
R26	BT5	2.85	0.80	4.02	2.12	1.90	45.00	53.00	50	54	221	129	6.00	405.00	723.32
R27	BT5	2.85	0.80	4.78	2.58	2.20	45.00	53.00	50	54	251	159	4.00	135.00	590.59
R28	BT1	2.85	0.80	4.37	2.47	1.90	45.00	53.00	50	54	221	129	7.00	235.00	781.28

CUADRO No. 5.97 Gastos de aportación y capacidad de captación de rejillas.

Una vez definidos los sitios para los traga tormentas y definido el trazo del colector y emisor pluvial, se procedió a realizar el análisis hidráulico y diseño del colector pluvial, aplicando para ello la teoría de Manning para flujo permanente en conductos a gravedad, utilizando para ello las ecuaciones 4.1, 4.2 y 4.3.

Para el presente proyecto se propone utilizar una tubería hermética de polietileno de alta densidad estructurada por fuera y lisa por dentro, con diámetros de 45 cm hasta 120 cm, manteniendo en todo el trazo del colector el colchón mínimo requerido por este tipo de tubería. Los fabricantes de esta tubería recomiendan un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.01.

Con estas condiciones, se realizó el análisis hidráulico del colector pluvial, con una longitud de 2,065.84 m hasta su descarga en el cauce de un escurrimiento natural. Como se mencionó anteriormente, el diseño de las obras pluviales realizados en el presente trabajo, se realizó basado en los lineamientos y recomendaciones de acuerdo al Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS) editado por la CONAGUA (año 2015).

Para el cálculo del drenaje pluvial se tomó como gasto de diseño el obtenido con un Tr= 20 años y duración de 1 hora. Dicho cálculo se muestra en el Cuadro 5.98, las cantidades de obra del cálculo pluvial se muestran en el Cuadro 5.99.

El resultado del diseño del drenaje y colector pluvial para el desarrollo habitacional Lomas del Dorado, se muestran a detalle en planta en los Plano APL-02 y APL-03, y los detalles de las obras pluviales, pozos de visita y tragatormentas, se muestran en los Planos APL-04, APL-05 y APL-06.

8.3.1. SITIO DE VERTIDO.

Es el sitio a través del cual naturalmente drenan las cuencas de esta zona, por lo que se va a considerar este escurrimiento natural como la descarga del drenaje pluvial del presente proyecto. No obstante, este cauce de descarga es propiedad particular de otro desarrollador de vivienda y han convenido en utilizar esta zona para la infraestructura pluvial de ambos desarrollos, siendo que es el sentido más natural del escurrimiento y dicho lugar tiene descarga directa al río Jamapa. En la actualidad los dos desarrolladores se encuentran gestionando de manera legal los acuerdos para que este lugar se pueda utilizar para la construcción de la infraestructura pluvial de ambos desarrollos.

9. ACTIVIDADES

REPORTE FOTOGRAFICO

9.1. INSTALACIÓN DE RED PLUVIAL

9.1.1. Trabajos de trazo y excavación de la obra.

***Foto 1**.- En la imagen se muestra el trazo con cal de acuerdo a las coordenadas e información topográfica indicada en el proyecto, el cual se toma como referencia para las excavaciones.*

***Foto 2.-** Como se muestra en la imagen, las excavaciones se estuvieron llevando a cabo con la excavadora.*

9.1.2. Nivelación y colocación de la tubería de acuerdo a los planos del proyecto.

Para la colocación de la tubería, se usó el nivel fijo topográfico, para que la pendiente en cada uno de los tramos vaya de acuerdo a las especificaciones del plano.

Foto 3.- *Se comenzó con la colocación de tubos con los niveles correspondientes.*

9.1.3. Acostillamiento y compactación del relleno de las zanjas

Foto 4.- *Se acostilló y apisonó la tubería para evitar que se mueva con arena de médano.*

9.1.4. Relleno y compactación de cepas

Foto 5.- *Se rellenó la zanja con ayuda de la retroexcavadora con material de excavación.*

Foto 6.- *Se compactó con un mini rodillo.*

9.1.5. Construcción de pozo de visita y rejilla.

Foto 7.- *Se apisonó el área para la plantilla del pozo de visita.*

Foto 8.- *Se coló la plantilla de 20 cm, se dejó fraguar y posteriormente se inició con el pegado de tabiques.*

Foto 9.- *Se colocaron y pegaron los ladrillos, hasta llegar a la altura que marca el proyecto, posteriormente se repella.*

Foto 10.- *Para la construcción de un traga tormenta, se inicia con el mismo procedimiento que la elaboración de un pozo, el cual consiste en apisonar y colocar una plantilla de 20 cm para desplantarse. Posteriormente colocan el armado para la caja.*

Foto 11.- *Se cimbró y se coló la caja.*

Foto 12.- *Una vez teniendo la caja se pasa a cimbrar y a colar el colector, con las medidas y pendiente especificadas en los planos del proyecto.*

9.2. RED INSTALACIÓN SANITARIO

9.2.1. Trabajos de trazo y excavación de la obra.

***Foto 13**.- En la imagen se muestra el trazo con cal de acuerdo a las coordenadas e información topográfica indicada en el proyecto, el cual se toma como referencia para las excavaciones.*

***Foto 14.-** Como se muestra en la imagen, las excavaciones se estuvieron llevando a cabo con la excavadora.*

9.2.2. Nivelación y colocación de la tubería de acuerdo a los planos del proyecto.

Para la colocación de la tubería, se usó el nivel fijo topográfico para corroborar que los niveles quedaran de acuerdo al plano en cada uno de los tramos colocados.

Foto 15.- *Se comenzó con la colocación de tubos con diámetros de acuerdo al proyecto con los niveles correspondientes.*

Foto 16.- *También se llevó a cabo la colocación de las piezas Tee-Yee para las descargas correspondiente a cada uno de los lotes marcando en las guarniciones su ubicación para posteriormente hacer las descargas sanitarias.*

9.2.3. Acostillamiento y compactación del relleno de las zanjas

Foto 17.- *Se acostilló la tubería para evitar que esta se mueva y se apisonó.*

Foto 18.- *Se rellenó la zanja con ayuda de la retroexcavadora y se compactó con un minirodillo.*

9.2.4. Colocación de descargas sanitarias

Foto 19.- *Se llevo a cabo la excavación desde la línea principal hacia los lotes.*

Foto 20.- *Una vez ubicada la pieza se coloca el tubo en este caso de 6" de diámetro en la pieza.*

Foto 21.- *Se apisonó y acostilló la tubería y posteriormente se rellenó la cepa.*

Foto 22.- *Se compactó el relleno de la cepa.*

9.2.5. Construcción de pozos de visita

Foto 23.- *Para la construcción de pozos los tubos se colocaron a 0.5 m del centro de este, se coloca la parrilla y se prepara para el colado de la plantilla.*

Foto 24.- *Se lleva a cabo el colado de la plantilla para la base.*

Foto 25.- *Se llevó a cabo el pegado de tabiques hasta llegar a la altura de acuerdo al proyecto.*

Foto 26.- *Posteriormente se repella, se le dejaron 3 hiladas extra de ladrillo para evitar que se llenen de material. Se rellena la excavación hecha y así permanece hasta tener preparada la calle para pavimentar, entonces se coloca la tapa.*

9.3. RED DE AGUA POTABLE

9.3.1. Trabajos de trazo y excavación de la obra.

Foto 27.- *En la imagen se muestra el trazo de acuerdo a la información indicada en el proyecto, el cual se toma como referencia para las excavaciones.*

Foto 28.- *Como se muestra en la imagen, las excavaciones se estuvieron llevando a cabo con la excavadora.*

9.3.2. Nivelación y colocación de la tubería de acuerdo a los planos del proyecto.

Para la colocación de la tubería se tomó como referencia las guarniciones, la tubería va a 1.50 m de distancia de la guarnición hacia la calle y a 1.20 m de profundidad.

Foto 29.- *Se comenzó con la colocación de tubos con los niveles correspondientes*.

Foto 30.- *Se llevaron a cabo los cruces y la instalación de las piezas especiales y válvulas de acuerdo a los nodos en el plano.*

Foto 31.- *Se colaron los atraques.*

9.3.3. Acostillamiento y compactación del relleno de las zanjas

Foto 30.- *Se acostilló y apisonó la tubería para evitar que esta se mueva.*

Foto 31.- *Se rellenó la cepa y se compactó por capas con la placa vibratoria.*

9.3.4. Colocación de tomas domiciliarias

Para las tomas domiciliarias se ubicó la línea principal anteriormente puesta, y se fueron colocando las abrazaderas con la manguera de ½” para dar servicio a cada uno de los lotes.

Foto 32.- *Se llevo a cabo la excavación desde la línea principal hacia los lotes.*

Foto 33.- *Se colocó la abrazadera y se ajustó al tubo para que quedara totalmente fija, posteriormente se perforó con ayuda de un taladro.*

Foto 34.- *Se usó cinta teflón en el adaptador macho para mejorar el sello en la abrazadera y se conectó la manguera de ½ “.*

Foto 35.- *Finalmente se cubre el área primero con arena limpia para evitar daños, posteriormente se rellenan las cepas y se compacta en este caso con una plancha vibratoria.*

9.4. RED DE LINEA DE CONDUCCIÓN

9.4.1. Trabajos de trazo y excavación de la obra.

***Foto 36**.- En la imagen se muestra el trazo de acuerdo a la información indicada en el proyecto, el cual se toma como referencia para las excavaciones.*

***Foto 37.-** Como se muestra en la imagen, las excavaciones se estuvieron llevando a cabo con la excavadora.*

9.4.2. Nivelación y colocación de la tubería de acuerdo a los planos del proyecto.

Para la colocación de la tubería se tomó como referencia las guarniciones, la tubería va a 1.50 m de distancia de la guarnición hacia la calle y a 1.20 m de profundidad.

Foto 38.- *Se comenzó con la colocación de tubos con los niveles correspondientes.*

Foto 39.- *Se llevaron a cabo los cruces y la instalación de las piezas especiales y válvulas.*

9.4.3. Acostillamiento y compactación del relleno de las zanjas

Como parte del desarrollo se llevaron a cabo el acostillamiento y la compactación del relleno de la zanja.

Foto 40.- *Se acostilló y apisonó la tubería para evitar que esta se mueva. En este tramo coincidía con la línea de agua potable y se aprovechó la zanja para ambas líneas.*

Foto 41.- *Se rellenó la cepa y se compactó por capas con el mini rodillo.*

Cabe resaltar que semanalmente se entrega un reporte con un formato similar a este reporte fotográfico a oficinas del CAB para su revisión.

9.5. PRUEBAS DE HERMETICIDAD EN LA LÍNEA DE AGUA POTABLE

Para las pruebas de hermeticidad de la línea de agua potable se llevaron en conjunto con la supervisión por parte del CAB. El procedimiento llevado a cabo fue de acuerdo a las especificaciones de la Norma Oficial Mexicana NOM-001-CONAGUA-2011.

A continuación, se describen las actividades:

1) La tubería se llenó lentamente con agua, esto para purgar el aire entrampado.
2) Se revisaron los tapones y se aseguró que la línea estuviera llena.
3) Alcanzada la presión de prueba en este caso 7 kg, se supervisó que se sostuviera durante 4 horas sin presentar fugas o fallas.

Para el reporte entregado al CAB se especificaba el tramo, las tomas domiciliarias y las piezas especiales o válvulas que dicha prueba abarcaba.

A continuación, un ejemplo de una de la prueba realizadas:

El tramo de prueba tiene un total de **250.75 ml**, misma que la conforman una válvula y 37 tomas domiciliarias.

Ilustración 22. Área del proyecto donde se llevó a cabo el proyecto.

Ilustración 23. Tramo donde se llevó a cabo la prueba.

Hora de inicio: 3:00 p.m.

Ilustración 24. Hora de inicio prueba de hermeticidad.

Hora de termino: 7:00 p.m.

Ilustración 25. Hora de termino de prueba de hermeticidad.

Nota: Durante la prueba se encontró fuga en una toma domiciliaria debido a daño por parte de otra compañía trabajando en la misma zona de prueba, se reparó y se reinició la prueba.

Resultado:

El sistema de agua potable se considera hermético ya que no se presentó ninguna fuga y al término de la prueba tubo un ligero bajo de presión de 200 gr.

Y así sucesivamente se llevaron a cabo las pruebas entre cruceros como lo especifica la Norma Oficial Mexicana NOM-001-CONAGUA-2011, el cual se encuentra vigente en el país.

10. RESULTADOS

Conforme a los estudios realizados para llevar a cabo el proyecto de instalación del fraccionamiento denominado Lomas del Dorado, puedo decir que el planteamiento y estudios realizados de dicho proyecto están dentro de las normas que rigen en el estado principalmente la Norma Oficial Mexicana NOM-001-CONAGUA-2011.

Conforme al proceso de instalación de las tuberías se cuidó mucho que respetaran las especificaciones del proyecto de instalaciones, pero se enfrentaron a un problema durante la instalación de la línea de sanitario ya que se estuvo trabajando en esto durante la temporada de lluvia lo que ocasionó saturación del material de relleno en algunas áreas y que posteriormente se dieron a conocer porque el suelo comenzó a tener inestabilidad, por lo que tuvieron que sanear y quitar todo el material saturado para reemplazarlo por material limpio y seco.

En cuanto a modificaciones del proyecto se tuvieron varios, uno de ellos fue en la modificación de la línea de salida de los circuitos, ya que estaba prevista en el plano para estar en el centro del camellón de la entrada en lo 5 circuitos pero debido a que ya se tenían guarniciones coladas en el camellón de los 2 circuitos que abarcan este informe se tuvo que recorrer la línea hacia las calles, en el

caso del circuito Cascadas se recorrió al centro del carril de salida y en el circuito Paisajes al centro del carril de entrada (**Anexo K**).

Y en esta misma línea se tuvo una modificación mas al plano original, ya que se agregaron dos tramos más de tubería y dos pozos más en el frente del fraccionamiento, para los lotes comerciales que se encuentran ahí previniendo que se presenten problemas para conectar sus descargas sanitarias conforme a los planos, ya que las descargas para dichos lotes las tenían contempladas en la calles dentro del fraccionamiento, pero debido a la barda frontal que tiene una cimentación de 1.50 m de profundidad se prefirió hacer la modificación, previendo el caso de no poder perforar la cimentación de la barda frontal **(Anexo K**).

La misma modificación se realizó en el frente del fraccionamiento con la línea de agua potable, se dejaron dos tramos más de tubería con disparo hacia los lotes comerciales en caso de no poder conectarse a la línea prevista en el plano. (**Anexo L**).

Hasta el momento de la realización de este reporte se sigue trabajando en dicho proyecto, ya se tiene liberado el Cluster Cascadas y el Boulevard del fraccionamiento y actualmente están trabajando en el Cluster paisajes. Anexo abajo una tabla con el porcentaje de avance en cada línea (**Anexo N**).

11. CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y EXPERIENCIA ADQUIRIDA

De los resultados del aforo, se concluye que el pozo tiene un potencial suficiente para abastecer el Gasto Máximo Diario de 11.55 l/s, requerido por la población de proyecto del Fraccionamiento Lomas del Dorado.

La geología en donde se localiza el predio de interés, corresponde a un depósito de arenas finas producto del acarreo y depositación por la acción de los vientos (depósitos eólicos), sobrevace a un depósito aluvial, consistente de arenas, arcillas y limos. El material en algunas condiciones resulta ser inestable, por lo que sugiero se tenga mucho más cuidado en los procesos de instalaciones y no solo las de hidrosanitario y pluvial, sino también en las líneas de electricidad y gas natural que también se están trabajando.

Uno de los datos importantes de este proyecto es que se usaran registros telescópicos para las válvulas de compuerta en vez de cajas de válvula para ahorrar tiempo y dinero.

En general, durante mi estancia en la empresa se siguieron las especificaciones requeridas en las instalaciones de cada una de las líneas por lo que no se tuvo mayor problema.

Como experiencia, dentro de las actividades que realice además de la supervisión de la ejecución de la obra fueron: hacer los reportes para entregar al CAB semanalmente, entregar planos con avances semanalmente, llevar el control de las requisiciones y uso de materiales en las instalaciones, uso del nivel fijo topográfico para proporcionar los niveles en cada tramo de tubería en el caso de la línea de sanitario y pluvial. En la línea de agua no fue necesario debido a que tenían como guía los niveles de vialidad en las guarniciones el cual tomaban como referencia.

12. BIBLIOGRAFÍA

- *Domínguez Gutíerrez, S. (2009). Guía para elaborar una tesis (Primera edición ed.). México, D.F.: McGraw Hill.*

- ***Manual** de agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento 2015.*

- *Normas de la Ciudad de México, del LIBRO 2 TOMO II "Servicios Técnicos: Proyectos Ejecutivos para Agua a Presión, Alcantarillado y Diseño de Pozo para Extracción de Agua*

- *Norma Oficial Mexicana NOM-001-CONAGUA-2011. Consultado el 25 de Agosto del 2019. Procuraduria Federal de Proteccion al Ambiente. Pagina Web: https://www.gob.mx/profepa/documentos/norma-oficial-mexicana-nom-001-conagua-2011*

- *Springall, R. "Modelos de Tormenta y Escurrimiento de apoyo al diseño de las obras hidráulicas basados en información pluviométrica"* ***Apuntes de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, febrero de 2006.***

- *Springall, R. "Estudio de análisis regional de precipitaciones en la República Mexicana". Elaborado por BASIN para la Subdirección de Infraestructura Hidráulica, de la extinta SARH. 1986.*

- *Springall, R. "Drenaje en Cuencas Pequeñas" Publicación del Instituto de Ingeniería. UNAM. Publicación 143, enero de 1969.*

- *Springall, R. "Drenaje en Cuencas Grandes" Publicación del Instituto de Ingeniería. UNAM. Publicación 146, septiembre de 1967.*

- *Revista Ingeniería Hidráulica en México (Mayo –Agosto 1990) Ing. Campos Aranda.*

13. ANEXOS

ANEXO A. PLANO LINEA DE CONDUCCION.

ANEXO B. PERFORACION, AFORO Y LABORATORIO.

ANEXO C. TABLA 33 CALCULO SANITARIO.

ANEXO D. PLANO ALCANTARILLADO SANITARIO.

ANEXO E. PLANO RED DE AGUA POTABLE.

ANEXO F. APL-01 DET CUENCAS DRENAJE PLUVIAL.

ANEXO G. APL-02,3,4,5,6 PROY PLUVIAL TR 20.

ANEXO H. APL -07 DEY CUENCAS D EMISOR.

ANEXO I. APL-08 PROY PLUVIAL TR 10 CANAL.

(Nota: todos estos anexos van adjuntos junto con este informe).

ANEXO J. PLANOS DEL FRACCIONAMIENTO Y PRIMERA ETAPA

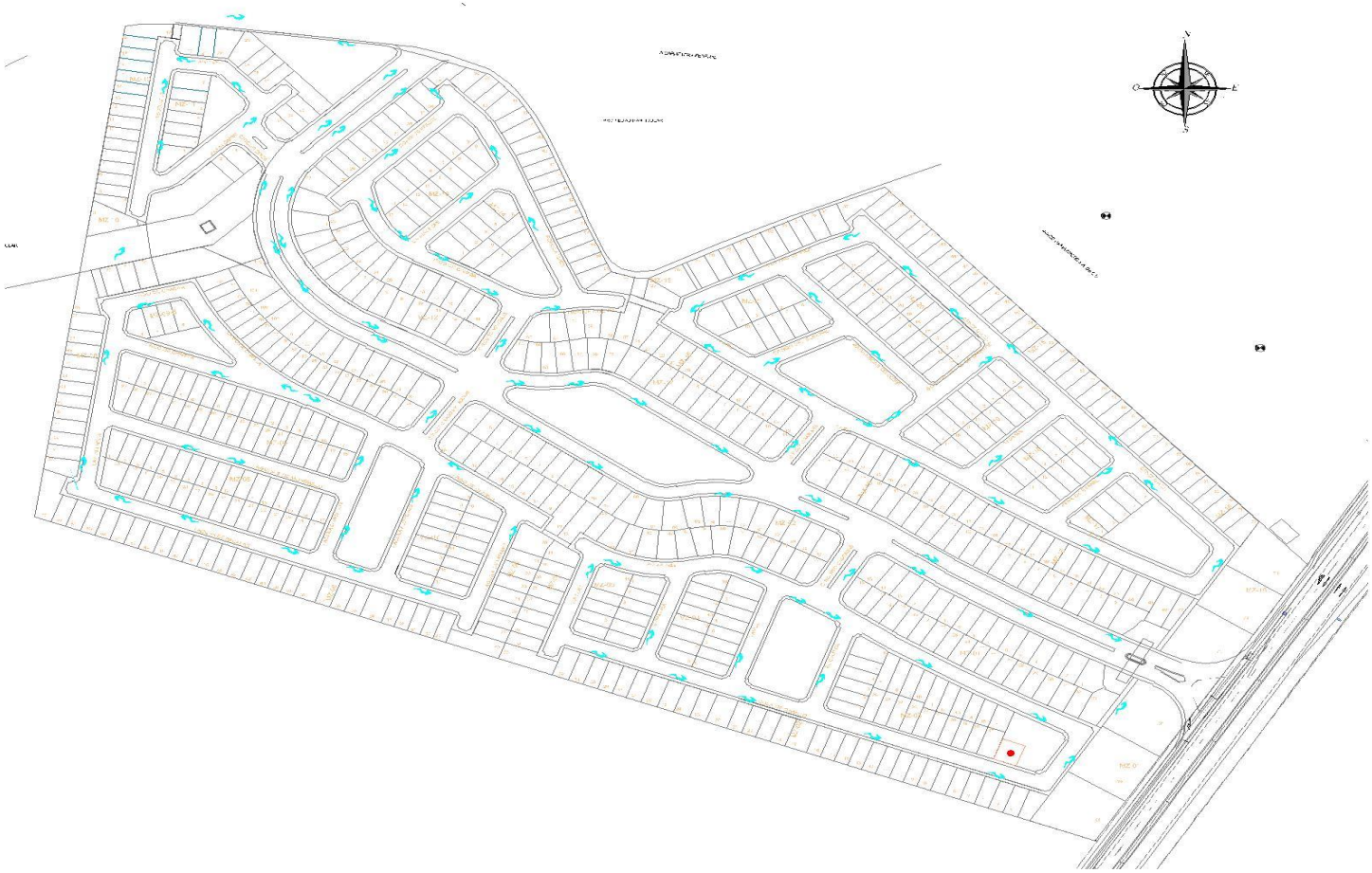


Ilustración 26. Fraccionamiento Lomas del Dorado.

Ilustración 27. Primera etapa Cluster Paisajes y Cascadas.

ANEXO K. MODIFICACIONES LÍNEA DE SANITARIO

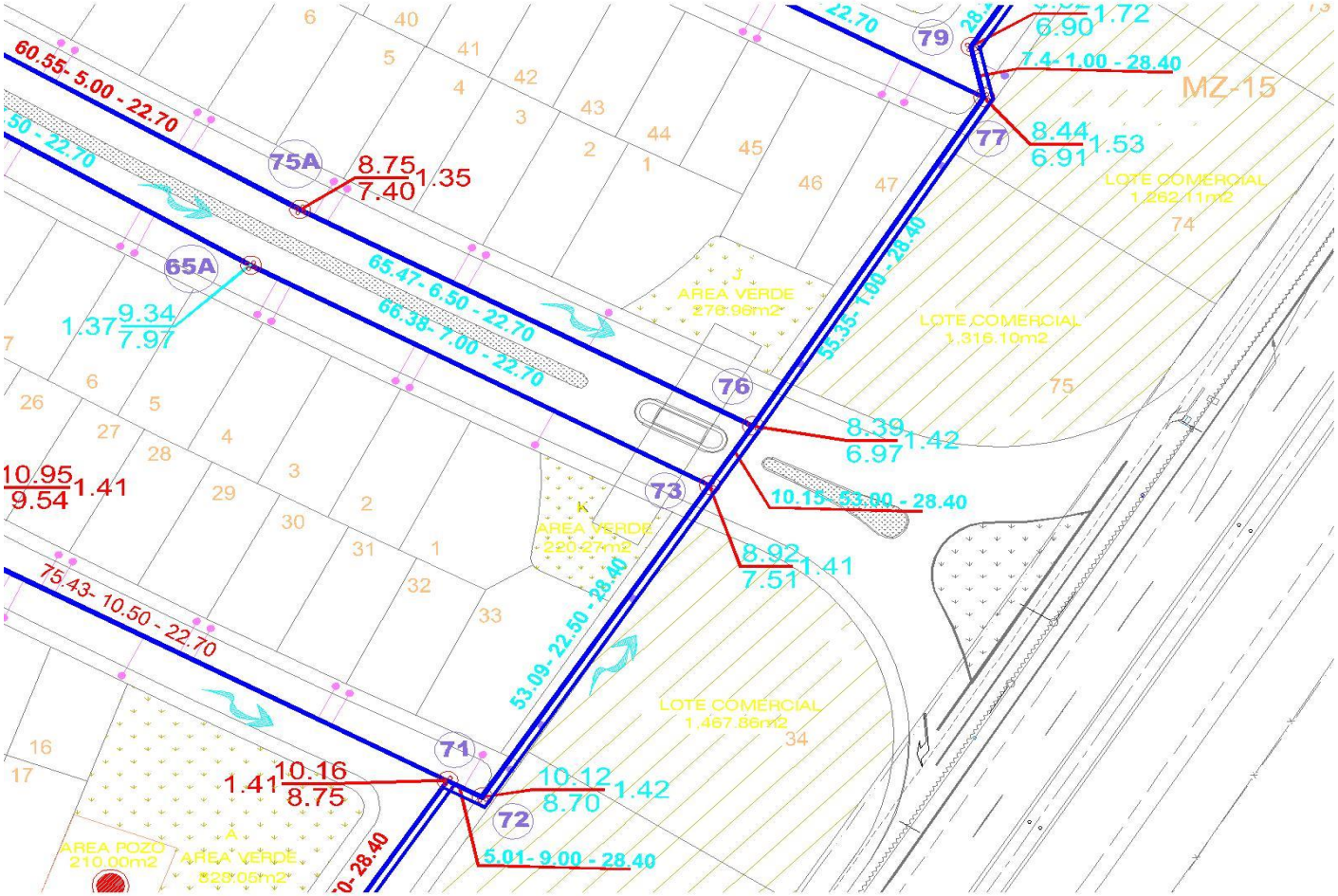


Ilustración 28. Detalle de plano original Línea de drenaje sanitario.

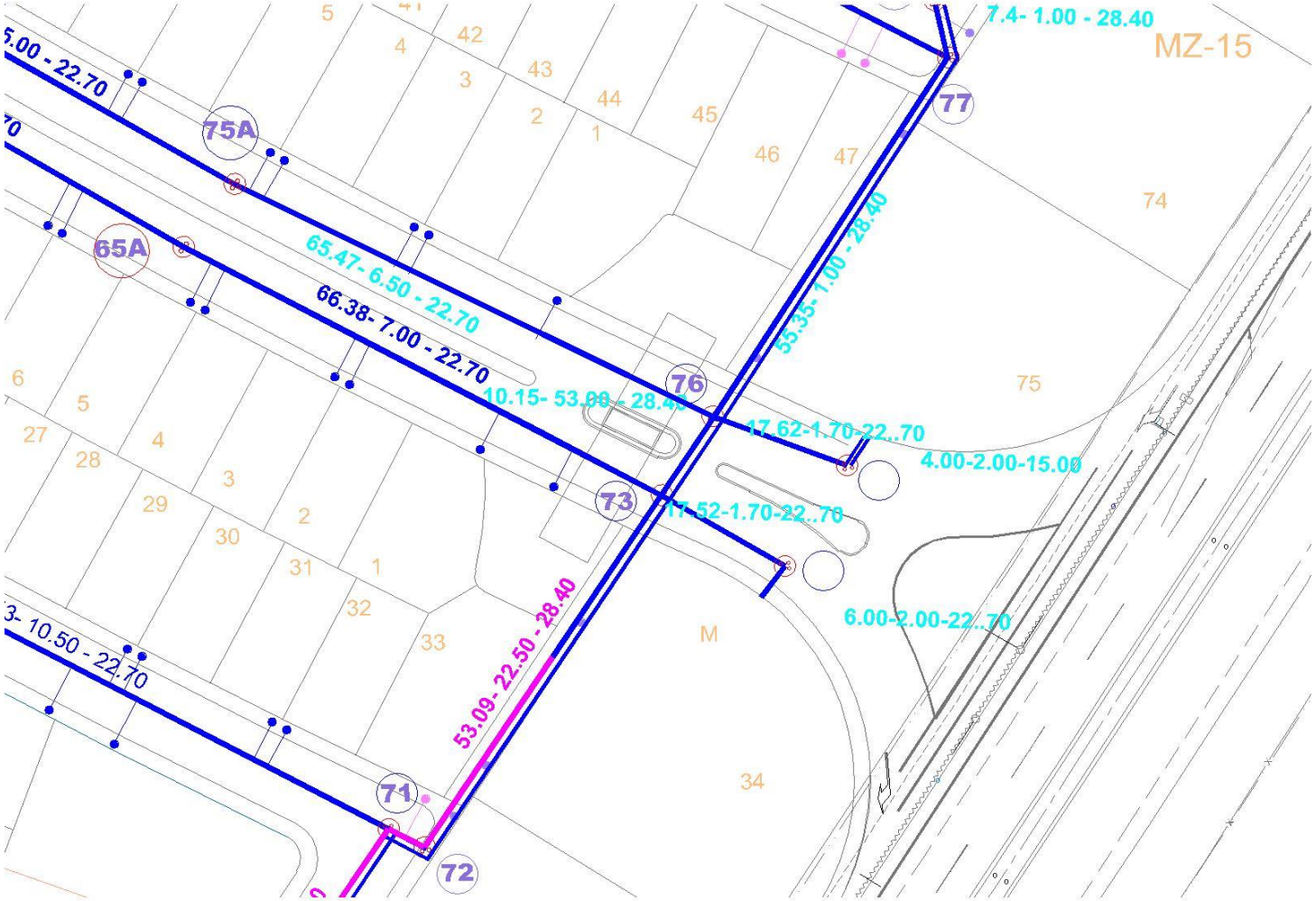


Ilustración 29. Detalle Linea de Sanitario con modificación.

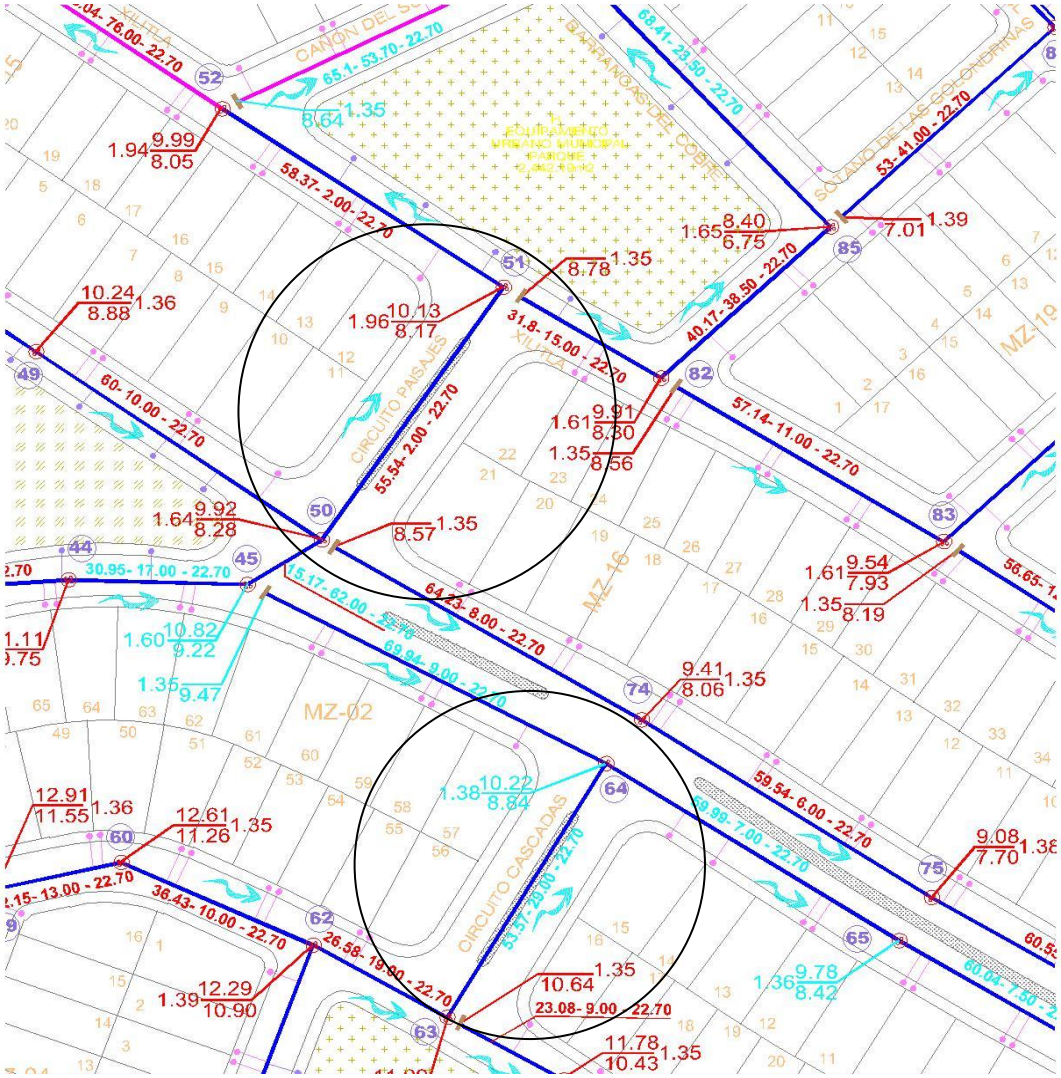


Ilustración 30. Detalle Plano original entrada a los circuitos Paisajes y Cascadas.

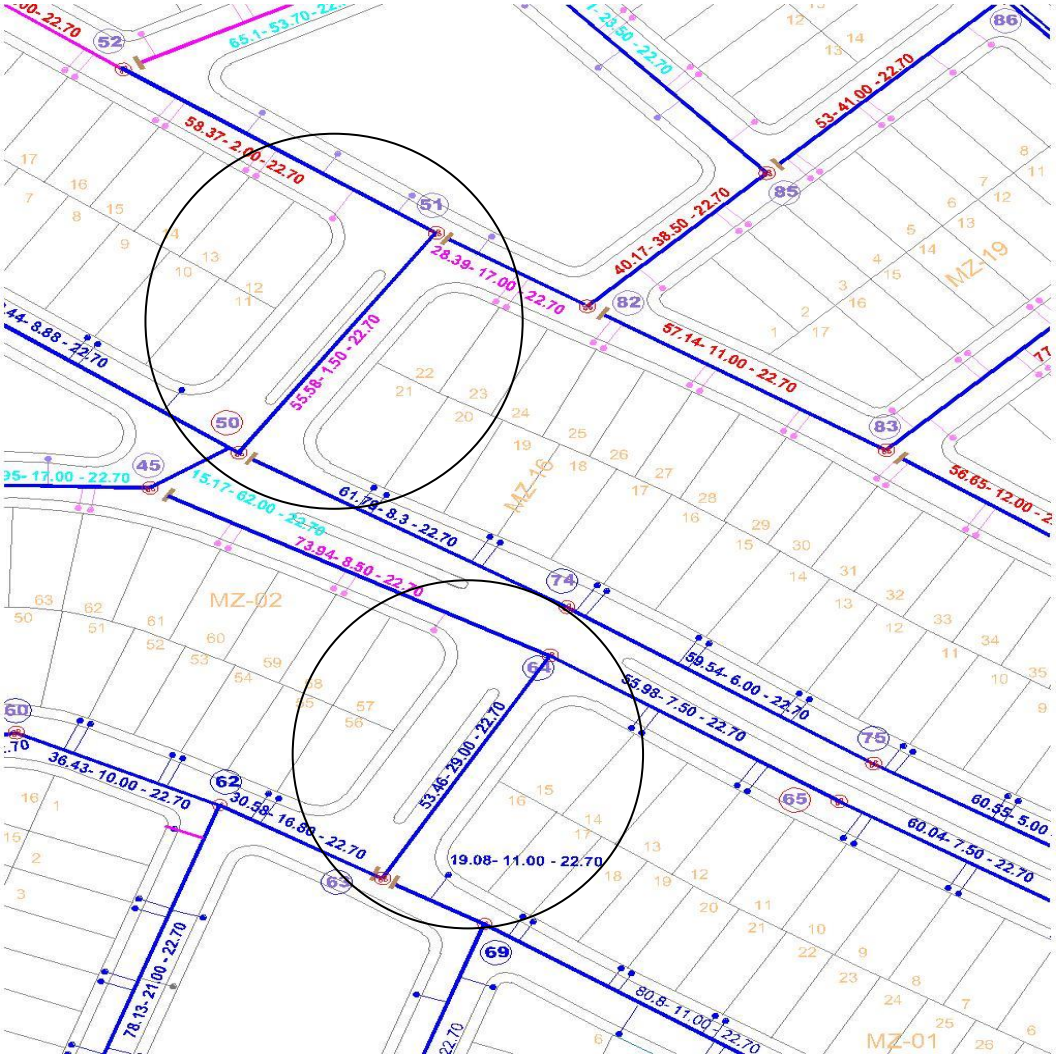


Ilustración 31. Detalle modificación en línea Sanitario.

ANEXO L. MODIFICACIÓN LÍNEA DE AGUA POTABLE.

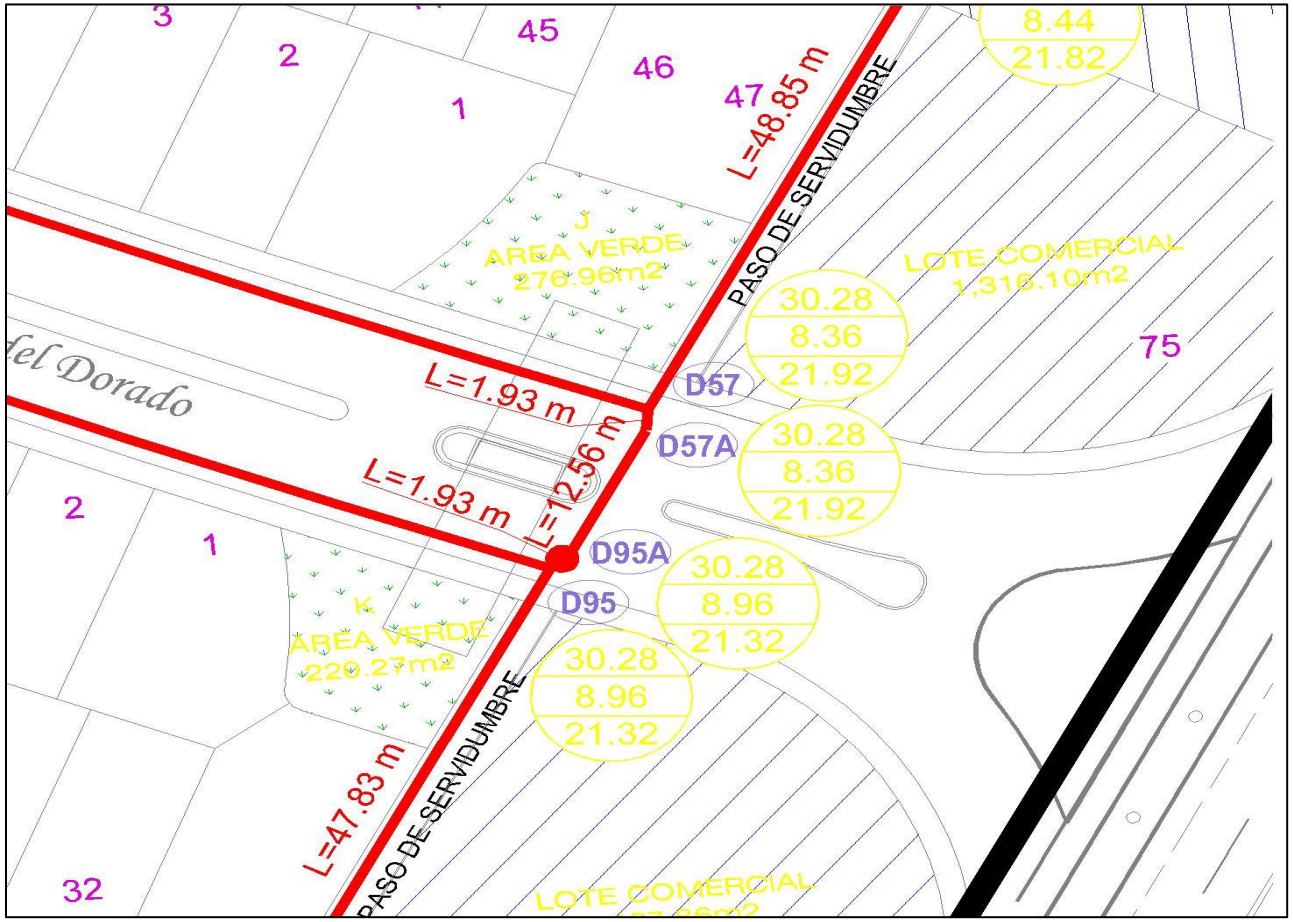


Ilustración 32. Detalle Red de agua potable original.

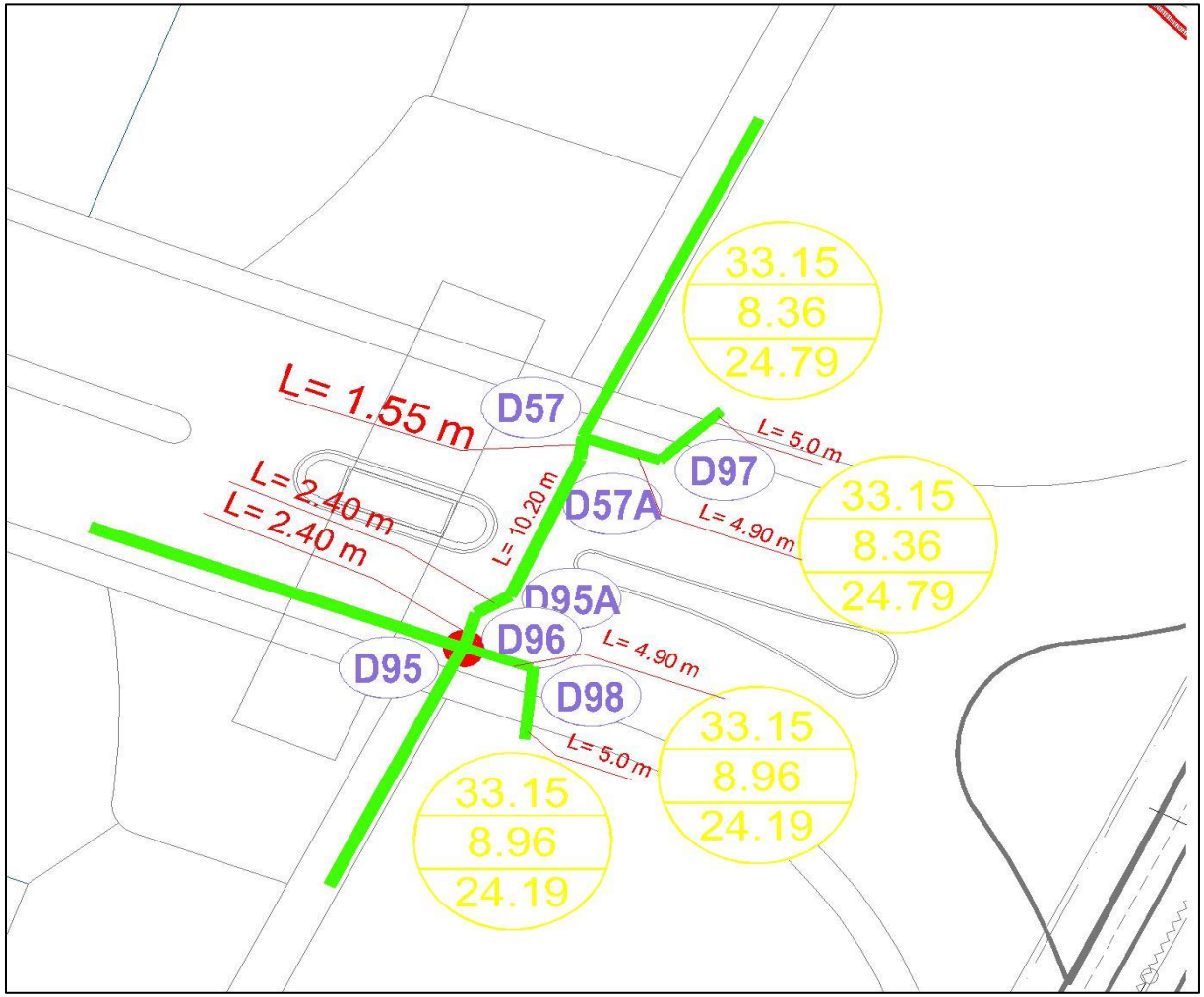
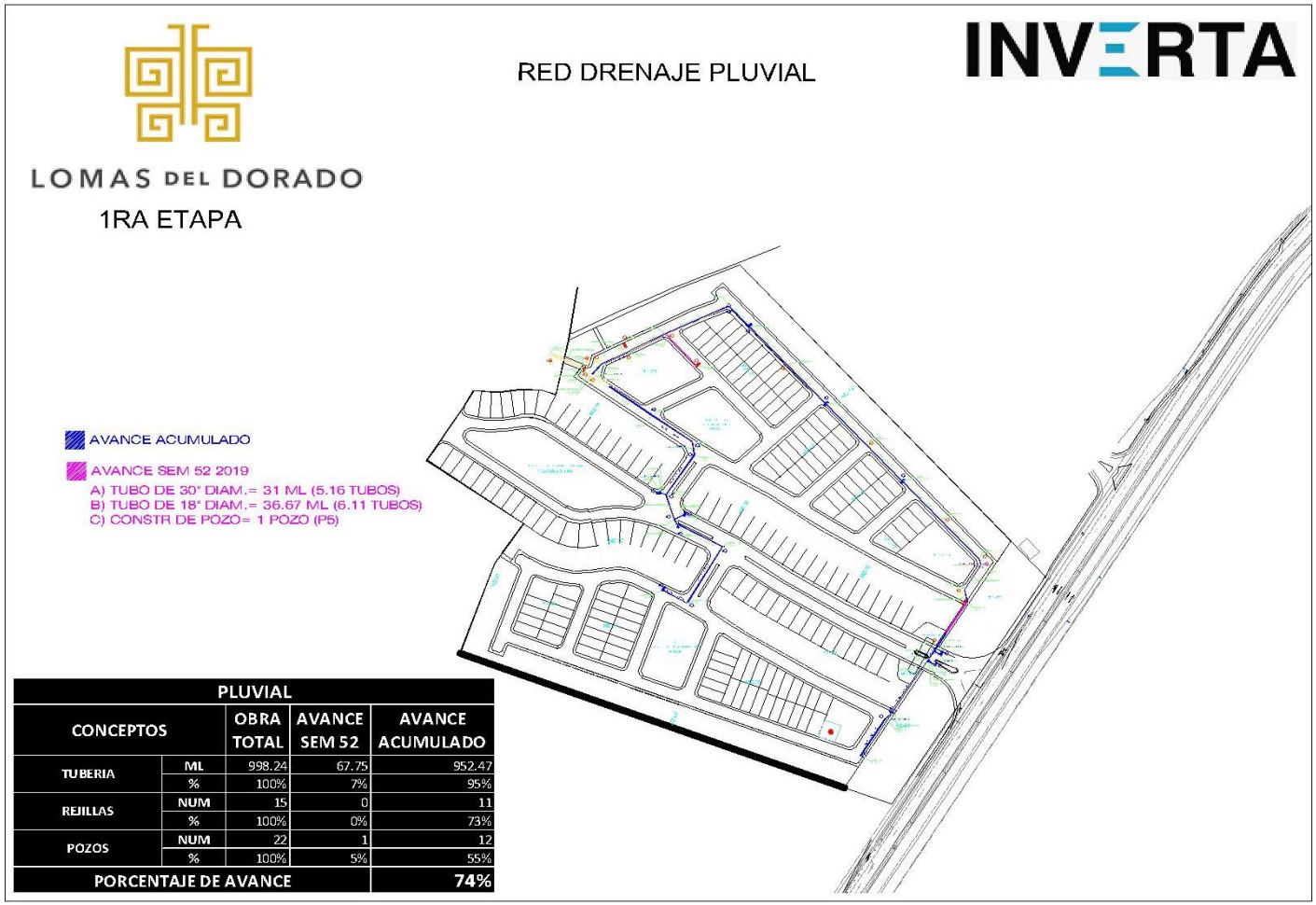


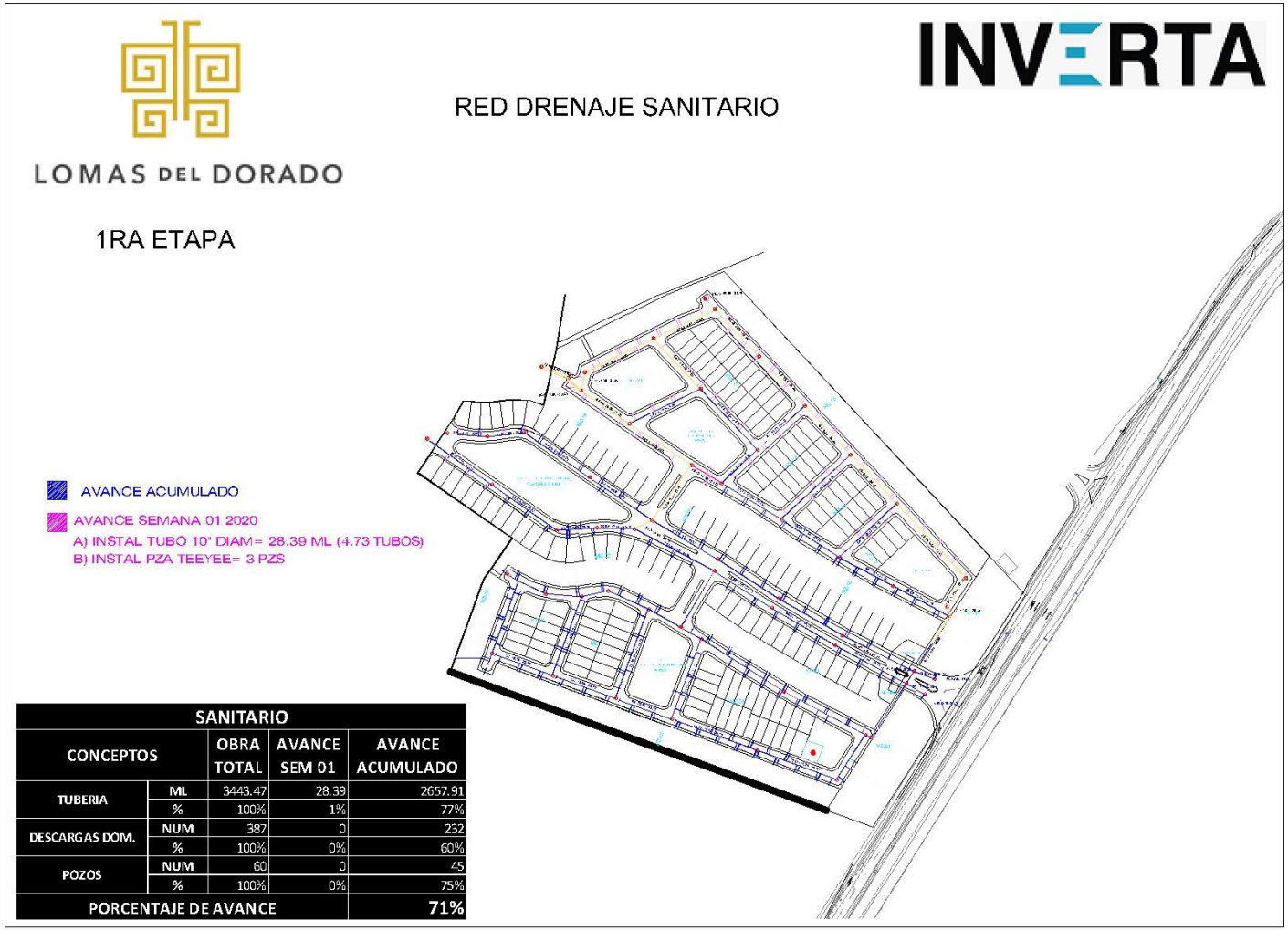
Ilustración 33. Detalle Red de agua Modificado.

ANEXO M. AVANCES DE EJECUCION EN CADA LINEA



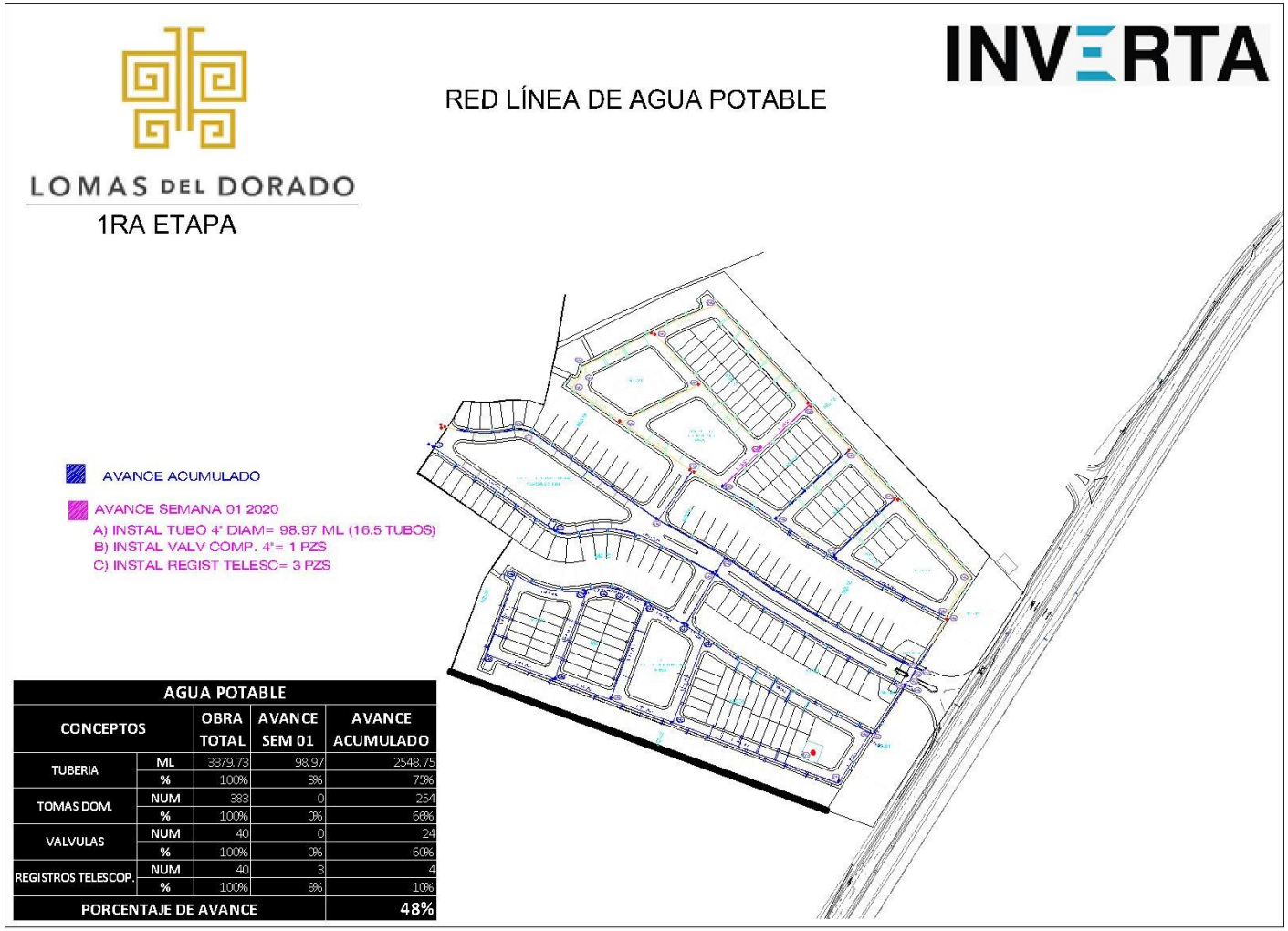
PLUVIAL				
CONCEPTOS		OBRA TOTAL	AVANCE SEM 52	AVANCE ACUMULADO
TUBERIA	ML	998.24	67.75	952.47
	%	100%	7%	95%
REJILLAS	NUM	15	0	11
	%	100%	0%	73%
POZOS	NUM	22	1	12
	%	100%	5%	55%
PORCENTAJE DE AVANCE				74%

Ilustración 34. Avance en Red Pluvial a la semana 52 del 2019.



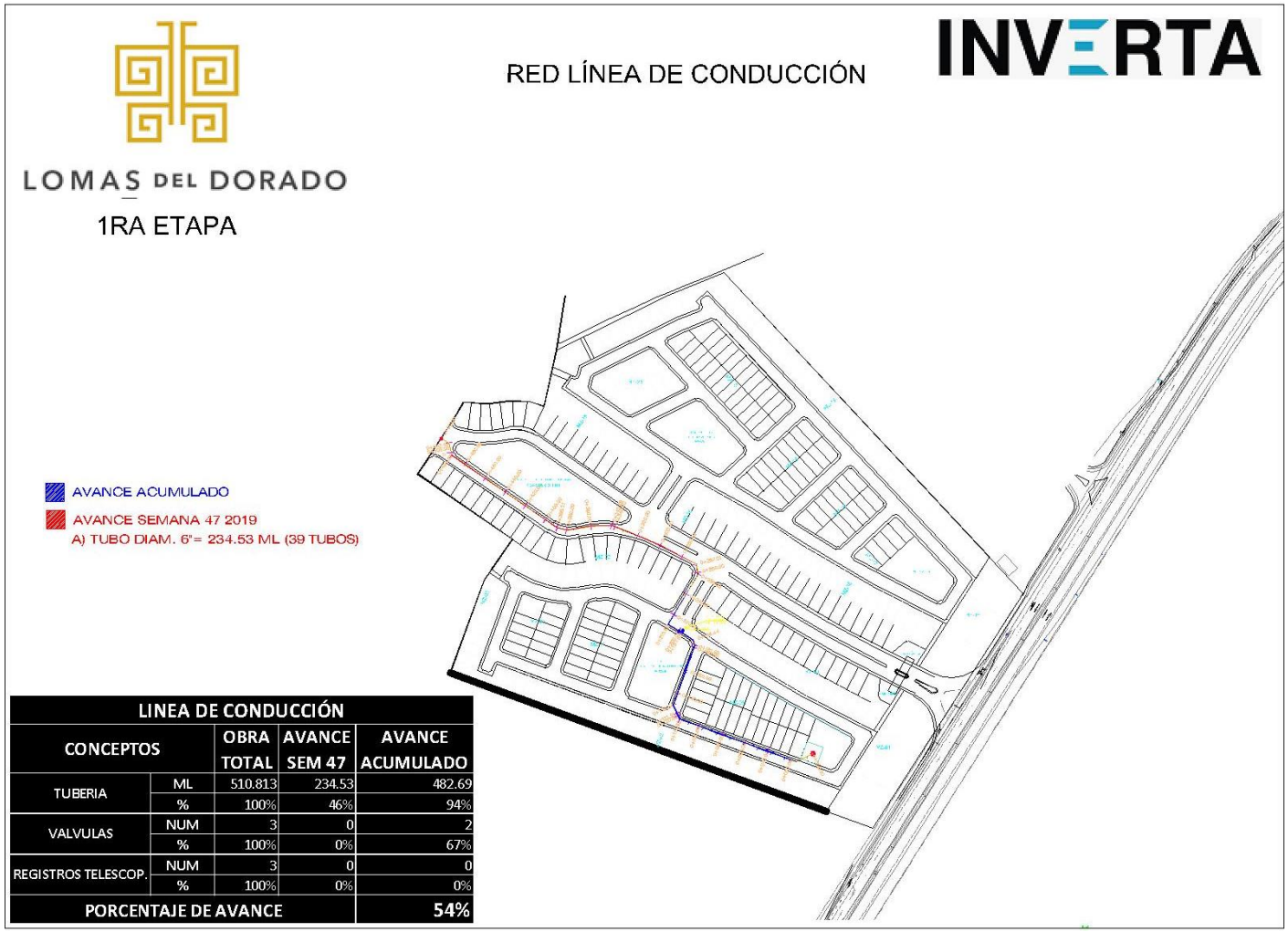
SANITARIO				
CONCEPTOS		OBRA TOTAL	AVANCE SEM 01	AVANCE ACUMULADO
TUBERIA	ML	3443.47	28.39	2657.91
	%	100%	1%	77%
DESCARGAS DOM.	NUM	387	0	232
	%	100%	0%	60%
POZOS	NUM	60	0	45
	%	100%	0%	75%
PORCENTAJE DE AVANCE				71%

Ilustración 35. Avance en Red Sanitario a la semana 01 del 2020.



AGUA POTABLE				
CONCEPTOS		OBRA TOTAL	AVANCE SEM 01	AVANCE ACUMULADO
TUBERIA	ML	3379.73	98.97	2548.75
	%	100%	3%	75%
TOMAS DOM.	NUM	383	0	254
	%	100%	0%	66%
VALVULAS	NUM	40	0	24
	%	100%	0%	60%
REGISTROS TELESCOP.	NUM	40	3	4
	%	100%	8%	10%
PORCENTAJE DE AVANCE				48%

Ilustración 36. Avance en Red Agua Potable a la semana 01 del 2020.



LINEA DE CONDUCCIÓN				
CONCEPTOS		OBRA TOTAL	AVANCE SEM 47	AVANCE ACUMULADO
TUBERIA	ML	510.813	234.53	482.69
	%	100%	46%	94%
VALVULAS	NUM	3	0	2
	%	100%	0%	67%
REGISTROS TELESCOP.	NUM	3	0	0
	%	100%	0%	0%
PORCENTAJE DE AVANCE				54%

Ilustración 37. Avance en Red Línea de Conducción a la semana 47 del 2019.

ANEXO N. TABLAS CON PORCENTAJE DE AVANCE SEMANA 01 DEL 2020.

PLUVIAL				
CONCEPTOS		OBRA TOTAL	AVANCE SEM 01	AVANCE ACUMULADO
TUBERIA	ML	998.24	0.00	952.47
	%	100%	0%	95%
REJILLAS	NUM	15	0	11
	%	100%	0%	73%
POZOS	NUM	22	2	14
	%	100%	9%	64%
PORCENTAJE DE AVANCE				77%

SANITARIO				
CONCEPTOS		OBRA TOTAL	AVANCE SEM 01	AVANCE ACUMULADO
TUBERIA	ML	3443.47	28.39	2657.91
	%	100%	1%	77%
DESCARGAS DOM.	NUM	387	0	232
	%	100%	0%	60%
POZOS	NUM	60	0	45
	%	100%	0%	75%
PORCENTAJE DE AVANCE				71%

AGUA POTABLE				
CONCEPTOS		OBRA TOTAL	AVANCE SEM 01	AVANCE ACUMULADO
TUBERIA	ML	3379.73	98.97	2548.75
	%	100%	3%	75%
TOMAS DOM.	NUM	383	0	254
	%	100%	0%	66%
VALVULAS	NUM	40	0	24
	%	100%	0%	60%
REGISTROS TELESCOP.	NUM	40	3	4
	%	100%	8%	10%
PORCENTAJE DE AVANCE				48%

LINEA DE CONDUCCIÓN				
CONCEPTOS		OBRA TOTAL	AVANCE SEM 01	AVANCE ACUMULADO
TUBERIA	ML	510.813	0	482.69
	%	100%	0%	94%
VALVULAS	NUM	5	1	3
	%	100%	20%	60%
REGISTROS TELESCOP.	NUM	3	0	0
	%	100%	0%	0%
PORCENTAJE DE AVANCE				51%