



UNIVERSIDAD  
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL  
PIRHUA

# DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CUENCA IGNACIO MERINO DE PIURA USANDO EL PROGRAMA SWMM

Fiorela Cateriano-Huatuco, Luis  
Menacho-Girón

Piura, marzo de 2019

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería Civil

Cateriano, F. y Menacho, L. (2019). *Diseño de drenaje pluvial de la cuenca Ignacio Merino de Piura usando el programa SWMM* (Tesis para optar el título de Ingeniero Civil). Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería. Programa Académico de Ingeniería Civil. Piura, Perú.



Esta obra está bajo una licencia

[Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivar 4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/)

[Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura](https://repositorio.institucional.pirhua.edu.pe/)

UNIVERSIDAD DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



“Diseño de drenaje pluvial de la cuenca Ignacio Merino de Piura usando el programa SWMM”

Tesis para optar el Título de  
Ingeniero Civil

Fiorela Ana Lucia Cateriano Huatuco

Luis Enrique Menacho Girón

Asesor: Mgtr. Marina Farías Zegada

Piura, marzo 2019



A Dios, por ser nuestro guía, acompañándonos en cada paso de nuestra formación profesional.

A nuestras familias, en especial a nuestros padres, por ser nuestra ancla, apoyándonos en todo momento con su amor y sacrificio. Gracias a ustedes esto es posible.

A nuestros amigos (as), por acompañarnos con su motivación e inspirarnos a lograr nuestros objetivos.



## **Prólogo**

La ciudad de Piura, capital del departamento del mismo nombre, se encuentra en el norte del Perú, además, es una de las ciudades más afectadas por los fenómenos climáticos relacionados con el calentamiento del Pacífico ecuatorial. Debido al calentamiento global el periodo de recurrencia de las lluvias extraordinarias que se producen es cada vez más frecuente.

En los últimos fenómenos, tanto El Niño como El Niño Costero, la ciudad ha sufrido grandes daños y pérdidas ocasionados por las inundaciones en varias zonas, de este modo, se aprecia la ausencia de sistemas de drenaje pluvial capaces de evacuar todo el volumen generado, así como también del cuidado y mantenimiento de los sistemas de drenaje existentes.

Por tal motivo, en la presente tesis se estudiará la cuenca ciega Ignacio Merino, motivados por la preocupación de los habitantes de la misma, que por medio de la Junta Vecinal Comunal (JUVECO) Ignacio Merino han solicitado apoyo de las entidades gubernamentales y particulares para dar solución a este problema.

En este trabajo, se hace uso de un programa de modelación numérica en drenaje pluvial para el análisis situacional de dicha cuenca, denominado Storm Water Management Model, el mismo que nos ha permitido modelar un sistema de drenaje pluvial comprendido por cisternas, cámara de bombeo, parques hídricos y otras estructuras hidráulicas de la cuenca.

Finalmente, queremos manifestar nuestro agradecimiento a todas las personas que han colaborado en el desarrollo de esta tesis. En especial a nuestra asesora, Mgtr. Marina Farías Zegada, por su constante preocupación para el avance de la tesis y guiarnos con sus conocimientos. Además, a la JUVECO de la II etapa de la Urb. Ignacio Merino, por mostrarse dispuestos a apoyarnos respecto al historial de la cuenca ciega; del mismo modo, a las entidades del Gobierno Regional de Piura que proporcionaron información necesaria para este trabajo de tesis, que esperamos contribuya a dar luces a la solución del problema abordado.



## **Resumen**

La ciudad de Piura se ha visto profundamente afectada con los periodos intensos de lluvias, los cuales cada vez son más frecuentes. Por tal motivo, la presente tesis tiene como objetivo principal diseñar un sistema de drenaje pluvial con el fin de solucionar el problema real de los pobladores de la Cuenca Ignacio Merino de esta jurisdicción.

Para este fin se usará el programa Storm Water Management Model, para hallar los caudales de escorrentía superficial y ubicar las zonas más vulnerables, siendo las urbanizaciones Ignacio merino, Los Jardines, El Trébol y Mariscal Tito, las más perjudicadas. Asimismo, las zonas aportantes son las urbanizaciones Los Sauces, Los Jazmines, Bello Horizonte, el asentamiento humano Los Algarrobos, las asociaciones pro vivienda 21 de Agosto y Hermanos Cárcamo, así como la zona industrial.

En tal sentido, los resultados del programa antes indicado conllevan a diseñar el sistema de drenaje pluvial, el cual está compuesto por sumideros, conductos, cisternas, cámara de bombeo, entre otros; y por medio de tuberías de impulsión el agua de lluvia desembocará al río Piura. Además, se emplearán los espacios abiertos como alternativas de apoyo.



## Índice

Prólogo .....	i
Resumen .....	iii
Índice .....	v
Introducción.....	1
Capítulo 1 .....	3
Marco teórico.....	3
1.1. Drenaje pluvial urbano.....	3
1.1.1. Evolución histórica del sistema de drenaje pluvial .....	3
1.1.2. Clasificación del sistema de drenaje urbano .....	4
1.1.2.1. Sistema de alcantarillado sanitario .....	4
1.1.2.2. Sistema de drenaje pluvial.....	4
1.1.2.3. Sistema de alcantarillado combinado .....	4
1.1.3. Componentes de un sistema de drenaje pluvial .....	5
1.1.3.1. Estructuras de captación .....	5
1.1.3.2. Estructuras de conducción .....	6
1.1.3.3. Disposición final.....	7
1.1.4. Consideraciones para el diseño de elementos de drenaje pluvial.....	7
1.2. Hidrología en el sector de estudio.....	7
1.2.1. Definición del Fenómeno El Niño .....	7
1.2.2. Definición del Fenómeno El Niño Costero .....	8

1.2.3. Relación de Niños históricos .....	8
1.2.4. Características hidrometeorológicas del Fenómeno El Niño .....	9
1.2.5. Fenómeno El Niño de 1982- 1983 .....	10
1.2.5.1. Departamentos afectados por el FEN 1982 – 1983 .....	10
1.2.5.2. Daños producidos por el FEN 1982 – 1983 .....	10
1.2.6. Fenómeno El Niño de 1997 – 1998 .....	11
1.2.6.1. Departamentos afectados por el FEN 1997 – 1998 .....	11
1.2.6.2. Daños producidos por el FEN 1997 - 1998 .....	11
1.2.6.3. Caudales de los principales ríos que desembocan en el Pacífico .....	12
1.2.7. Fenómeno El Niño Costero 2017 .....	12
1.2.7.1. Departamentos afectados por el FENC 2017 .....	12
1.2.7.2. Daños producidos por el FENC 2017 .....	12
1.2.7.3. Caudales máximos registrados en los ríos del departamento de Piura .....	13
1.3. Hidráulica aplicada .....	13
1.3.1. Parámetros para el diseño de una obra de drenaje .....	13
1.3.1.1. Periodo de retorno .....	14
1.3.1.2. Tiempo de concentración .....	14
1.3.1.3. Pendiente en vías .....	15
1.3.1.4. Pendiente en cunetas .....	15
1.3.1.5. Características de las tuberías .....	15
1.3.1.6. Velocidad permisible .....	16
1.3.2. Diseño de una línea de aspiración e impulsión .....	16
1.3.2.1. Diámetro de la tubería .....	16
1.3.2.2. Pérdidas de carga .....	17
1.3.2.3. Altura manométrica .....	18
1.3.2.4. Cavitación .....	19
1.3.2.5. Golpe de Ariete .....	21
1.4. Alternativas de solución para reducir la escorrentía superficial y el caudal máximo .....	23
1.4.1. Alternativas para disminuir la escorrentía en urbanizaciones consolidadas .....	23
1.4.2. Disminución de las conexiones impermeables .....	23
1.4.3. Estanque de retención .....	24
Capítulo 2 .....	27
Zona de estudio: Cuenca Ignacio Merino .....	27
2.1. Memoria descriptiva .....	27

2.1.1. Ubicación .....	27
2.1.2. Población.....	28
2.1.3. Condiciones topográficas y características del suelo .....	29
2.1.4. Clima.....	29
2.1.5. Sistema hidrológico.....	30
2.1.6. Subcuencas.....	30
2.2. Sistema de drenaje pluvial .....	31
2.2.1. Sistema actual.....	31
2.2.2. Cámara de bombeo Ignacio Merino .....	33
2.3. Consecuencias de la falta de drenaje pluvial en el FEN de 1998 .....	34
2.3.1. Consecuencias en la infraestructura .....	34
2.3.2. Consecuencias en la vida y salud .....	35
2.3.3. Consecuencias en la economía.....	35
2.4. Consecuencias de la falta de drenaje pluvial en el FENC de 2017.....	35
2.4.1. Consecuencias en la infraestructura .....	35
2.4.2. Consecuencias en la vida y salud .....	36
2.4.3. Consecuencias en la economía.....	36
Capítulo 3 .....	37
Simulación numérica con SWMM .....	37
3.1. Descripción del programa.....	37
3.2. Usos del programa .....	38
3.3. Metodología de cálculo hidráulico del programa .....	39
3.3.1. Régimen uniforme.....	39
3.3.2. Onda cinemática.....	40
3.3.3. Onda dinámica .....	40
3.3.3.1. Ecuación de Darcy Weissbach versus Hazen – Williams .....	40
3.3.3.2. Infiltración - Ecuación de Green-Ampt.....	41
3.3.3.3. Desventajas del uso de la onda dinámica .....	43
3.4. Métodos computacionales.....	43
3.4.1. Módulo Run Off.....	43
3.4.1.1. Sistema no lineal.....	44
3.4.1.2. Ecuaciones del módulo Run Off.....	44
3.4.2. Módulo Extran .....	47
3.5. Datos de lluvia .....	47
3.5.1. Ecuación de la curva IDF.....	47

3.5.2. Ingreso en el programa.....	49
3.6. Procedimiento a tomar.....	49
3.6.1. Delimitación de áreas tributarias.....	49
3.6.2. Dibujo de los objetos .....	51
3.6.3. Ingreso de datos .....	51
3.6.4. Opciones de simulación .....	54
Capítulo 4.....	61
Diseño de las obras de drenaje .....	61
4.1. Método racional.....	61
4.1.1. Coeficiente de escorrentía.....	61
4.1.2. Intensidad de la lluvia de diseño.....	63
4.1.3. Determinación de caudales .....	63
4.1.4. Comparación de resultados del método racional y el programa SWMM.....	64
4.2. Alternativas de solución .....	64
4.2.1. Alternativa de diseño 1 .....	64
4.2.2. Alternativa de diseño 2 .....	66
4.2.3. Alternativa de diseño 3 .....	66
4.3. Alternativa de diseño seleccionada.....	69
4.3.1. Sistema 1 .....	70
4.3.1.1. Cálculo del caudal mediante el programa SWMM .....	70
4.3.1.2. Reducción del impacto en puntos estratégicos.....	70
4.3.1.3. Altura dinámica .....	71
4.3.1.4. Cavitación.....	74
4.3.1.5. Golpe de ariete.....	74
4.3.2. Sistema 2.....	75
4.3.2.1. Calculo del caudal mediante el programa SWMM .....	75
4.3.2.2. Reducción del impacto en puntos estratégicos.....	77
4.3.2.3. Altura dinámica .....	80
4.3.2.4. Cavitación.....	83
4.3.2.5. Golpe de Ariete .....	83
4.3.2.6. Simulación en el programa SWMM con estación de bombeo .....	84
4.4. Planeamiento del proyecto.....	87
Conclusiones y recomendaciones.....	89
Referencias bibliográficas .....	91
Anexos.....	95

Anexo A – Perfil estratigráfico en Avifap .....	96
Anexo B - Hietogramas .....	97
Anexo B1 - Hietograma para un Tr=10 años .....	97
Anexo B2 - Hietograma para un Tr=25 años .....	100
Anexo B3 - Hietograma para un Tr=50 años .....	103
Anexo C – Funcionamiento del sistema de bombeo en hoja de cálculo.....	106
Anexo D – Resultados del programa SWMM .....	110
Anexo D.1 – Resultados del programa SWMM Tr=25años – Sistema 1 .....	110
Anexo D.2 – Resultados del programa SWMM Tr=25años – Sistema 2 .....	124
Anexo E – Cálculo de diseño hidráulico de sumideros y buzones .....	143
Anexo E1 – Cálculo de dimensiones de sumidero – Sistema 1 .....	143
Anexo E2 – Cálculo de dimensiones de sumidero – Sistema 2 .....	144
Anexo E3 – Diámetros nominales de descarga de sumideros – Sistema 1 .....	148
Anexo E4 – Diámetros nominales de descarga de sumideros – Sistema 2.....	149
Anexo E5 – Cuadro de resultados de diseño hidráulico de colectores– Sistema 1 ....	153
Anexo E6 – Cuadro de resultados de diseño hidráulico de colectores– Sistema 2....	154
Anexo F – Ilustración fotográfica.....	157
Anexo G – Capacidad portante del suelo de cimentación .....	159
Planos .....	161



## Índice de figuras

Figura 1 Hidrograma de escurrimiento antes y después del proceso de urbanización .....	4
Figura 2 Tipos de sumideros .....	5
Figura 3 Sección transversal de cunetas .....	6
Figura 4 Las cuatro regiones para el estudio del fenómeno El Niño.....	8
Figura 5 Condiciones meteorológicas cuando no ocurre el Niño.....	9
Figura 6 Condiciones meteorológicas durante el Niño .....	10
Figura 7 Sistema de drenaje pluvial .....	19
Figura 8 Gráfica de las curvas de rendimiento de una bomba.....	20
Figura 9 Caudal máximo que puede entregar la bomba sin que se produzca cavitación ....	20
Figura 10 Ejemplo de estanque de retención de dos niveles .....	25
Figura 11 Ubicación de la cuenca Ignacio Merino.....	27
Figura 12 Urbanizaciones y asentamientos humanos que comprende la cuenca Ignacio Merino .....	28
Figura 13 Zonas inundables de la cuenca Ignacio Merino .....	30
Figura 14 Lagunas que se forman en las vías de la cuenca .....	31
Figura 15 Inundación en la subcuenca de Avifap .....	32
Figura 16 Inundación de la subcuenca del Colegio Ignacio Merino .....	32
Figura 17 Inundación de la subcuenca de EPPO.....	32
Figura 18 Sala de operaciones de la cámara de bombeo .....	33
Figura 19 Cisterna de la estación de bombeo de Ignacio Merino .....	34
Figura 20 Viviendas afectadas de Ignacio Merino en el FEN 1998 .....	34
Figura 21 Viviendas afectadas de Ignacio Merino en el FENC 2017 .....	35
Figura 22 Negocios afectados de Ignacio Merino .....	36
Figura 23 Coeficientes de escorrentía por tipo de suelo.....	38
Figura 24 Representación de cuencas ciegas.....	39
Figura 25 Perfil de humedad del modelo de Green y Ampt.....	42
Figura 26 Modelo de subcuenca como sistema no lineal .....	44
Figura 27 Curvas IDF para la ciudad de Piura (1983- 2017) .....	48
Figura 28 Ventana de ingreso del hietograma al programa SWMMM.....	49
Figura 29 Representación de los límites entre subcuencas .....	50
Figura 30 Representación de las subcuencas en el programa SWMM .....	50
Figura 31 Opciones de simulación - Fechas.....	54
Figura 32 Opciones de simulación - General .....	55
Figura 33 Opciones de simulación - Intervalos .....	55
Figura 34 Opciones de simulación – Onda Dinámica .....	56
Figura 35 Simulación de la cuenca en el tiempo de máximo caudal.....	57
Figura 36 Ingreso de datos de la cisterna .....	58
Figura 37 Ingreso de datos de las bombas .....	58
Figura 38 Ingreso de reglas de control de bombas .....	59
Figura 39 Representación de la cuenca con sistema de drenaje pluvial .....	59
Figura 40 Cuadro de estado de la simulación.....	60
Figura 41 Alternativa de diseño 1 .....	65
Figura 42 Alternativa de diseño 2 .....	67
Figura 43 Alternativa de diseño 3 .....	68
Figura 44 Sistemas de la cuenca Ignacio Merino .....	69

Figura 45 Hidrograma del sistema 1 .....	70
Figura 46 Vista en planta de las estructuras hidráulicas del sistema 1.....	70
Figura 47 Corte de la zanja con vegetación del sistema 1.....	71
Figura 48 Vista en planta del sistema 2 desde el programa SWMM .....	76
Figura 49 Vista en planta del parque Bello Horizonte (actual y proyectado) .....	78
Figura 50 Vista actual del parque de Bello Horizonte .....	78
Figura 51 Parque Bello Horizonte (proyectado / vacío) – vista superior.....	79
Figura 52 Parque Bello Horizonte (proyectado / vacío) – vista lateral .....	79
Figura 53 Parque Bello Horizonte (proyectado / lleno) .....	80
Figura 54 Perfil de descarga del sistema 2.....	85
Figura 55 Curva de operación de la bomba 1 .....	85
Figura 56 Curva de operación de la bomba 2.....	86
Figura 57 Curva de operación de la bomba 3.....	86

## Índice de tablas

<b>Tabla 1</b>	Resumen cronológico del Fenómeno El Niño en el Perú: 1578 - 2015 .....	9
<b>Tabla 2</b>	Evaluación de daños a nivel nacional del FEN 1982-1983 .....	11
<b>Tabla 3</b>	Evaluación de daños a nivel nacional del FEN 1997-1998 .....	11
<b>Tabla 4</b>	Caudales máximos de los principales ríos del Perú.....	12
<b>Tabla 5</b>	Evaluación de daños a nivel nacional del FENC 2017 .....	13
<b>Tabla 6</b>	Caudales máximos en los ríos del departamento de Piura en el FENC 2017.....	13
<b>Tabla 7</b>	Velocidad máxima para tubería de drenaje pluvial .....	16
<b>Tabla 8</b>	Valores de rugosidad absoluta de materiales.....	18
<b>Tabla 9</b>	Valores de coeficiente de pérdida.....	18
<b>Tabla 10</b>	Coeficiente C en función de la pendiente hidráulica.....	22
<b>Tabla 11</b>	Coeficiente K respecto a longitud de la tubería.....	22
<b>Tabla 12</b>	Cantidad de habitantes en cada urbanización al año 2015 .....	29
<b>Tabla 13</b>	Altura del nivel de agua de lluvia en las zonas afectadas.....	33
<b>Tabla 14</b>	Coeficiente de Manning para cada tipo de superficie.....	46
<b>Tabla 15</b>	Pendientes características de cada zona de una subcuenca .....	46
<b>Tabla 16</b>	Almacenamiento en depresión para cada tipo de suelo.....	46
<b>Tabla 17</b>	Intensidades máximas horarias.....	48
<b>Tabla 18</b>	Representación de cada objeto real como objeto en el programa.....	51
<b>Tabla 19</b>	Porcentaje de impermeabilidad en subcuenca pequeña.....	51
<b>Tabla 20</b>	Porcentaje de impermeabilidad en subcuenca Avifap.....	52
<b>Tabla 21</b>	Porcentaje de impermeabilidad en subcuenca del colegio Ignacio Merino.....	52
<b>Tabla 22</b>	Porcentaje de impermeabilidad en subcuenca EPPO .....	53
<b>Tabla 23</b>	Encendido y apagado de bomba .....	54
<b>Tabla 24</b>	Coeficientes de escorrentía para ser utilizados en el método racional .....	62
<b>Tabla 25</b>	Coeficiente de escorrentía de cada subcuenca.....	62
<b>Tabla 26</b>	Tiempo de concentración de cada subcuenca.....	63
<b>Tabla 27</b>	Intensidades de cada subcuenca .....	63
<b>Tabla 28</b>	Caudales máximos del método racional vs SWMM .....	64
<b>Tabla 29</b>	Valores de los diámetros (metros) para las tuberías de aspiración e impulsión del sistema 1 .....	72
<b>Tabla 30</b>	Suma de coeficientes de pérdidas del tramo de aspiración del sistema 1.....	72
<b>Tabla 31</b>	Suma de coeficientes de pérdidas del tramo de impulsión del sistema 1 .....	73
<b>Tabla 32</b>	Datos del agua a una T=20°C.....	74
<b>Tabla 33</b>	Propiedades del material.....	74
<b>Tabla 34</b>	Caudales máximo del sistema 2 .....	77
<b>Tabla 35</b>	Nuevos caudales máximos del sistema 2.....	80
<b>Tabla 36</b>	Valores de los diámetros (metros) para las tuberías de aspiración e impulsión del sistema 2 .....	81
<b>Tabla 37</b>	Suma de coeficientes de pérdidas del tramo de aspiración del sistema 2.....	81
<b>Tabla 38</b>	Suma de coeficientes de pérdidas del tramo de impulsión del sistema 2 .....	82
<b>Tabla 39</b>	Planeamiento del proyecto .....	87



## Índice de planos

- Plano 1** Ubicación del proyecto Cuenca Ignacio Merino – Cod. U-01
- Plano 2** Planta de alcantarillado existente de cotas de tapa de buzones – Cod. A-01
- Plano 3** Planta de alcantarillado existente de cotas de tapa de buzones – Cod. A-02
- Plano 4** Planta de alcantarillado existente de cotas de tapa de buzones – Cod. A-03
- Plano 5** Sistema de drenaje 1 y 2 – Cod. D-01
- Plano 6** Componentes hidráulicos del sistema 1 – Cod. D-02
- Plano 7** Estructuras hidráulicas del sistema 1 – Cod. D-03
- Plano 8** Zanja de almacenamiento del sistema 1 – Cod. D-04
- Plano 9** Perfil longitudinal de tubería en zanja de almacenamiento del sistema 1 – Cod. D-05
- Plano 10** Perfil longitudinal de tubería en parque hídrico Mariscal Tito del sistema 1 – Cod D-06
- Plano 11** Perfil longitudinal de tubería cisterna proyectada Zona Industrial del sistema 1 – Cod D-07A
- Plano 12** Perfil longitudinal tubería cisterna proyectada Zona Industrial del sistema 1 – Cod D-07B
- Plano 13** Componentes hidráulicos de sistema 2 – Cod. D-08A
- Plano 14** Componentes hidráulicos de sistema 2 – Cod. D-08B
- Plano 15** Estructuras hidráulicas del sistema 2 – Cod. D-09
- Plano 16** Perfil longitudinal de tubería en parque hídrico Bello Horizonte – Cod. D-10
- Plano 17** Perfil longitudinal de tubería en parque hídrico Los Algarrobos – Cod. D-11
- Plano 18** Perfil longitudinal de tubería en parque hídrico Avifap – Cod. D-12
- Plano 19** Vista en planta de líneas de impulsión del sistema 1 y 2 – Cod. L-01
- Plano 20** Línea de impulsión proyectada Av. Ignacio Merino sistema 2 – Cod. L-02A
- Plano 21** Línea de impulsión proyectada Av. Ignacio Merino sistema 2 – Cod. L-02B
- Plano 22** Línea de impulsión proyectada Av. Ignacio Merino sistema 2 – Cod. L-02C
- Plano 23** Línea de impulsión proyectada Av. Ignacio Merino sistema 2 – Cod. L-02D



## **Introducción**

En el último periodo de lluvias producido por el Fenómeno El Niño Costero del año 2017, varias zonas de la región Piura se han visto afectadas debido a inundaciones por fuertes lluvias, y esto no ha sido una novedad en la Urb. Ignacio Merino, sino que es una constante de todos los años, donde los vecinos sufren las inclemencias del periodo lluvioso, como es el deterioro de sus viviendas y la pérdida de sus enseres, debido a que las aguas pluviales inundan considerablemente sus viviendas, así como la infraestructura vial con los perjuicios consiguientes.

Asimismo, esta situación conlleva a que se produzcan muchas epidemias, tales como el dengue, el zika, la chikungunya, entre otros, que causan el deterioro de la salud pública y la mortalidad en nuestra ciudad, debido a la aparición de insectos que infectan a los ciudadanos.

Esta anómala situación se debe a la falta de un sistema de drenaje pluvial, que es la principal causa de este problema, y que no se superará hasta que no se ejecute esta obra. En tal sentido, se deben tomar medidas temporales y permanentes, para evitar que un próximo posible Fenómeno El Niño (FEN) o Fenómeno El Niño Costero (FENC) vuelvan a afectar la zona norte del país.

Debemos mencionar que la topografía de la segunda etapa de la urbanización Ignacio Merino de Piura, nos muestra que sus cotas de terreno están muy por debajo de las zonas que la rodean, haciendo de ésta una cuenca ciega que producen inundaciones que afectan notablemente a la población en épocas de lluvias.

Ante esta problemática, planteamos en primer lugar analizar mediante un programa de modelación, los caudales máximos generados por las fuertes lluvias de los últimos años, así como el diseño de un sistema de drenaje pluvial, con el propósito de encontrar soluciones a esta problemática de la comunidad.

De tal forma, hemos planteado cuatro capítulos para el desarrollo de esta tesis. El primer capítulo da un alcance teórico sobre los temas que se desarrollarán en los capítulos siguientes, presenta información de drenaje pluvial, hidrología de la cuenca, hidráulica aplicada y alternativas complementarias para reducir la escorrentía superficial. El segundo

capítulo contiene las características de la zona de estudio, así como los estragos que ha sufrido la población por la incapacidad del sistema de drenaje actual. El tercer capítulo describe el programa Storm Water Management Model y el procedimiento para poder simular un sistema de drenaje pluvial adecuadamente, además, se presentan los resultados de la simulación. El cuarto capítulo analiza y compara los resultados obtenidos del programa con el método racional, asimismo, se diseña el sistema de drenaje pluvial. Finalmente, se presentan las conclusiones y recomendaciones.

# Capítulo 1

## Marco teórico

### 1.1. Drenaje pluvial urbano

El sistema de drenaje pluvial es necesario en los lugares donde ocurren precipitaciones y no tienen un desfogue natural del flujo de agua de lluvia. Este sistema tiene la finalidad de recolectar y conducir el flujo, ya sea por gravedad y/o por bombeo, a un cuerpo receptor seguro.

Es importante que las zonas urbanas cuenten con sistema de drenaje adecuado, ya que pueden verse afectadas por inundaciones y a consecuencia de éstas, sufrir daños de salud como económicos en la población.

#### 1.1.1. Evolución histórica del sistema de drenaje pluvial

Según Rosell Campos (2009), la historia del sistema de drenaje se ha originado desde los primeros asentamientos poblacionales, tal es así que surgió la necesidad de evacuar el agua de lluvia de modo que no se estancara y generara inundaciones, por tal motivo se tuvo la necesidad de construir las primeras redes de drenaje pluvial.

Por consiguiente, esta fue la primera función del sistema de drenaje, pero se da el caso que debido al elevado crecimiento de la población se produjeron enfermedades como el cólera por la falta de un sistema de saneamiento para deshacerse de las aguas residuales y residuos sólidos de las ciudades emergentes.

De tal forma, teniendo como base el modelo de drenaje pluvial, el cual había resuelto el problema de evacuación de aguas pluviales, se empezaron a construir sistemas de red de saneamiento.

Las ciudades han ido creciendo de manera acelerada y desordenada sin ningún plan urbanístico, de tal forma que las zonas rurales pasaron a ser urbanas, transformando las áreas agrícolas en construcciones de cemento. A pesar que muchas autoridades políticas se opusieron a esas decisiones, las necesidades poblacionales eran inmensas, lo que ocasionó que el gobierno autorizara diversos asentamientos, sin tener en cuenta la existencia de cuencas vulnerables.

Las cuencas sufren cambios considerables cuando éstas se convierten en zonas urbanas, algunos de esos cambios son los siguientes (Comisión Estatal de Aguas, 2013):

- Disminución de la permeabilidad, del flujo subsuperficial y subterráneo, así como tiempo de retardo.
- Alteración del hidrograma (Figura 1), debido al desarrollo de la zona urbana este sufre un cambio brusco. De tal forma, se obtiene un valor de caudal pico mayor y en un tiempo más rápido, por lo cual, pierde capacidad de retención y almacenamiento. Además, se evidencia mayor volumen de escorrentía.
- Aumento de la velocidad del flujo.
- Sensibilidad ante lluvias intensas de corta duración.

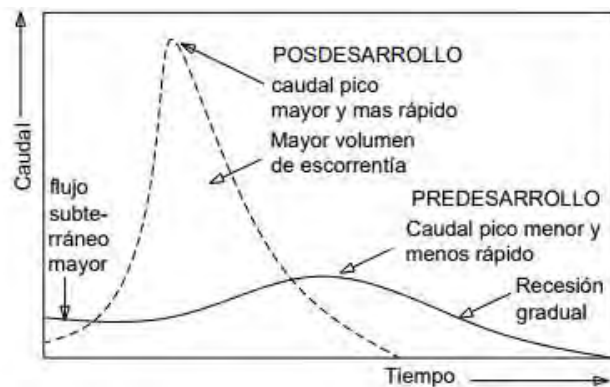


Figura 1 Hidrograma de escurrimiento antes y después del proceso de urbanización  
Fuente: CEA (2013)

### 1.1.2. Clasificación del sistema de drenaje urbano

El sistema de drenaje urbano se clasifica tres sistemas: alcantarillado sanitario, drenaje pluvial, y alcantarillado combinado (Norma OS 060, 2006).

#### 1.1.2.1. Sistema de alcantarillado sanitario

Se denomina al sistema de recolección por medio del cual se evacuan las aguas residuales domésticas e industriales hacia una planta de tratamiento diseñada para tal fin.

#### 1.1.2.2. Sistema de drenaje pluvial

Representa el sistema de manejo, control y conducción del flujo superficial, el mismo que conduce el agua de lluvia hacia cauces naturales, almacenamiento o depósitos; que conlleve trasladar el agua pluvial a lugares que no generen molestias por inundación o daños de diversa índole.

#### 1.1.2.3. Sistema de alcantarillado combinado

Se considera al sistema que capta y transporta en un mismo conducto las aguas residuales y las pluviales. Este sistema tiene la ventaja de ser más económico y dúctil.

### 1.1.3. Componentes de un sistema de drenaje pluvial

El drenaje pluvial está compuesto por estructuras hidráulicas, tales como sumideros, cunetas, cámaras de conexión y de inspección, tuberías, entre otros (Norma OS 060, 2006).

#### 1.1.3.1. Estructuras de captación

Se consideran a las estructuras que recolectan el agua de lluvia que discurre hacia las zonas bajas, donde los sumideros son los que captan el agua para luego conducirla en dirección al drenaje pluvial.

Las estructuras de captación constan de:

- Sumideros: Mediante el cual se evacua el agua de lluvia que es llevado por red de conductos subterráneos a un depósito. Existiendo diferentes tipos de sumideros (Figura 2), tales como: sumideros laterales en sardinel o solera, sumideros de fondo, sumideros mixtos o combinados, entre otros.

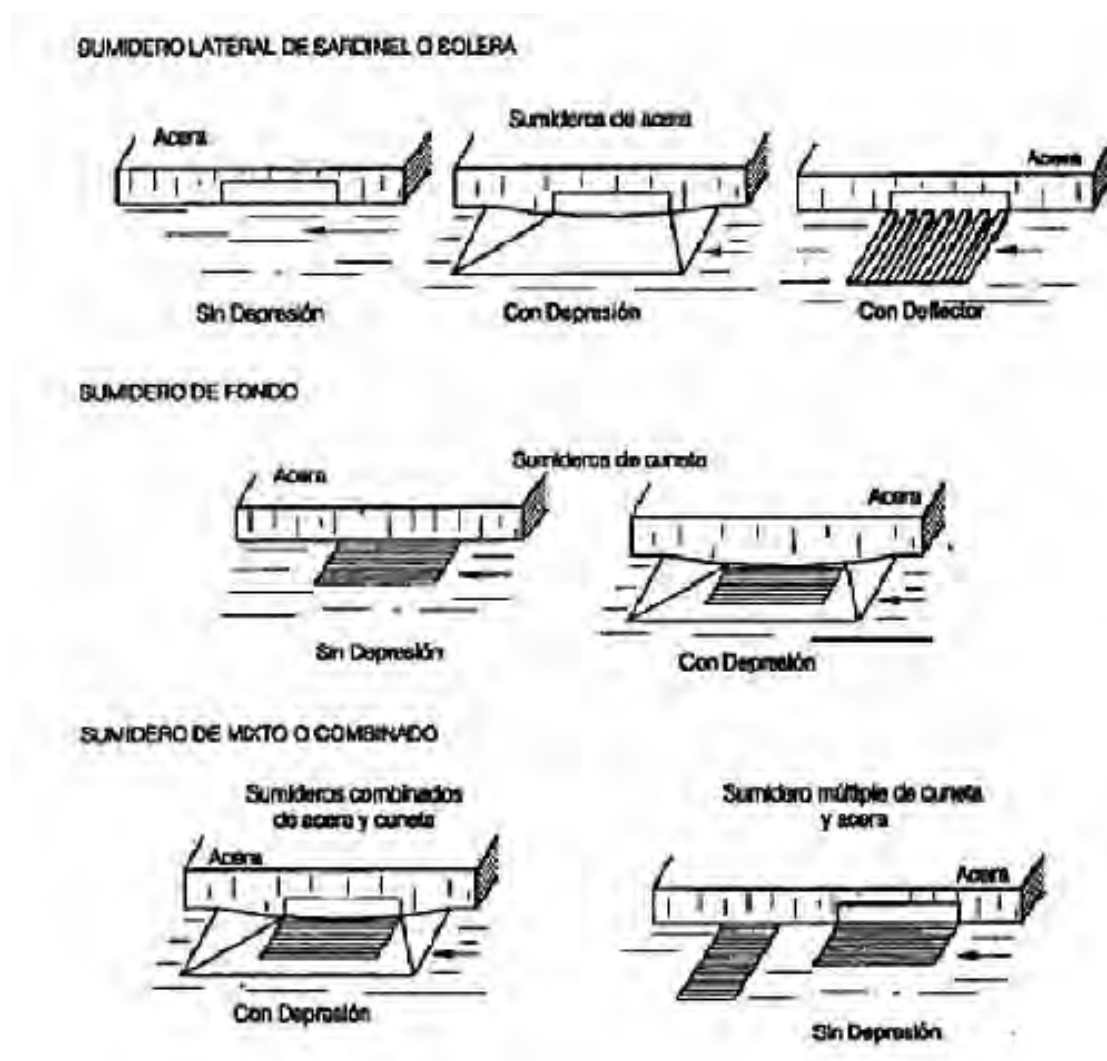


Figura 2 Tipos de sumideros  
Fuente: Norma OS 060 Drenaje pluvial urbano

- Cuneta: Es la estructura hidráulica descubierta que transporta el agua de lluvia en sentido longitudinal. Las cunetas pueden ser clasificadas de sección circular,

triangular, trapezoidal y compuesta. (Figura 3). Además, estas pueden ser de diferentes materiales, tales como concreto liso, concreto rugoso, ladrillo, pavimento, entre otros.

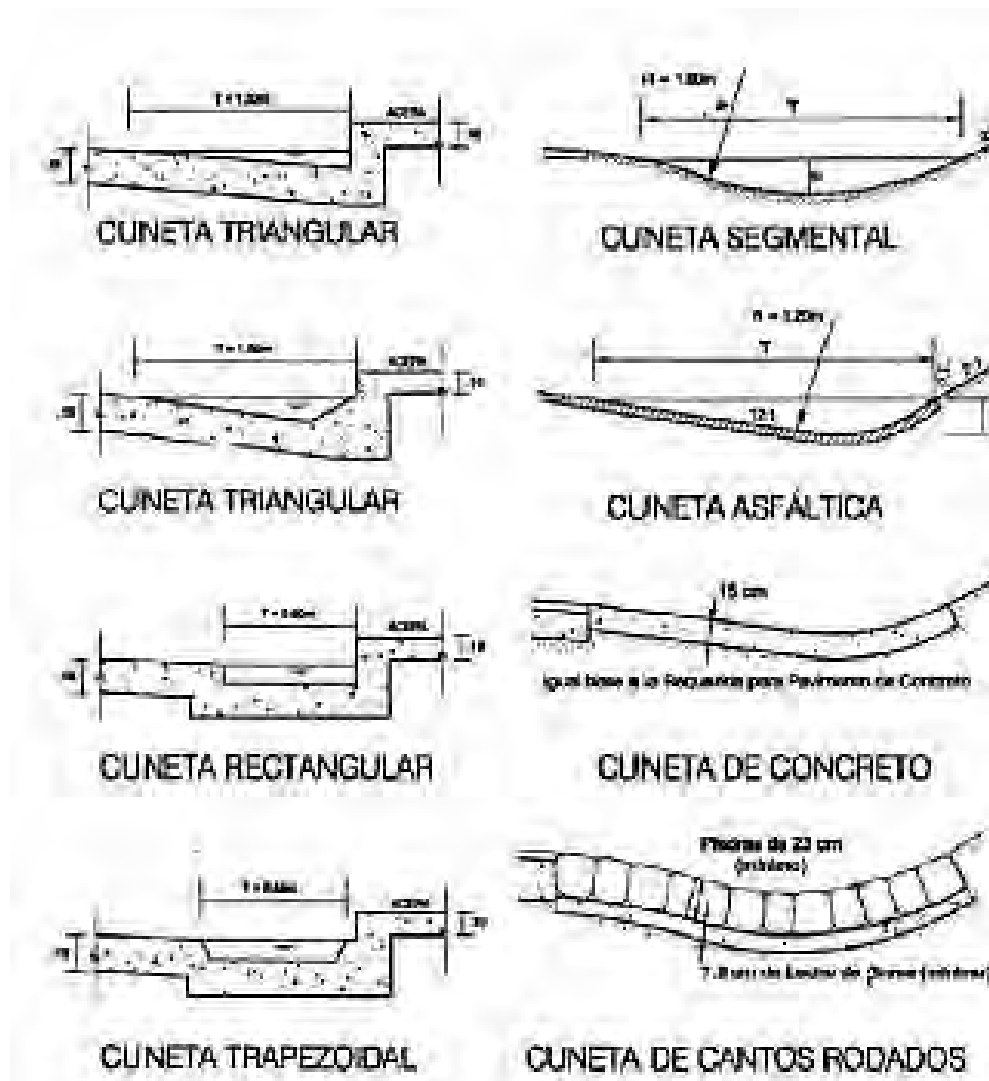


Figura 3 Sección transversal de cunetas  
Fuente: Norma OS 060 Drenaje pluvial urbano

#### 1.1.3.2. Estructuras de conducción

Se denominan a las estructuras que transportan el agua pluvial recolectada por la estructura de captación, y la conducen hacia el sitio de vertido. Los conductos pueden ser estructuras cerradas o despejadas en la parte superior.

En las estructuras de conducción se utilizan los siguientes materiales (Norma OS 060, 2006):

- Asbesto cemento
- Hierro fundido dúctil
- Policloruro de vinilo (PVC)
- Concreto armado centrifugado
- Concreto pretensado centrifugado
- Concreto armado vibrado

- Poliéster reforzado con fibra de vidrio GRP con recubrimiento interior de polietileno PE
- Arcilla vitrificada

En el diseño de colectores de aguas pluviales, se debe tener presente la velocidad límite del flujo, para evitar la sedimentación de las partículas y la erosión de las paredes del conducto.

#### 1.1.3.3. Disposición final

El agua pluvial recolectada es evacuada hacia depósitos naturales o artificiales. Es importante definir el sitio donde va a desembocar las aguas pluviales, con el fin de evitar daños al medio ambiente y a la población que se encuentre ubicada cerca de la zona de vertido.

El sistema de evacuación de las aguas pluviales puede ser por gravedad o bombeo. Se realizará el sistema por gravedad cuando la topografía lo permita, de lo contrario, se debe evacuar mediante uso de equipos de bombeo, móviles o fijos.

#### 1.1.4. Consideraciones para el diseño de elementos de drenaje pluvial

Es necesario contar con un diseño adecuado de drenaje pluvial, tomando en cuenta que sus elementos no deben obstaculizar ni generar riesgos. A continuación, se muestran algunas consideraciones para el diseño según el manual de carreteras del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2014).

- Las obras de drenaje pluvial se deben diseñar de tal forma que en la vía no se concentre agua de lluvia, así mismo se evita accidentes debido a una superficie cubierta de agua ocasionando al vehículo pérdida de tracción.
- Se debe evitar ubicar las obras de drenaje dentro de curvas horizontales de radios mínimo, debido a que dificulta la visibilidad y esto ocasionaría posibles accidentes por realizar operaciones súbitas.
- El diseño de las cunetas, que se encuentran a lo largo del lado lateral de la vía, debe ser tal que, al ocurrir algún accidente por despiste o volcamiento, su sección transversal no constituya un riesgo.
- El agua de escorrentía no debe causar ningún riesgo en las zonas de cruce peatonal.
- Las obras de drenaje destinadas a descarga de agua de lluvia no deben causar daños a sus alrededores.

### 1.2. Hidrología en el sector de estudio

Es importante tener la información de las precipitaciones pasadas en la zona de estudio, para así poder pronosticar cómo se comporta la ocurrencia de los fenómenos siguientes.

#### 1.2.1. Definición del Fenómeno El Niño

Este fenómeno conocido como “El Niño” es el incremento de la temperatura superficial del agua del mar (TSM) en la franja de la costa oeste de los países de

Sudamérica como Perú y Ecuador, los cuales se ven afectados por las intensas lluvias (SENAMHI, 2015).

En la Figura 4 se muestran cuatro regiones en que se ha dividido la franja ecuatorial del Océano Pacífico. Se tiene mayor vigilancia en las regiones Niño 3 y Niño 3.4, de manera que se logre comprender la formación de este fenómeno.

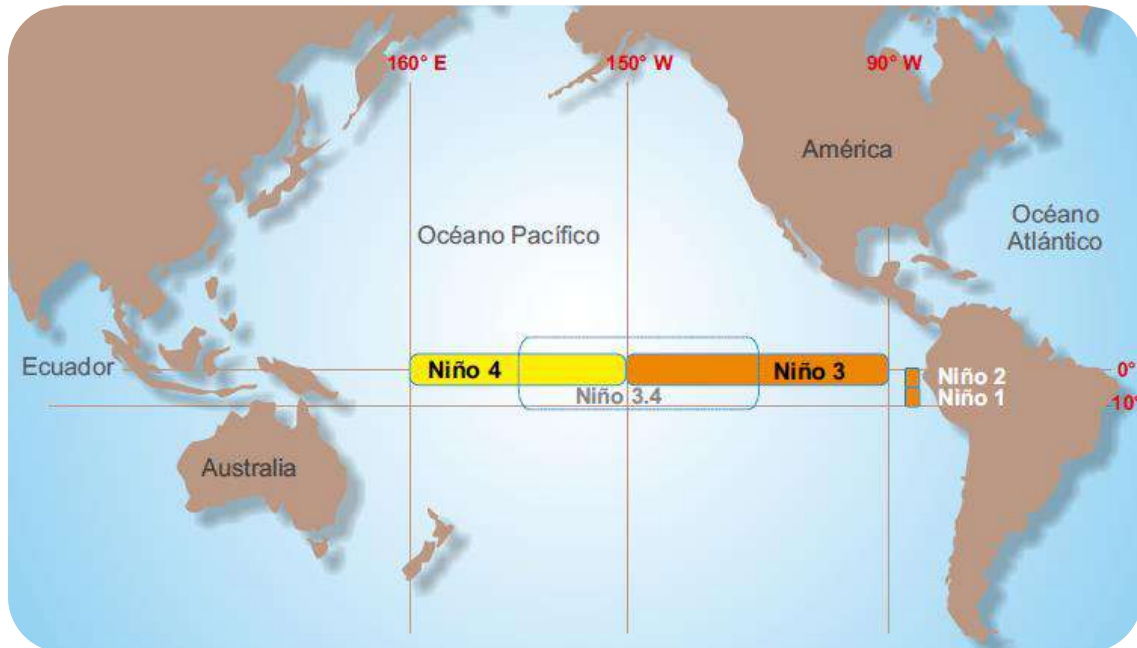


Figura 4 Las cuatro regiones para el estudio del fenómeno El Niño  
Fuente: NOAA

### 1.2.2. Definición del Fenómeno El Niño Costero

El Niño Costero se evidencia con el incremento de la temperatura del Índice Costero El Niño (ICEN) en  $0.4^{\circ}\text{C}$ , el cual se mide en el cuadrante Niño 1+2, además, debe cumplir que esta variación de temperatura dure al menos tres meses consecutivos (SENAMHI, 2017).

### 1.2.3. Relación de Niños históricos

En la historia del Perú se observa, de acuerdo a datos estadísticos proporcionados por el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI), que se han producido alrededor de 42 FEN de débil a extraordinaria magnitud, causando daños económicos, sociales y de infraestructura.

Según Rocha (2014), en el año 1578 se produjo el primer FEN de intensidad extraordinaria del que se tiene evidencia, siendo los departamentos más afectados: Lambayeque, La Libertad y Piura. Los FEN de intensidad extraordinaria presentan lluvias torrenciales, inundaciones, huaycos, aluviones, vientos fuertes, desbordes de ríos, daños en las infraestructuras, pérdidas materiales y pérdidas de vidas humanas.

En la Tabla 1 se muestra un resumen cronológico en que se ha evidenciado los FEN sectorizándolos por débil, moderado, fuerte y extraordinario de intensidad.

**Tabla 1** Resumen cronológico del Fenómeno El Niño en el Perú: 1578 - 2015

<b>Intensidad</b>	Débil	Moderado	Fuerte	Extraordinario
<b>Frecuencia</b>	15	15	5	7
<b>Características</b>	Lluvias leves, daños leves	Lluvias moderadas, daños a la agricultura y viviendas	Lluvias intensas, se producen inundaciones y huaycos	Lluvias torrenciales, inundaciones, huaycos, aluviones, vientos, pérdida material y de vidas humanas
<b>Años</b>	1952	1932	1933	1578
	1953	1939	1941	1720
	1958	1943	1957	1878
	1969	1951	1965	1891
	1976	1994 - 1995	1972	1925
	1977	1969		1982 – 1983
	1993	1986 -1987		1997 – 1998
	1994	1991 - 1992		
	2002	1994 - 1995		
	2003	2002 - 2003		
	2004	2006 - 2007		
	2008	2009 - 2010		
	2009	2011		
	2013	2012		
2014	2015			

Fuente: INDECI (2016)

#### 1.2.4. Características hidrometeorológicas del Fenómeno El Niño

En condiciones normales, cuando no ocurre el FEN (Figura 5), los vientos alisios se dirigen de este a oeste y de esta manera se concentran las aguas cálidas en la superficie océano Pacífico Occidental que se extiende en profundidad de 200 metros.

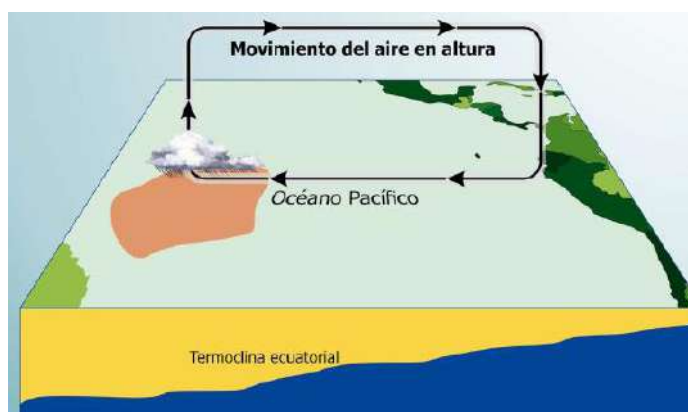


Figura 5 Condiciones meteorológicas cuando no ocurre el Niño

Fuente: SENAMHI (2015)

Cuando se produce el FEN (Figura 6), los vientos alisios se debilitan, ocasionando que lleguen las aguas cálidas a las costas del norte del Perú y las aguas frías de la corriente peruana (Humboldt), se alejen y se profundicen hasta 200 metros, donde se ubica la termoclina. La pesca disminuye y el clima cambia.

El Niño presenta las siguientes características (SENAMHI, 2015):

- Incremento de la temperatura del mar y de la atmósfera.
- Aumento de las lluvias de moderadas a intensas.
- Lluvias de gran duración.
- Aparición de especies marinas de aguas cálidas.
- Incremento de las descargas de los ríos y quebradas.



Figura 6 Condiciones meteorológicas durante el Niño  
Fuente: SENAMHI (2015)

### 1.2.5. Fenómeno El Niño de 1982- 1983

El FEN se inició con lluvias desde diciembre de 1982 hasta junio del siguiente año, lo que conllevó al aumento del volumen de agua de los principales ríos de la costa norte y de otros puntos del país, produciendo grandes inundaciones, así como reactivación y formación de numerosas quebradas y causes. Los siguientes datos son proporcionados por INDECI (2016):

#### 1.2.5.1. Departamentos afectados por el FEN 1982 – 1983

Fueron afectados 16 departamentos: Tumbes, Piura, Lambayeque, La Libertad, Lima, Cajamarca, Junín, Ayacucho, Huancavelica, Apurímac, Cusco, Arequipa, Puno, Moquegua y Tacna. En los departamentos del norte del país hubo lluvias torrenciales mientras que, en los departamentos del sur, severa sequía, viéndose principalmente afectado el departamento de Puno.

#### 1.2.5.2. Daños producidos por el FEN 1982 – 1983

El FEN de 1982-1983 fue muy intenso, por lo que causó pérdidas catastróficas, trayendo consigo retraso en la economía del Perú, tal es así que las pérdidas ascendieron aproximadamente a más de \$ 1 000 millones de dólares americanos. En la Tabla 2 se muestra la magnitud de los daños a nivel nacional de este FEN.

**Tabla 2** Evaluación de daños a nivel nacional del FEN 1982-1983

<b>Evaluación de daños a nivel nacional</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>
Viviendas afectadas	111 000	und
Personas damnificadas	1 267 720	hab
Puentes destruidos	47	und
Establecimientos de salud destruidos y afectados	260	und
Cultivo perdido y afectado	120 000	ha

Fuente: INDECI (2016)

**1.2.6. Fenómeno El Niño de 1997 – 1998**

El evento mencionado inició en noviembre de 1997 y culminó en junio del año siguiente. Las lluvias torrenciales causaron cuantiosos daños en los departamentos de la Costa, Sierra y Selva.

**1.2.6.1. Departamentos afectados por el FEN 1997 – 1998**

Fueron 23 departamentos afectados, de los cuales se vieron gravemente afectados por inundaciones a causa del desborde de los ríos y las torrenciales lluvias: Tumbes, Piura, Lambayeque, La Libertad, Ancash, Lima, Ica y Junín. Los departamentos afectados por deslizamientos, huaycos e inundaciones principalmente se produjeron en: Ancash, Lima, La Libertad, Cajamarca, Cusco, Apurímac y Puno (INDECI, 2016).

**1.2.6.2. Daños producidos por el FEN 1997 - 1998**

Las consecuencias fueron desfavorables para la economía del país, lo que provocó grandes pérdidas materiales, así como daños en la infraestructura de los diferentes sectores. Tal es así que las estadísticas señalan que el mencionado fenómeno dejó pérdidas por \$ 1 800 millones de dólares americanos, cifra que se hubiese incrementado notablemente de no haberse adoptado diversos trabajos en la etapa preventiva, y por lo tanto las pérdidas hubieran sido de mayor magnitud (INDECI, 2016). En la Tabla 3 se muestra la magnitud de los daños a nivel nacional de este FEN.

**Tabla 3** Evaluación de daños a nivel nacional del FEN 1997-1998

<b>Evaluación de daños a nivel nacional</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>
Viviendas afectadas	108 000	und
Personas damnificadas	549 000	hab
Puentes destruidos y afectados	446	und
Establecimientos de salud destruidos	69	und
Establecimientos de salud afectados	511	und
Cultivo perdido y afectado	204 000	ha

Fuente: INDECI (2016)

### 1.2.6.3. Caudales de los principales ríos que desembocan en el Pacífico

Los principales ríos que desembocan en el océano Pacífico registraron caudales muy elevados que en muchos casos triplicaron los registrados históricamente. En la Tabla 4 se presentan los caudales de los ríos registrados durante la presencia del FEN.

**Tabla 4** Caudales máximos de los principales ríos del Perú

Río	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Fecha de registro
Tumbes	3712	05 de marzo de 1998
Piura	3900	12 de marzo de 1998
Chicama	1200	Febrero de 1998
Ica	400	21 de enero de 1998
Rímac	200	febrero a marzo de 1998
Lambayeque	61	mayo de 1998
Jequetepeque	1131	enero a marzo de 1998
Ramis	310	26 de febrero de 1998
Huancané	70	25 de febrero de 1998
Ilave	80	13 de febrero de 1998

Fuente: INDECI

### 1.2.7. Fenómeno El Niño Costero 2017

El FENC 2017 tuvo su inicio en el mes de enero y culminó en abril de 2017. Este fenómeno se ha caracterizado por el calentamiento anómalo del mar focalizado en las costas de Perú y Ecuador (ENFEN, 2017). Tal es así que este calentamiento produjo humedad, lo cual desencadenó fuertes lluvias, que conllevó a desbordes, inundaciones y aluviones que afectaron tremendamente a varias localidades.

#### 1.2.7.1. Departamentos afectados por el FENC 2017

La mayoría de departamentos del Perú han sido tremendamente afectados por deslizamientos, huaycos e inundaciones a causa del desborde de los ríos y las torrenciales lluvias.

El departamento de Piura se vio gravemente afectada, presentando 91 835 personas damnificadas, seguido por La Libertad con 74 487 personas damnificadas.

De tal forma, los siguientes departamentos se declararon en emergencia: Ancash, Arequipa, Ayacucho, Cajamarca, Callao, Huancavelica, Ica, Junín, La Libertad, Lambayeque, Lima, Loreto, Piura y Tumbes (INDECI, 2016).

#### 1.2.7.2. Daños producidos por el FENC 2017

Los daños causados en el Perú alcanzaron aproximadamente 10 538 millones de soles peruanos, situación que ha conllevado a que el gobierno haya destinado una inversión total de 23 338 millones de soles peruanos para la reconstrucción (Autoridad para la reconstrucción con cambios, 2017). En la Tabla 5 se muestra la magnitud de los daños a nivel nacional de este FENC.

**Tabla 5** Evaluación de daños a nivel nacional del FENC 2017

<b>Evaluación de daños a nivel nacional</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>
Viviendas afectadas	334 518	und
Personas damnificadas	293 071	hab
Carretera destruida	4 793	km
Carretera afectada	12 064	km
Puentes destruidos	433	und
Puentes afectados	759	und
Establecimientos de salud destruidos	69	und
Establecimientos de salud afectados	928	und
Locales escolares afectados	2 885	und
Cultivo perdido	41 546	has
Cultivo afectado	92 116	has

Fuente: INDECI (2016)

### 1.2.7.3. Caudales máximos registrados en los ríos del departamento de Piura

El 27 de marzo del 2017 se evidenció mayor caudal en el río Piura causando el desborde del río en el medio y bajo Piura, lo que ocasionó daños en las infraestructuras, en la salud y la economía. En la Tabla 6 se muestra los caudales máximos registrados.

**Tabla 6** Caudales máximos en los ríos del departamento de Piura en el FENC 2017

<b>Río</b>	<b>Estación</b>	<b>Caudal (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Fecha de registro</b>
Chira	H. El Ciruelo	1187.3	06 de marzo de 2017
Chira	H. Ardilla	2742.5	30 de marzo de 2017
Chipillico	H. Bocatoma	397.3	26 de marzo de 2017
Piura	H. Pte. Ñacara	847.2	21 de marzo de 2017
Piura	H. Pte. Sanchez Cerro	3468.0	27 de marzo de 2017
Charanal	H. San Pedro	17.8	26 de marzo de 2017

Fuente: SENAMHI (2018)

## 1.3. Hidráulica aplicada

Los sistemas de drenaje pluvial se deben diseñar con las consideraciones hidráulicas de drenaje que correspondan al área de estudio. Algunos de estos conceptos básicos son las estructuras hidráulicas, la energía específica, las pérdidas de carga por fricción, entre otros.

### 1.3.1. Parámetros para el diseño de una obra de drenaje

Una obra de drenaje pluvial requiere ciertos parámetros para su correcto funcionamiento, tales como los que se explican a continuación.

### 1.3.1.1. Periodo de retorno

El periodo de retorno es el intervalo de tiempo en que se igualará o excederá un evento, es decir el tiempo medio entre la ocurrencia de un evento y la próxima de otro evento con igual o mayor intensidad (Mendoza, 2008).

Según la norma OS 060, para una cuenca de drenaje urbano mayor, se diseña el sistema de drenaje para un periodo de retorno de 25 años y para una cuenca de drenaje urbano menor, se diseña el sistema de drenaje para un periodo de retorno de 10 años. Por lo tanto, se analizará en el programa SWMM considerando los periodos de retorno de 10, 25 y 50 años, y según los datos obtenidos por el programa, se tomará el periodo más adecuado para el diseño de la cuenca.

### 1.3.1.2. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración es el tiempo que tarda el flujo desde el punto hidráulicamente más lejano, hasta el punto o entrada de la estructura menor. Considera muchos factores como, la geometría de la cuenca, pendiente, área, características del suelo, entre otros (Chow et al, 1994).

Según Chow et al (1994), hay diferentes expresiones de cálculo para hallar el tiempo de concentración, siendo algunas de ellas las siguientes:

- Kirpich (1940): Esta fórmula surge teniendo como base la información del Soil Conservation Service (SCS), la cual se realizó en siete cuencas rurales del estado de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas del 3% al 10%. Para flujos en superficies de concreto o asfalto, se debe multiplicar el tiempo de concentración ( $t_c$ ) por 0.40; para canales de concreto de debe multiplicar por 0.20. Cuando el terreno esté descubierto o en cunetas, no se debe hacer ningún ajuste.

$$t_c = 0.01947 \times L^{0.77} \times S^{-0.385}$$

Donde: L= Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, en metros.  
S= Pendiente promedio de la cuenca, en m/m.

- California Culverts Practice (1942): Es la simplificación de la ecuación de Kirpich, la cual se utiliza para pequeñas cuencas montañosas en California.

$$t_c = 0.0195 \times \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde: L= Longitud del curso de agua más largo, en metros.  
H= Diferencia de nivel entre la cota más alta y más baja, en metros.

- Ecuación de retardo SCS (1973): Esta ecuación parte por el SCS con los datos de cuencas de uso agrícola, la cual, ha sido adaptada para pequeñas cuencas urbanas con áreas menores de 800 hectáreas. Además, se ha observado que obtiene mejores resultados cuando el terreno se encuentra completamente pavimentado; en cambio, para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación. Se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; en consecuencia, la ecuación supone que  $t_c = 1.67 \times$  retardo de la cuenca.

$$t_c = \frac{0.0136 \times L^{0.8} \times \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0.7}}{S^{0.5}}$$

Donde: L = Longitud hidráulica de la cuenca de mayor trayectoria de flujo, en metros.

CN= Número de curva SCS, adimensional

S = Pendiente promedio de la cuenca, m/m

### 1.3.1.3. Pendiente en vías

Según la norma OS.060, las vías deben presentar pendientes longitudinales mayores a 0.5% y pendientes transversales entre 2% a 4%, con el fin de evacuar agua de lluvia en todo punto de la calzada.

### 1.3.1.4. Pendiente en cunetas

Las cunetas son canales construidos en paralelo de la vía, con el objetivo de transportar el flujo superficial hacia las zonas bajas, donde las obras de drenaje captarán el agua de lluvia. La capacidad de la cuneta se deduce, teniendo en cuenta su pendiente longitudinal, intensidad de precipitación, material, entre otros.

Según el manual de carreteras, la pendiente longitudinal mínima de cuneta revestida es de 0.2%, y sin revestir es de 0.5%.

### 1.3.1.5. Características de las tuberías

Para el diseño de las tuberías utilizadas en los colectores de aguas pluviales se debe considerar la ubicación, diámetro, resistencia, la altura de relleno, entre otras características. Según la norma OS. 060, se brindan las siguientes consideraciones:

En cuanto a la ubicación de la tubería, esta no debería instalarse en los límites de la calzada y berma, en caso contrario, se deberán colocar registros para acceso fuera de estos. Los puntos de deflexiones de la tubería de alineamiento, no debe ser mayor a 10 veces su radio; si excede se deberá colocar una cámara de registro.

Para el diámetro de la tubería en colectores de agua pluvial, debe considerar que el colector troncal, tenga diámetro mayor a 0.50 m; asimismo, para conductor y troncal lateral, sea mayor a 0.40 m. Las tuberías que se encuentren en la calzada o berma deben tener diámetros mayores a 0.50 m. De tal forma, se recomienda estos diámetros mínimos para evitar obstrucciones en las tuberías.

El recubrimiento sobre las tuberías no debe ser menor a 1.00 m en las vías vehiculares; pero si el diseño no lo permite, los recubrimientos menores a 1 metro deben ser justificados.

La ubicación de los registros depende del diámetro de la tubería. Si el diámetro de la tubería es mayor o igual a 1.20 m, el espaciamiento entre los registros debe ser de 200 a 350 m; si es menor a 1.20 m, el espaciamiento será de 100 a 200 m; asimismo, en conductos pequeños, cuando no es posible lograr la velocidad de autolimpieza, el espaciamiento será cada 100 m.

### 1.3.1.6. Velocidad permisible

La velocidad permisible del fluido es importante en el diseño, para evitar la sedimentación de las partículas y la erosión de las paredes de la tubería.

La velocidad mínima del flujo a tubo parcialmente lleno es de 0.60 m/s y a tubo lleno es de 0.90 m/s. Es conveniente respetar la velocidad límite inferior, para que sea posible lograr una adecuada autolimpieza.

Asimismo, la velocidad máxima del flujo varía dependiendo del material que están hechas las tuberías. En la Tabla 7 se muestra la velocidad máxima para los diferentes tipos de tuberías.

**Tabla 7** Velocidad máxima para tubería de drenaje pluvial

Material de la tubería	Velocidad máxima (m/s)
Asbesto de cemento	3.0
Hierro fundido dúctil	3.0
Cloruro de polivinilo	6.0
Poliéster reforzado con fibra de vidrio	3.0
Arcilla vitrificada	3.5
Concreto armado de 140 Kg/cm <sup>2</sup>	2.0
Concreto armado de 210 Kg/cm <sup>2</sup>	3.3
Concreto armado de 250 Kg/cm <sup>2</sup>	4.0
Concreto armado de 280 Kg/cm <sup>2</sup>	4.3
Concreto armado de 315 Kg/cm <sup>2</sup>	5.0
Concreto armado de curado al vapor mayor a 280 Kg/cm <sup>2</sup>	6.6

Fuente: Norma OS 060 Drenaje pluvial urbano

### 1.3.2. Diseño de una línea de aspiración e impulsión

#### 1.3.2.1. Diámetro de la tubería

Para hallar el diámetro, se deben considerar los valores de la velocidad y la gradiente hidráulica. La velocidad de una línea de aspiración debe ser menor a 1.8 m/s. Mientras que, la velocidad de una línea de impulsión debe ser menor a 2.5 m/s (Ingemecánica, sección diámetro de tubería, 4).

Para hallar el diámetro de la tubería, se utiliza la siguiente fórmula:

$$Q = V \times A$$

Despejando la ecuación en función de la velocidad:

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times d^2}$$

Donde: Q = Caudal que circula por la tubería, en m<sup>3</sup>/s  
 V = Velocidad del agua del interior de la tubería, es m/s  
 A = Área de la sección interna de la tubería, en m<sup>2</sup>  
 d = Diámetro interior de la tubería, en metros

Para hallar el diámetro correcto se toma en cuenta lo siguiente:

- El caudal (Q) que circula dentro de la tubería representa un dato obtenido de los estudios preliminares.
- Teniendo presente el catálogo del fabricante de tuberías, se asume el diámetro.
- Con los datos anteriores, se calcula de manera iterativa, hasta encontrar el diámetro comercial adecuado, con la condición que la velocidad sea menor a la permitida para tuberías de aspiración e impulsión.

### 1.3.2.2. Pérdidas de carga

En el diseño de sistemas de distribución y abastecimiento de agua, es importante conocer las pérdidas de presión primarias y secundarias, desde el inicio de la instalación hasta el punto de salida del flujo, por lo cual se podrá identificar la ubicación donde se produce la mayor pérdida de presión. Obtenido esto, se calculará la altura dinámica del sistema, además, se hallará las características de la bomba a usar (Ingemecánica, sección cálculo de pérdidas de cargas, 1).

Mediante la ecuación de Darcy – Weisbach, se calcula el valor de las pérdidas de carga debido a la fricción de la tubería.

$$h_p = f \times \frac{L}{d} \times \frac{v^2}{2g}$$

- Donde:  $h_p$  = Pérdida de carga debido a la fricción, en metros  
 $f$  = Factor de fricción de Darcy – Weisbach, adimensional  
 $L$  = Longitud de la tubería, en metros  
 $d$  = Diámetro interior de la tubería, en metros  
 $v$  = Velocidad del agua interior de la tubería, en m/s  
 $g$  = Aceleración de la gravedad, 9,81 m/s<sup>2</sup>

Los valores de longitud, diámetro, velocidad y aceleración son conocidos. El valor del factor de fricción de Darcy – Weisbach se calculará en función del número de Reynolds del fluido ( $R_e$ ) y de la rugosidad relativa de la tubería ( $\varepsilon_r$ ).

$$f = \frac{0.25}{\left( \log_{10} \left( \frac{\varepsilon_r}{3.7} + \frac{5.74}{R_e^{0.9}} \right) \right)^2}$$

- Donde:  $f$  = Factor de fricción de Darcy – Weisbach, adimensional  
 $\varepsilon_r$  = Rugosidad relativa de la tubería, adimensional  
 $Re$  = Número de Reynolds, adimensional

La rugosidad relativa de la tubería es el cociente entre la rugosidad absoluta y el diámetro interior de la misma. El valor de la rugosidad absoluta se obtiene de la Tabla 8.

**Tabla 8** Valores de rugosidad absoluta de materiales

Rugosidad absoluta de materiales	
Material	$\varepsilon$ (mm)
Plástico (PE, PVC, HDPE)	0.0015
Poliéster reforzado con fibra de vidrio	0.1000
Tubos estirados de acero	0.0024
Tubos de latón o cobre	0.0015
Acero comercial y soldado	0.03 - 0.09
Hierro galvanizado	0.06 - 0.24
Hormigón	0.3 - 3.0

Fuente: Ingemecánica (2018)

Además de las pérdidas que se producen por la fricción de la tubería. También se producen pérdidas secundarias en el sistema de distribución, a través de varias uniones, codos, válvulas, flexiones, entre otros accesorios. Estas pérdidas se calculan con la siguiente fórmula:

$$h_s = K \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

Donde:  $h_s$  = Pérdida de carga secundaria, en metros  
 K = Coeficiente de pérdida de carga secundaria, adimensional  
 V = Velocidad del agua interior de la tubería, en m/s

En la Tabla 9 se muestran algunos valores del coeficiente de pérdida a utilizar para hallar la pérdida de carga.

**Tabla 9** Valores de coeficiente de pérdida

Accesorios		Coeficiente de pérdida, K
Válvulas (abiertas)	De bola	0.1
	Compuerta	0.1 - 0.3
	Anti – retorno	1
	Mariposa	0.2 - 1.5
	Diafragma	2.0 - 3.5
	De macho o tapón. Rectangular	0.3 - 0.5
	De macho o tapón. Circular	0.2 - 0.3
Otros elementos	Codos de 90 °	0.2
	Derivación	0.3

Fuente: Ingemecánica (2018)

### 1.3.2.3. Altura manométrica

Se define como la altura que debe superar la bomba, con el fin de conducir un líquido determinado a través de un conducto desde un depósito a una altura inferior hacia otro de altura superior (Bombas ideal, 2014).

La altura manométrica es expresada por medio de la ecuación de Bernoulli, para hallarla se debe hacer un balance de energía mecánica de fluidos entre el nivel 1 al nivel 3 (Figura 7):

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2 \times g} + \frac{P_1}{\gamma} + h_B = h_3 + \frac{v_3^2}{2 \times g} + \frac{P_3}{\gamma} + h_f$$

Donde:  $h_B$  = Altura manométrica, en metros  
 $h_{1,3}$  = Altura del nivel 1,3, en metros  
 $v_{1,3}$  = Velocidad del fluido en el nivel 1,3, en metros  
 $P_{1,3}$  = Presión atmosférica del nivel 1,3, en kg/cm<sup>2</sup>  
 $\gamma$  = Peso específico, en kg/dm<sup>3</sup>  
 $h_f$  = Perdida de carga del fluido lo largo de toda la tubería, en metros



Figura 7 Sistema de drenaje pluvial  
 Fuente: Elaboración propia

#### 1.3.2.4. Cavitación

Es un fenómeno que se presenta en sistemas de bombeo, se genera al disminuir la presión en los álabes rotatorios de una bomba (lado de aspiración) por debajo de la presión de vapor, produciendo que el agua hierva a la temperatura ambiente. Las burbujas de vapor que se forman en los álabes, implosionan al salir de la zona de baja presión hacia la zona de alta presión del sistema.

Las consecuencias de este fenómeno son el ruido, la vibración, la reducción de la eficiencia y un daño considerable al equipo de bombeo, específicamente en los álabes como la erosión, que con el tiempo ocasionará el colapso de los mismos.

Para evitar que se produzca este problema, los fabricantes de bombas en sus especificaciones colocan el parámetro llamado carga de aspiración neta positiva requerida (NPSHr, por sus siglas en inglés), está expresado en unidades de carga o presión. Es la presión requerida mínima por encima de la de presión de estancamiento en la entrada de la

bomba, para que al producirse la disminución de presión esta no llegue a estar por debajo de la presión de vapor (Organización Panamericana de la Salud, 2005).

Como se observa en la Figura 8, mientras se aumenta el gasto volumétrico o caudal el nivel de carga hidrostática disminuye lo que conlleva a que aumente el NPSH necesario para compensar las pérdidas de la carga hidrostática, y así no se produzca la cavitación. La disminución de la presión de estancamiento a la entrada de la bomba ( $H$ ), se debe al incremento de las pérdidas en la tubería aguas arriba de la bomba, al incrementarse el caudal.

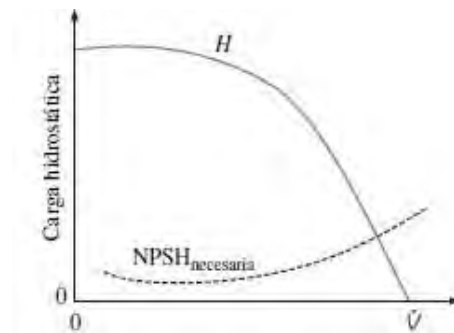


Figura 8 Gráfica de las curvas de rendimiento de una bomba  
Fuente: Cengel (2006)

Carga de aspiración neta positiva: diferencia entre la presión de estancamiento a la entrada de la bomba y la presión de vapor.

$$NPSHd = \left( \frac{P}{\rho g} + \frac{V^2}{2g} \right)_{\text{entrada de la bomba}} - \frac{P_v}{\rho g}$$

El NPSH requerido por la bomba debe ser comparado con el NPSH disponible, que es la carga de aspiración neta positiva real en nuestra bomba y la cual debe ser mayor al NPSH requerido para que no se produzca cavitación.

A mayor caudal de bombeo, la presión de estancamiento a la entrada de la bomba ( $H$ ) disminuye, por lo tanto, el NPSH disponible también lo hace, esto produce que en algún punto de la curva del NPSH disponible se llega a intersectar a la curva del NPSH requerido, es a partir de ahí donde se produce la cavitación y entonces se debe evitar caudales mayores como se muestra en la Figura 9.

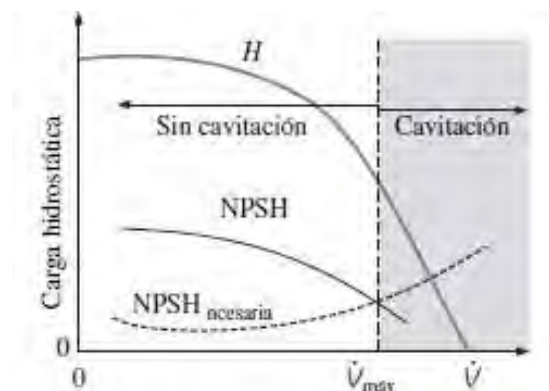


Figura 9 Caudal máximo que puede entregar la bomba sin que se produzca cavitación  
Fuente: Cengel (2006)

### 1.3.2.5. Golpe de Ariete

Es un fenómeno hidráulico que afecta a las paredes de las tuberías y accesorios de un sistema de bombeo, se denomina también martillo de agua por el sonido que produce tras un choque instantáneo, y de manera oscilatoria continúa la vibración acústica hasta que la energía se disipa por la fricción (Cengel, 2006).

Es producido por la variación brusca de la velocidad de flujo, en el momento de cierre de válvulas o apagado de bombas, lo cual, en el primer caso, se produce una sobrepresión y en el segundo una caída de presión llevando consigo a una sobrepresión posterior, cuando el flujo se revierte hacia la bomba.

Al producirse los dos casos anteriores, el flujo al frente pierde la energía proporcionada por la bomba y, solo se desplaza gracias a la energía cinética y la energía de inercia de grupo. Estas energías al encontrarse con un bloqueo, se transforman en energía potencial que eleva bruscamente la carga piezométrica, produciendo una deformación elástica en las paredes de la tubería o accesorios y así provocando un daño grave, lo que conlleva a pérdidas económicas y riesgosos daños personales.

Para evitar que se produzca este fenómeno se recomienda que el cerrado de válvulas sea de manera gradual y al reducir el caudal de las bombas se haga de manera progresiva. Se debe garantizar que el tiempo de cierre de la válvula o apagado de bomba ( $T_c$ ), sea mayor que el tiempo de propagación (ida y vuelta) de la onda de flujo ( $T_p$ ). Es decir que la onda de flujo viaje desde que se produce la variación de velocidad y se disipe su energía con el tiempo antes de que se produzca el cierre por completo (Mendiluce, 1965).

En resumen, si:

$T_c \leq T_p \rightarrow$  Se produce un cierre instantáneo produciendo un vacío después del corte y provocando que la onda de regreso de flujo encuentre un obstáculo, produciendo el golpe de ariete.

$T_c > T_p \rightarrow$  No se produce golpe de ariete, debido a que se produce el cierre después de que el flujo termina de hacer su recorrido, encontrando a la válvula sin cerrarse completamente.

Para hallar el tiempo  $T_p$ , se usa la siguiente relación, donde “L” es la longitud total de la tubería y “a” representa la velocidad de la onda de presión.

$$T_p = \frac{2 * L}{a}$$

Para hallar la velocidad de la onda de presión “a”, se usa la siguiente ecuación, en la cual D es el diámetro interno de la conducción (m), “e” es el espesor de la tubería (m), Kv es el módulo de compresibilidad del agua (Pa) a 20 °C, E es el módulo de elasticidad de la tubería (Pa) y  $\rho$  es la densidad del agua ( $\text{Kg/m}^3$ ) a 20°C.

$$a = \sqrt{\frac{K_v}{\rho * \left[1 + \frac{K_v * D}{E * e}\right]}}$$

En el caso del  $T_c$ , se obtiene de la ecuación de Mendiluce, donde  $L$  es la longitud de la conducción (m),  $v$  es la velocidad del flujo de agua (m/s),  $g$  es la aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ ) y  $H_m$  es la altura dinámica proporcionada por la bomba (m):

$$T_c = C + \frac{K * L * v}{g * H_m}$$

$C$  y  $K$  son coeficientes de ajustes determinados experimentalmente y se pueden hallar con la Tabla 10 y Tabla 11.

**Tabla 10** Coeficiente  $C$  en función de la pendiente hidráulica

$\frac{H_B}{L}$	$C$
Menor a 0.2	1
Entre 0.2 y 0.4	0.6
Mayor igual a 0.4	0

Fuente: Mendiluce (1972)

**Tabla 11** Coeficiente  $K$  respecto a longitud de la tubería

Longitud de la tubería	Coeficiente $K$
$L < 500$	2
$L = 500$	1.75
$500 < L < 1500$	1.5
$L = 1500$	1.25
$L > 1500$	1

Fuente: Mendiluce (1972)

Para la obtención de la sobrepresión ( $\Delta H$ ), primero se debe hallar la longitud crítica, la cual marca a qué distancia se produce la sobrepresión máxima.

La longitud crítica está dada por la fórmula:

$$L_c = \frac{a \times T_c}{2}$$

Si la longitud del sistema real ( $L$ ) es mayor a la longitud crítica ( $L_c$ ), significa que se ha producido el golpe de ariete, por el cierre rápido, por lo tanto, la sobrepresión máxima por golpe de ariete se halla con la ecuación de Allieve:

$$\Delta H = \frac{a \times V}{g}$$

En caso contrario, si  $L$  es menor a  $L_c$ , sucede un cierre lento y no se produce golpe de ariete, sin embargo, existe una sobrepresión máxima se debe hallar con la ecuación de Michaud:

$$\Delta H = \frac{2 \times L \times V}{g \times T_c}$$

#### **1.4. Alternativas de solución para reducir la escorrentía superficial y el caudal máximo**

La guía de diseño chilena del MINVU (1996) menciona diversas técnicas para recuperar parcialmente la capacidad de infiltración del suelo en urbanizaciones consolidadas y proporciona alternativas para disminuir el caudal máximo y el volumen de escorrentía. En este acápite se hace uso de dicha guía para proponer la optimización del sistema de drenaje.

##### **1.4.1. Alternativas para disminuir la escorrentía en urbanizaciones consolidadas**

Las urbanizaciones consolidadas al no contar con sistemas de drenajes, deben optar con alternativas para disminuir la escorrentía, siendo una de las más viables la recuperación de la capacidad de infiltración de suelo en áreas verdes y despejadas, así como en las zonas libres de construcciones, conlleva a contribuir a la mejora de la infiltración de aguas de lluvias, y de esa manera se evita que estas se comporten como impermeables. Para lograr esto, se debe recuperar y mantener la vegetación. En zonas donde no sea factible mantenerla, puede reemplazarse por zonas cubiertas por gravilla, siempre y cuando no aporten sedimentos aguas abajo.

Asimismo, la recolección del flujo proveniente de los techos, representa una buena alternativa para retenerla en una zanja de infiltración, ubicada en una zona libre de cada propiedad, con suficiente capacidad para tal acción y sin presencia de napa freática.

Otra alternativa es la infiltración de aguas de lluvias sobre las áreas pavimentadas, se refiere a reemplazar las vías pavimentadas con vías de pavimentos porosos, para así lograr mayor capacidad de infiltración.

Además, la retención de agua de lluvia en áreas verdes que dispongan de espacio libre. En las zonas bajas donde existen problemas de inundación, es recomendable aprovechar los sectores destinados para áreas verdes para luego transformarlos en estanques o lagunas que, de alguna manera, retenga la acumulación de agua de lluvia para descargarla posteriormente en caudales menores y controlados.

Estas alternativas son eficaces en urbanizaciones ya consolidadas, como es el caso de las urbanizaciones que conforman la cuenca Ignacio Merino. Además, tienen como fin disminuir el caudal máximo y el volumen que se dirige a las zonas bajas, logrando menguar los efectos que puedan derivarse de las aguas de lluvia, y consecuentemente reducir los riesgos que puedan presentarse en fenómenos como los señalados anteriormente.

Por lo tanto, promueve la disminución de los costos, reduciendo la capacidad de la red de drenaje pluvial o suprimiendo partes de ésta.

##### **1.4.2. Disminución de las conexiones impermeables**

La desconexión de áreas impermeables consiste en derivar las aguas de lluvia de zonas impermeables y dirigir las a zonas de infiltración. Esta alternativa puede desarrollarse tanto en urbanizaciones nuevas como consolidadas. Además, tiene mayores efectos para tormentas menores a 10 años de periodo de retorno.

Según las condiciones de la zona se dividen en tres formas de desconexión, estas se clasifican por niveles de intensidad.

El nivel 1 consiste en conducir el agua de lluvia de los techos de las viviendas hacia el jardín interior de estas. De tal forma, permite disminuir la escorrentía superficial que se dirige a la calle.

El nivel 2 consiste en diseñar bermas permeables y zanjas en los pasajes o calles interiores de barrios.

El nivel 3 consiste en diseñar zanjas cubierta con vegetación o grava para mejorar la infiltración, por lo cual, en este nivel se requiere de espacios libres, parques o áreas verdes.

Esta alternativa permite la disminución del caudal máximo, el volumen de escorrentía y la carga de sedimentos. Además, presenta condiciones como la necesidad de espacios libres cubiertos con vegetación, por lo que es necesario el riego constante, en caso de que no sea posible mantener la vegetación, se puede utilizar gravilla.

### **1.4.3. Estanque de retención**

En los sistemas de drenajes modernos, el uso de estanques de retención tiene un gran impacto, por ser una alternativa altamente viable para el tipo de obra, permite almacenar temporalmente el agua de lluvia para luego descargarla de forma controlada hacia algún depósito, y de esta manera, disminuir el caudal máximo.

Cuando el estanque de retención cumple su función y se mantiene completamente lleno en un tiempo prolongado, la capacidad de infiltración del suelo se ve alterado haciendo que esta se vuelva casi nula.

Esta obra de almacenamiento requiere de espacio libre capaz de almacenar el flujo temporalmente. Son diseñadas para que después de haber pasado la tormenta, esta dirija toda el agua de lluvia a algún depósito. Es por ello, que la mayor parte del tiempo se encuentra vacía, y permite la disposición de los espacios libre para otros usos alternativos.

La guía de diseño del MINVU (1996) presenta las siguientes recomendaciones para el diseño del estanque de retención:

- El estanque de retención debe ser al menos de dos niveles, de esta manera, cuando ocurran lluvias frecuentes de intensidad leve, el tirante de agua alcance hasta el nivel inferior. Esto tiene como objetivo disminuir el área donde se almacenará el agua con la presencia de lluvias leves, ya que esta área es propensa a inundaciones frecuentes, por lo tanto, ocasionará que la vegetación se marchite y el depósito se llene de sedimentos.
- La razón del talud lateral del estanque no debe ser menor de 4.00 (H/V), puesto que el estanque de retención cumple otros usos alternativos, como recreación.
- El nivel superior debe estar entre 0.50 a 1.50 m de profundidad, con pendiente de 2% (hacia el nivel inferior). El nivel inferior (más profundo) debe estar entre 0.40 a 1.00 m de profundidad con respecto al nivel anterior, con pendiente de 1% (hacia la cámara de descarga). En la Figura 10 se muestra un ejemplo de estanque de retención de dos niveles.

Este tipo de obra requiere mantenimiento y cuidado de la vegetación. Es necesario que el estanque de retención se mantenga cubierto de vegetación, de esta manera este no perderá su capacidad y efectividad. Además, es importante eliminar los residuos de basura y el material sedimentado para evitar la obstrucción en los ductos y depósitos de descarga.

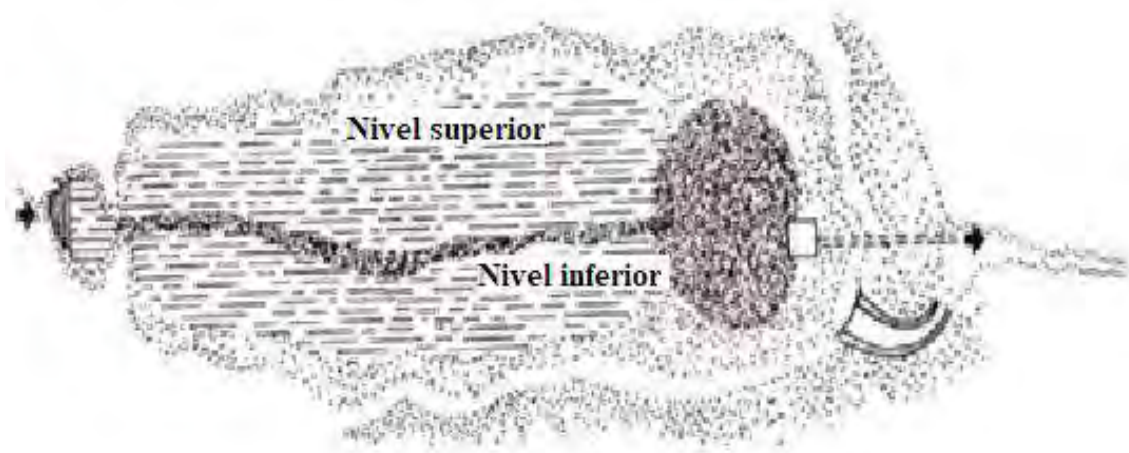


Figura 10 Ejemplo de estanque de retención de dos niveles  
Fuente: Ministerio de Vivienda y Urbanismo (1996)



## Capítulo 2

### Zona de estudio: Cuenca Ignacio Merino

#### 2.1. Memoria descriptiva

##### 2.1.1. Ubicación

La cuenca Ignacio Merino está ubicada en el distrito de Piura, provincia de Piura y departamento de Piura (Figura 11). Pertenece al sector IV – A2 del plano de sectorización y población de la ciudad de Piura.



Figura 11 Ubicación de la cuenca Ignacio Merino  
Fuente: Google Earth

La cuenca Ignacio Merino presenta una superficie total de 1.62 km<sup>2</sup>. Esta cuenca comprende las urbanizaciones Ignacio Merino I y II etapa, Los Jardines, Los Sauces, Los Jazmines, El Trebol, Mariscal Tito, Norvisol, Bello Horizonte, Los Pinos de la Plata; asociación pro vivienda 21 de Agosto y Hermanos Cárcamo; los asentamientos humanos Los Algarrobos I y III etapa y la zona industrial (Figura 12).

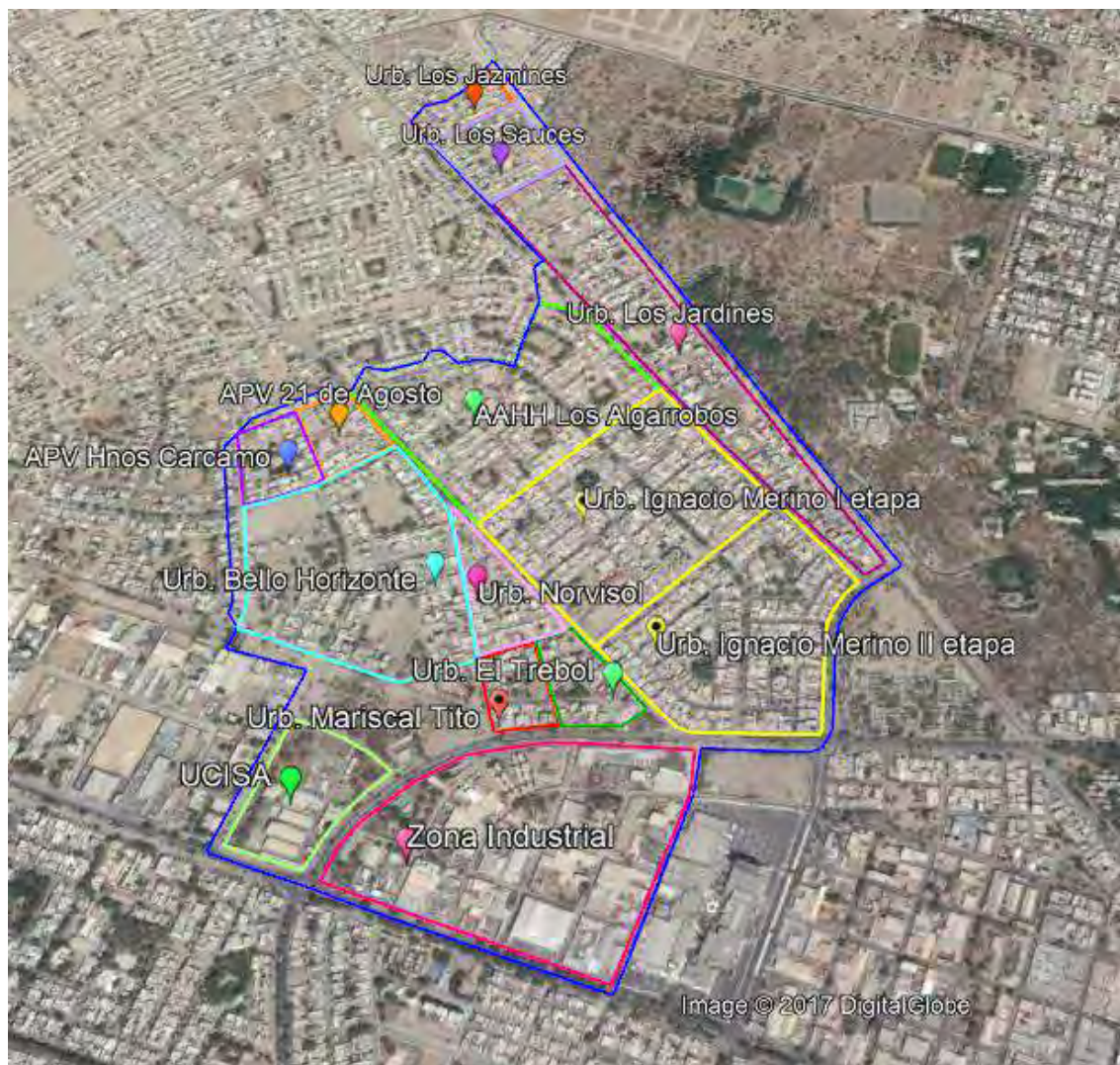


Figura 12 Urbanizaciones y asentamientos humanos que comprende la cuenca Ignacio Merino

Fuente: Google Earth

### 2.1.2. Población

Según los datos proporcionados por la Oficina de Asentamientos Humanos de la Municipalidad de Piura, la población en el año 2015 de las urbanizaciones y asentamientos humanos que conforman esta cuenca es de 100 527 habitantes. En la Tabla 12 se puede apreciar la cantidad de habitantes por cada urbanización.

Así mismo, los principales afectados de la cuenca son los pobladores que viven en las urbanizaciones con las cotas más bajas, siendo una de las más afectadas la urbanización Ignacio Merino, con aproximadamente 2 100 habitantes.

**Tabla 12** Cantidad de habitantes en cada urbanización al año 2015

Urbanización / asentamiento humano	Habitantes
Urb. Ignacio Merino	73598
Urb. Los Jardines	6349
Urb. Los Sauces	1323
Urb. Los Jazmines	1288
Urb. El Trebol	833
Urb. Mariscal Tito	455
Urb. Bello Horizonte	4312
A.H. Los Algarrobos	11193
APV. 21 de Agosto	532
APV. Hermanos Cárcamo	644

Fuente: Municipalidad Provincial de Piura (2016)

### 2.1.3. Condiciones topográficas y características del suelo

La cuenca se caracteriza por su configuración topográfica, la cual presenta depresiones pequeñas. La forma del terreno de la cuenca de acuerdo a su pendiente es moderadamente inclinada en calles y avenidas, el punto de la cota más bajo de la cuenca es 28 msnm y la cota más alta es 45 msnm. Las calles sin asfalto ni adoquines presentan una topografía irregular, ondulada.

En cuando a la pavimentación, la cuenca tiene 46% de calles pavimentadas con adoquín y asfalto, y 54% de calles no pavimentadas o deterioradas. Además, del total de parques, solo el 49% está construido, el resto no lo está ni cuenta con áreas verdes. Asimismo, los parques no cuentan con suficiente área verde, éstos no tienen mantenimiento ni cuidado constante.

Según la calicata ubicada en AVIFAP, realizada por EME y JCC (Anexo A), a una profundidad de 3 metros no se encontró el nivel freático. El tipo de suelo de esta cuenca, en una profundidad de 0 a 0.80 m es suelo areno-limoso muy salitroso, de baja plasticidad; en una profundidad de 0.80 a 3.00 m es arena de grano muy fino, inorgánica, limpia, de mala gradación.

Según el mapa de peligros de la ciudad de Piura firmado por el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI) (Anexo G), la cuenca Ignacio Merino se encuentra, para una profundidad de cimentación igual a 1.20 m, sobre suelos de capacidad portante comprendida entre  $0.50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  a  $0.75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ .

### 2.1.4. Clima

La cuenca Ignacio Merino se encuentra en la costa de la ciudad de Piura. Presenta un clima cálido durante todo el año, una temperatura media anual de 24.5°C (SENAMHI, 2018).

En verano presenta temperaturas que oscilan entre 21.5°C y 36.1°C y en invierno entre 12.5°C y 25.5°C. Los meses de mayor temperatura son de diciembre a abril, y los de menor temperatura son de junio a setiembre.

El clima se ve afectado por lluvias intensas cuando ocurren El Niño (FEN) o El Niño costero (FENC), generalmente ocurre en los meses de diciembre a marzo. Cuando no ocurre FEN las lluvias son escasas o ligeras.

### 2.1.5. Sistema hidrológico

Según la estación pluviométrica de la UDEP la precipitación anual en un año normal (cuando no hay Niño) es de 96.1 mm; sin embargo, cuando ocurrió el FEN de 1983 se registró precipitación anual de 2 273.3 mm, y en el FEN de 1998 se registró precipitación anual de 1802.8 mm. Los meses de mayor precipitación durante la ocurrencia de los FEN corresponden a los meses de enero a abril.

Según esta estación, en el FENC de 2017 se registró mayor precipitación mensual al mes de marzo con 480.4 mm, y mayor precipitación diaria el 21 de marzo con 92.4 mm.

### 2.1.6. Subcuencas

La cuenca Ignacio Merino presenta cuatro zonas inundables (Figura 13), estas están ubicadas en la II etapa de la Urb. Ignacio Merino y generan cuatro subcuencas. La cuenca se delimitó empleando el plano de Piura y Castilla, elaborado por EPS GRAU SA.



Figura 13 Zonas inundables de la cuenca Ignacio Merino  
Fuente: Google Earth

P1 – Subcuenca “pequeña”, abarca una superficie de 6.81 ha. Su cota más baja es de 29.67 msnm. Esta subcuenca se encuentra al costado del cementerio Metropolitano de Piura. Recibe agua de lluvia de las manzanas F, G, H, I, J y K y del parque de la II etapa de Ignacio Merino.

P2 – Subcuenca “Avifap”, abarca una superficie de 48.67 ha. Su cota más baja es de 29.60 msnm. Esta subcuenca se encuentra entre las urbanizaciones Ignacio Merino y Los Jardines de Avifap. Recibe agua de la I y II etapa de la Urb. Ignacio Merino, de Los Jardines, Los Sauces, Los Jazmines y del AH Los Algarrobos.

P3 – Subcuenca “Colegio Ignacio Merino”, abarca una superficie de 32.17 ha. Su cota más baja es de 29.87 msnm. Esta subcuenca se encuentra entre la I y II etapa de la Urb. Ignacio Merino, al costado del Colegio Nacional Ignacio Merino. Recibe agua de lluvia de la I y II etapa de Ignacio Merino, El Trébol, Norvisol y del AH Los Algarrobos.

P4 – Subcuenca “EPPO”, abarca una superficie de 74.50 ha. Su cota más baja es de 29 msnm. Esta subcuenca se encuentra en la Av. Principal de Ignacio Merino, frente a Transportes EPPO S.A. Recibe agua de lluvia de la II etapa de Ignacio Merino, Bello Horizonte, Mariscal Tito, la zona industrial y de las APV. Hermanos Cárcamo y 21 de Agosto.

## 2.2. Sistema de drenaje pluvial

### 2.2.1. Sistema actual

La cuenca Ignacio Merino cuenta con una cámara de bombeo, que actualmente resulta insuficiente. Cuando acontece una lluvia fuerte o extraordinaria, el escurrimiento superficial de la lluvia se dirige desde de zonas de mayor a menor cota, ocasionando grandes inundaciones y provocando daños materiales y de salud a los habitantes de las zonas bajas.

La mayor parte de las vías de la cuenca se encuentran deterioradas o sin asfaltar, con baches a lo largo de ellas, por lo tanto, cuando llueve fuerte se forman diversas lagunas de diferente tamaño en varios lugares de la cuenca, no necesariamente en los puntos críticos. La Figura 14 muestran las lagunas que se forman, la imagen de la izquierda es en la avenida B, la imagen de la derecha de la calle E del A.H. Los Algarrobos.



Figura 14 Lagunas que se forman en las vías de la cuenca

Además, se muestra en las siguientes imágenes la magnitud de inundación en los puntos críticos. En la Figura 15 se observa la zona inundada de la subcuenca de Avifap, esta foto fue tomada horas después de haberse producido una fuerte lluvia. En la imagen se puede apreciar que el agua de lluvia ha inundado gran parte de las viviendas, muchos de los habitantes se tuvieron que mudar por un tiempo considerado ya que colapsó el

alcantarillado sanitario y se combinó con el agua de lluvia produciendo olores nauseabundos.



Figura 15 Inundación en la subcuenca de Avifap

En la Figura 16 se observa la zona crítica de la subcuenca del Colegio Ignacio Merino, esta foto fue tomada dos días después de haberse producido la fuerte lluvia. En la foto se puede apreciar el suelo saturado, y debido a irregularidad del terreno se han formado pequeñas lagunas.



Figura 16 Inundación de la subcuenca del Colegio Ignacio Merino

En la Figura 17 se observa la zona inundada de la subcuenca de EPPO, esta foto fue tomada un día después de haberse producido la fuerte lluvia. En la foto se observa a los habitantes de esa zona caminando en el agua para poder salir de sus hogares.



Figura 17 Inundación de la subcuenca de EPPO

En el FENC del 2017 los dirigentes de la JUVECO de la II etapa de Ignacio Merino se han mostrado nuevamente preocupados y afectados tras los daños causados de este último fenómeno extraordinario y han colaborado midiendo los tirantes de agua en los puntos críticos. A continuación, en la Tabla 13 se muestran los niveles que alcanzó el agua de lluvia el día 26 de marzo del 2017.

**Tabla 13** Altura del nivel de agua de lluvia en las zonas afectadas

Subcuenca	Referencia	Altura (m)
Pequeña	Entre la Mz. F y H de la II etapa de Ignacio Merino	0.60
Avifap	En la intersección de la I y II etapa de Ignacio Merino y Avifap	1.30
Colegio Ignacio Merino	Colegio Ignacio Merino	1.10
EPPO	Entre la Mz. B y L de la II etapa de Ignacio Merino (cerca del semáforo)	1.50

Fuente: JUVECO de Ignacio Merino II etapa

### 2.2.2. Cámara de bombeo Ignacio Merino

La cámara de bombeo de Ignacio Merino se ubica en la II etapa de la Urb. Ignacio Merino, entre la Avenida A y Andrés Avelino Cáceres. Se ejecutó en el año 1997 junto con otras obras de prevención para el FEN de 1997 - 1998, las cuales fueron diseñadas para evacuar agua de lluvia de poca intensidad, por tal motivo en el FEN de 1998 la cámara de bombeo colapsó debido a su incapacidad para desalojar gran cantidad de agua de lluvia.

El agua de lluvia evacuada por la cámara de bombeo de Ignacio Merino descarga en el dren César Vallejo, a este dren también llega la impulsión de la cámara de bombeo El Chilcal y recorre desde la Av. Andrés Avelino Cáceres a la Av. César Vallejo, para continuar en la calle Japón y posteriormente desembocar en el dren Sullana.

La cámara de bombeo cuenta con tres bombas (Figura 18), con capacidad de bombear  $0.72 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $0.24 \text{ m}^3/\text{s}$  cada una), diámetro de la tubería de 12". Actualmente, no se encuentran totalmente operativas y no están preparadas para poder evacuar todo el caudal que aporta la cuenca.



Figura 18 Sala de operaciones de la cámara de bombeo

En la Figura 19 se puede apreciar que la cisterna se encuentra con desechos y aún conserva el agua de lluvia.



Figura 19 Cisterna de la estación de bombeo de Ignacio Merino

La cámara de bombeo se encuentra descuidada y no cuenta con mantenimiento adecuado, por lo cual en épocas de lluvias fuertes o FEN, ésta no tiene capacidad para evacuar de forma inmediata el agua de lluvia. Por lo tanto, su eficiencia se vuelve casi nula. Además, los equipos de bombeo son insuficientes para la cuenca ya que su capacidad para expulsar el agua de lluvia es limitada.

### **2.3. Consecuencias de la falta de drenaje pluvial en el FEN de 1998**

#### **2.3.1. Consecuencias en la infraestructura**

El FEN del año 1998 tuvo un efecto devastador en la infraestructura de una urbanización nueva que no existía cuando se produjo el anterior fenómeno del año 1983, es decir, los primeros vecinos no tenían cabal conocimiento de las cuencas ciegas y por ese motivo construyeron sus hogares sin medir las consecuencias de este fenómeno, lo que ocasionó que muchas viviendas sufrieron grandes estragos y muchos de los propietarios vendieron sus inmuebles a un precio muy por debajo de lo que habían invertido. En la Figura 20 se muestra la altura que alcanzó el agua de lluvia en la II etapa de la Urb. Ignacio Merino.



Figura 20 Viviendas afectadas de Ignacio Merino en el FEN 1998

Fuente: Diario El Tiempo

### **2.3.2. Consecuencias en la vida y salud**

El FEN del año 1998 cambió la vida de muchos de los habitantes de dicha urbanización, ya que vivían temerosos que este fenómeno se repitiese, así como también afectó la salud de muchos piuranos ya que provocó una serie de epidemias y de enfermedades crónicas principalmente por la humedad en que se vivió por mucho tiempo, ya que el gobierno de turno no tomó medidas inmediatas, ocasionando que las cuencas ciegas permanezcan mucho tiempo almacenando agua de lluvia y así mismo el colapso de muchos desagües que originó también el resquebrajamiento de la salud vecinal.

Las epidemias que se presentaron en este fenómeno fueron: cólera, neumonía, malaria vivax, conjuntivitis, enfermedades de la piel, entre otras (INDECI, 1998).

### **2.3.3. Consecuencias en la economía**

El FEN del año 1998 conllevó a que la economía se deteriorara, ya que en la avenida principal de la Urbanización Ignacio Merino y sus zonas aledañas existían distintos negocios, sobretodo de mueblerías, que se vieron afectados por el ingreso del agua de lluvia a sus locales. Esta situación produjo que varios negocios quebraran o algunos dueños de los locales los reabran después de algún tiempo.

## **2.4. Consecuencias de la falta de drenaje pluvial en el FENC de 2017**

### **2.4.1. Consecuencias en la infraestructura**

A principios del año 2017 de manera inesperada se inició el FENC, tal es así que muchos vecinos propietarios de los inmuebles no tomaron las precauciones sobre el particular, ni tampoco el Gobierno Regional Piura mejoró la infraestructura en las cuencas ciegas de esta zona, es decir, las cuencas ciegas no fueron atendidas en su oportunidad a pesar de existir antecedentes nefastos en las mismas. En la Figura 21 se aprecia que el agua de lluvia ha alcanzado una altura de aproximadamente 50 cm y ha ingresado a las viviendas de la II etapa de la Urb. Ignacio Merino.



Figura 21 Viviendas afectadas de Ignacio Merino en el FENC 2017

### 2.4.2. Consecuencias en la vida y salud

El FENC ocasionó las pérdidas de vidas humanas, y por ende la salud de muchos piuranos se vio tremendamente afectados por epidemias como el dengue, chikungunya, entre otros.

Además, el Ministerio de Salud no tomó las medidas de manera oportuna ya que debió prever campañas de fumigación de manera inmediata a este fenómeno, pero esto se hizo tiempo después; con el agravante que muchos propietarios no permitieron el ingreso a sus domicilios de los técnicos fumigadores, principalmente, por motivos de desconfianza y, esto agravó el problema ya que se produjo una epidemia de dengue en esta zona.

### 2.4.3. Consecuencias en la economía

En el FENC la economía de los vecinos y de los negocios se vio afectada (Figura 22), lo que se traslució en la menor capacidad adquisitiva de los usuarios de los servicios empresariales y consecuentemente varios negocios cerraron sus puertas, ya que la inundación que se ocasionó no permitía dar fluidez a su actividad económica, así como también sus productos que almacenaban se vieron dañados y tuvieron que ser desechados.



Figura 22 Negocios afectados de Ignacio Merino  
Fuente: Diario El Trome

## Capítulo 3

### Simulación numérica con SWMM

El programa Storm Water Management Model (SWMM) es un modelo computacional dinámico creado por la Agencia de Protección del Medio Ambiente de los Estados Unidos (EPA), permite modelar la cantidad y calidad de agua de lluvia evacuada por alcantarillado urbano (tuberías o canales) hacia un cuerpo receptor (ríos, lagos, etc.), con la capacidad de estudiar la evolución del flujo durante toda la simulación, compuesta por múltiples intervalos de tiempo. El programa es de uso gratuito y la versión usada es la 5.0.

#### 3.1. Descripción del programa

El programa permite simular el ciclo hidrológico e hidráulico durante una precipitación dada, recreando de esta manera el recorrido del flujo y su comportamiento.

La modelización hidrológica nos permite representar la cuenca de estudio y todas sus subcuencas, teniendo en cuenta sus características como: el tipo de suelo, los coeficientes de escorrentía (Figura 23), pendientes, área total, etc. Las características del terreno influirán en gran medida para determinar qué cantidad lluvia se convierte en escorrentía efectiva (drenada) y qué cantidad se infiltra en el suelo o se pierde.

La modelización hidráulica se encarga de representar el movimiento de la escorrentía por la red de drenaje pluvial, de esta manera se podrá obtener una simulación completa del comportamiento y la cantidad de flujo en cada punto de nuestro sistema de drenaje y en distintos momentos de la precipitación.

Para lograr una correcta modelización en el programa, será necesario contar con la información siguiente (Rincón & Muñoz, 2013):

- Información actual e histórica de lluvias máximas para distintas duraciones, registradas dentro de la zona de estudio, curvas IDF y determinar la intensidad de diseño para distintos periodos de retorno.

- Datos de las cubiertas de las distintas superficies que constituyen la cuenca: arena, asfalto, vegetal, concreto, etc.
- Topografía superficial del lugar, tanto de las zonas urbanas y rurales, parques, calles, etc. Información de la profundidad de alcantarillado, en caso de existir.
- Datos de los elementos y estructuras de captación de agua pluvial existentes e información de las opciones de descarga del flujo, para su evaluación o diseño.

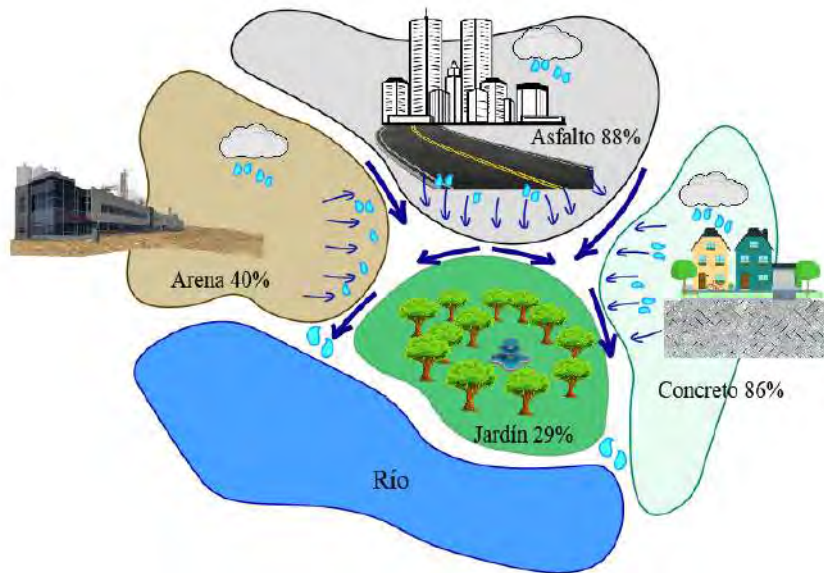


Figura 23 Coeficientes de escorrentía por tipo de suelo  
Fuente: Norma O.S.060 Drenaje pluvial urbano

### 3.2. Usos del programa

La interfaz del programa es fácil de usar y muy completa, permitiéndonos modelar un amplio campo de situaciones. Se puede realizar diferentes escenarios de análisis.

Se podrá diseñar un sistema de drenaje para una nueva urbanización, que se adapte a las características del terreno como sus pendientes y teniendo en cuenta la variación del comportamiento de los últimos fenómenos pluviales debido al cambio climático.

Además, se podrá evaluar un sistema de drenaje existente de una urbanización con la posibilidad de encontrar posibles problemas en el funcionamiento del sistema real, con la posibilidad de mejorarlo y darle mayor capacidad para avenidas de precipitación más grandes.

Y finalmente, en caso de no existir un sistema de drenaje en una urbanización – la cual no cuenta con un sistema de drenaje natural o artificial, lo que se denomina cuenca ciega (Figura 24) – se podrá diseñar uno a partir de un estudio previo de la zona y se analizará las formas y posibilidades de drenar toda el agua hacia una vertiente o cuerpo receptor.

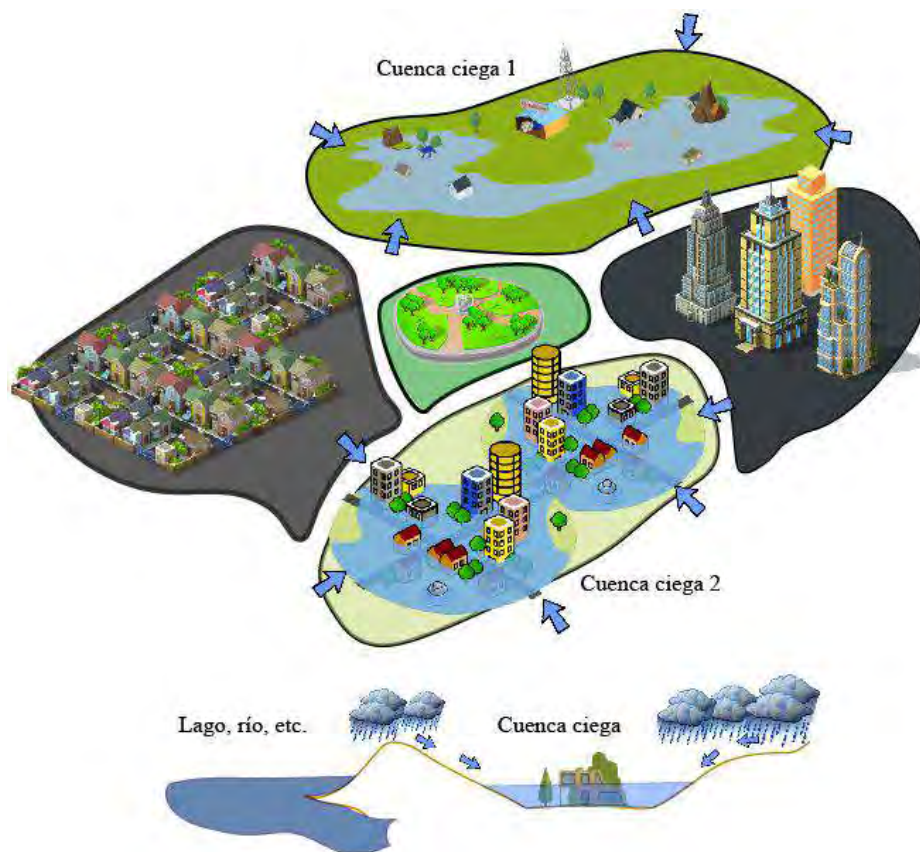


Figura 24 Representación de cuencas ciegas

### 3.3. Metodología de cálculo hidráulico del programa

En el diseño de sistemas de drenaje a nivel de urbanismo, comúnmente se suele usar el método racional para el cálculo de los caudales de escorrentía, que servirán para el diseño de los elementos del sistema. Hoy en día esta herramienta se encuentra obsoleta, debido a que no tiene en cuenta la variación temporal del flujo, en un fenómeno de lluvia, lo que genera una sobreestimación del caudal de diseño a medida que aumenta el área de la cuenca, dificultando así, el análisis de escenarios y alternativas (Rincón & Muñoz, 2013).

Por consiguiente, no significa que el método racional no sea válido, por lo contrario, este método es muy usado ya que permite obtener de forma simple y sencilla un resultado aproximado.

Asimismo, acercarse a la realidad por completo necesitaría un tiempo de cálculo extenso, debido a que el flujo en un sistema de drenaje contiene muchas variables y éstas se comportan de forma distinta, según el fenómeno de lluvia o incluso debido al cambio en los coeficientes de rugosidad de las superficies por donde se desplaza. Por tal razón, se utilizan diversos modelos numéricos que simplifican el cálculo y consideran el flujo como unidimensional, siendo la única dirección de análisis la dirección del recorrido del flujo.

El programa dispone de tres tipos de algoritmo de cálculo hidráulico. Estos permiten calcular considerando la variabilidad que se presenta en el sistema de drenaje.

#### 3.3.1. Régimen uniforme

El primero es el régimen permanente uniforme, este nos permite tener una noción preliminar del cálculo hidráulico, con resultados de caudal un poco alejados a los valores

reales, esto es debido a que no emplea una evolución temporal con respecto a la precipitación, de igual forma que el método racional, no se tendrá resultados variables de caudal conforme se desarrolla la lluvia.

Por otro lado, al ser uniforme considera que no existe alteración en la forma ni en la pendiente del canal, tanto la pendiente de fondo, la pendiente energética y la del tirante de agua son iguales, la velocidad se mantiene constante en todo el recorrido y no consideran fenómenos como remansos, resaltos hidráulicos, etc.

### **3.3.2. Onda cinemática**

El segundo algoritmo de cálculo, es el de onda cinemática, el cual trabaja en régimen no permanente, es decir que el caudal de la escorrentía varía (aumenta o disminuye) con respecto al tiempo de lluvia, por lo tanto, se presenta variación de los tirantes del flujo en los distintos puntos de nuestro sistema en cada periodo de simulación.

Para el desarrollo de este algoritmo se usan las ecuaciones básicas de Saint Venant, precisamente las relacionadas a la ecuación de continuidad y se toman en cuenta variables como, el peso del flujo y fricción en las paredes del conducto, fuerzas que al equilibrarse mantienen constante el área y la velocidad a lo largo de los tramos en los que se desplaza el flujo.

Una de sus principales ventajas es que presenta un tiempo de cálculo mínimo en el programa, y genera resultados confiables cuando el sistema de drenaje lo conforman conductos a superficie de agua libre (canaletas, canales, calles, etc.).

No obstante, no considera las variaciones en el flujo debido al cambio de pendientes y de secciones (remansos y resaltos hidráulicos), es decir trabaja a flujo uniforme y en segundo lugar no considera en el modelo, la presión en tuberías.

### **3.3.3. Onda dinámica**

El algoritmo de onda dinámica es el adecuado para simular cualquier tipo de sistema de drenaje, es completo, teniendo en cuenta parámetros como la sobrepresión y subpresión en las tuberías, también, considera el cambio de la velocidad y área hidráulica debido a la variación de la sección geométrica y las pendientes, en calles, canales o tuberías. Este modelo de cálculo trabaja con las ecuaciones completas de Saint Venant, es decir con todas las variantes de la ecuación de continuidad y cantidad de movimiento, por lo tanto, generará resultados más precisos.

Por tal motivo, este modelo de transporte hidráulico logra contemplar efectos como el almacenamiento, las pérdidas localizadas, el flujo inverso y presurizado en tuberías (Sanchis, 2016).

#### **3.3.3.1. Ecuación de Darcy Weissbach versus Hazen – Williams**

El algoritmo de onda dinámica también se apoya de las ecuaciones de Darcy Weissbach o Hazen - Williams para el cálculo de las pérdidas en tuberías a presión, la primera proviene de un desarrollo teórico mientras la segunda fue hallada empíricamente.

La diferencia entre ambas ecuaciones es el tiempo de cálculo que generan, mientras que con la ecuación de Darcy Weissbach se tiene un cálculo más complejo, debido a que se realizan una serie de iteraciones en conjunto con la ecuación de Colebrook para poder hallar variables como el coeficiente de rugosidad ( $f$ ), en Hazen - Williams se llega a

resultados similares y de manera más rápida, teniendo únicamente como variables el caudal  $Q$ , el coeficiente de rugosidad de Hazen ( $C_{HW}$ , el cual depende del material de tubería), el diámetro ( $D$ ) y el coeficiente de rugosidad ( $f$ ), el cual se halla empíricamente.

Darcy Weissbach (teórica):

$$Darcy\ Weissbach \rightarrow h_f = f \frac{L V^2}{D 2g}$$

$$Colebrook - White \rightarrow \frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left( \frac{\epsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

Hazen - Williams (empírica):

$$Hazen - Williams \rightarrow f = \frac{13.69g}{C_{HW}^{1.85} v^{0.15} D^{0.17}}$$

$$Remplazando f en Darcy Weissbach \rightarrow h_c = \frac{10.7}{C_{HW}^{1.85} D^{4.87}} \cdot Q^{1.85} \cdot L$$

Evidentemente viéndolo de esta manera, Hazen - Williams sería una ecuación ideal para el cálculo de las pérdidas de presión, sin embargo, debemos tener en cuenta que la ecuación al ser empírica, tiene sus limitaciones hidráulicas, lo que no pasa con la ecuación de Darcy Weissbach.

Flechas (2012) analizó zonas de la ciudad de Barranquilla (Colombia) donde se usó esta ecuación para el diseño de redes matrices de alcantarillado, y se demostró que las pérdidas de presión halladas con Hazen se alejan a los valores hallados con la ecuación de Darcy Weissbach, siendo esta última la ecuación que nos da valores exactos al valor real, debido a su desarrollo teórico físico.

Flechas (2012) concluyó que en casos donde se presentan tuberías de gran diámetro y específicamente en un rango de valores de Reynolds en flujo turbulento, los coeficientes de Hazen no se adaptan a los factores reales de pérdida de presión, debido a que no tienen en cuenta el efecto de la variación de la rugosidad relativa para números de Reynolds de gran magnitud.

El número de Reynolds es el número adimensional que define el tipo de flujo con el que estamos tratando, siendo  $\rho$  la densidad del fluido,  $v_s$  velocidad del flujo,  $D$  diámetro de la tubería y  $\mu$  viscosidad cinemática del fluido.

$$Re = \frac{\rho v_s D}{\mu}$$

El uso de la ecuación de Darcy Weissbach ya no representa un problema actualmente, debido al avance en los sistemas de modulación por computadora, que simplifican el tiempo de cálculo significativamente.

### 3.3.3.2. Infiltración - Ecuación de Green-Ampt

El programa presenta tres modelos de infiltración, los tres son usados por el programa para calcular el volumen de agua que se infiltra en los suelos.

El método de número de curva SCS y la ecuación de Horton (1940) son ecuaciones empíricas y relacionan el volumen de agua con la velocidad de infiltración en un tiempo transcurrido, estas ecuaciones ajustan las medidas de infiltración acumulada a una determinada condición del suelo (Maidment, 1993).

El modelo Green-Ampt (1911), es un modelo en base física, se basa en el principio de conservación de la masa y en el principio de flujo a través de medios porosos saturados, llamada también ley de Darcy (Peñaloza, 2009).

Considera el desarrollo de la infiltración a partir de una superficie inundada y la distribución de la humedad es homogénea (Figura 25).

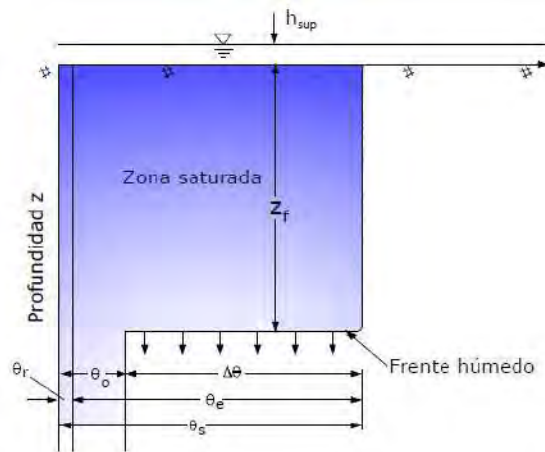


Figura 25 Perfil de humedad del modelo de Green y Ampt.  
Fuente: (Peñaloza, 2009)

Se observa dos divisiones por el límite o frente húmedo, por encima se encuentra el suelo saturado, y por debajo el suelo por saturar. Este último presenta un grado de saturación inicial uniforme  $\theta_0$  y conforme ingresa el agua este aumenta. Parte de la saturación inicial está conformada por la saturación residual  $\theta_r$ , la cual se mantiene aun cuando se halla drenado por completo el suelo. La distancia recorrida por el frente húmedo o la altura de succión se interpreta como  $Z_f$ .

Este modelo es usado para perfiles de suelos homogéneos, generalmente en la naturaleza encontramos suelos heterogéneos, es por ello que el modelo de Green y Ampt puede dividir el perfil de suelo heterogéneo en capas horizontales homogéneas.

La fórmula de Green y Ampt es la siguiente:

$$q(t) = K_s \left( \frac{\Delta}{I(t)} + 1 \right)$$

Donde:  $q$  = velocidad de infiltración, en mm/s  
 $K_s$  = conductividad hidráulica a saturación, en mm/s  
 $\Delta$  = factor de succión – almacenamiento, en mm  
 $I(t)$  = lámina infiltrada acumulada al tiempo  $t$ , en mm

La ecuación de Green-Ampt se obtiene de un desarrollo matemático más elaborado de la ley de Darcy para suelos porosos.

En el desarrollo al considerarse el suelo como una columna vertical con un incremento homogéneo de agua, se asume que la lámina infiltrada es:

$$I = (\theta_s - \theta_0) \times Z_f$$

Por otro lado, el factor de succión-almacenamiento se define como

$$\Delta = (h_f + h_{sup})(\theta_s - \theta_0)$$

Los parámetros necesarios a ingresar en el programa son el valor del déficit de humedad inicial  $\theta_0$ , la conductividad hidráulica del suelo  $K_s$  y la altura de succión en el frente húmedo o presión capilar  $h_f$ .

### 3.3.3.3. Desventajas del uso de la onda dinámica

El modelo de onda dinámica presenta como desventaja la necesidad de trabajar con intervalos de tiempo de cálculo inferiores a los empleados por los modelos de régimen uniforme y onda cinemática, esto incrementa el tiempo de cálculo global para que el programa genere resultados.

Según la condición de Courant-Friedrich-Levy, los intervalos de tiempo deberán ser menores al tiempo que tarda un determinado volumen de agua en atravesar los puntos de control (Sanchis, 2016).

Al ser un modelo más completo las ondas dinámicas se pueden atenuar rápidamente, de esta manera se necesitarán intervalos de tiempo de cálculo menores a cinco segundos en sistemas de alcantarillado o de redes matrices, en la modelación de un drenaje pluvial, al ser más simple, el tiempo de cálculo podrá ser mayor, debido a la menor cantidad de variables por modelar.

## 3.4. Métodos computacionales

El programa trabaja a partir de módulos computacionales que representan los cálculos que el programa realiza, estos son consecutivos y dependientes entre sí.

Un módulo computacional es en informática, una manera de agrupar los procesos de cálculo de las diferentes partes del ciclo de un sistema de drenaje, de tal manera que SWMM se vuelve una herramienta con una interfaz simple para simular de manera dinámica y sencilla distintos casos que se presenten. La modelación en SWMM trabaja con los siguientes módulos computacionales:

### 3.4.1. Módulo Run Off

Es el módulo que simula la transformación de precipitación en escorrentía en una determinada superficie, calcula la cantidad de flujo de salida hacia los nudos y la aportación de este caudal al sistema de drenaje. Para ello dividimos la subcuenca total en varias superficies y se añaden parámetros como la permeabilidad en cada una de estas, el tipo de infiltración que tiene el suelo y la pendiente del terreno.

El caudal de salida total en la subcuenca urbana, es la sumatoria de flujos de salida de cada superficie, las cuales entregan la escorrentía a un nudo y este a un conducto, por lo tanto cada superficie debe aproximarse a un depósito (sistema no lineal) como se muestra en la Figura 26.

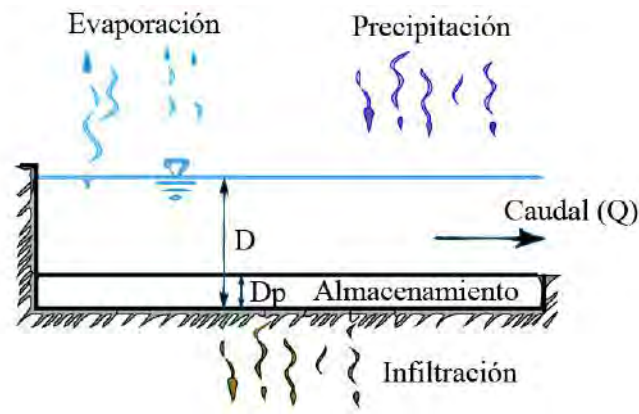


Figura 26 Modelo de subcuena como sistema no lineal

### 3.4.1.1. Sistema no lineal

Un sistema es un conjunto de dos o más variables que interactúan o son dependientes entre sí. La no linealidad significa que el sistema de variables presenta un grado complejo donde su comportamiento no se puede entender por la matemática común, debido a que las ecuaciones de sus variables no presentan linealidad entre ellas.

Para que una ecuación sea lineal tiene que satisfacer las siguientes propiedades, las cuales juntas se denominan como principio de superposición.

1. Aditividad:  $f(x + y) = f(x) + f(y)$
2. Homogeneidad:  $f(\alpha x) = \alpha f(x)$

Hay fenómenos esencialmente no lineales que pueden tomar lugar solo en la no linealidad y no pueden ser descritos o predichos como modelos lineales (Khalil, 1996). Estos fenómenos no lineales presentan una física más compleja y profunda que la física de un sistema lineal.

Hoy en día se ha abierto mayor interés a los sistemas no lineales gracias a la simulación numérica.

### 3.4.1.2. Ecuaciones del módulo Run Off

Como se observa en la Figura 26, existe un ingreso flujo (precipitación) y una pérdida de flujo por evaporación e infiltración, etc. El comportamiento del caudal con respecto a estas variables y al tiempo es difícil de predecir.

El caudal que transita en los depósitos no lineales, es calculado mediante una ecuación diferencial que se genera a partir de las ecuaciones de conservación de la masa y de la onda cinemática.

1. Partiendo de la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{a \times R^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

Para propósitos de facilidad de cálculo, la expresamos así:

$$Q = \frac{W \times (D - D_p)^{5/3} \times S^{1/2}}{n}$$

Donde:  $Q$  = caudal de salida, en  $m^3/s$   
 $a$  = área transversal de la corriente, en  $m^2$   
 $W$  = ancho característico de la superficie, en metros  
 $n$  = coeficiente de Manning, adimensional  
 $D$  = lámina de agua, en metros  
 $D_p$  = retención superficial, almacenamiento del suelo, en metros  
 $S$  = pendiente media de la superficie

2. La ecuación de conservación de la masa o continuidad es la siguiente:

$$a_1 \times V_1 = a_2 \times V_2$$

$$Q_1 = Q_2$$

Donde:  $Q$  = caudal de entrada y de salida, en  $m^3/s$   
 $a$  = área transversal de la corriente, en  $m^2$   
 $V$  = velocidad del flujo, en  $m/s$

Por lo tanto, la continuidad para cada superficie es:

$$\frac{dV}{dt} = A \frac{dD}{dt} = A \times i - Q$$

Donde:  $V$  = volumen de agua de la superficie, en  $m^3$   
 $T$  = tiempo, en segundos  
 $D$  = profundidad de agua, en metros  
 $S$  = pendiente de la superficie  
 $A$  = área de la superficie, en  $m^2$   
 $I$  = lluvia neta (precipitación menos infiltración y evaporación), en  $m/s$   
 $Q$  = caudal de salida de la superficie, en  $m^3/s$

Por último, se combinan estas dos ecuaciones para tener una ecuación diferencial no lineal, que represente el comportamiento en cada superficie.

$$\frac{dD}{dt} = i - \frac{W}{A \times n} (D - D_p)^{5/3} \times S^{1/2}$$

El ancho característico del flujo ( $W$ ), debe representar las características físicas de cada superficie, este se calcula dividiendo el área superficial de la superficie ( $A$ ), entre la longitud del recorrido del flujo ( $L$ ).

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

Para los coeficientes de Manning ( $n$ ) se pueden usar valores de la Tabla 14 para cualquier superficie urbana.

**Tabla 14** Coeficiente de Manning para cada tipo de superficie

Superficie	n
Asfalto liso	0,011
Hormigón liso	0,012
Madera Pulida	0,014
Ladrillo con mortero de cemento	0,014
Arcilla Vitrificada	0,015
Fundición de hierro	0,015
Tuberías de metal corrugado	0,024
Terreno improductivo (libre de residuos)	0,05
Terreno cultivado	
Cubierta de residuos < 20%	0,06
Cubierta de residuos >20%	0,017
Piso natural	0,013
Hierba	
Corta, pradera	0,15
Densa	0,24
Hierba Bermuda	0,41
Bosque	
Con cubierta ligera de arbustos	0,40
Con cubierta densa de arbustos	0,80

Fuente: Sánchez (2016)

La pendiente (S) de cada superficie, se tomará de los planos topográficos actualizados o en el caso de no contar con información se usará pendientes como los de la Tabla 15.

**Tabla 15** Pendientes características de cada zona de una subcuenca

Tipo	S (%)
Áreas urbanas mixtas (impermeables/permeables)	0,2%-0,6%
Techos a dos aguas o con inclinación directa a la calle	1,5%
Estacionamientos y áreas pavimentadas	0,5 % - 1,5%
Zona altamente urbanizada con predominio de viviendas cuyos techos drenan a la calle	1%-2%

Fuente: Sánchez (2016)

Además, el almacenamiento en depresión ( $D_p$ ) representa las pérdidas por el grado de permeabilidad de la cuenca y por sus irregularidades. Se puede usar como valor estimado los de la Tabla 16.

**Tabla 16** Almacenamiento en depresión para cada tipo de suelo

Superficie	$D_p$
Impermeable	1,25 – 2,5 mm
Césped y hierba	2,5 – 5 mm
Pastos y prados	5 mm
Lecho forestal	7,5 mm

Fuente: Sánchez (2016)

### 3.4.2. Módulo Extran

El módulo Extran (Extended Transport Module) recoge los datos de salida del módulo Run Off, y simula su entrada y transporte en la red de alcantarillado pluvial. Esto a través de las ecuaciones completas de Saint-Venant (Onda dinámica), el cual se profundizó en el apartado 3.3.2. Onda cinemática.

En SWMM, los módulos pueden trabajar de manera independientemente y a la vez hacer una modelación completa trabajando cooperativamente, recibiendo datos uno de otro. De presentarse errores, se podrán corregir por separado, sin afectar al resto de módulos (Aventín, 2007).

### 3.5. Datos de lluvia

Para obtener los resultados del programa (caudales o volúmenes de lluvia) cercanos a un acontecimiento de la realidad, se requiere el ingreso de datos de la cuenca y sus elementos teniendo en cuenta la exactitud de los mismos. Asimismo, se debe tener definida la lluvia o hietograma a colocar en el programa.

El hietograma (intensidad vs tiempo) debe ser representativo para tres tipos de tiempo de retorno ( $T_r$ ): 10, 25 y 50 años.

Con la posibilidad de evaluar el correcto funcionamiento de nuestro sistema, se analizará con la situación más desfavorable ( $T_r=50$  años) con la finalidad de comparar y tomar decisiones si en realidad es factible realizar un sistema drenaje con la capacidad para contener lluvias de tal magnitud, y de no ser factible, buscar otras soluciones para no permitir que se generen daños por inundaciones.

#### 3.5.1. Ecuación de la curva IDF

La ecuación de la curva IDF calcula la intensidad, en función de los coeficientes, la duración de la lluvia y el tiempo de retorno.

Para generar las curvas IDF se sigue el siguiente procedimiento (Farías y Ruiz, 2018):

- Se obtiene y analiza la información histórica de las lluvias en la zona de estudio. En caso, no estén completos los datos de tormenta, se interpolan los valores para poder rellenar los datos faltantes de la serie.
- Teniendo los valores de la tormenta, se procede a modelarlos probabilísticamente. Las distribuciones de probabilidad utilizadas comúnmente son Log-Normal, Gamma, Gumbel, entre otros.
- Una vez efectuado el paso anterior, se realizan las pruebas de bondad de ajuste, estas pueden ser Chi-cuadrado o Kolmogorov-Smirnov, las cuales permiten determinar el mejor ajuste a la serie histórica de datos.
- Elegido el mejor modelo se predicen los valores de intensidad de lluvia para diferentes duraciones y períodos de retorno.
- Con los pasos anteriores, se procede a graficar las curvas IDF requeridas, correspondientes a diferentes periodos de retorno.

- Además, con la gráfica de las curvas IDF, se puede determinar matemáticamente la ecuación de las curvas IDF.

Para el presente estudio, se utilizará la ecuación proporcionada por Farías y Ruiz (2018), que toma los datos de lluvia de la ciudad de Piura a partir del año 1983 hasta 2017, ya que, han demostrado que la pluviometría ha cambiado a partir de ese año, a consecuencia del cambio climático.

$$I = \frac{2327 \times \ln(Tr) - 2085}{(D + 75)^{0.912}}$$

Donde: I = Intensidad de lluvia, en mm/h  
 D = Duración de la lluvia, en minutos  
 Tr= Periodo de retorno, en años

En la Tabla 17 se aprecian los valores de Intensidad-Duración-Frecuencia para 5, 10, 25, 50, 100, 150 y 200 años de periodo de retorno respectivamente. Además, en la Figura 27 se muestran las curvas IDF.

**Tabla 17** Intensidades máximas horarias

TIEMPO Duración (min)	PERIODO DE RETORNO (Años)						
	5	10	25	50	100	150	200
10	28.9	56.9	94.0	122.1	150.1	166.5	178.2
15	27.4	54.0	89.2	115.9	142.5	158.1	169.1
30	23.8	46.9	77.5	100.7	123.8	137.3	146.9
60	18.9	37.3	61.6	80.1	98.4	109.2	116.8
120	13.5	26.7	44.1	57.2	70.4	78.1	83.5
180	10.6	20.9	34.5	44.8	55.1	61.1	65.4
360	6.5	12.8	21.2	27.5	33.9	37.6	40.2
1440	2.1	4.1	6.8	8.8	10.8	12.0	12.9

Fuente: Elaboración propia

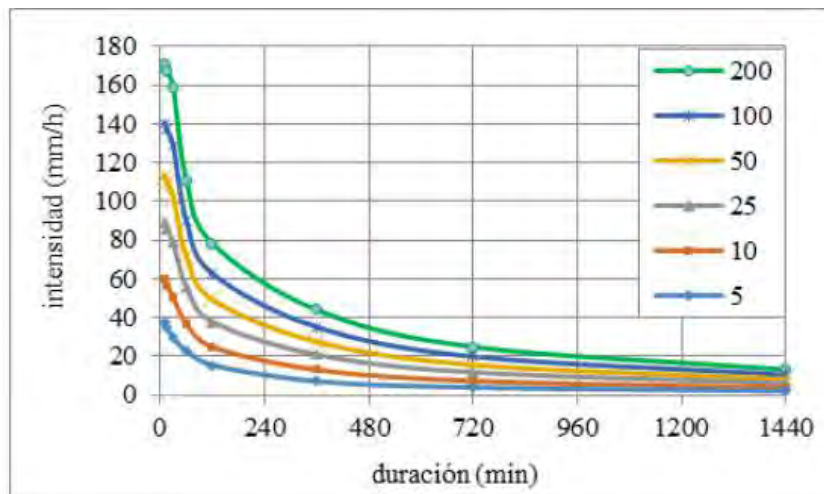


Figura 27 Curvas IDF para la ciudad de Piura (1983- 2017)  
 Fuente: Farías y Ruiz (2018)

### 3.5.2. Ingreso en el programa

Para la simulación del programa SWMM, se debe introducir los valores de la lluvia (Figura 28). Estos datos de lluvia se obtienen de la ecuación de la curva IDF. Se han elaborado hietogramas de diseño (Anexo B) con intervalos de tiempo de 15 minutos, para periodos de retorno de 10, 25 y 50 años.

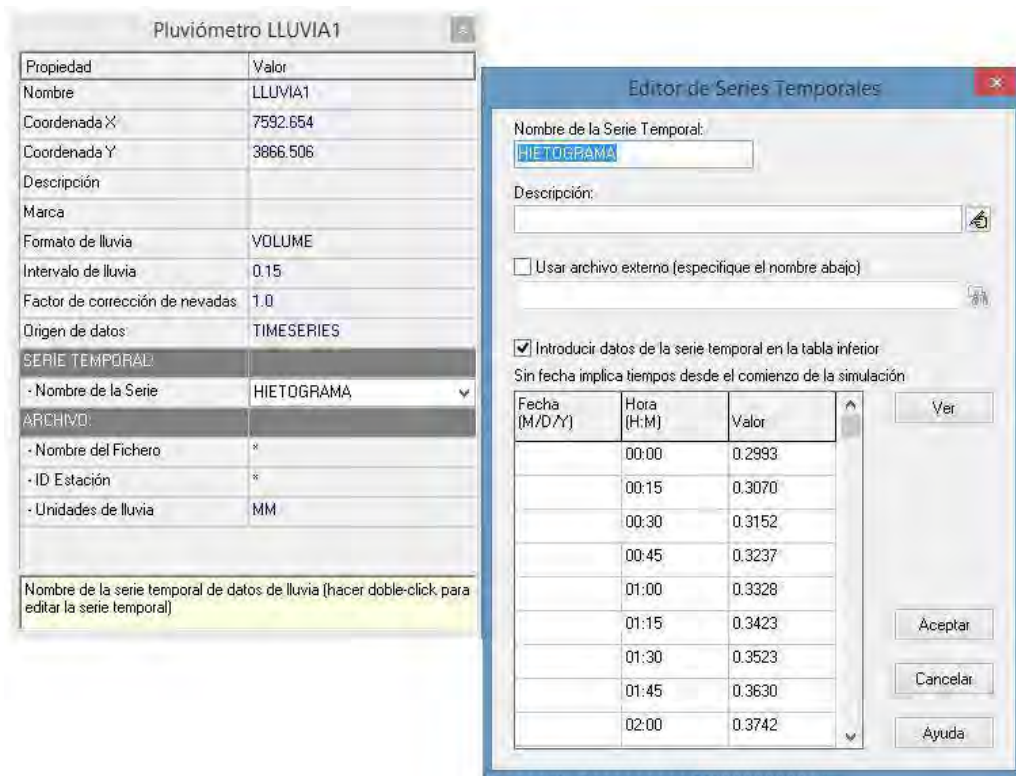


Figura 28 Ventana de ingreso del hietograma al programa SWMM.

Fuente: Elaboración propia

## 3.6. Procedimiento a tomar

En el programa se representará de forma gráfica la cuenca total, esta cuenca se subdivide en cuatro subcuencas, de las cuales se deben ingresar los distintos elementos que la conforman como son las superficies, nudos, conductos, etc. Después, se ingresará en distintas ventanas, la información complementaria de los elementos, como sus características y dimensiones.

Además, se ingresarán las opciones de simulación, como el tiempo de cálculo, el modelo hidráulico a utilizar y las demás opciones que el programa ofrece a elección del usuario.

### 3.6.1. Delimitación de áreas tributarias

Un paso importante para el análisis de drenaje en una urbanización, es tener claro el límite de las subcuencas que la conforman, de esta manera se tendrá presente todas las zonas que aportarán escorrentía a los puntos críticos.

Mediante la localización de los puntos altos o divisorios, se inicia con el trazado de los límites, donde la escorrentía toma distintos caminos (Figura 29) hasta llegar al punto más bajo.



Figura 29 Representación de los límites entre subcuencas  
Fuente: Elaboración propia

De esta forma, teniendo los datos antes mencionados, se procede a delimitar las subcuencas (Figura 30).

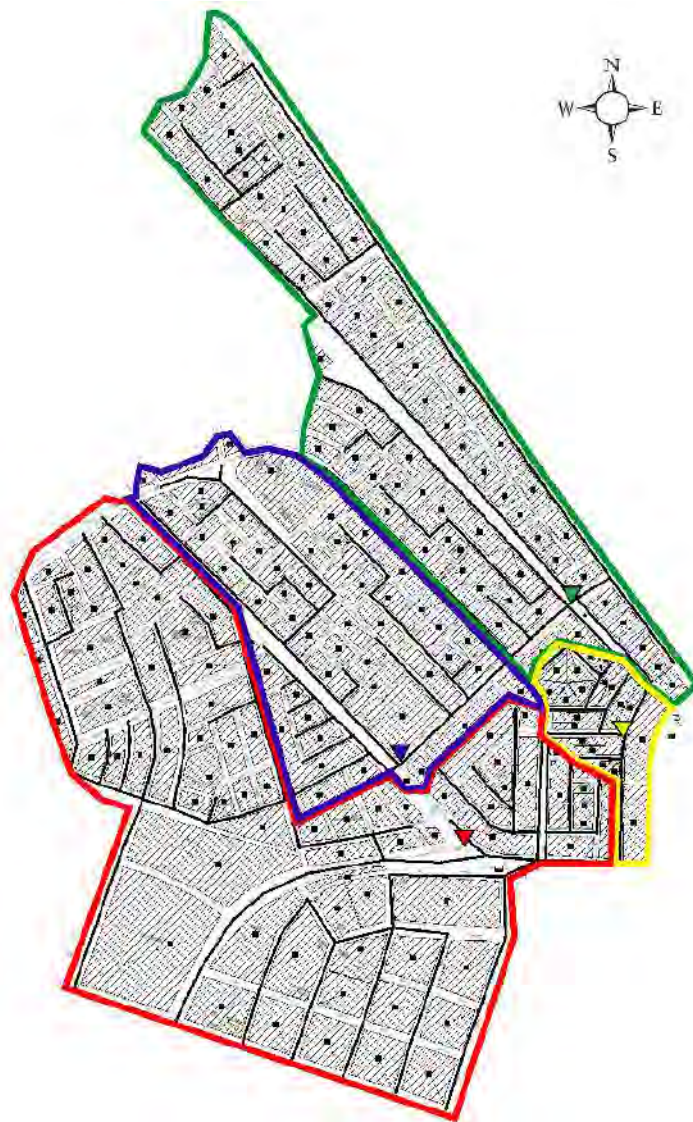


Figura 30 Representación de las subcuencas en el programa SWMM  
Fuente: Elaboración propia

A partir de la limitación de las subcuencas, se analizará las pendientes de las distintas calles, y en base a ello se tendrá un mapa de los recorridos que hace la escorrentía antes de llegar a las zonas más bajas, el cual será usado para la correcta simulación del fenómeno en el programa.

### 3.6.2. Dibujo de los objetos

A partir de la imagen de planta obtenida de Google Maps colocada como base, se irá dibujando todos los elementos actuales y proyectados que conforman nuestro sistema de drenaje pluvial. Posteriormente, se colocará todas las dimensiones y características de cada elemento. El equivalente de cada elemento de la realidad en el programa, va de acorde a la Tabla 18.

**Tabla 18** Representación de cada objeto real como objeto en el programa

Objeto del sistema físico	Objeto en el modelo
Manzanas, estacionamientos, parques, etc.	Superficies
Calles y avenidas Cunetas Canales artificiales y naturales	Conductos
Intersecciones y confluencias	Nodos de conexión
Sumideros	Nodos divisores
Cisterna y fuentes de almacenaje	Depósitos

Fuente: Sánchez (2016)

### 3.6.3. Ingreso de datos

Se ingresa toda la información recopilada para las cuatro subcuencas, las cuales se detallan a continuación.

Subcuenca n°1: Subcuenca pequeña (color Amarillo), tiene un área total de 6.81 ha, la cual tiene 20 superficies de distinta permeabilidad. En la Tabla 19 se observa la distribución del porcentaje de impermeabilidad en toda la subcuenca a partir de los datos ingresados. El promedio ponderado de impermeabilidad de la subcuenca es 62.56%.

**Tabla 19** Porcentaje de impermeabilidad en subcuenca pequeña

% Impermeabilidad	Cantidad de superficies	Equivalente en área de la cuenca (ha)	% del área total
20	5	1.31	19.24%
60	2	2.01	29.52%
80	13	3.49	51.25%
Total general	20	6.81	100.00%

Fuente: Elaboración propia

Subcuenca n°2: Subcuenca Avifap (color verde), tiene un área total de 48.67 ha, la cual tiene 68 superficies de distinta permeabilidad. En la Tabla 20 se observa la distribución del porcentaje de impermeabilidad en toda la subcuenca a partir de los datos ingresados. El promedio ponderado de impermeabilidad de la subcuenca es 43.72%.

**Tabla 20** Porcentaje de impermeabilidad en subcuenca Avifap

% Impermeabilidad	Cantidad de superficies	Equivalente en área de la cuenca (ha)	% del área total
0	2	1.62	3%
5	2	0.97	2%
10	8	3.85	8%
15	2	0.81	2%
20	3	2.18	4%
25	1	0.36	1%
30	7	5.45	11%
40	10	9.42	19%
50	11	10.67	22%
60	9	5.72	12%
70	1	1.04	2%
75	1	0.91	2%
80	11	5.67	12%
Total general	68	48.67	100%

Fuente: Elaboración propia

Subcuenca n°3: Subcuenca colegio Ignacio Merino (color azul), tiene un área total de 32.17 ha, la cual tiene 50 superficies de distinta permeabilidad. En la Tabla 21 se observa la distribución del porcentaje de impermeabilidad en toda la subcuenca a partir de los datos ingresados. El promedio ponderado de impermeabilidad de la subcuenca es 62.46%.

**Tabla 21** Porcentaje de impermeabilidad en subcuenca del colegio Ignacio Merino

% Impermeabilidad	Cantidad de superficies	Equivalente en área de la cuenca (ha)	% del área total
5	3	0.72	2.24%
10	1	0.18	0.56%
20	1	0.55	1.71%
30	2	3.48	10.82%
40	1	1.98	6.16%
50	2	0.80	2.49%
60	14	7.49	23.28%
70	3	2.70	8.39%
75	4	3.08	9.57%
80	18	10.23	31.80%
85	1	0.96	2.98%
Total general	50	32.17	100.00%

Fuente: Elaboración propia

Subcuenca n°4: Subcuenca EPPO (color rojo), tiene un área total de 74.5 ha, la cual tiene 76 superficies de distinta permeabilidad. En la Tabla 22 se observa la distribución del porcentaje de impermeabilidad en toda la subcuenca a partir de los datos ingresados. El promedio ponderado de impermeabilidad de la subcuenca es 48.05%.

**Tabla 22** Porcentaje de impermeabilidad en subcuenca EPPO

% Impermeabilidad	Cantidad de superficies	Equivalente en área de la cuenca (ha)	% del área total
5	3	7.29	9.79%
10	4	3.07	4.12%
15	2	2.38	3.19%
20	7	4.57	6.13%
25	1	0.59	0.79%
30	5	13.26	17.80%
40	2	2.30	3.09%
50	11	11.55	15.50%
60	3	1.69	2.27%
70	2	1.69	2.27%
75	2	0.97	1.30%
80	34	25.14	33.74%
Total general	76	74.50	100.00%

Fuente: Elaboración propia

Respecto a los nodos, se colocan en las intersecciones y se ingresa como valor la cota superficial de cada buzón de alcantarillado existente. Posteriormente, estos se unen mediante conductos que conducirán la escorrentía. Para los conductos se ingresan sus características, tales como la forma, el coeficiente de Manning y su longitud correspondiente.

Los conductos dibujados en el programa SWMM representan las calles por donde se desplaza el agua de lluvia. En la cuenca hay dos tipos de calles, las pavimentadas (con adoquín o asfalto) y las que aún falta pavimentar (trocha). El programa se desarrollará con una proyección de 25 años, por lo tanto, se asumirá que la mayoría de las calles serán pavimentadas, a excepción de la zona industrial.

De tal forma, los coeficientes de Manning para las calles de la cuenca serán los siguientes, para calles con adoquines 0.014, asfaltadas 0.016 y solo arena 0.03. El caudal en estas calles depende directamente de estos coeficientes, por consiguiente, es importante colocarlos correctamente. Posteriormente, para los datos de la sección de las calles en el programa, se usarán secciones rectangulares abiertas, con sus dimensiones tal cual se observan en campo.

En cuanto a los elementos y los datos ingresados hasta este punto, forman en conjunto toda la cuenca Ignacio Merino, con un escenario urbano proyectado 25 años sin considerar el sistema de drenaje, es decir que de analizarse el comportamiento de la lluvia, se podrá obtener los hidrogramas de diseño en todos los nodos del sistema y de igual manera se podrá simular las zonas que presentarían inundaciones como se observa en las zonas rojas de la Figura 35, donde se representa la altura de inundación en la calles de la cuenca.

Tomando como partida el análisis de inundación anterior, se procederá a incluir el ingreso de datos del sistema de drenaje planteado, el cual presenta una cisterna con tres bombas en funcionamiento más una de reserva.

La cisterna estará ubicada a una profundidad de 20 msnm, y el nivel de agua máximo será de 7 metros con un borde libre de 1 metro, adicional a esto se debe ingresar el área de la cisterna conforme aumenta la altura, la cual es constante y rectangular, con 550 metros de longitud y un ancho de 6 metros.

Las bombas presentan la siguiente configuración de tiempos de encendido y apagado (Tabla 23).

**Tabla 23** Encendido y apagado de bomba

	Altura de encendido (m)	Altura de apagado (m)
BOMBA 1	1.10	0.75
BOMBA 2	1.20	0.70
BOMBA 3	1.25	0.90

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se dibuja el conducto principal de salida de las 3 bombas, el cual recorre desde la cisterna hasta el punto de vertido más cercano, que en este caso será el río Piura tal, como se muestra en la Figura 39.

### 3.6.4. Opciones de simulación

Como la lluvia de diseño ingresada es de 24 horas de duración, se empleará el mismo tiempo para el análisis del sistema de drenaje (Figura 31).

The image shows a software window titled "Opciones de Simulación" with a "Fechas" tab selected. The window contains several date and time input fields:

- Inicio del Análisis:** Fecha (mm/dd/aaaa) 11/05/2017, Hora (HH:MM) 00:00
- Inicio del Informe:** Fecha (mm/dd/aaaa) 11/05/2017, Hora (HH:MM) 00:00
- Final del Análisis:** Fecha (mm/dd/aaaa) 11/06/2017, Hora (HH:MM) 00:00
- Comienzo Limpieza de Calles (mm/dd):** 01/01
- Finalización Limpieza de Calles (mm/dd):** 12/31
- Días Previos sin Lluvia:** 0

At the bottom of the window are three buttons: "Aceptar", "Cancelar", and "Ayuda".

Figura 31 Opciones de simulación - Fechas  
Fuente: SWMM

Se emplea el modelo de infiltración de Green-Ampt y se selecciona como método de cálculo hidráulico el régimen de onda dinámica (Figura 32).

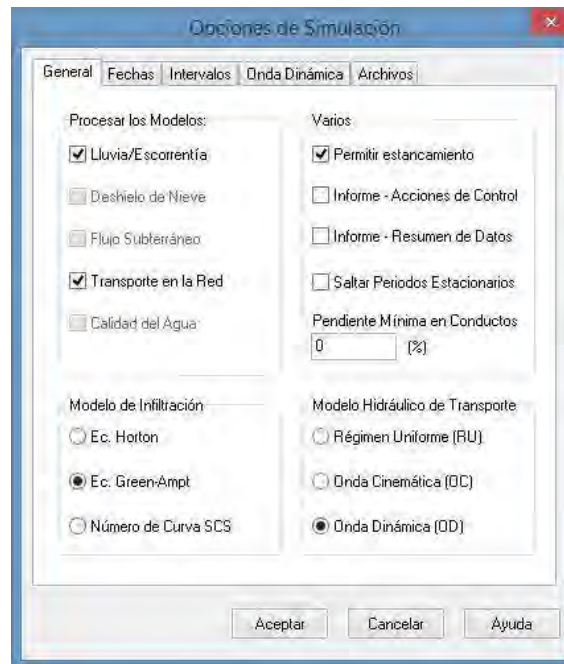


Figura 32 Opciones de simulación - General  
Fuente: SWMM

Los intervalos del hietograma proporcionado al programa son cada 15 min (Figura 33), por lo tanto, el informe de los resultados generado por el programa también se mostrará con intervalos iguales. Como se aclaró anteriormente en el apartado 3.3.3.3. Desventajas del uso de la onda dinámica, en la opción de transporte se colocará un tiempo de 10 segundos debido al estar trabajando en onda dinámica.

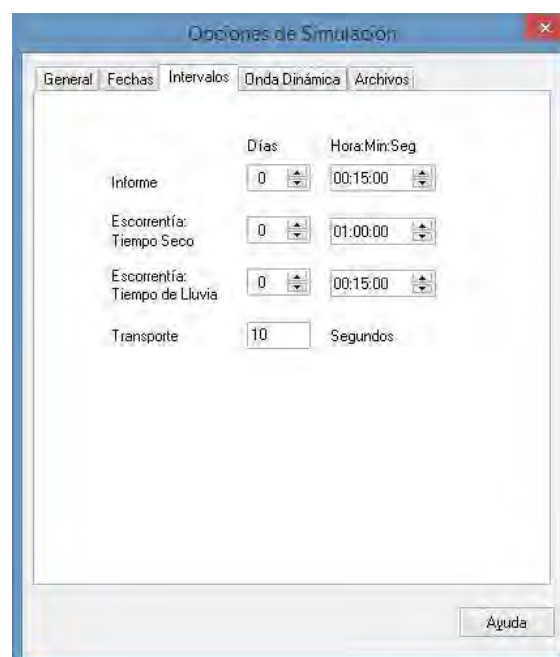


Figura 33 Opciones de simulación - Intervalos  
Fuente: SWMM

Asimismo, como se analizó en el apartado 3.3.3.1. Ecuación de Darcy Weissbach versus Hazen – Williams, el uso de la ecuación de Darcy-Weisbach para el cálculo de las pérdidas en tuberías a presión es lo adecuado, no presenta inconveniente alguno y sus resultados son conforme a la realidad (Figura 34).

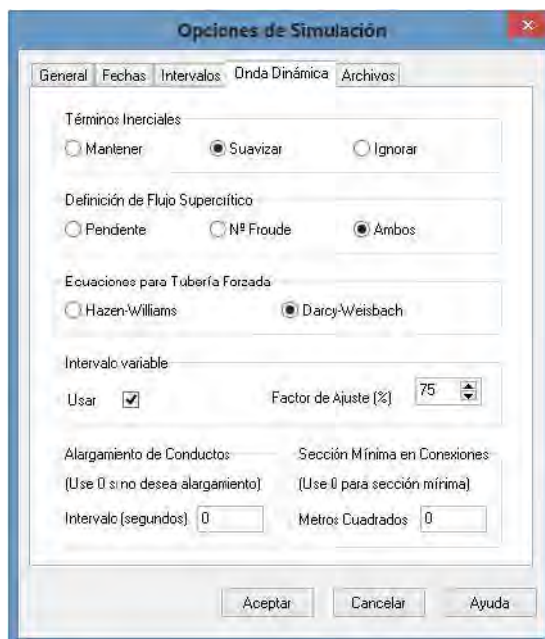


Figura 34 Opciones de simulación – Onda Dinámica  
Fuente: SWMM

En la Figura 35 se aprecia la cuenca que se ha sido simulada en el programa, siendo las 12 horas y 15 minutos el tiempo en que se evidencia mayor caudal.

Las líneas de diferente color representan la altura de inundación en las calles. El color azul indica altura de 0.00 m a 0.10 m; el celeste, de 0.10 m a 0.20 m; el verde, de 0.20 m a 0.30 m; el amarillo, de 0.30 m a 0.50 m y el rojo, mayor a 0.50 m de altura.

Habiéndose identificado los puntos inundables, se procederá a colocar los elementos que conforman el sistema de bombeo. La cisterna será ubicada en la Av. Ignacio Merino y se colocan sus datos de cota del fondo, nivel máximo y la curva que define su geometría, como su almacenamiento (Figura 36).

Para el ingreso de los datos de las bombas (Figura 37), se coloca la curva que representa su comportamiento, como el tiempo de encendido y apagado de cada una y el caudal que bombean.

Los datos colocados anteriormente de caudales de bombeo respecto a la altura de agua en la cisterna, serán acompañados de un control programado, el cual se ingresa en una hoja de texto en el programa, con su respectivo lenguaje (Figura 38).

En la Figura 39 se muestra la vista en planta del sistema de bombeo proyectado.

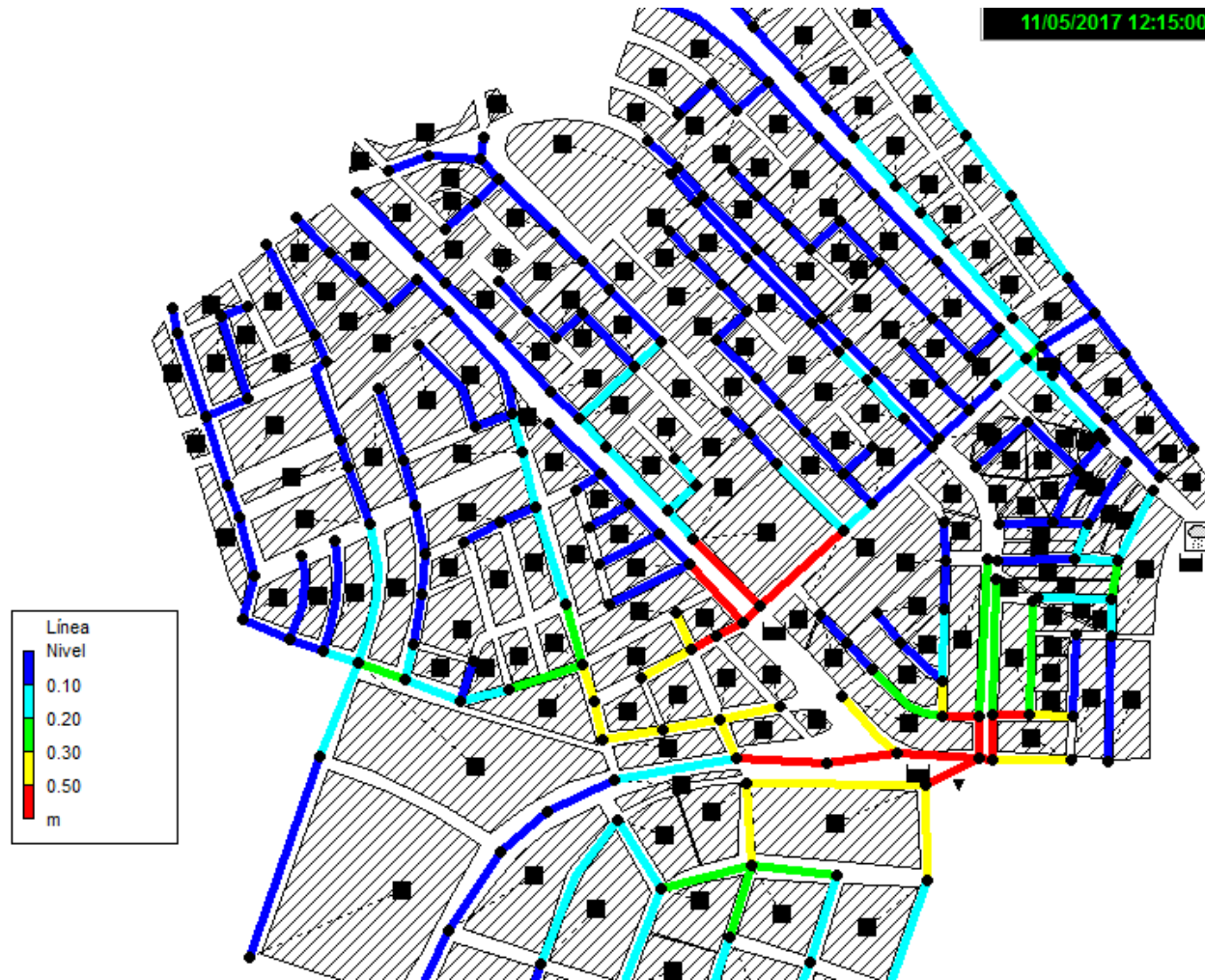


Figura 35 Simulación de la cuenca en el tiempo de máximo caudal  
Fuente: SWMM

### Depósito

Propiedad	Valor
Nombre	DEP4
Coordenada X	6077.764
Coordenada Y	4177.296
Descripción	
Marca	
Aportes	NO
Tratamiento	NO
Cota del fondo	20
Nivel Máximo	7
Nivel inicial	0
Área de inundación	0
Factor de evaporación	0
Infiltración	NO
Curva de almacenamiento	TABULAR
Curva definida por función	
Coeficiente	1000
Exponente	0
Constante	0
Curva definida por tabla	
Nombre Curva	DEP1
Cota del fondo del depósito (m)	

### Editor de curvas de almacenamiento

Nombre de la Curva: DEP1

Descripción:

	Nivel (m)	Área (m <sup>2</sup> )
1	0	3300
2	1	3300
3	2	3300
4	3	3300
5	4	3300
6	5	3300
7	6	3300
8	7	3300
9		

Ver  
Abrir  
Guardar  
Aceptar  
Cancelar  
Ayuda

Figura 36 Ingreso de datos de la cisterna  
Fuente: SWMM

### Bomba

Propiedad	Valor
Nombre	4
Nudo inicial	DEP4
Nudo final	36
Descripción	
Marca	
Curva de la bomba	Curva1
Estado inicial	ON
Nivel de arranque	0
Nivel de parada	0

Nombre de la curva de la bomba (o \* si es una bomba ideal).  
(Después de especificar una curva, puede editarla haciendo doble clic)

### Editor de curvas de bomba

Nombre de la Curva: Curva1      Tipo de Bomba: TIPO 2

Descripción:

	Nivel (m)	Caudal (CMS)
1	0	0
2	0.75	0
3	1.1	0.7
4		
5		
6		
7		
8		
9		

Ver  
Abrir  
Guardar  
Aceptar  
Cancelar  
Ayuda

Figura 37 Ingreso de datos de las bombas  
Fuente: SWMM

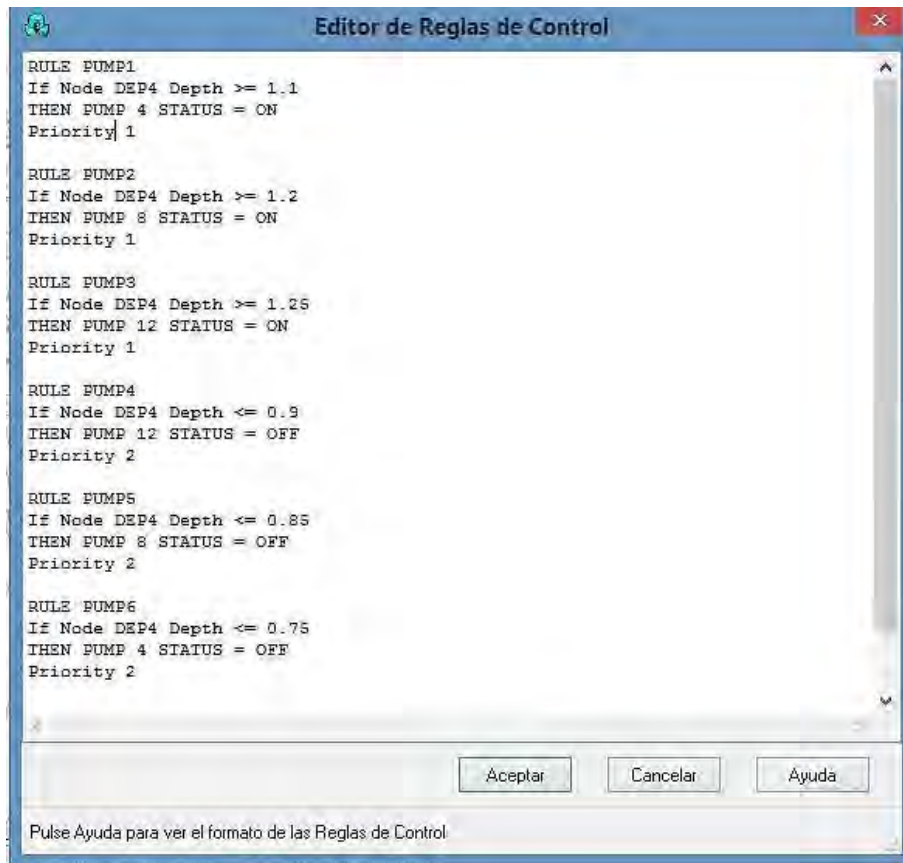


Figura 38 Ingreso de reglas de control de bombas  
Fuente: SWMM

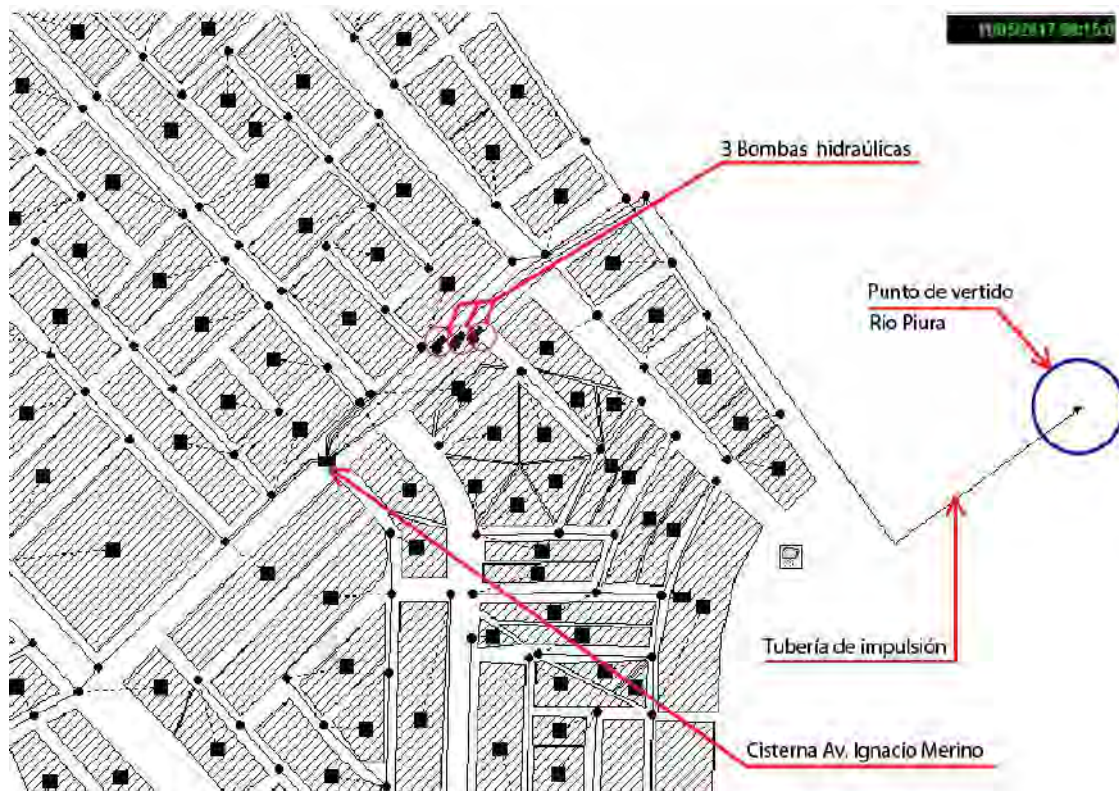


Figura 39 Representación de la cuenca con sistema de drenaje pluvial  
Fuente: SWMM

Al finalizar la colocación de todos los datos, se procede a iniciar la simulación en el programa (Figura 40). El error de cálculo o error de continuidad debe ser menor al  $\pm 10\%$ , de lo contrario, el programa indica que existen problemas de inestabilidad, es decir, se han introducido valores incorrectamente.

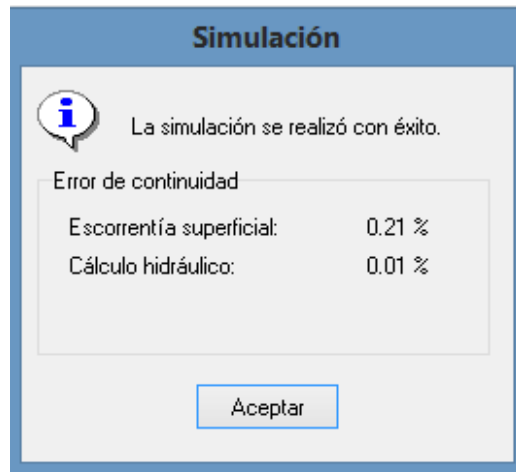


Figura 40 Cuadro de estado de la simulación  
Fuente: SWMM

## Capítulo 4

### Diseño de las obras de drenaje

#### 4.1. Método racional

Con el fin de obtener una fuente de comparación con los datos obtenidos en el programa, se hará uso del método racional, el cual es el más utilizado para determinar el caudal máximo de escorrentía pluvial de una cuenca. Se aplica en cuencas pequeñas, para áreas de drenaje mayores a 13 km<sup>2</sup>.

La fórmula tiene la siguiente expresión (Chow et al, 1994):

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

Donde: Q = Caudal máximo, en m<sup>3</sup>/s  
C = Coeficiente adimensional de escorrentía superficial  
I = Intensidad de la lluvia de diseño, en mm/h  
A = Área de drenaje de la cuenca, en ha

##### 4.1.1. Coeficiente de escorrentía

El valor de este coeficiente determina la cantidad de escorrentía que se genera en una cuenca; este depende de las características de la superficie, tipo de área urbana, intensidad de lluvia, pendiente del terreno, periodo de retorno, condición futura del proyecto. En la Tabla 24 se muestran los valores de escorrentía a utilizar.

**Tabla 24** Coeficientes de escorrentía para ser utilizados en el método racional

Características de la superficie	Período de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
<b>Áreas urbanas</b>							
Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techos	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
<b>Zonas verdes (jardines, parques, etc.) Conducción pobre (cubierta de pasto menor de 50% del área)</b>							
Plano 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<b>Condición promedio (cubierta de pasto menor del 50% al 75% del área)</b>							
Plano 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<b>Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75% del área)</b>							
Plano 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
<b>Áreas no desarrolladas</b>							
<b>Áreas de cultivos</b>							
Plano 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
<b>Pastizales</b>							
Plano 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<b>Bosques</b>							
Plano 0-2%	0.20	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Fuente: Norma OS 060 Drenaje pluvial urbano

Con los valores antes descritos, se ha considerado el coeficiente de escorrentía para cada una de las subcuencas (Tabla 25).

**Tabla 25** Coeficiente de escorrentía de cada subcuenca

Subcuenca	Tiempo de retorno (años)		
	10	25	50
Pequeña	0.658	0.7	0.74
Avifap	0.641	0.688	0.722
Colegio Ig. Merino	0.685	0.727	0.769
EPPO	0.595	0.656	0.675

Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.2. Intensidad de la lluvia de diseño

La información acerca de la lluvia de diseño ha sido recopilada de estaciones climatológicas cercanas a la zona de estudio, con lo cual se han elaborado las curvas IDF. Se calcularon los tiempos de concentración con la fórmula de Kirpich (apartado 1.3.1.2), para obtener la intensidad de la lluvia a partir del hietograma.

**Tabla 26** Tiempo de concentración de cada subcuenca

Subcuenca	Longitud (m)	Cota max	Cota min	Pendiente (m/m)	tc (min)
Pequeña	339.4	31.0	29.7	0.0037	14.9
Avifap	1178.1	39.5	30.6	0.0089	27.8
Colegio Ig. Merino	802.2	43.5	29.9	0.0178	15.8
EPPO	1403.9	43.5	29.1	0.0115	26.5

Fuente: Elaboración propia

De lo calculado (Tabla 26), el tiempo de concentración de la subcuenca “pequeña” se asume de 15 minutos; el de la subcuenca “Avifap”, de 30 minutos; el de la subcuenca “Colegio Ignacio Merino”, de 15 minutos, el de la subcuenca “EPPO”, de 30 minutos. A partir de la Tabla 17 y los tiempos de concentración asumidos se determinaron las intensidades de la Tabla 27.

**Tabla 27** Intensidades de cada subcuenca

Subcuenca	Intensidades (mm/h)		
	Tr= 10 años	Tr= 25 años	Tr= 50 años
Pequeña	54.0	89.2	115.9
Avifap	47.0	77.5	100.7
Colegio Ig. Merino	54.0	89.2	115.9
EPPO	47.0	77.5	100.7

Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.3. Determinación de caudales

El caudal máximo usado para el diseño de aguas pluviales, se genera en el instante cuando el agua del punto más lejano y de mayor cota de la cuenca llega al punto más bajo.

Se diseña la estructura hidráulica con el caudal máximo, la capacidad de esta estructura debe ser igual o superior al caudal máximo.

El caudal máximo hallado para la subcuenca “pequeña”, para un tiempo de retorno de 10 años es de 0.67 m<sup>3</sup>/s; para 25 años es de 1.18 m<sup>3</sup>/s; para 50 años es de 1.62 m<sup>3</sup>/s.

El caudal máximo hallado para la subcuenca “Avifap”, para un tiempo de retorno de 10 años es de 4.07 m<sup>3</sup>/s; para 25 años es de 7.21 m<sup>3</sup>/s; para 50 años es de 9.83 m<sup>3</sup>/s.

El caudal máximo hallado para la subcuenca “Colegio Ignacio Merino”, para un tiempo de retorno de 10 años es de 3.21 m<sup>3</sup>/s; para 25 años es de 5.62 m<sup>3</sup>/s; para 50 años es de 7.71 m<sup>3</sup>/s.

El caudal máximo hallado para la subcuenca “EPPO”, para un tiempo de retorno de 10 años es de 5.78 m<sup>3</sup>/s; para 25 años es de 10.53 m<sup>3</sup>/s; para 50 años es de 14.06 m<sup>3</sup>/s.

#### 4.1.4. Comparación de resultados del método racional y el programa SWMM

**Tabla 28** Caudales máximos del método racional vs SWMM

CUENCA	Tr (años)	Método Racional	SWMM
		Q(m <sup>3</sup> /s)	Q(m <sup>3</sup> /s)
Pequeña	10	0.67	0.57
	25	1.18	0.97
	50	1.62	1.18
Avifap	10	4.07	2.35
	25	7.21	4.67
	50	9.83	5.21
Colegio Ignacio Merino	10	3.21	2.49
	25	5.62	4.68
	50	7.71	5.44
EPPO	10	5.78	4.66
	25	10.53	8.11
	50	14.06	10.06

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 28 se puede apreciar que los caudales obtenidos por el método racional son mayores a los del programa SWMM, esto se debe porque el método racional no considera diversos parámetros de la zona de estudio, principalmente, la variabilidad de la precipitación.

Además, en cuanto la cuenca sea de mayor área tributaria, existe mayor diferencia de caudales entre el método racional y el programa SWMM.

#### 4.2. Alternativas de solución

Se han propuesto tres posibles alternativas para reducir el gran problema de inundación que tienen los pobladores de la cuenca Ignacio Merino, las cuales se han planteado para un periodo de retorno de 25 años basándonos en lo indicado en la norma OS 060, además con este periodo se puede obtener una solución efectiva y con costos razonables al problema de inundación.

##### 4.2.1. Alternativa de diseño 1

Esta alternativa (Figura 41) tiene como fin disminuir la escorrentía que se dirige a los puntos más bajos de las subcuencas 3 y 4. Esto implica que, en las zonas altas de estas subcuencas, se derivará el agua de lluvia hacia el dren Marcavelica. Además, se repotenciará la cámara de bombeo existente (Ignacio Merino), de forma que evacue correctamente el agua de lluvia proveniente de las zonas bajas.

Por otro lado, para solucionar el problema de inundación en la subcuenca 2, se diseñará un sistema de cámara de bombeo en el espacio libre que hay entre la pista San José María Escrivá de Balaguer y la pared de la Universidad de Piura. Además, mediante canales se dirigirá el flujo de la subcuenca 1 hacia este sistema de drenaje. El agua de lluvia se almacenará en la cisterna, luego se impulsará por medio de las bombas y se conducirá hacia el río. El recorrido iniciará en la Av. San José María Escrivá de Balaguer, para luego dirigirse por la Av. Andrés Avelino Cáceres, hasta desembocar en el río Piura.



Figura 41 Alternativa de diseño 1  
Fuente: Elaboración propia

Se ha evaluado esta alternativa y presenta algunas desventajas:

En el fenómeno pasado el dren Marcavelica ha presentado problemas debido a su insuficiente capacidad para conducir el agua de lluvia. Por ende, al entregarle mayor caudal, el dren no será capaz de poder conducir todo el flujo, por lo que ocasionará graves daños en los habitantes de esa zona. Por tal razón, se tendrá que ampliar el área hidráulica del dren Marcavelica, lo que significaría un costo adicional.

Asimismo, esta cantidad de flujo desembocará en la laguna Santa Julia, la cual se debe evaluar como lugar de vertido, debido a la presencia de asentamientos humanos irregulares e infraviviendas a sus alrededores.

Por otro lado, el dren Cesar Vallejo y el sistema de cámara bombeo existente de la subcuena 4, no cuenta con la capacidad para evacuar de manera óptima la cantidad de agua que drena hacia esta zona, con lo cual se requerirá un mejoramiento de este sistema de drenaje.

#### **4.2.2. Alternativa de diseño 2**

Esta alternativa (Figura 42) consta de unir la subcuena 3 y 4. Por lo cual, se diseñará un sistema de cámara de bombeo con los datos de esta nueva subcuena, se ubicará en la Av. Ignacio Merino entre la Av. A y la Av. C. El trayecto del flujo se conducirá por el dren existente, es decir, iniciará su recorrido de la estación de bombeo, luego se dirigirá al dren César Vallejo para seguir su recorrido existente hasta el dren Sullana.

La subcuena 1 y 2 también se unirán, es decir, el agua de lluvia de ambas subcuencas se almacenará en una cisterna, la cual formará parte de un nuevo sistema de cámara de bombeo, ubicado en el espacio disponible entre la Urb. Avifap y el límite de la Universidad de Piura, para posteriormente dirigir el flujo hacia el río Piura.

Esta alternativa propone construir dos sistemas de cámara de bombeo, uno evacuará el agua de lluvia de las subcuena 1 y 2; el otro, de las subcuencas 3 y 4. Lo que significaría un elevado costo para esta obra civil. Además, se deberá mejorar la capacidad del dren Cesar Vallejo, el cual deberá ser capaz de evacuar los nuevos caudales aportantes.

#### **4.2.3. Alternativa de diseño 3**

Esta alternativa (Figura 43) consiste en dividir en dos partes a la subcuena 4. El flujo desde la zona alta de la subcuena (4A) recorre hasta la avenida Los Diamantes y se dirigirá a la cisterna de la Av. Ignacio Merino. Mientras, el flujo restante de la subcuena (4B) se conducirá hacia la cámara de bombeo existente.

Se diseñará un sistema de cámara de bombeo a lo largo de la Av. Ignacio Merino entre la Av. A y la Av. San José María Escrivá de Balaguer, capaz de almacenar y evacuar el agua de lluvia proveniente de la subcuena 1, 2, 3 y 4A.

El flujo de la subcuena 1 y la subcuena 4A se captarán por estructuras hidráulicas y serán dirigidos por conductos hacia el sistema antes mencionado. De igual manera, el flujo de la subcuena 2 y 3 se transportará por las calles gracias a la gravedad y serán introducidos a la cisterna por estructuras de captación.

El flujo bombeado iniciará su recorrido en la Av. San José María Escrivá de Balaguer para luego dirigirse por la Av. Andrés Avelino Cáceres y finalmente, desembocar en el río Piura.

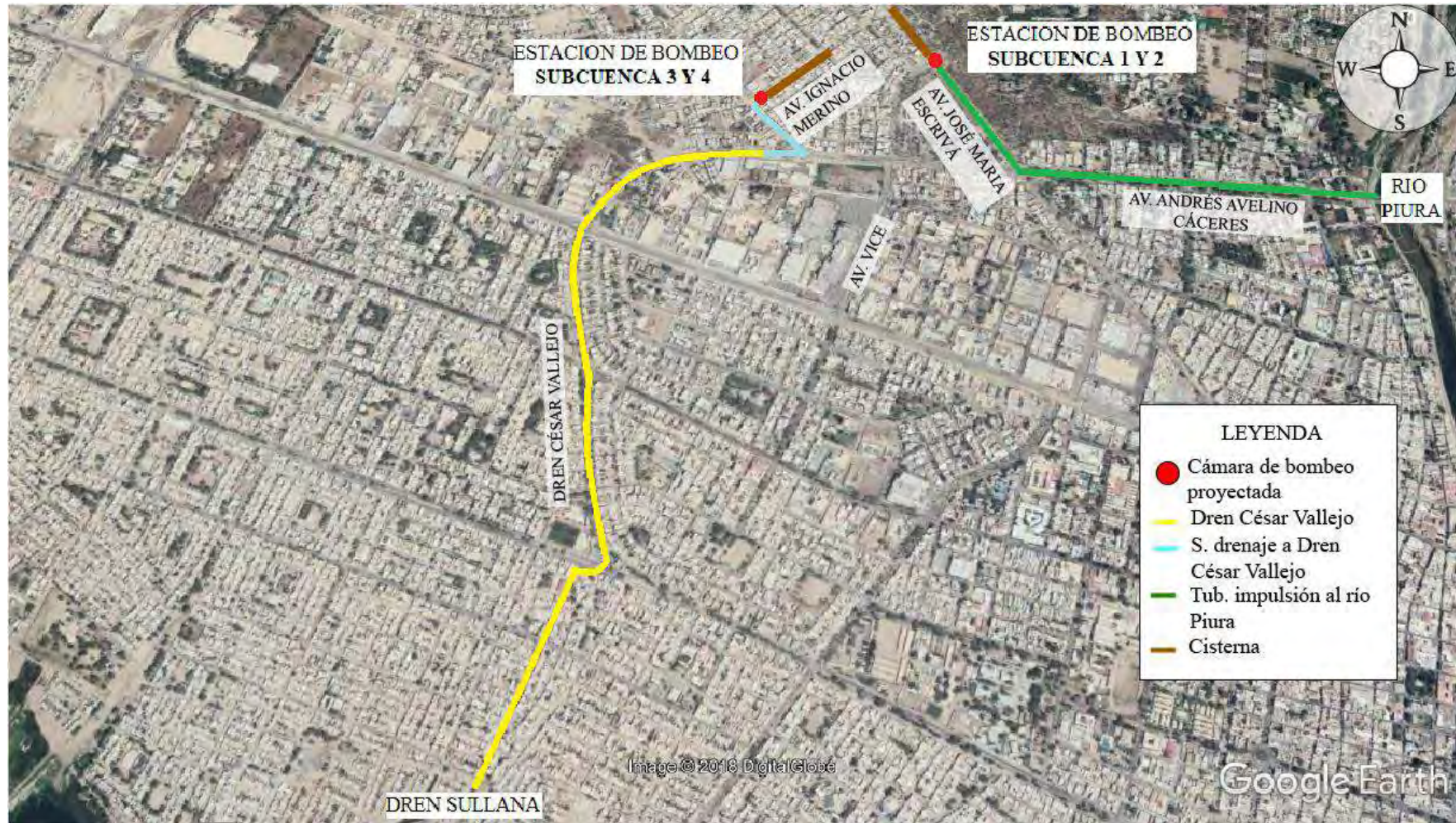


Figura 42 Alternativa de diseño 2  
Fuente: Elaboración propia



Figura 43 Alternativa de diseño 3  
Fuente: Elaboración propia

Con respecto al flujo restante en la subcuenca 4B, se dirigirá a la estación de bombeo existente Ignacio Merino y esta cámara entregará el agua de lluvia a la cisterna de la Av. Vice.

El flujo acumulado en la estación de bombeo de la Av. Vice mantendrá su recorrido actual, el cual parte en esta misma avenida y luego se dirige por la Av. Andrés Avelino Cáceres hacia el río Piura.

### 4.3. Alternativa de diseño seleccionada

Se han analizado cada una de las alternativas mencionadas anteriormente y se determinó lo siguiente:

Las alternativas 1 y 2 no son viables en el aspecto económico, ya que los drenes Marcavelica y César Vallejo presentan en épocas de lluvia problemas de capacidad; por tal motivo para que estas alternativas funcionen correctamente se tendría que rediseñar dichos drenes considerando las cuencas propias, lo cual ocasionaría que aumenten los costos. Asimismo, existe un problema social en la zona de vertido de ambas alternativas, debido a la presencia de infraviviendas en los alrededores de la laguna Santa Julia.

Por otro lado, la alternativa 3 resulta factible, ya que considera un sistema de cámaras de bombeo que desembocan en el río Piura, siendo capaz de drenar toda el agua de lluvia de la cuenca de estudio sin perjudicar a la población de los sectores adyacentes.

Por lo tanto, para el mejor desarrollo de la alternativa escogida se ha dividido en dos sistemas (Figura 44 y plano D-01). El sistema 1 abarca la subcuenca 4B; mientras, el sistema 2 abarca las subcuencas 1, 2, 3 y 4A.



Figura 44 Sistemas de la cuenca Ignacio Merino  
Fuente: Elaboración propia

### 4.3.1. Sistema 1

Representa la subcuenca 4B la cual está conformada por la zona industrial, la II etapa de la Urb. Ignacio Merino, Urb. Mariscal Tito y Urb. El Trebol. De todos estos sectores, la zona industrial tiene el área más significativa, siendo el sector más aportante.

#### 4.3.1.1. Cálculo del caudal mediante el programa SWMM

En la Figura 45 se muestra el hidrograma para un periodo de retorno de 25 años, el máximo caudal total del sistema 1 es de  $3.52 \text{ m}^3/\text{s}$  cuando ha transcurrido 12:30 horas.

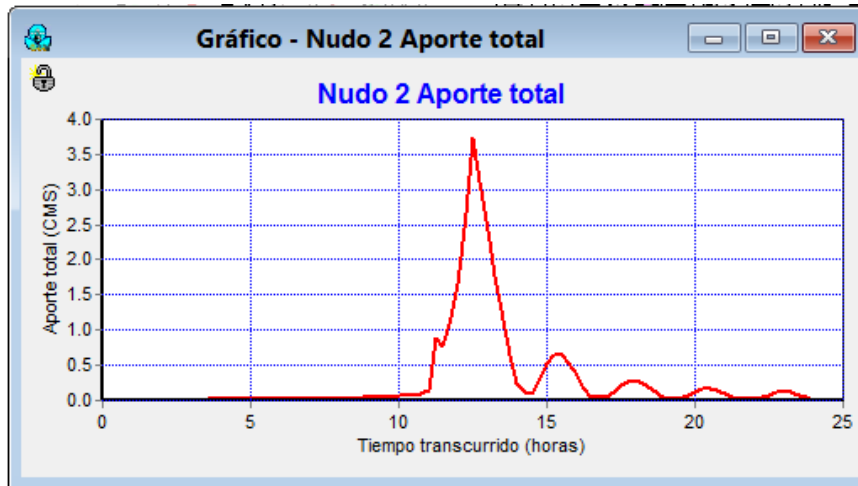


Figura 45 Hidrograma del sistema 1

Fuente: SWMM

#### 4.3.1.2. Reducción del impacto en puntos estratégicos

El diseño de estructuras de almacenamiento es un factor muy importante para reducir altos caudales en urbanizaciones. Por tal motivo, para disminuir los caudales en los puntos más vulnerables se han diseñado las siguientes estructuras complementarias de almacenamiento para menguar los daños, como parques hídricos, cisternas, entre otros (Figura 46 y plano D-03):

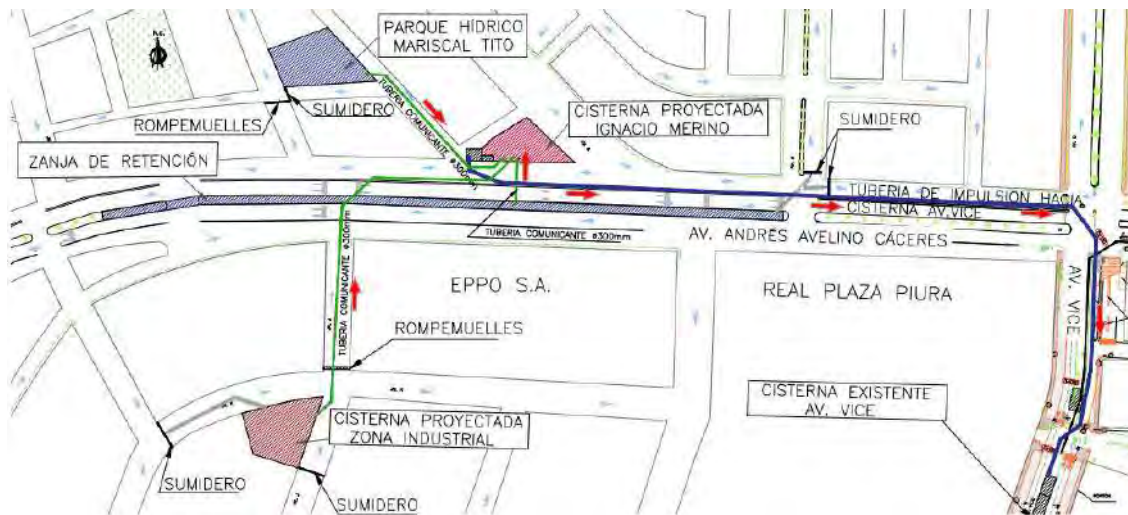


Figura 46 Vista en planta de las estructuras hidráulicas del sistema 1

Fuente: Elaboración propia

- a. La cisterna de la estación de bombeo existente se ampliará para que tenga mayor capacidad de almacenaje, su área será de  $1\ 652\ \text{m}^2$  y su profundidad de 5 m.
- b. La zona industrial tiene un espacio de  $2\ 922.3\ \text{m}^2$  destinados para usos recreativos. En este espacio se ha diseñado una cisterna capaz de almacenar  $11\ 105\ \text{m}^3$ , con el fin de recolectar el agua proveniente de la zona industrial y parte de la Urb. Ignacio Merino. Este depósito estará conectado, mediante conductos, con la cisterna de la estación de bombeo existente. Se podrá utilizar la parte superior de este depósito para fines recreativos.
- c. De igual forma, el parque de la Urb. Mariscal Tito con un área de  $2\ 130\ \text{m}^2$ , cumplirá la función de retener temporalmente el agua de lluvia. Este se diseñará con un desnivel de 1.50 m por debajo de la cota de la vereda. Luego, al llenar su capacidad máxima, el agua de lluvia se dirigirá por medio de un sistema de compuertas, vertedero de excedencias y conductos a la cisterna de la estación de bombeo existente.
- d. Además, en la jardinera central de la Av. Andrés Avelino Cáceres, se diseñará una zanja con vegetación para que sea capaz de almacenar el agua. Esta zanja empezará desde el cruce de la Av. C con la Av. Cáceres, tendrá una longitud de 524 m, ancho de 6 m hasta la altura de la residencial Los Pinos. Su diseño será de una zanja vegetal con sección de  $4.71\ \text{m}^2$  (Figura 47). Se colocarán sumideros en la Av. C para que capten el agua de lluvia de la II etapa de la Urb. Ignacio Merino (Mz. A, B, C, D y E). Para su correcto funcionamiento se debe mantener la zanja con vegetación, por lo cual, es importante su cuidado y limpieza constante.

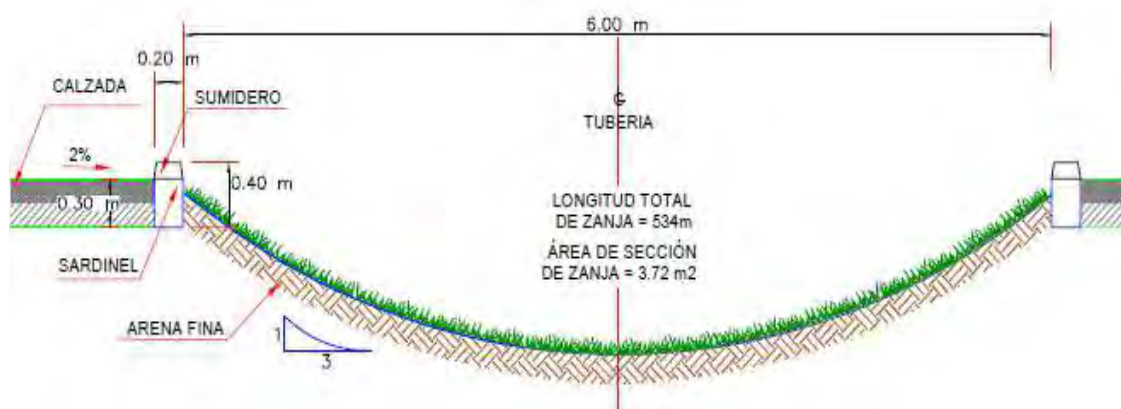


Figura 47 Corte de la zanja con vegetación del sistema 1  
Fuente: Elaboración propia

#### 4.3.1.3. Altura dinámica

Se mantendrá la misma cantidad y capacidad de las bombas de la estación de bombeo existente, por lo cual, se calcularán los diámetros de las tuberías, tanto de aspiración como de impulsión (Tabla 29), para que puedan entregar el agua a la cisterna de la Av. Vice. Para este cálculo, se utilizarán los datos y ecuaciones proporcionados en el apartado 1.3.2.1. Diámetro de la tubería.

Para hallar las pérdidas primarias y secundarias, se utilizarán las ecuaciones y tablas proporcionadas en el apartado 1.3.2.2. Pérdidas de carga.

**Tabla 29** Valores de los diámetros (metros) para las tuberías de aspiración e impulsión del sistema 1

		Tubería de aspiración	Tubería de impulsión
Caudal	m <sup>3</sup> /s	0.24	0.72
D nominal	m	0.50	0.71
D interior	m	0.4406	0.6258
Espesor	m	0.0297	0.0421
Velocidad	m/s	1.57	2.34
Longitud	m	8	593

Fuente: Elaboración propia

- Pérdidas en el tramo de aspiración

Los accesorios necesarios para el tramo de aspiración son los siguientes: codos de 90°, válvula compuerta total abierta y reducción. En la Tabla 30 se muestra la suma de los coeficientes de pérdida para accesorios.

**Tabla 30** Suma de coeficientes de pérdidas del tramo de aspiración del sistema 1

Accesorios	Cantidad	K	Ktotal
Codos 90°	2	0.9	1.80
Válvula de pie	1	1.75	1.75
Válvula compuerta total abierta	1	0.2	0.20
Reducción	1	0.15	0.15
			3.90

Fuente: Elaboración propia

Teniendo el coeficiente de pérdidas y la velocidad de la tubería, se obtiene las pérdidas secundarias en el tramo de aspiración, siendo la suma de éstas 0.4925 m.

Para hallar las pérdidas primarias, se debe hallar el factor de fricción de Darcy – Weisbach, el cual está en función del número de Reynolds y de la rugosidad relativa de la tubería. La fórmula para hallar el número de Reynolds es la siguiente:

$$Re = \frac{V \times D \times \rho}{\mu} = \frac{1.57 \times 0.44 \times 998}{1.005 \times 10^{-3}} = 688\,718$$

Donde: V = Velocidad del fluido, en m/s

D= Diámetro interior de la tubería, en m

$\rho$  = Masa específica del flujo en temperatura de 20°C, en  $\frac{Kg}{m^3}$

$\mu$  = Viscosidad dinámica del flujo en temperatura de 20°C, en  $\frac{Kg}{m \times s}$

Siendo una tubería de HDPE, su valor de rugosidad absoluta ( $\epsilon$ ) es 0.0015 mm. Este valor se obtiene de la Tabla 8.

La fórmula para hallar el factor de fricción de Darcy – Weisbach es la siguiente:

$$f = \frac{1.325}{\left(-\ln\left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{5.74}{Re^{0.9}}\right)\right)^2} = \frac{1.325}{\left(-\ln\left(\frac{0.0015}{3.7 \times 440.6} + \frac{5.74}{Re^{0.9}}\right)\right)^2} = 0.0124$$

Teniendo el factor de fricción, la velocidad, el diámetro y la longitud de la tubería de aspiración, se obtiene las pérdidas primarias, siendo esta 0.0285 m.

- Pérdidas en el tramo de impulsión

Los accesorios necesarios para el tramo de impulsión son los siguientes: codos de 45°, codos de 11°15°, válvula compuerta y válvula de retención. En la Tabla 31 se muestra la suma de los coeficientes de pérdida para accesorios.

**Tabla 31** Suma de coeficientes de pérdidas del tramo de impulsión del sistema 1

Accesorios	Cant.	K	Ktotal
Codos 45°	5	0.6	3
Codos 11°15°	3	0.2	0.6
Válvula de retención	1	2.5	2.5
Válvula de compuerta	1	0.2	0.2
			6.3

Fuente: Elaboración propia

Teniendo el coeficiente de pérdidas y la velocidad de la tubería, se obtiene las pérdidas secundarias en el tramo de impulsión, siendo la suma de éstas 1.76 m.

Para hallar las pérdidas primarias, se debe hallar el factor de fricción de Darcy – Weisbach, el cual está en función del número de Reynolds y de la rugosidad relativa de la tubería.

La fórmula para hallar el número de Reynolds es la siguiente:

$$Re = \frac{V \times D \times \rho}{\mu} = \frac{2.34 \times 0.062 \times 998}{1.005 \times 10^{-3}} = 1\,454\,694$$

Donde: V= Velocidad del fluido, en m/s

D= Diámetro interior de la tubería, en m

$\rho$ = Masa específica del flujo en temperatura de 20°C, en  $\frac{Kg}{m^3}$

$\mu$ = Viscosidad dinámica del flujo en temperatura de 20°C, en  $\frac{Kg}{m \times s}$

Siendo una tubería de HDPE su valor de rugosidad absoluta ( $\varepsilon$ ) es 0.0015 mm. Este valor se obtiene de la Tabla 8.

La fórmula para hallar el factor de fricción de Darcy – Weisbach es la siguiente:

$$f = \frac{0.25}{\left(\log_{10}\left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{5.74}{Re^{0.9}}\right)\right)^2} = \frac{0.25}{\left(\log_{10}\left(\frac{0.0015}{3.7 \times 625.8} + \frac{5.74}{Re^{0.9}}\right)\right)^2} = 0.0110$$

Teniendo el factor de fricción, la velocidad, el diámetro y la longitud de la tubería de impulsión, se obtiene las pérdidas primarias, siendo esta 2.91 m.

Finalmente, se aplica la ecuación de Bernoulli (apartado 1.3.2.3. Altura manométrica) para hallar la altura dinámica que debe vencer la bomba. La cota mínima de aspiración es 23.75 msnm y la cota más alta del recorrido hacia el vertido es 31.54 msnm.

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2 \times g} + \frac{P_1}{\gamma} + h_B = h_3 + \frac{v_3^2}{2 \times g} + \frac{P_3}{\gamma} + h_f$$

Tomando como nivel de referencia la superficie del agua en la cisterna, se tiene:

$$0 + 0 + 0 + h_B = h_3 + \frac{v_3^2}{2 \times g} + 0 + h_f$$

Reemplazando los niveles y las alturas de pérdidas:

$$h_B = (31.54 - 23.75) + \frac{2.34^2}{2 \times 9.81} + (0.49 + 0.03 + 1.76 + 2.91)$$

Se obtiene la altura dinámica de la bomba:

$$h_B = 13.26 \text{ m}$$

#### 4.3.1.4. Cavitación

Para el correcto funcionamiento de la bomba es necesario comprobar que NPSHd sea mayor a NPSHr. La carga de aspiración neta positiva disponible en la entrada de la bomba se obtiene de la ecuación que se encuentra en el apartado 1.3.2.4. Cavitación. La carga de aspiración neta positiva requerida es dada por el fabricante de la bomba.

La presión de vapor y el peso específico se muestran en la Tabla 32. La presión atmosférica es de 10.33 m.

**Tabla 32** Datos del agua a una T=20°C

Temperatura	Presión de vapor	Peso específico
20°C	0.02339 Kg/cm <sup>2</sup>	0.998 Kg/dm <sup>3</sup>

Fuente: Cengel (2006)

$$NPSHd = \frac{10.2967}{0.998} - 1.3174 - 0.3253 - \frac{0.2339}{0.998} = 8.44 \text{ m}$$

#### 4.3.1.5. Golpe de ariete

Se comprobará si existe golpe de ariete, empleando las ecuaciones del apartado 1.3.2.5. Golpe de Ariete. En la Tabla 33 se muestran algunos datos necesarios para el cálculo.

**Tabla 33** Propiedades del material

Módulo de elasticidad de HDPE (E)	Módulo de elasticidad del agua (K)	Densidad del agua ( $\rho$ )
$1.4 \times 10^9 \text{ N/m}^2$	$2.2 \times 10^9 \text{ N/m}^2$	$1000 \text{ Kg/m}^3$

Fuente: Cengel (2006)

El tiempo de parada de la bomba ( $T_c$ ) se obtiene de la ecuación de Mendiluce. Para la cual se tiene la longitud, velocidad, altura dinámica ( $H_B$ ) y la gravedad como valores conocidos. Los coeficientes C y K se hallan de la Tabla 10 y la Tabla 11.

$$T_c = 1 + \frac{1.5 \times 593 \times 2.34}{9.81 \times 13.03} = 17.28 \text{ s}$$

Pues bien, ahora se debe calcular el tiempo del cierre de la válvula o tiempo de propagación de la onda.

La velocidad de propagación de la onda se obtiene de la siguiente ecuación:

$$a = \sqrt{\frac{K}{\rho \times \left(1 + \frac{K \times D \text{ in}}{E \times e}\right)}} = \sqrt{\frac{2.2 \times 10^9}{1000 \times \left(1 + \frac{2.2 \times 10^9 \times 0.6258}{1.4 \times 10^9 \times 0.0421}\right)}} = 300.53 \text{ m/s}$$

El tiempo de propagación de la onda se calcula como:

$$Tp = \frac{2 \times 593}{300.53} = 3.95 \text{ s}$$

Además, para comprobar si hay sobrepresión máxima se debe hallar la longitud crítica, la cual está en función de la velocidad de propagación y el tiempo de parada de la bomba.

$$Lc = \frac{17.28 \times 300.53}{2} = 2597.07 \text{ m}$$

Al ser la longitud crítica mayor a la longitud del sistema real, no hay golpe de ariete y se calculará la sobrepresión máxima según la ecuación de Michaud.

$$\Delta H = \frac{2 \times 593 \times 2.34}{9.81 \times 17.28} = 16.37 \text{ m}$$

Con los resultados obtenidos se comprueba que no se produce golpe de ariete, ya que, al ser el tiempo de propagación de la onda menor al tiempo de parada, no se alcanzará a la sobrepresión máxima.

#### 4.3.2. Sistema 2

Representa el sistema de cámara de bombeo capaz de recibir el agua de lluvia proveniente de las subcuencas 1, 2, 3 y 4A. Este sistema está conformado por sumideros, conductos, buzones, cisterna, cámara de bombeo, sala de máquinas, entre otros.

Se ha considerado la cisterna con las siguientes dimensiones: largo de 550 m, ancho de 6 m, y altura útil de almacenaje de 7 m. (Ver planos D-08 y D-09)

##### 4.3.2.1. Cálculo del caudal mediante el programa SWMM

Teniendo una nueva concepción de las subcuencas (sistema 1 y sistema 2), se procede a modelarlo en el programa. En la Figura 48 se muestra el sistema 2.

Según su topografía, el flujo se dirige por gravedad hacia la Av. Ignacio Merino. De tal forma, en la Tabla 34 se obtienen los valores de caudales máximos que llegan a lo largo de la avenida. El caudal máximo ocurre a las 12 horas 30 minutos. Estos valores corresponden a una lluvia de diseño con un tiempo de retorno de 25 años.

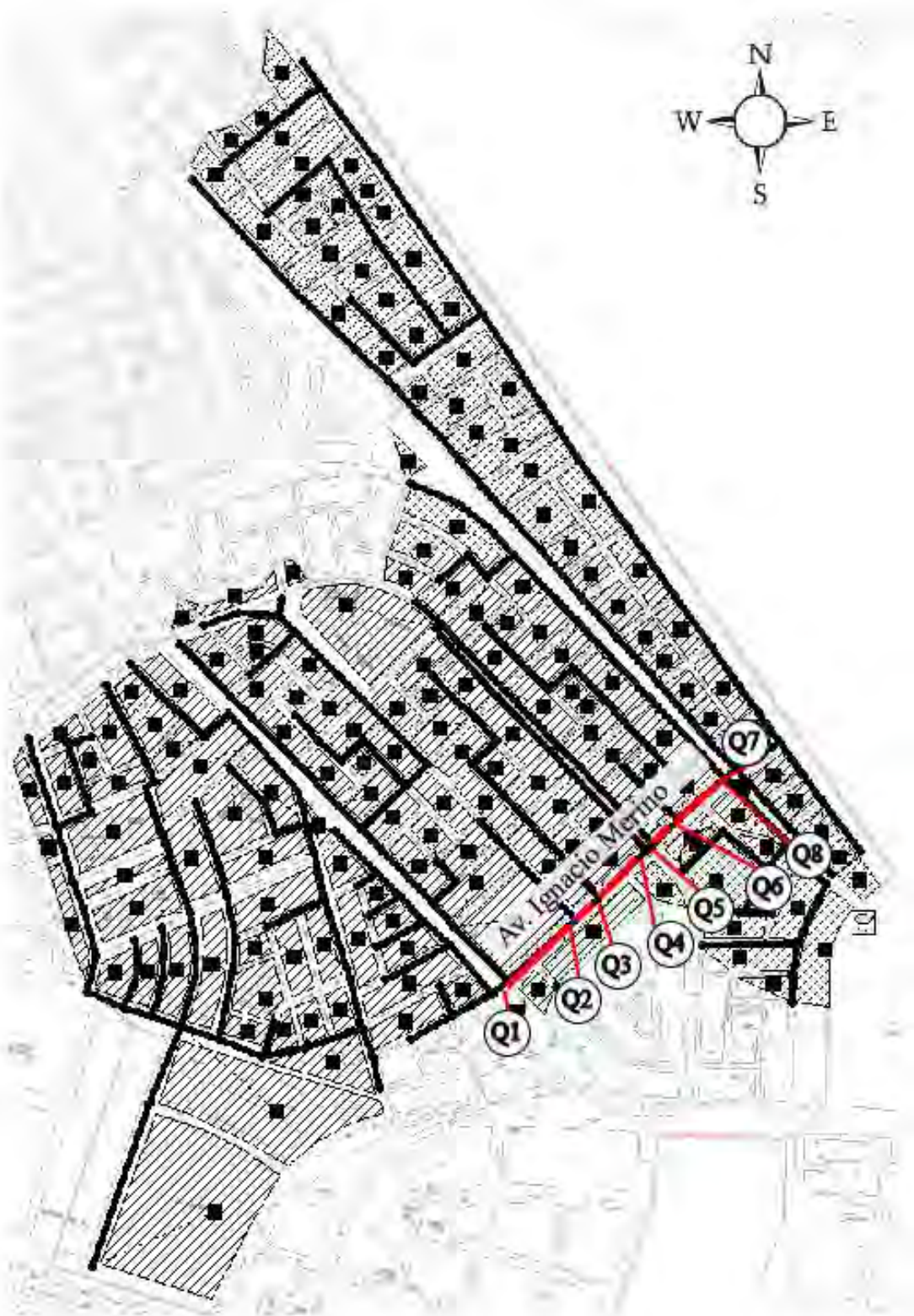


Figura 48 Vista en planta del sistema 2 desde el programa SWMM

**Tabla 34** Caudales máximo del sistema 2

Nudos	Qmax (m <sup>3</sup> /s)
Q1	6.94
Q2	0.43
Q3	0.57
Q4	0.82
Q5	0.66
Q6	0.10
Q7	3.83
Q8	0.93

Fuente: Elaboración propia

#### 4.3.2.2. Reducción del impacto en puntos estratégicos

Con el fin de reducir el impacto en las zonas más vulnerables, se presenta como medida de solución la construcción de parques hídricos. Estos tienen como fin captar y almacenar provisionalmente el agua de lluvia, sin perder su funcionalidad de área recreativa.

Para el diseño de los parques hídricos, se escogerán los parques que cumplan con estas condiciones:

- Se encuentre en una cota mediana respecto a la cuenca.
- Se ubique en una zona que permita captar gran parte del flujo por gravedad.
- Presente un área extensa.

Se han seleccionado tres parques en este sistema. Uno de ellos está ubicado entre las calles Las Cucardas y Las Malvas en la Urb. Los Jardines de Avifap (ver Anexo F – Ilustración fotográfica 2). Tiene un área de 6 260 m<sup>2</sup> y se construirá para que sea capaz de almacenar 12 492 m<sup>3</sup> de agua.

Otro parque, está ubicado entre el pasaje 1 y 3 en el AAHH. Los Algarrobos (ver Anexo F – Ilustración fotográfica 3). Tiene un área de 1 220 m<sup>2</sup> y se construirá para que sea capaz de almacenar 2 250 m<sup>3</sup> de agua pluvial.

Por último, el parque ubicado entre Av. Los Diamantes y Las Esmeraldas en la Urb. Bello Horizonte. Tiene un área de 9 135 m<sup>2</sup>. Se construirá para que sea capaz de almacenar 15 201 m<sup>3</sup> de agua pluvial, con una altura promedio de 1.50 m.

Una vez en que se han llenado los parques hasta el nivel máximo permitido, se abrirán las compuertas que permitirá el vaciado a través de conductos y dirigirán el agua pluvial hacia la cisterna ubicada en la Av. Ignacio Merino.

A continuación, se presenta en la Figura 49 el parque Bello Horizonte y su proyección como parque hídrico. Este parque se ha diseñado para que cumpla la función de almacenar temporalmente el agua de lluvia, sin perder su fin recreativo. Además, cuenta con distintas zonas como pistas de patinaje, canchas deportivas, zona de picnic, entre otras.

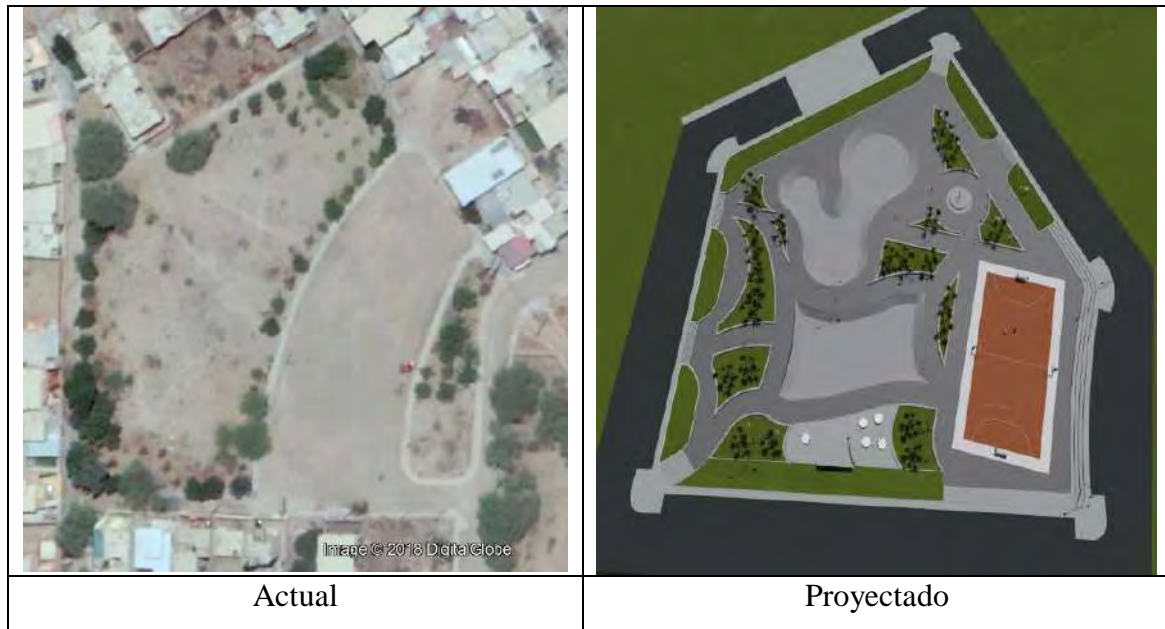


Figura 49 Vista en planta del parque Bello Horizonte (actual y proyectado)

El parque de Bello Horizonte, actualmente, presenta un área amplia de estacionamiento, y una zona libre sin uso (Figura 50). Se reubicará el estacionamiento en el parque contiguo.



Figura 50 Vista actual del parque de Bello Horizonte

En la Figura 51 y Figura 52, se puede observar algunas vistas del modelo del parque hídrico. Su superficie será de concreto y contará con jardines, los cuales estarán rodeados de muros pequeños para evitar que se erosione el suelo y se disperse. Las superficies de concreto se presentan en las zonas de circulación, pistas de patinaje y cancha recreativa.



Figura 51 Parque Bello Horizonte (proyectado / vacío) – vista superior



Figura 52 Parque Bello Horizonte (proyectado / vacío) – vista lateral

En la Figura 53 se aprecia el parque hídrico en el momento de máxima capacidad de almacenaje. Este parque se ha diseñado para que almacene el agua de lluvia, dejando un borde libre de 10 cm antes del nivel de la vereda. Si llegase más cantidad de agua, se activan las compuertas para que siga el curso antes explicado.



Figura 53 Parque Bello Horizonte (proyectado / lleno)

Con ayuda de los parques hídricos se logra reducir los caudales máximos que van hacia la cisterna (Tabla 35).

**Tabla 35** Nuevos caudales máximos del sistema 2

Nudos	Qmax (m <sup>3</sup> /s)
Q1	3.99
Q2	0.43
Q3	0.57
Q4	0.82
Q5	0.66
Q6	0.10
Q7	2.25
Q8	0.93

Fuente: Elaboración propia

#### 4.3.2.3. Altura dinámica

Para seleccionar la bomba adecuada se debe tener definido el caudal y la altura dinámica. Se hará uso de los datos y la ecuación proporcionados en el apartado 1.3.2.1. Diámetro de la tubería para hallar el diámetro adecuado (Tabla 36), tanto para la tubería de aspiración como la de impulsión.

**Tabla 36** Valores de los diámetros (metros) para las tuberías de aspiración e impulsión del sistema 2

		Tubería de aspiración	Tubería de impulsión
Caudal	m <sup>3</sup> /s	0.7	2.1
D nominal	m	0.8	1.2
D interior	m	0.7052	1.0642
Espesor	m	0.0474	0.0679
Velocidad	m/s	1.79	2.36
Longitud	m	10	2013

Fuente: Elaboración propia

Para hallar las pérdidas primarias y secundarias, se utilizarán las ecuaciones y tablas proporcionadas en el apartado 1.3.2.2. Pérdidas de carga.

- Pérdidas en el tramo de aspiración

Los accesorios necesarios para el tramo de aspiración son los siguientes: codos de 90°, válvula compuerta total abierta, reducción y tee paso directo. En la Tabla 37 se muestra la suma de los coeficientes de pérdida para accesorios.

**Tabla 37** Suma de coeficientes de pérdidas del tramo de aspiración del sistema 2

Accesorios	Cant.	K	Ktotal
Codos 90°	2	0.9	1.80
Válvula de pie	1	1.75	1.75
Válvula compuerta total abierta	2	0.2	0.40
Reducción	1	0.15	0.15
Tee paso directo	4	0.6	2.40
			6.50

Fuente: Elaboración propia

Teniendo el coeficiente de pérdidas y la velocidad de la tubería, se obtiene las pérdidas secundarias en el tramo de aspiración, siendo la suma de éstas 1.06 m.

Para hallar las pérdidas primarias, se debe hallar el factor de fricción de Darcy – Weisbach, el cual está en función del número de Reynolds y de la rugosidad relativa de la tubería.

La fórmula para hallar el número de Reynolds es la siguiente:

$$Re = \frac{V \times D \times \rho}{\mu} = \frac{1.79 \times 0.71 \times 998}{1.005 \times 10^{-3}} = 1\,255\,048$$

Donde: V= Velocidad del fluido, en m/s

D= Diámetro interior de la tubería, en m

$\rho$ = Masa específica del flujo en temperatura de 20°C, en  $\frac{Kg}{m^3}$

$\mu$ = Viscosidad dinámica del flujo en temperatura de 20°C, en  $\frac{Kg}{m \times s}$

Siendo una tubería de HDPE su valor de rugosidad absoluta ( $\varepsilon$ ) es 0.0015 mm. Este valor se obtiene de la Tabla 8.

La fórmula para hallar el factor de fricción de Darcy – Weisbach es la siguiente:

$$f = \frac{1.325}{\left(-\ln\left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{5.74}{Re^{0.9}}\right)\right)^2} = \frac{1.325}{\left(-\ln\left(\frac{0.0015}{3.7 \times 705.2} + \frac{5.74}{Re^{0.9}}\right)\right)^2} = 0.0112$$

Teniendo el factor de fricción, la velocidad, el diámetro y la longitud de la tubería de aspiración, se obtiene las pérdidas primarias, siendo esta 0.0261 m.

- Pérdidas en el tramo de impulsión

Los accesorios necesarios para el tramo de impulsión son los siguientes: codos de 45°, codos de 11°15°, válvula compuerta y válvula de retención. En la Tabla 38 se muestra la suma de los coeficientes de pérdida para accesorios.

**Tabla 38** Suma de coeficientes de pérdidas del tramo de impulsión del sistema 2

Accesorios	Cant.	K	Total
Codos 45°	4	0.6	2.4
Codos 11°15°	3	0.2	0.6
Válvula de retención	1	2.5	2.5
Válvula de compuerta	1	0.2	0.2
			5.7

Fuente: Elaboración propia

Teniendo el coeficiente de pérdidas y la velocidad de la tubería, se obtiene las pérdidas secundarias en el tramo de impulsión, siendo esta 1.62 m.

Para hallar las pérdidas primarias, se debe calcular el factor de fricción de Darcy – Weisbach.

La fórmula para hallar el número de Reynolds es la siguiente:

$$Re = \frac{V \times D \times \rho}{\mu} = \frac{2.36 \times 1.064 \times 998}{1.005 \times 10^{-3}} = 2\,495\,000$$

Donde: V= Velocidad del fluido, en m/s

D= Diámetro interior de la tubería, en m

$\rho$ = Masa específica del flujo en temperatura de 20°C, en  $\frac{Kg}{m^3}$

$\mu$ = Viscosidad dinámica del flujo en temperatura de 20°C, en  $\frac{Kg}{m \times s}$

Siendo una tubería de HDPE su valor de rugosidad absoluta ( $\varepsilon$ ) es 0.0015 mm. Este valor se obtiene de la Tabla 8.

La fórmula para hallar el factor de fricción de Darcy – Weisbach es la siguiente:

$$f = \frac{1.325}{\left(-\ln\left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{5.74}{Re^{0.9}}\right)\right)^2} = \frac{1.325}{\left(-\ln\left(\frac{0.0015}{3.7 \times 1064.2} + \frac{5.74}{Re^{0.9}}\right)\right)^2} = 0.0101$$

Teniendo el factor de fricción, la velocidad, el diámetro y la longitud de la tubería de impulsión, se obtiene las pérdidas primarias, siendo esta 5.41 m.

Finalmente, se aplica la ecuación de Bernoulli (apartado 1.3.2.3. Altura manométrica) para hallar la altura dinámica que debe vencer la bomba. La cota mínima de aspiración es 22.75 msnm y la cota más alta del recorrido hacia el vertido es 30 msnm.

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2 \times g} + \frac{P_1}{\gamma} + h_B = h_3 + \frac{v_3^2}{2 \times g} + \frac{P_3}{\gamma} + h_f$$

Tomando como nivel de referencia la superficie del agua en la cisterna, se tiene:

$$0 + 0 + 0 + h_B = h_3 + \frac{v_3^2}{2 \times g} + 0 + h_f$$

$$h_B = (30.00 - 22.75) + \frac{2.36^2}{2 \times 9.81} + (1.06 + 0.03 + 1.62 + 5.41)$$

Se obtiene la altura dinámica de la bomba:

$$h_B = 15.65 \text{ m}$$

#### 4.3.2.4. Cavitación

Para el correcto funcionamiento de la bomba es necesario comprobar que NPSHd sea mayor a NPSHn. La carga de aspiración neta positiva disponible en la entrada de la bomba se obtiene de la ecuación que se encuentra en el apartado 1.3.2.4. Cavitación. La carga de aspiración neta positiva requerida es dada por el fabricante de la bomba.

La presión de vapor y el peso específico se encuentran en Tabla 32. La presión atmosférica es de 10.33 m.

$$NPSHd = \frac{10.0301}{0.998} - 1.9771 - 0.8037 - \frac{0.2339}{0.998} = 7.31 \text{ m}$$

#### 4.3.2.5. Golpe de Ariete

Así como se ha calculado la cavitación, es importante calcular el golpe de ariete, de tal forma, evitar que se erosionen las paredes de las tuberías.

Se comprobará si existe golpe de ariete, empleando las ecuaciones del apartado 1.3.2.5. Golpe de Ariete. En la Tabla 33 se encuentran algunos datos necesarios para el cálculo.

El tiempo de parada de la bomba ( $T_c$ ) se obtiene de la ecuación de Mendiluce. Para la cual se tiene la longitud, velocidad, altura dinámica ( $H_B$ ) y la gravedad como valores conocidos. Los coeficientes C y K se hallan de la Tabla 10 y la Tabla 11.

$$T_c = 1 + \frac{1 \times 2013 \times 2.36}{9.81 \times 15.37} = 32.53 \text{ s}$$

Pues bien, ahora se debe calcular el tiempo del cierre de la válvula o tiempo de propagación de la onda. Para que no se produzca golpe de ariete, el tiempo de cierre de propagación de la onda debe ser menor al tiempo de parada de la bomba.

La velocidad de propagación de la onda se obtiene de la siguiente ecuación:

$$a = \sqrt{\frac{K}{\rho \times \left(1 + \frac{K \times D \text{ in}}{E \times e}\right)}} = \sqrt{\frac{2.2 \times 10^9}{1000 \times \left(1 + \frac{2.2 \times 10^9 \times 1.0642}{1.4 \times 10^9 \times 0.0679}\right)}} = 292.98 \text{ m/s}$$

El tiempo de propagación de la onda se calcula como:

$$Tp = \frac{2 \times 2013}{292.98} = 13.74 \text{ s}$$

Además, para comprobar si hay sobrepresión máxima se debe hallar la longitud crítica, la cual está en función de la velocidad de propagación y el tiempo de parada de la bomba.

$$Lc = \frac{32.53 \times 292.98}{2} = 4765.32 \text{ m}$$

Al ser la longitud crítica mayor a la longitud del sistema real, no hay golpe de ariete y se calculará la sobrepresión máxima según la ecuación de Michaud.

$$\Delta H = \frac{2 \times 2013 \times 2.36}{9.81 \times 32.52} = 29.78 \text{ m}$$

Con los resultados obtenidos se comprueba que no se produce golpe de ariete, ya que, al ser el tiempo de propagación de la onda menor al tiempo de parada, no se alcanzará a la sobrepresión máxima.

#### 4.3.2.6. Simulación en el programa SWMM con estación de bombeo

Se introduce en el programa los valores de las bombas seleccionadas para verificar su correcto funcionamiento.

En la Figura 54 se presenta el perfil desde la estación de bombeo hacia el vertido en el momento de máxima precipitación, siendo a las 12:15 horas. La estación de bombeo corresponde al nudo DEP4 en el programa, mientras el conducto de impulsión es representado desde el nudo DEP4 al vertido RIOPIURA.

Además, se ha ejecutado el funcionamiento del sistema de bombeo en una hoja de cálculo (Anexo C). A continuación, se comparan las curvas de operación de las bombas según el programa SWMM y Microsoft Excel.

En la Figura 55 se muestra la curva de operación de la bomba 1. Se puede apreciar que según el programa SWMM la bomba se prende a las 8:15 horas, mientras en la hoja de cálculo se enciende a las 8:30 horas. Además, el encendido de la bomba según el programa SWMM será cuatro veces, mientras en la hoja de cálculo será tres veces.

En la Figura 56 y Figura 57, se puede apreciar que las bombas 2 y 3 tienen un comportamiento parecido. El encendido tanto en programa SWMM como en la hoja de cálculo se aprecia alrededor de las 11 horas, así como el apagado aproximadamente a las 18 horas.

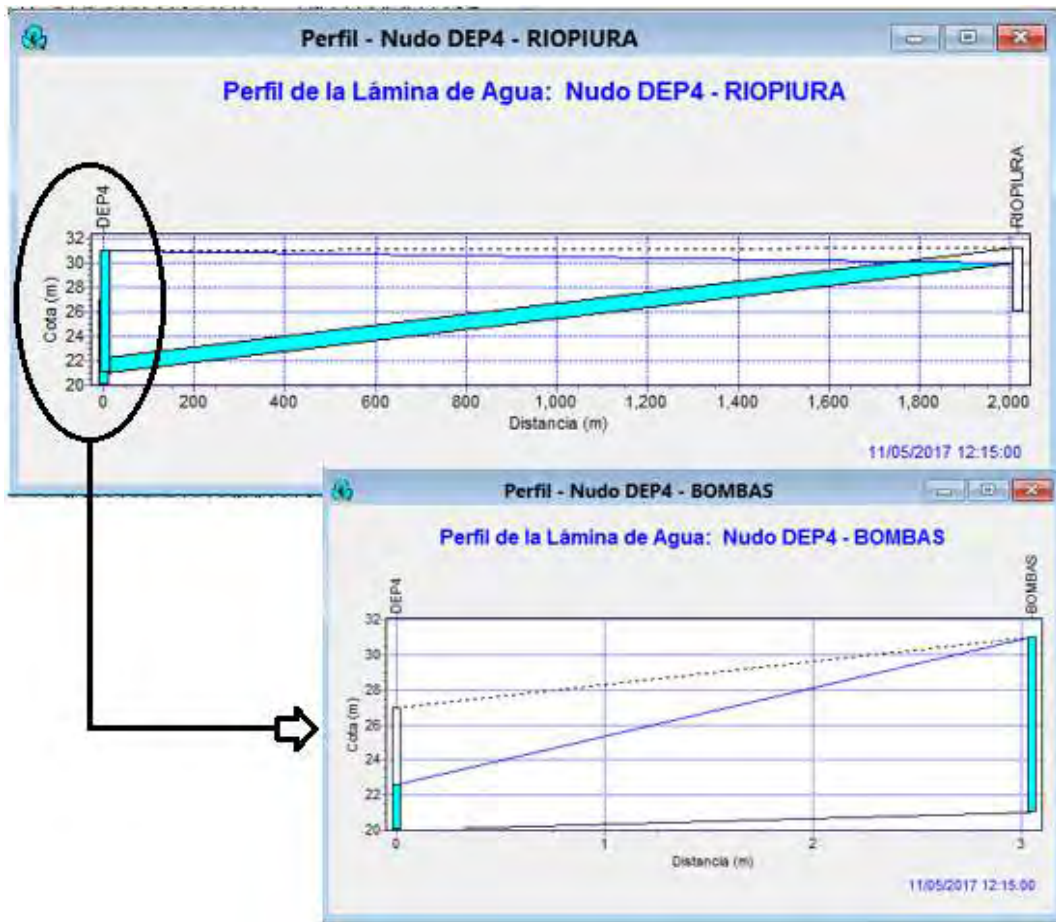


Figura 54 Perfil de descarga del sistema 2

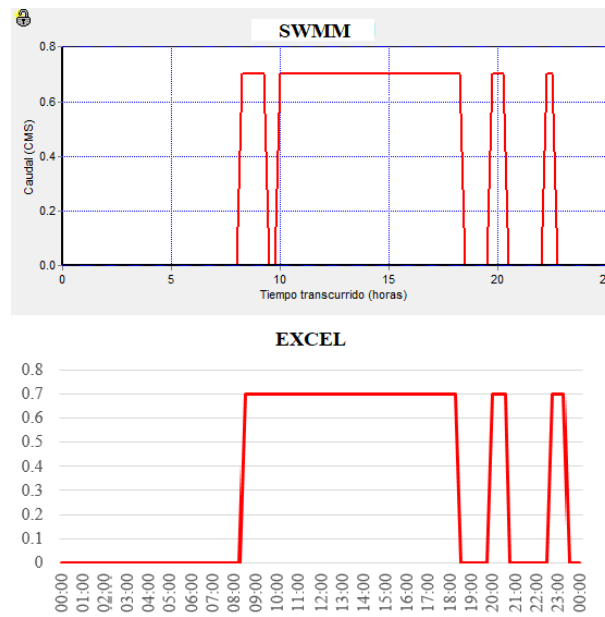


Figura 55 Curva de operación de la bomba 1

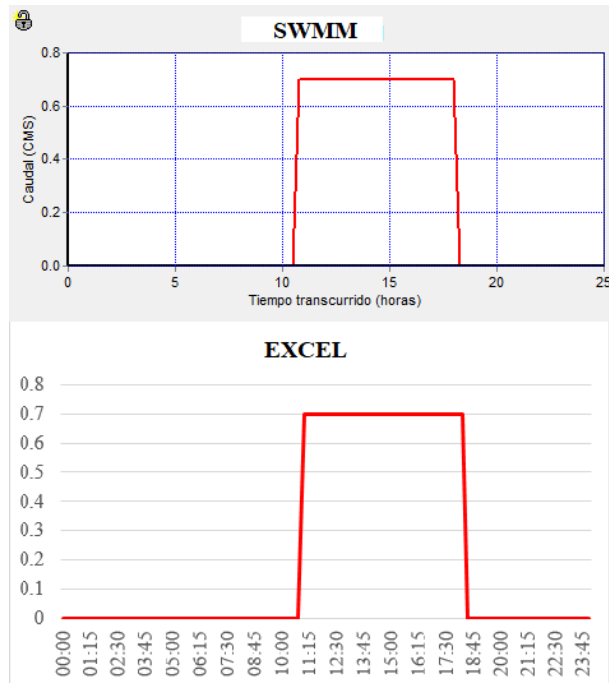


Figura 56 Curva de operación de la bomba 2

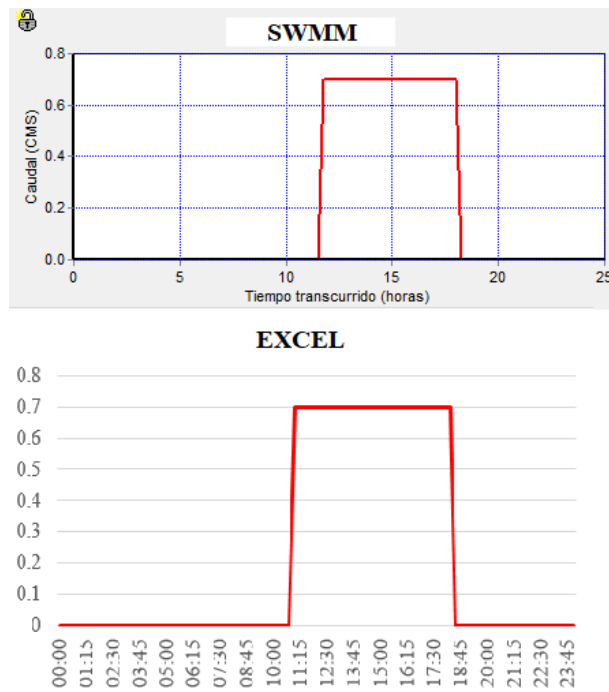


Figura 57 Curva de operación de la bomba 3

#### 4.4. Planeamiento del proyecto

**Tabla 39** Planeamiento del proyecto

		Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3
SISTEMA 1	Construcción de obras de almacenamiento: Parques hídricos y zanja con vegetación			
	Ampliación y mantenimiento del sistema de cámara de bombeo existente			
	Construcción de la cisterna de la zona industrial			
SISTEMA 2	Construcción de obras de almacenamiento: parques hídricos			
	Construcción de sistema de cámara de bombeo en la Av. Ignacio Merino			
	División de la subcuenca 4, en subcuenca 4A y 4B, por medio de estructuras hidráulicas			
	Construcción de estructuras de captación y conducción de la subcuenca 1 hacia la cisterna			

Fuente: Elaboración propia

Actualmente, la cuenca Ignacio Merino presenta severos problemas de inundación en las zonas más bajas, por lo cual, la población que se ve profundamente afectada solicita una inmediata solución a estos problemas.

A lo largo de la tesis se han propuesto diversas alternativas para erradicar estos problemas de inundación. De esta manera, para hacer este proyecto viable se propone estructurar este proyecto en 4 etapas de construcción (Tabla 39).

En la etapa 1, se propone iniciar con la construcción de los parques hídricos, los cuales son capaces de almacenar el agua de lluvia y reducir el caudal máximo en las zonas más bajas. Así como también, la zanja con vegetación, la cual tiene como función almacenar temporalmente el agua de lluvia.

En la etapa 2, se propone la ampliación del sistema de cámara de bombeo existente, el cual abarca la ampliación de la cisterna, el mantenimiento de las bombas y la colocación de los conductos que la conectan a la cisterna de la Av. Vice. Además, la construcción de la cisterna de la zona industrial y la construcción de estructuras hidráulicas que cierren el circuito planteado para el sistema de drenaje 1.

En la etapa 3, se propone la construcción del sistema de cámara de bombeo en la Av. Ignacio Merino, así como sus componentes que captarán el agua de lluvia. También, la construcción de estructuras de captación en la Av. Los Diamantes, por lo cual, se dividirá la subcuenca 4 tal como se ha explicado en el apartado 4.2.3. Alternativa de diseño 3. Estas

estructuras se dirigirán mediante un conducto a la cisterna ubicada en la Av. Ignacio Merino.

Del mismo modo, para evacuar el agua de lluvia de la subcuenca 1, se construirán estructuras de captación entre la mz. F y H de la II etapa de la Urb. Ignacio Merino, para ser dirigido por conductos hacia dicha cisterna.

Además, en esta última etapa se realizará la construcción de estructuras hidráulicas que cierren el circuito planteado para el sistema de drenaje 2. Esto quiere decir, se conectarán los parques hídricos a la cisterna ubicada en la Av. Ignacio Merino.

## **Conclusiones y recomendaciones**

### **Conclusiones**

- Se comprobó con los planos de cotas e inspección visual la existencia de cuatro puntos críticos en la cuenca urbana ciega Ignacio Merino, tal como se presentó en el FENC del año 2017. Asimismo, se evidenció la ineficiencia de la cámara de bombeo existente, al no contar con la capacidad de bombeo requerida para los resultados de caudal generados por el programa SWMM y el método racional.
- El uso de modelos numéricos es cada vez más frecuente, debido a que son herramientas interactivas capaces de simular un problema analizando diversos factores en una cuenca. Según los resultados generados por el programa SWMM con el modelo de onda dinámica y por el método racional, se pudo concluir que se obtienen valores más cercanos a la realidad con el programa. Este considera parámetros característicos de la cuenca con mayor complejidad, además de modelar su comportamiento temporal a lo largo del desarrollo de la precipitación.
- El diseño presentado analiza lluvias extraordinarias de periodo de retorno de 25 años, considerando una proyección poblacional urbana en la cuenca de 20 años. Según las precipitaciones de diseño, 2 100 habitantes de la cuenca se verán beneficiados con la construcción del sistema de drenaje pluvial.
- Los parques además de ser áreas recreativas pueden cumplir la función de almacenar gran cantidad de agua de lluvia, asimismo, de disminuir el impacto en las zonas bajas. Los parques hídricos diseñados son capaces de almacenar el 30% del volumen total de una precipitación determinada, así como de reducir 40% del caudal generado.
- La cuenca se ha dividido en dos sistemas permitiendo una mejor distribución del volumen total de la precipitación. Cada sistema trabaja de manera independiente y cuenta con estructuras de drenaje pluvial separadas, las cuales descargan en el río Piura.

- Las estructuras del sistema 1 se han diseñado para que sean capaces de almacenar una precipitación de 24 horas sin bombeo. Después de alcanzar su límite permitido, entregará el agua almacenada desde la estación de bombeo existente hacia la cisterna de la Av. Vice, en un tiempo posterior de haber realizado la evacuación de agua para la cual fue diseñada.

### **Recomendaciones**

- Se deben mantener las áreas verdes en parques y zanja, para que estas no pierdan su capacidad de infiltración. Asimismo, evitar la erosión y el transporte de sedimentos a las estructuras aguas abajo.
- Incentivar el cuidado de las estructuras de drenaje a la población, para que estas no presenten problemas de obstrucción o daños en su infraestructura. Además, es importante su inspección periódicamente.
- Para eliminar interferencias del proyecto, se debe trabajar en conjunto con la entidad encargada de agua potable y alcantarillado, EPS GRAU, para la reubicación de tuberías y buzones; también, con la entidad proveedora de energía eléctrica, ENOSA, para la reubicación de postes; y las distintas operadoras, para la reubicación de las líneas telefónicas.
- Este estudio da solución por medio de un sistema de drenaje pluvial que desemboca en el río Piura, por tal motivo, para mayor seguridad se deben ejecutar los proyectos que permitan regular el caudal del río, además de obras complementarias como la protección de los laterales y el correcto dragado del río.
- La ciudad de Piura se encuentra expuesta a lluvias extraordinarias cada vez más frecuentes, por tal motivo, se recomienda para el diseño de sistemas de drenaje, emplear el periodo de retorno de 25 años, asegurando de esta manera que las obras hidráulicas soporten las fuertes lluvias. Además, para su correcto diseño se deben tomar los valores de la data actualizada de las estaciones meteorológicas.
- Se recomienda que en cada proyecto de drenaje pluvial se utilicen los parques como alternativa de apoyo en zonas que se vean afectadas por las inundaciones.
- Designar una entidad responsable para el mantenimiento y limpieza del sistema de drenaje pluvial para que funcione de manera eficiente; a lo largo de todo el año.

## Referencias bibliográficas

- Aguilar, M. (2016). *Diseño hidráulico de las estaciones de bombeo del sistema de drenaje pluvial de la ciudad de Santa Rosa*. Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, Ecuador.
- Autoridad para la reconstrucción con cambios. (2017). *Plan integral de reconstrucción con cambios*. Perú.
- Aventín, A. (2007). *Estudio de la vulnerabilidad de una red de drenaje mediante el método de Monte Carlo*. Cataluña: Universitat Politècnica de Catalunya.
- Bombas ideal. (2008). *Datos técnicos de hidráulica bombas*. Valencia.
- Cengel, Y., & John, C. (2006). *Mecánica de fluidos*. México: McGRAW-HILL/INTERAMERICANA EDITORES .
- Chávez, F. (2006). *Simulación y optimización de un sistema de alcantarillado urbano*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú.
- Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de Canales abiertos*. Colombia: McGRAW-HILL.
- Chow, V. T., Maidment, D., & Mays, L. (1994). *Hidrología Aplicada*. Colombia: McGRAW-HILL.
- Comisión Estatal de Agua (CEA). (2013). *Normas y lineamientos técnicos para las instalaciones de agua potable, alcantarillado sanitario y pluvial*. Mexico.
- Estudio Nacional del fenómeno El Niño (ENFEN). (2017). *Alerta de El Niño Costero*. Perú.
- Farias, M. (2017). Seminario Análisis hidrológico de El Niño Costero en Piura. Perú.
- Farias, M., & Ruiz, M. (2018). *Determinación de ecuación Intensidad-Duración-Frecuencia en presencia de ENSO y Niño Costero. Caso: ciudad de Piura*. Piura.



- Flechas, R. (8-10 de Agosto de 2012). XX Seminario Nacional de hidráulica e hidrología . *Efecto del uso de la ecuación de Darcy-Weisbach vs la ecuación de Hazen-Williams en el diseño de redes matrices*. Barranquilla , Colombia .
- Granda, R. (2013). *Análisis numérico de la red de drenaje pluvial de la urb. Angamos*. Universidad de Piura, Perú.
- INDECI. (1998). *Compendio estadístico de INDECI*. Perú.
- INDECI. (2009). *Programa de reducción de desastres para el desarrollo sostenible en las ciudades de Piura (Perú) y Machala (Ecuador)*. Perú.
- INDECI. (2016). *Compendio estadístico del INDECI*. Perú.
- Ingemecánica. (2018). Cálculo de instalaciones de bombeo de agua. Recuperado el 8 de Agosto de 2018, de <https://ingemecanica.com/tutorialsemanal/tutorialn206.html>
- Ingemecánica. (2018). Cálculo y diseño de instalaciones de fontanería. Recuperado el 9 de Agosto de 2018, de <https://ingemecanica.com/tutorialsemanal/tutorialn208.html>
- Khalil, H. K. (1996). *Nonlinear Systems*. New Jersey: Prentice Hall .
- Maidment, D. R. (1993). *Handbook of hydrology*. New York: McGraw-Hill.
- Mendiluce Rosich, E. (1965). Tiempo de parada en las impulsiones. *Revista de Obras Publicas*, 113, tomo I (2998): 121-125.
- Mendiluce Rosich, E. (1972). Golpe de ariete. Nueva comprobación analítica y experimental de la fórmula del tiempo de parada en impulsiones. *Revista de Obras Publicas*, 119, tomo I (3087): 575-586.
- Mendoza, E. (2008). *Diseño y cálculo de un sistema de drenaje para la finca de San Nicolás, El Zamorano, Honduras*. Honduras.
- Ministerio de transportes y comunicaciones. (2014). *Manual de carreteras*. Perú.
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo - MINVU. (1996). *Técnicas alternativas para soluciones de aguas lluvias en sectores urbanos*. Chile.
- Miranda, S., & Pachar, J. (2012). *Diseño del drenaje superficial de calles, en el proyecto vial sector 3, de la parroquia Pascuales, ubicado entre el km 18 y km 22 de la vía perimetral (av. 56 N-O), utilizando el software SWMM de la EPA*. Escuela superior politécnica del litoral, Ecuador.
- Municipalidad Provincial de Piura. (2016). *Población de la ciudad de Piura al año 2015*. Piura.
- Norma OS 060 Drenaje pluvial urbano. (2006). Perú: Normas Legales.
- Organización Panamericana de la Salud. (2005). *Guías para el diseño de estaciones de bombeo de agua potable*. Lima.
- Peñaloza, X. (2009). *Determinación de los parámetros del modelo de infiltración de Horton a partir de una equivalencia funcional con el modelo de Green Ampt*. Universidad Nacional Autónoma de México.

- Rocha, A. (2014). *Caracterización hidrometeorológica de los meganiños en la costa norte peruana*. Perú.
- Rojas, P., & Humpiri, V. (2016). *Evaluación, diseño y modelamiento del sistema de drenaje pluvial de la ciudad de Juliaca con la aplicación del software SWMM*. Universidad Nacional del Altiplano, Perú.
- Rosell Campos, F. (2009). *Historia del saneamiento de Valladolid*. España: Ayuntamiento de Valladolid.
- Saldarriaga, J. (2007). *Hidráulica de tuberías, abastecimiento de agua, redes, riegos*. Alfaomega.
- Sánchez Román, L. A. (2016). Conferencia de drenaje pluvial. Uso del programa SWMM. Universidad Nacional Experimental Francisco de Miranda, Venezuela.
- Sanchis, G. (2016). *Modelo matemático de la red de saneamiento del distrito Esmeralda en Bogotá, Colombia*. Universidad Politécnica de Valencia.
- SENAMHI. (2018). *Descarga de datos meteorológicos*. Recuperado el 4 de abril de 2018, de <https://www.senamhi.gob.pe/?p=descarga-datos-hidrometeorologicos>
- Sistema de información ambiental regional (SIAR). (2005). *Evaluación de vulnerabilidad física natural, futura y medidas de adaptación en área de interés en la cuenca del río Piura*. Piura.
- U.S Environmental Protection Agency (EPA). (2005). *Manual SWMM, modelo de gestión de agua*. (GMMF, Trad.)
- Universidad de Piura. Instituto de hidráulica, hidrología e ingeniería sanitaria. (2007). *Construcción de un sistema de evacuación de aguas pluviales por gravedad en la franja central de la ciudad de Piura*. Perú.



## **Anexos**

## Anexo A – Perfil estratigráfico en Avifap

<b>PERFIL ESTRATIGRAFICO (ASTM D 2488)</b>						
Estudio : MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE PIURA Calicatas N° : C 9 - Piura (C 39) Ubicación : AVIFAP Parte posterior del cementerio Metropolitano Coordenada N : 9° 428,012.000m. Coordenada E : 539,721.000 m. Elevación : 38,000 m.s.n.m. Fecha : Febrero del 2009						
Profundidad excavada : 3,00 m Nivel freático : No se encontró Realizado por : EME, JCC Supervisado por : EME						
CLASIFICACIÓN SUCS		PROFUNDIDAD				DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL
SÍMBOLO	GRÁFICO	METROS	ESTRATO	DENSIDAD HUMEDA (gr/cc)	HUMEDAD (%)	
O.L.-Cobertura		0.00 0.80	A			Estrato "A": - Profundidad de 0.00 a 0.80 m: - Material de cobertura. Suelo areno-arcilloso muy salinoso, de baja plasticidad con materia orgánica, de color beige claro, en estado de compactación: Muy Suelto.
SP		0.80 3.00	Bo			Estrato "Bo": - Profundidad de 0.80 a 3.00 m: - Compuesto por material de origen cósmico antiguo: Arena de grano muy fino, inorgánica, limpia, de mala gradación, de color beige claro, ligeramente húmeda a saturada. La matriz arenosa tiene características no plásticas, una baja compresibilidad y se encuentra en estado de compactación: Muy Suelto.

Fuente: INDECI (2007)

**Anexo B - Hietogramas****Anexo B1 - Hietograma para un Tr=10 años**

Tiempo (min)	Tiempo (horas)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada	Precipitación (mm)	Precipitación ordenada	Intensidad Parcial
15	0.25	54.04	13.51	13.51	0.14	0.55
30	0.50	46.95	23.48	9.97	0.14	0.57
45	0.75	41.57	31.18	7.70	0.15	0.58
60	1.00	37.33	37.33	6.16	0.15	0.60
75	1.25	33.91	42.39	5.06	0.15	0.61
90	1.50	31.09	46.63	4.24	0.16	0.63
105	1.75	28.72	50.26	3.62	0.16	0.65
120	2.00	26.70	53.39	3.14	0.17	0.67
135	2.25	24.95	56.14	2.75	0.17	0.69
150	2.50	23.43	58.57	2.43	0.18	0.71
165	2.75	22.09	60.75	2.17	0.18	0.73
180	3.00	20.90	62.71	1.96	0.19	0.76
195	3.25	19.84	64.48	1.78	0.20	0.78
210	3.50	18.89	66.10	1.62	0.20	0.81
225	3.75	18.02	67.59	1.48	0.21	0.84
240	4.00	17.24	68.95	1.37	0.22	0.87
255	4.25	16.52	70.22	1.27	0.23	0.91
270	4.50	15.87	71.40	1.18	0.24	0.94
285	4.75	15.26	72.49	1.10	0.25	0.98
300	5.00	14.70	73.52	1.03	0.26	1.03
315	5.25	14.19	74.49	0.96	0.27	1.07
330	5.50	13.71	75.39	0.91	0.28	1.12
345	5.75	13.26	76.25	0.86	0.29	1.18
360	6.00	12.84	77.06	0.81	0.31	1.24
375	6.25	12.45	77.82	0.77	0.33	1.31
390	6.50	12.08	78.55	0.73	0.35	1.38
405	6.75	11.74	79.25	0.69	0.37	1.46
420	7.00	11.42	79.91	0.66	0.39	1.55
435	7.25	11.11	80.54	0.63	0.41	1.66
450	7.50	10.82	81.14	0.60	0.44	1.77
465	7.75	10.54	81.72	0.58	0.47	1.90
480	8.00	10.28	82.27	0.55	0.51	2.05
495	8.25	10.04	82.81	0.53	0.55	2.22
510	8.50	9.80	83.32	0.51	0.60	2.41
525	8.75	9.58	83.81	0.49	0.66	2.64
540	9.00	9.36	84.28	0.47	0.73	2.91
555	9.25	9.16	84.74	0.46	0.81	3.24
570	9.50	8.97	85.19	0.44	0.91	3.63

Tiempo (min)	Tiempo (horas)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada	Precipitación (mm)	Precipitación ordenada	Intensidad Parcial
585	9.75	8.78	85.61	0.43	1.03	4.11
600	10.00	8.60	86.03	0.41	1.18	4.71
615	10.25	8.43	86.43	0.40	1.37	5.47
630	10.50	8.27	86.82	0.39	1.62	6.48
645	10.75	8.11	87.19	0.38	1.96	7.83
660	11.00	7.96	87.56	0.37	2.43	9.74
675	11.25	7.81	87.91	0.36	3.14	12.54
690	11.50	7.67	88.26	0.35	4.24	16.97
705	11.75	7.54	88.59	0.34	6.16	24.63
720	12.00	7.41	88.92	0.33	9.97	39.86
735	12.25	7.28	89.24	0.32	13.51	54.04
750	12.50	7.16	89.55	0.31	7.70	30.80
765	12.75	7.05	89.85	0.30	5.06	20.23
780	13.00	6.93	90.15	0.29	3.62	14.49
795	13.25	6.83	90.43	0.29	2.75	10.99
810	13.50	6.72	90.72	0.28	2.17	8.70
825	13.75	6.62	90.99	0.27	1.78	7.10
840	14.00	6.52	91.26	0.27	1.48	5.94
855	14.25	6.42	91.52	0.26	1.27	5.07
870	14.50	6.33	91.78	0.26	1.10	4.39
885	14.75	6.24	92.03	0.25	0.96	3.85
900	15.00	6.15	92.27	0.25	0.86	3.42
915	15.25	6.07	92.51	0.24	0.77	3.07
930	15.50	5.98	92.75	0.24	0.69	2.77
945	15.75	5.90	92.98	0.23	0.63	2.52
960	16.00	5.83	93.21	0.23	0.58	2.31
975	16.25	5.75	93.43	0.22	0.53	2.13
990	16.50	5.68	93.65	0.22	0.49	1.97
1005	16.75	5.60	93.86	0.21	0.46	1.83
1020	17.00	5.53	94.07	0.21	0.43	1.71
1035	17.25	5.47	94.28	0.21	0.40	1.60
1050	17.50	5.40	94.48	0.20	0.38	1.51
1065	17.75	5.33	94.68	0.20	0.36	1.42
1080	18.00	5.27	94.88	0.20	0.34	1.34
1095	18.25	5.21	95.07	0.19	0.32	1.27
1110	18.50	5.15	95.26	0.19	0.30	1.21
1125	18.75	5.09	95.44	0.19	0.29	1.15
1140	19.00	5.03	95.63	0.18	0.27	1.10
1155	19.25	4.98	95.81	0.18	0.26	1.05
1170	19.50	4.92	95.98	0.18	0.25	1.00

Tiempo (min)	Tiempo (horas)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada	Precipitación (mm)	Precipitación ordenada	Intensidad Parcial
1185	19.75	4.87	96.16	0.17	0.24	0.96
1200	20.00	4.82	96.33	0.17	0.23	0.92
1215	20.25	4.77	96.50	0.17	0.22	0.89
1230	20.50	4.72	96.67	0.17	0.21	0.86
1245	20.75	4.67	96.83	0.16	0.21	0.83
1260	21.00	4.62	96.99	0.16	0.20	0.80
1275	21.25	4.57	97.15	0.16	0.19	0.77
1290	21.50	4.53	97.31	0.16	0.19	0.74
1305	21.75	4.48	97.47	0.16	0.18	0.72
1320	22.00	4.44	97.62	0.15	0.17	0.70
1335	22.25	4.39	97.77	0.15	0.17	0.68
1350	22.50	4.35	97.92	0.15	0.16	0.66
1365	22.75	4.31	98.07	0.15	0.16	0.64
1380	23.00	4.27	98.21	0.15	0.16	0.62
1395	23.25	4.23	98.35	0.14	0.15	0.60
1410	23.50	4.19	98.50	0.14	0.15	0.59
1425	23.75	4.15	98.63	0.14	0.14	0.57
1440	24.00	4.12	98.77	0.14	0.14	0.56

**Anexo B2 - Hietograma para un Tr=25 años**

Tiempo (min)	Tiempo (horas)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada	Precipitación (mm)	Precipitación ordenada	Intensidad parcial
15	0.25	89.24	22.31	22.31	0.23	0.91
30	0.50	77.53	38.77	16.46	0.23	0.93
45	0.75	68.64	51.48	12.72	0.24	0.96
60	1.00	61.65	61.65	10.17	0.25	0.98
75	1.25	56.00	70.01	8.35	0.25	1.01
90	1.50	51.34	77.01	7.01	0.26	1.04
105	1.75	47.43	82.99	5.98	0.27	1.07
120	2.00	44.09	88.17	5.18	0.28	1.10
135	2.25	41.21	92.71	4.54	0.28	1.14
150	2.50	38.69	96.73	4.02	0.29	1.17
165	2.75	36.48	100.32	3.59	0.30	1.21
180	3.00	34.52	103.56	3.23	0.31	1.25
195	3.25	32.77	106.49	2.93	0.32	1.29
210	3.50	31.19	109.16	2.67	0.33	1.34
225	3.75	29.76	111.61	2.45	0.35	1.39
240	4.00	28.47	113.87	2.26	0.36	1.44
255	4.25	27.29	115.96	2.09	0.37	1.50
270	4.50	26.20	117.91	1.94	0.39	1.56
285	4.75	25.20	119.72	1.81	0.41	1.62
300	5.00	24.28	121.42	1.70	0.42	1.69
315	5.25	23.43	123.01	1.59	0.44	1.77
330	5.50	22.64	124.50	1.50	0.46	1.86
345	5.75	21.90	125.92	1.41	0.49	1.95
360	6.00	21.21	127.25	1.34	0.51	2.05
375	6.25	20.56	128.52	1.27	0.54	2.16
390	6.50	19.96	129.72	1.20	0.57	2.28
405	6.75	19.39	130.87	1.14	0.60	2.42
420	7.00	18.85	131.96	1.09	0.64	2.57
435	7.25	18.35	133.00	1.04	0.68	2.73
450	7.50	17.87	134.00	1.00	0.73	2.92
465	7.75	17.41	134.95	0.95	0.78	3.14
480	8.00	16.98	135.87	0.92	0.85	3.38
495	8.25	16.58	136.75	0.88	0.92	3.66
510	8.50	16.19	137.59	0.85	1.00	3.99
525	8.75	15.82	138.41	0.81	1.09	4.36
540	9.00	15.47	139.19	0.78	1.20	4.81
555	9.25	15.13	139.95	0.76	1.34	5.35
570	9.50	14.81	140.68	0.73	1.50	5.99
585	9.75	14.50	141.38	0.71	1.70	6.78

Tiempo (min)	Tiempo (horas)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada	Precipitación (mm)	Precipitación ordenada	Intensidad parcial
600	10.00	14.21	142.07	0.68	1.94	7.77
615	10.25	13.92	142.73	0.66	2.26	9.04
630	10.50	13.65	143.37	0.64	2.67	10.70
645	10.75	13.39	143.99	0.62	3.23	12.93
660	11.00	13.15	144.60	0.60	4.02	16.08
675	11.25	12.91	145.18	0.59	5.18	20.72
690	11.50	12.67	145.75	0.57	7.01	28.03
705	11.75	12.45	146.31	0.55	10.17	40.68
720	12.00	12.24	146.85	0.54	16.46	65.83
735	12.25	12.03	147.37	0.53	22.31	89.24
750	12.50	11.83	147.89	0.51	12.72	50.87
765	12.75	11.64	148.38	0.50	8.35	33.41
780	13.00	11.45	148.87	0.49	5.98	23.92
795	13.25	11.27	149.35	0.48	4.54	18.16
810	13.50	11.10	149.81	0.46	3.59	14.36
825	13.75	10.93	150.26	0.45	2.93	11.73
840	14.00	10.76	150.71	0.44	2.45	9.81
855	14.25	10.61	151.14	0.43	2.09	8.37
870	14.50	10.45	151.56	0.42	1.81	7.25
885	14.75	10.30	151.98	0.41	1.59	6.37
900	15.00	10.16	152.38	0.41	1.41	5.65
915	15.25	10.02	152.78	0.40	1.27	5.07
930	15.50	9.88	153.17	0.39	1.14	4.58
945	15.75	9.75	153.55	0.38	1.04	4.17
960	16.00	9.62	153.93	0.37	0.95	3.82
975	16.25	9.50	154.29	0.37	0.88	3.52
990	16.50	9.37	154.65	0.36	0.81	3.26
1005	16.75	9.25	155.01	0.35	0.76	3.03
1020	17.00	9.14	155.35	0.35	0.71	2.83
1035	17.25	9.03	155.70	0.34	0.66	2.65
1050	17.50	8.92	156.03	0.33	0.62	2.49
1065	17.75	8.81	156.36	0.33	0.59	2.35
1080	18.00	8.70	156.68	0.32	0.55	2.22
1095	18.25	8.60	157.00	0.32	0.53	2.10
1110	18.50	8.50	157.31	0.31	0.50	2.00
1125	18.75	8.41	157.62	0.31	0.48	1.90
1140	19.00	8.31	157.92	0.30	0.45	1.81
1155	19.25	8.22	158.22	0.30	0.43	1.73
1170	19.50	8.13	158.51	0.29	0.41	1.66
1185	19.75	8.04	158.80	0.29	0.40	1.59

Tiempo (min)	Tiempo (horas)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada	Precipitación (mm)	Precipitación ordenada	Intensidad parcial
1200	20.00	7.95	159.08	0.28	0.38	1.53
1215	20.25	7.87	159.36	0.28	0.37	1.47
1230	20.50	7.79	159.64	0.28	0.35	1.41
1245	20.75	7.71	159.91	0.27	0.34	1.36
1260	21.00	7.63	160.18	0.27	0.33	1.32
1275	21.25	7.55	160.44	0.26	0.32	1.27
1290	21.50	7.47	160.70	0.26	0.31	1.23
1305	21.75	7.40	160.96	0.26	0.30	1.19
1320	22.00	7.33	161.21	0.25	0.29	1.15
1335	22.25	7.26	161.46	0.25	0.28	1.12
1350	22.50	7.19	161.71	0.25	0.27	1.09
1365	22.75	7.12	161.95	0.24	0.26	1.05
1380	23.00	7.05	162.19	0.24	0.26	1.03
1395	23.25	6.99	162.42	0.24	0.25	1.00
1410	23.50	6.92	162.66	0.23	0.24	0.97
1425	23.75	6.86	162.89	0.23	0.24	0.95
1440	24.00	6.80	163.12	0.23	0.23	0.92

**Anexo B3 - Hietograma para un Tr=50 años**

Tiempo (min)	Tiempo (horas)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada	Precipitación (mm)	Precipitación ordenada	Intensidad parcial
15	0.25	115.87	28.97	28.97	0.30	1.20
30	0.50	100.67	50.34	21.37	0.31	1.23
45	0.75	89.13	66.85	16.51	0.32	1.26
60	1.00	80.05	80.05	13.20	0.32	1.29
75	1.25	72.72	90.90	10.85	0.33	1.33
90	1.50	66.66	99.99	9.10	0.34	1.37
105	1.75	61.58	107.76	7.77	0.35	1.41
120	2.00	57.24	114.49	6.72	0.36	1.45
135	2.25	53.50	120.38	5.89	0.37	1.50
150	2.50	50.24	125.60	5.22	0.39	1.54
165	2.75	47.37	130.26	4.66	0.40	1.60
180	3.00	44.82	134.46	4.20	0.41	1.65
195	3.25	42.54	138.26	3.81	0.43	1.71
210	3.50	40.50	141.74	3.47	0.44	1.77
225	3.75	38.65	144.92	3.18	0.46	1.84
240	4.00	36.96	147.85	2.93	0.48	1.91
255	4.25	35.43	150.57	2.72	0.50	1.98
270	4.50	34.02	153.09	2.52	0.52	2.06
285	4.75	32.73	155.44	2.35	0.54	2.15
300	5.00	31.53	157.65	2.20	0.56	2.25
315	5.25	30.42	159.71	2.07	0.59	2.35
330	5.50	29.39	161.66	1.94	0.62	2.47
345	5.75	28.43	163.49	1.83	0.65	2.59
360	6.00	27.54	165.23	1.74	0.68	2.73
375	6.25	26.70	166.87	1.64	0.72	2.88
390	6.50	25.91	168.43	1.56	0.76	3.05
405	6.75	25.17	169.92	1.49	0.81	3.23
420	7.00	24.48	171.34	1.42	0.86	3.44
435	7.25	23.82	172.69	1.35	0.92	3.67
450	7.50	23.20	173.98	1.29	0.98	3.93
465	7.75	22.61	175.22	1.24	1.06	4.23
480	8.00	22.05	176.41	1.19	1.14	4.57
495	8.25	21.52	177.55	1.14	1.24	4.96
510	8.50	21.02	178.65	1.10	1.35	5.41
525	8.75	20.54	179.71	1.06	1.49	5.95
540	9.00	20.08	180.73	1.02	1.64	6.58
555	9.25	19.64	181.71	0.98	1.83	7.34
570	9.50	19.23	182.66	0.95	2.07	8.26
585	9.75	18.83	183.57	0.92	2.35	9.41

Tiempo (min)	Tiempo (horas)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada	Precipitación (mm)	Precipitación ordenada	Intensidad parcial
600	10.00	18.45	184.46	0.89	2.72	10.86
615	10.25	18.08	185.32	0.86	3.18	12.73
630	10.50	17.73	186.15	0.83	3.81	15.22
645	10.75	17.39	186.96	0.81	4.66	18.65
660	11.00	17.07	187.75	0.78	5.89	23.57
675	11.25	16.76	188.51	0.76	7.77	31.06
690	11.50	16.46	189.25	0.74	10.85	43.38
705	11.75	16.17	189.97	0.72	16.51	66.04
720	12.00	15.89	190.67	0.70	28.97	115.87
735	12.25	15.62	191.35	0.68	21.37	85.48
750	12.50	15.36	192.01	0.66	13.20	52.82
765	12.75	15.11	192.66	0.65	9.10	36.39
780	13.00	14.87	193.30	0.63	6.72	26.90
795	13.25	14.63	193.91	0.62	5.22	20.87
810	13.50	14.41	194.51	0.60	4.20	16.79
825	13.75	14.19	195.10	0.59	3.47	13.89
840	14.00	13.98	195.68	0.58	2.93	11.74
855	14.25	13.77	196.24	0.56	2.52	10.09
870	14.50	13.57	196.79	0.55	2.20	8.81
885	14.75	13.38	197.33	0.54	1.94	7.78
900	15.00	13.19	197.86	0.53	1.74	6.94
915	15.25	13.01	198.37	0.52	1.56	6.25
930	15.50	12.83	198.88	0.51	1.42	5.67
945	15.75	12.66	199.37	0.50	1.29	5.18
960	16.00	12.49	199.86	0.49	1.19	4.75
975	16.25	12.33	200.34	0.48	1.10	4.39
990	16.50	12.17	200.80	0.47	1.02	4.07
1005	16.75	12.02	201.26	0.46	0.95	3.80
1020	17.00	11.87	201.71	0.45	0.89	3.55
1035	17.25	11.72	202.16	0.44	0.83	3.33
1050	17.50	11.58	202.59	0.43	0.78	3.14
1065	17.75	11.44	203.02	0.43	0.74	2.96
1080	18.00	11.30	203.44	0.42	0.70	2.80
1095	18.25	11.17	203.85	0.41	0.66	2.66
1110	18.50	11.04	204.25	0.41	0.63	2.53
1125	18.75	10.91	204.65	0.40	0.60	2.41
1140	19.00	10.79	205.05	0.39	0.58	2.30
1155	19.25	10.67	205.43	0.39	0.55	2.20
1170	19.50	10.55	205.81	0.38	0.53	2.11
1185	19.75	10.44	206.19	0.37	0.51	2.02

Tiempo (min)	Tiempo (horas)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada	Precipitación (mm)	Precipitación ordenada	Intensidad parcial
1200	20.00	10.33	206.55	0.37	0.49	1.94
1215	20.25	10.22	206.92	0.36	0.47	1.87
1230	20.50	10.11	207.28	0.36	0.45	1.80
1245	20.75	10.01	207.63	0.35	0.43	1.74
1260	21.00	9.90	207.97	0.35	0.42	1.68
1275	21.25	9.80	208.32	0.34	0.41	1.62
1290	21.50	9.70	208.65	0.34	0.39	1.57
1305	21.75	9.61	208.99	0.33	0.38	1.52
1320	22.00	9.51	209.32	0.33	0.37	1.47
1335	22.25	9.42	209.64	0.32	0.36	1.43
1350	22.50	9.33	209.96	0.32	0.35	1.39
1365	22.75	9.24	210.27	0.32	0.34	1.35
1380	23.00	9.16	210.58	0.31	0.33	1.31
1395	23.25	9.07	210.89	0.31	0.32	1.28
1410	23.50	8.99	211.20	0.30	0.31	1.24
1425	23.75	8.91	211.49	0.30	0.30	1.21
1440	24.00	8.82	211.79	0.30	0.30	1.18

**Anexo C – Funcionamiento del sistema de bombeo en hoja de cálculo**

Intervalo		Tiempo (min)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Volumen (m <sup>3</sup> )	Volumen acumulado (m <sup>3</sup> )	Altura (m)	BOMBAS						
							Altura acum. (m)	Bomba 1		Bomba 2		Bomba 3	
00:00	02:00	15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
02:00	02:15	15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
02:15	02:30	15	0.01	9.00	9.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
02:30	02:45	15	0.04	36.00	45.00	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
02:45	03:00	15	0.08	72.00	117.00	0.02	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
03:00	03:15	15	0.10	90.00	207.00	0.03	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
03:15	03:30	15	0.11	99.00	306.00	0.03	0.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
03:30	03:45	15	0.12	108.00	414.00	0.03	0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
03:45	04:00	15	0.13	117.00	531.00	0.04	0.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
04:00	04:15	15	0.13	117.00	648.00	0.04	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
04:15	04:30	15	0.14	126.00	774.00	0.04	0.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
04:30	04:45	15	0.14	126.00	900.00	0.04	0.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
04:45	05:00	15	0.15	135.00	1035.00	0.04	0.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
05:00	05:15	15	0.16	144.00	1179.00	0.04	0.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
05:15	05:30	15	0.16	144.00	1323.00	0.04	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
05:30	05:45	15	0.16	144.00	1467.00	0.04	0.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
05:45	06:00	15	0.17	153.00	1620.00	0.05	0.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
06:00	06:15	15	0.16	144.00	1764.00	0.04	0.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
06:15	06:30	15	0.19	171.00	1935.00	0.05	0.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
06:30	06:45	15	0.21	189.00	2124.00	0.06	0.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
06:45	07:00	15	0.22	198.00	2322.00	0.06	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Intervalo		Tiempo (min)	Caudal (m3/s)	Volumen (m3)	Volumen acumulado (m3)	Altura (m)	BOMBAS						
							Altura acum. (m)	Bomba 1		Bomba 2		Bomba 3	
07:00	07:15	15	0.22	198.00	2520.00	0.06	0.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
07:15	07:30	15	0.32	288.00	2808.00	0.09	0.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
07:30	07:45	15	0.26	234.00	3042.00	0.07	0.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
07:45	08:00	15	0.33	297.00	3339.00	0.09	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
08:00	08:15	15	0.32	288.00	3627.00	0.09	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
08:15	08:30	15	0.34	306.00	3933.00	0.09	1.19	-0.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
08:30	08:45	15	0.45	405.00	4338.00	0.12	1.12	-0.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
08:45	09:00	15	0.41	369.00	4707.00	0.11	1.04	0.00	-0.19	0.00	0.00	0.00	0.00
09:00	09:15	15	0.54	486.00	5193.00	0.15	1.00	0.00	-0.19	0.00	0.00	0.00	0.00
09:15	09:30	15	0.47	423.00	5616.00	0.13	0.94	0.00	-0.19	0.00	0.00	0.00	0.00
09:30	09:45	15	0.76	684.00	6300.00	0.21	0.95	0.00	-0.19	0.00	0.00	0.00	0.00
09:45	10:00	15	0.59	531.00	6831.00	0.16	0.92	0.00	-0.19	0.00	0.00	0.00	0.00
10:00	10:15	15	0.92	828.00	7659.00	0.25	0.98	0.00	-0.19	0.00	0.00	0.00	0.00
10:15	10:30	15	0.81	729.00	8388.00	0.22	1.01	0.00	-0.19	0.00	0.00	0.00	0.00
10:30	10:45	15	1.10	990.00	9378.00	0.30	1.12	-0.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10:45	11:00	15	1.41	1269.00	10647.00	0.38	1.32	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
11:00	11:15	15	1.59	1431.00	12078.00	0.43	1.18	-0.19	0.00	0.00	-0.19	0.00	-0.19
11:15	11:30	15	2.12	1908.00	13986.00	0.58	1.18	-0.19	0.00	0.00	-0.19	0.00	-0.19
11:30	11:45	15	2.91	2619.00	16605.00	0.79	1.40	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
11:45	12:00	15	4.26	3834.00	20439.00	1.16	1.99	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
12:00	12:15	15	6.96	6264.00	26703.00	1.90	3.32	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
12:15	12:30	15	9.75	8775.00	35478.00	2.66	5.41	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
12:30	12:45	15	6.76	6084.00	41562.00	1.84	6.68	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00

Intervalo		Tiempo (min)	Caudal (m3/s)	Volumen (m3)	Volumen acumulado (m3)	Altura (m)	BOMBAS						
							Altura acum. (m)	Bomba 1		Bomba 2		Bomba 3	
12:45	13:00	15	4.71	4239.00	45801.00	1.28	7.39	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
13:00	13:15	15	3.46	3114.00	48915.00	0.94	7.76	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
13:15	13:30	15	2.66	2394.00	51309.00	0.73	7.91	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
13:30	13:45	15	2.09	1881.00	53190.00	0.57	7.91	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
13:45	14:00	15	1.63	1467.00	54657.00	0.44	7.78	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
14:00	14:15	15	1.47	1323.00	55980.00	0.40	7.61	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
14:15	14:30	15	1.33	1197.00	57177.00	0.36	7.40	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
14:30	14:45	15	1.11	999.00	58176.00	0.30	7.13	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
14:45	15:00	15	1.08	972.00	59148.00	0.29	6.85	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
15:00	15:15	15	0.78	702.00	59850.00	0.21	6.49	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
15:15	15:30	15	0.72	648.00	60498.00	0.20	6.11	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
15:30	15:45	15	0.72	648.00	61146.00	0.20	5.74	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
15:45	16:00	15	0.69	621.00	61767.00	0.19	5.35	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
16:00	16:15	15	0.55	495.00	62262.00	0.15	4.93	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
16:15	16:30	15	0.47	423.00	62685.00	0.13	4.49	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
16:30	16:45	15	0.45	405.00	63090.00	0.12	4.04	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
16:45	17:00	15	0.40	360.00	63450.00	0.11	3.57	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
17:00	17:15	15	0.47	423.00	63873.00	0.13	3.13	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
17:15	17:30	15	0.33	297.00	64170.00	0.09	2.65	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
17:30	17:45	15	0.38	342.00	64512.00	0.10	2.18	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
17:45	18:00	15	0.31	279.00	64791.00	0.08	1.69	-0.19	0.00	-0.19	0.00	-0.19	0.00
18:00	18:15	15	0.33	297.00	65088.00	0.09	1.21	-0.19	0.00	-0.19	0.00	0.00	-0.19
18:15	18:30	15	0.33	297.00	65385.00	0.09	0.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Intervalo		Tiempo (min)	Caudal (m3/s)	Volumen (m3)	Volumen acumulado (m3)	Altura (m)	BOMBAS						
							Altura acum. (m)	Bomba 1		Bomba 2		Bomba 3	
18:30	18:45	15	0.26	234.00	65619.00	0.07	0.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18:45	19:00	15	0.30	270.00	65889.00	0.08	0.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19:00	19:15	15	0.25	225.00	66114.00	0.07	0.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19:15	19:30	15	0.29	261.00	66375.00	0.08	1.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19:30	19:45	15	0.19	171.00	66546.00	0.05	1.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19:45	20:00	15	0.26	234.00	66780.00	0.07	1.15	-0.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20:00	20:15	15	0.18	162.00	66942.00	0.05	1.00	0.00	-0.19	0.00	0.00	0.00	0.00
20:15	20:30	15	0.23	207.00	67149.00	0.06	0.88	0.00	-0.19	0.00	0.00	0.00	0.00
20:30	20:45	15	0.17	153.00	67302.00	0.05	0.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20:45	21:00	15	0.20	180.00	67482.00	0.05	0.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21:00	21:15	15	0.19	171.00	67653.00	0.05	0.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21:15	21:30	15	0.16	144.00	67797.00	0.04	0.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21:30	21:45	15	0.20	180.00	67977.00	0.05	0.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21:45	22:00	15	0.14	126.00	68103.00	0.04	0.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22:00	22:15	15	0.18	162.00	68265.00	0.05	1.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22:15	22:30	15	0.13	117.00	68382.00	0.04	1.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22:30	22:45	15	0.18	162.00	68544.00	0.05	1.11	-0.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22:45	23:00	15	0.13	117.00	68661.00	0.04	0.95	0.00	-0.19	0.00	0.00	0.00	0.00
23:00	23:15	15	0.18	162.00	68823.00	0.05	0.81	0.00	-0.19	0.00	0.00	0.00	0.00
23:15	23:30	15	0.12	108.00	68931.00	0.03	0.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23:30	23:45	15	0.12	108.00	69039.00	0.03	0.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23:45	00:00	15	0.12	108.00	69147.00	0.03	0.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

## Anexo D – Resultados del programa SWMM

### Anexo D.1 – Resultados del programa SWMM Tr=25años – Sistema 1

STORM WATER MANAGEMENT MODEL - VERSION 5.0 vE (Build 5.0.018 vE)

Traducido por el Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos

Universidad Politécnica de Valencia

NOTA: El resumen estadístico mostrado en este informe se basa en los resultados obtenidos en todos los intervalos de cálculo, no sólo en los intervalos registrados en el informe.

#### Opciones de análisis:

Unidades de caudal	CMS
Modelos utilizados:	
Lluvia/escorrentía	SI
Deshielo de nieve	NO
Flujo subterráneo	NO
Cálculo hidráulico	SI
Permitir estancamiento	SI
Calidad del agua	NO
Método de infiltración	GREEN_AMPT
Método de cálculo hidráulico	DYNWAVE
Fecha de comienzo	Nov-05-2017 00:00:00
Fecha de finalización	Nov-07-2017 00:00:00
Días previos sin lluvia	0
Report time step	00:15:00
Intervalo para tiempo de lluvia	00:15:00
Intervalo para tiempo seco	01:00:00
Intervalo de cálculo hidráulico	10.00 s

	Volumen	Volumen
Cálculo hidráulico	ha·m	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>
Aporte tiempo seco	0	0
Aporte tiempo lluvia	6.835	68.354
Aporte agua subterránea	0	0
Aportes dep. lluvia	0	0
Aportes externos	0	0
Descargas externas	5.561	55.611
Descargas internas	1.147	11.468
Perdidas almacenamiento	0	0
Vol. almacenado inicial	0	0.002
Vol. almacenado final	0.264	2.64
% Error continuidad	-1.994	

	Volumen	Altura
Escorrentía superficial	ha·m	mm
Precipitación total	12.408	163.116
Pérdidas evaporación	0	0
Pérdidas infiltración	5.51	72.431
Escorrentía superficial	6.835	89.854
Almacen. final en sup.	0.051	0.666
% Error continuidad	0.101	

Resumen de intervalo de cálculo hidráulico	
Intervalo de cálculo mínimo	0.50 s
Intervalo de cálculo medio	8.97 s
Intervalo de cálculo máximo	10.00 s
Porcentaje en reg. permanente	0
Nº medio iteraciones por instante	2.4

#### Resumen de escorrentía en subcuencas:

	Precip. total	Aporte total	Evap. total	Infil. total	Escor. total	Escor. total	Escor. punta	Coef. escor.
Subcuenca	mm	mm	mm	mm	mm	10 <sup>6</sup> ltr	CMS	
Cuenca20	163.116	0	0	32.623	129.543	1.438	0.26	0.794
Cuenca21	163.116	0	0	32.623	129.425	0.997	0.196	0.793
Cuenca22	163.116	0	0	65.246	96.774	0.571	0.125	0.593
Cuenca23	163.116	0	0	146.804	14.574	0.025	0.007	0.089
Cuenca24	163.116	0	0	32.623	129.548	1.477	0.266	0.794
Cuenca25	163.116	0	0	32.623	128.611	0.412	0.095	0.788
Cuenca26	163.116	0	0	32.623	128.704	0.438	0.1	0.789
Cuenca27	163.116	0	0	32.623	129.537	1.399	0.255	0.794
Cuenca28	163.116	0	0	32.623	129.465	1.1	0.212	0.794
Cuenca29	163.116	0	0	32.623	129.364	0.88	0.178	0.793
Cuenca30	163.116	0	0	130.493	28.891	0.02	0.006	0.177
Cuenca31	163.116	0	0	32.623	128.238	0.333	0.079	0.786
Cuenca32	163.116	0	0	130.493	29.494	0.032	0.009	0.181
Cuenca33	163.116	0	0	32.623	129.5	1.217	0.229	0.794
Cuenca34	163.116	0	0	32.623	128.238	0.333	0.079	0.786
Cuenca36	163.116	0	0	32.623	125.104	0.125	0.033	0.767
Cuenca37	163.116	0	0	114.181	48.633	1.405	0.256	0.298
Cuenca38	163.116	0	0	114.181	48.526	0.796	0.164	0.297
Cuenca39	163.116	0	0	81.558	81.153	1.047	0.203	0.498
Cuenca40	163.116	0	0	81.558	81.159	1.071	0.207	0.498
Cuenca41	163.116	0	0	81.558	81.166	1.104	0.212	0.498
Cuenca42	163.116	0	0	81.558	81.107	1.119	0.214	0.497
Cuenca43	163.116	0	0	138.648	24.044	0.341	0.081	0.147

	Precip. total	Aporte total	Evap. total	Infil. total	Escor. total	Escor. total	Escor. punta	Coef. escor.
Subcuenca	mm	mm	mm	mm	mm	10 <sup>6</sup> ltr	CMS	
Cuenca44	163.116	0	0	81.558	81.164	1.096	0.211	0.498
Cuenca45	163.116	0	0	81.558	81.041	0.754	0.157	0.497
Cuenca46	163.116	0	0	130.493	32.017	0.307	0.074	0.196
Cuenca47	163.116	0	0	81.558	80.912	0.655	0.14	0.496
Cuenca48	163.116	0	0	32.623	129.313	0.97	0.192	0.793
Cuenca49	163.116	0	0	97.869	64.857	1.284	0.239	0.398
Cuenca50	163.116	0	0	81.558	81.188	1.226	0.23	0.498
Cuenca52	163.116	0	0	146.804	16.013	0.32	0.077	0.098
Cuenca53	163.116	0	0	130.493	32.266	0.59	0.129	0.198
Cuenca54	163.116	0	0	32.623	127.649	0.268	0.066	0.783
Cuenca209	163.116	0	0	32.623	128.96	0.632	0.14	0.791
Cuenca210	163.116	0	0	130.493	31.64	0.218	0.055	0.194
Cuenca212	163.116	0	0	122.337	39.615	0.234	0.059	0.243
Cuenca213	163.116	0	0	48.935	113.213	1.087	0.218	0.694
Cuenca214	163.116	0	0	32.623	128.857	0.58	0.13	0.79
Cuenca215	163.116	0	0	40.779	120.952	0.665	0.146	0.742
Cuenca216	163.116	0	0	81.558	80.372	0.482	0.112	0.493
Cuenca217	163.116	0	0	81.558	80.813	8.081	0.89	0.495
Cuenca218	163.116	0	0	32.622	129.474	1.968	0.344	0.794
Cuenca219	163.116	0	0	32.622	129.511	1.813	0.324	0.794
Cuenca220	163.116	0	0	48.933	113.26	1.642	0.3	0.694
Cuenca221	163.116	0	0	32.622	129.47	1.916	0.337	0.794
Cuenca222	163.116	0	0	32.622	129.461	1.812	0.324	0.794
Cuenca223	163.116	0	0	32.622	129.454	1.748	0.315	0.794
Cuenca224	163.116	0	0	48.932	112.991	0.836	0.177	0.693
Cuenca225	163.116	0	0	32.622	129.442	1.657	0.302	0.794
Cuenca226	163.116	0	0	32.622	129.457	1.774	0.318	0.794
Cuenca227	163.116	0	0	32.622	129.441	1.644	0.301	0.794
Cuenca228	163.116	0	0	32.62	129.188	0.904	0.188	0.792
Cuenca229	163.116	0	0	57.089	105.115	1.303	0.251	0.644
Cuenca230	163.116	0	0	32.622	129.439	1.631	0.299	0.794
Cuenca231	163.116	0	0	97.868	64.536	0.774	0.166	0.396
Cuenca232	163.116	0	0	130.491	31.99	0.358	0.087	0.196
Cuenca233	163.116	0	0	32.622	129.441	1.644	0.301	0.794
Cuenca234	163.116	0	0	146.797	14.779	0.038	0.011	0.091
Cuenca235	163.116	0	0	146.801	15.333	0.089	0.024	0.094
Cuenca236	163.116	0	0	40.777	121.308	1.213	0.238	0.744
Cuenca237	163.116	0	0	16.31	145.631	1.413	0.268	0.893
Cuenca238	163.116	0	0	114.178	47.973	0.345	0.084	0.294
Cuenca239	163.116	0	0	16.309	145.522	1.106	0.221	0.892
Cuenca240	163.116	0	0	16.309	145.466	1.106	0.221	0.892
Cuenca241	163.116	0	0	16.308	145.266	0.828	0.175	0.891

	Precip. total	Aporte total	Evap. total	Infil. total	Escor. total	Escor. total	Escor. punta	Coef. escor.
Subcuenca	mm	mm	mm	mm	mm	10 <sup>6</sup> ltr	CMS	
Cuenca242	163.116	0	0	16.309	145.308	0.872	0.183	0.891
Cuenca243	163.116	0	0	154.959	7.898	0.205	0.053	0.048
Cuenca244	163.116	0	0	32.623	128.857	0.58	0.13	0.79
Total sistema	163.116	0	0	72.431	89.854	68.352	12.673	0.551

### Resumen de nivel en nudos:

Nudo	Tipo	Nivel medio	Nivel máximo	Altura máxima	Instante nivel máx	
		metros	metros	metros	días	hr:min
Nudo17	Junction	0	0.02	31.62	0	12:24
Nudo18	Junction	0.01	0.06	30.69	0	12:24
Nudo19	Junction	0	0.04	30.28	0	12:24
Nudo20	Junction	0	0.04	30.44	0	12:25
Nudo21	Junction	0.01	0.05	30.12	0	12:24
Nudo22	Junction	0	0.03	30.27	0	12:26
Nudo23	Junction	0.03	0.31	29.46	0	12:41
Nudo24	Junction	0.01	0.09	29.62	0	12:25
Nudo25	Junction	0	0.04	30.09	0	12:25
Nudo26	Junction	0.01	0.08	29.93	0	12:25
Nudo28	Junction	0.04	0.34	29.46	0	12:42
Nudo29	Junction	0	0.05	31.67	0	12:24
Nudo30	Junction	0.01	0.06	30.52	0	12:24
Nudo31	Junction	0.04	0.35	29.45	0	12:42
Nudo32	Junction	0	0.01	30.28	0	12:25
Nudo33	Junction	0.03	0.25	29.4	0	12:28
Nudo34	Junction	0.04	0.28	29.4	0	12:28
Nudo35	Junction	0.01	0.07	30.04	0	12:24
Nudo36	Junction	0	0.03	29.59	0	12:26
Nudo37	Junction	0.02	0.24	29.4	0	12:27
Nudo38	Junction	0	0.02	29.69	0	12:24
Nudo39	Junction	0	0.04	29.86	0	12:24
Nudo42	Junction	0.01	0.1	31.1	0	12:26
Nudo43	Junction	0	0.04	32.04	0	12:26
Nudo44	Junction	0.02	0.14	30.14	0	12:26
Nudo45	Junction	0.01	0.1	30	0	12:27
Nudo46	Junction	0.03	0.18	30.18	0	12:28
Nudo47	Junction	0.01	0.09	30.09	0	12:31
Nudo48	Junction	0.02	0.16	29.66	0	12:30
Nudo49	Junction	0.02	0.15	29.85	0	12:27
Nudo50	Junction	0.03	0.23	29.93	0	12:29
Nudo51	Junction	0.01	0.11	30.11	0	12:29

Nudo	Tipo	Nivel medio	Nivel máximo	Altura máxima	Instante nivel máx	
		metros	metros	metros	días	hr:min
Nudo52	Junction	0.02	0.16	29.46	0	12:27
Nudo53	Junction	0.01	0.1	29.3	0	12:26
Nudo54	Junction	0.02	0.16	30.16	0	12:27
Nudo55	Junction	0.01	0.1	31.1	0	12:26
Nudo56	Junction	0.02	0.13	31.23	0	12:28
Nudo57	Junction	0	0.04	31.54	0	12:25
Nudo58	Junction	0.01	0.08	31.08	0	12:24
Nudo59	Junction	0.01	0.08	30.58	0	12:24
Nudo60	Junction	0.01	0.07	31.07	0	12:24
Nudo61	Junction	0.01	0.09	31.59	0	12:24
Nudo62	Junction	0	0	32.5	0	00:00
Nudo63	Junction	0	0.03	31.53	0	12:25
Nudo64	Junction	0	0.02	31.82	0	12:30
Nudo65	Junction	0.03	0.24	29.94	0	12:32
Nudo66	Junction	0	0.04	31.09	0	12:25
Nudo68	Junction	0.08	0.44	29.44	0	12:44
Nudo69	Junction	0.01	0.09	29.59	0	12:26
Nudo237	Junction	0.01	0.06	30.97	0	12:24
Nudo238	Junction	0	0.04	31.24	0	12:24
Nudo243	Junction	0	0.05	29.95	0	12:24
Nudo244	Junction	0	0.03	30.03	0	12:25
Nudo271	Junction	0.01	0.06	30.62	0	12:25
Nudo200	Junction	0.01	0.08	29.08	0	12:26
Nudo201	Junction	0	0.04	33.54	0	12:25
Nudo202	Junction	0.01	0.05	34.48	0	12:24
Nudo203	Junction	0.01	0.09	32.26	0	12:25
Nudo204	Junction	0.03	0.2	31.48	0	12:25
Nudo205	Junction	0.05	0.34	31.42	0	13:08
Nudo206	Junction	0.1	0.81	31.42	0	13:09
Nudo207	Junction	0.01	0.09	31.43	0	13:09
Nudo208	Junction	0	0.05	33.28	0	12:25
Nudo209	Junction	0	0.05	33.88	0	12:25
Nudo210	Junction	0	0.03	34.98	0	12:24
Nudo211	Junction	0.02	0.23	31.43	0	13:39
Nudo212	Junction	0.01	0.06	32.31	0	12:25
Nudo213	Junction	0.01	0.05	33.05	0	12:24
Nudo214	Junction	0.12	1	31.4	0	13:06
Nudo215	Junction	0.04	0.38	31.42	0	13:09
Nudo216	Junction	0.01	0.05	31.69	0	12:27
Nudo217	Junction	0	0.04	32.83	0	12:25
Nudo218	Junction	0	0.04	33.88	0	12:24
Nudo219	Junction	0	0.04	33.54	0	12:24

Nudo	Tipo	Nivel medio	Nivel máximo	Altura máxima	Instante nivel	
		metros	metros	metros	días	hr:min
Nudo220	Junction	0	0.04	32.88	0	12:25
Nudo221	Junction	0.01	0.09	31.56	0	12:26
Nudo222	Junction	0.03	0.31	31.41	0	13:10
Nudo223	Junction	0	0.01	31.54	0	12:24
Nudo224	Junction	0.01	0.07	32.19	0	12:25
Nudo225	Junction	0.01	0.05	33.1	0	12:25
Nudo226	Junction	0.01	0.07	33.24	0	12:25
Bombasvice	Junction	14.13	22	48	0	07:20
Bombasexist	Junction	2.98	10	38	1	00:00
Riopiura	Outfall	0	0	26	0	00:00
Imexist	Storage	2.16	5	29	0	15:22
Zonai	Storage	1.51	3.8	28.8	0	14:54
Vice	Storage	2.07	6.41	31.41	0	13:09
Zanja	Storage	0.27	1	29	0	15:22
Bhzte	Storage	0.43	1.5	29	0	15:24

### Resumen de aportes en nudos:

Nudo	Tipo	Aporte lateral máx.	Aporte total máx.	Instante de aporte máx.		Vol. aporte lateral	Vol. aporte total
		CMS	CMS	días	hr:min	10 <sup>6</sup> ltr	10 <sup>6</sup> ltr
Nudo17	Junction	0.095	0.095	0	12:24	0.412	0.412
Nudo18	Junction	0.26	0.351	0	12:24	1.438	1.85
Nudo19	Junction	0.125	0.125	0	12:24	0.571	0.571
Nudo20	Junction	0	0.097	0	12:24	0	0.438
Nudo21	Junction	0.255	0.255	0	12:24	1.399	1.399
Nudo22	Junction	0	0.093	0	12:25	0	0.438
Nudo23	Junction	0	0.702	0	12:25	0	3.879
Nudo24	Junction	0.196	0.631	0	12:24	0.997	3.442
Nudo25	Junction	0.007	0.129	0	12:24	0.025	0.596
Nudo26	Junction	0	0.342	0	12:24	0	1.849
Nudo28	Junction	0	0.865	0	12:26	0	5.356
Nudo29	Junction	0.266	0.266	0	12:24	1.477	1.477
Nudo30	Junction	0.1	0.1	0	12:24	0.438	0.438
Nudo31	Junction	0	0.747	0	12:27	0	5.355
Nudo32	Junction	0.033	0.033	0	12:24	0.125	0.125
Nudo33	Junction	0	0.318	0	12:24	0	1.945
Nudo34	Junction	0	0.583	0	12:26	0	4.042
Nudo35	Junction	0.407	0.407	0	12:24	2.097	2.097
Nudo36	Junction	0.006	0.085	0	12:24	0.02	0.386
Nudo37	Junction	0.212	0.353	0	12:24	1.101	1.82

Nudo	Tipo	Aporte lateral máx.	Aporte total máx.	Instante de aporte máx.		Vol. aporte lateral	Vol. aporte total
		CMS	CMS	días	hr:min	10 <sup>6</sup> ltr	10 <sup>6</sup> ltr
Nudo38	Junction	0.079	0.079	0	12:24	0.333	0.333
Nudo39	Junction	0.088	0.088	0	12:24	0.366	0.366
Nudo42	Junction	0.239	0.299	0	12:24	1.284	1.604
Nudo43	Junction	0.129	0.129	0	12:24	0.591	0.59
Nudo44	Junction	0.157	0.368	0	12:24	0.754	1.98
Nudo45	Junction	0	0.195	0	12:24	0	1.096
Nudo46	Junction	0	0.199	0	12:24	0	1.104
Nudo47	Junction	0	0.16	0	12:28	0	1.102
Nudo48	Junction	0	1.363	0	12:29	0	10.46
Nudo49	Junction	0.214	0.354	0	12:24	1.119	2.215
Nudo50	Junction	0.074	0.569	0	12:26	0.307	3.891
Nudo51	Junction	0	0.25	0	12:26	0	1.604
Nudo52	Junction	0.192	0.192	0	12:24	0.97	0.97
Nudo53	Junction	0.256	0.379	0	12:24	1.406	2.375
Nudo54	Junction	0.164	0.445	0	12:24	0.796	2.914
Nudo55	Junction	0.203	0.335	0	12:24	1.047	2.118
Nudo56	Junction	0	0.19	0	12:24	0	1.071
Nudo57	Junction	0.077	0.077	0	12:24	0.32	0.32
Nudo58	Junction	0.23	0.23	0	12:24	1.226	1.226
Nudo59	Junction	0.211	0.211	0	12:24	1.096	1.096
Nudo60	Junction	0.212	0.212	0	12:24	1.104	1.104
Nudo61	Junction	0.207	0.207	0	12:24	1.071	1.071
Nudo62	Junction	0	0	0	00:00	0	0
Nudo63	Junction	0.14	0.206	0	12:24	0.655	1.246
Nudo64	Junction	0	0.091	0	12:27	0	0.59
Nudo65	Junction	0.081	0.583	0	12:27	0.341	4.356
Nudo66	Junction	0.196	0.378	0	12:24	0.848	2.094
Nudo68	Junction	0	0.863	0	12:28	0	6.754
Nudo69	Junction	0.146	0.476	0	12:24	0.665	2.759
Nudo237	Junction	0.13	0.265	0	12:24	0.58	1.212
Nudo238	Junction	0.14	0.14	0	12:24	0.632	0.632
Nudo243	Junction	0.329	0.329	0	12:24	1.569	1.569
Nudo244	Junction	0.059	0.345	0	12:25	0.234	1.664
Nudo271	Junction	0.055	0.306	0	12:24	0.218	1.43
Nudo200	Junction	0	1.042	0	12:25	0	6.702
Nudo201	Junction	0	0.291	0	12:24	0	1.631
Nudo202	Junction	0.299	0.299	0	12:24	1.631	1.631
Nudo203	Junction	0.619	0.875	0	12:24	3.418	5.048
Nudo204	Junction	0.638	1.456	0	12:24	3.56	8.609
Nudo205	Junction	1.571	2.892	0	12:24	11.965	20.574
Nudo206	Junction	0.3	1.362	0	12:51	1.642	5.094

Nudo	Tipo	Aporte lateral máx.	Aporte total máx.	Instante de aporte máx.		Vol. aporte lateral	Vol. aporte total
		CMS	CMS	días	hr:min	10 <sup>6</sup> ltr	10 <sup>6</sup> ltr
Nudo207	Junction	0.177	0.536	0	12:24	0.836	2.937
Nudo208	Junction	0.188	0.39	0	12:24	0.904	2.037
Nudo209	Junction	0.087	0.242	0	12:24	0.358	1.133
Nudo210	Junction	0.166	0.166	0	12:24	0.775	0.774
Nudo211	Junction	0.302	0.801	0	12:24	1.657	5.379
Nudo212	Junction	0.251	0.537	0	12:24	1.304	2.947
Nudo213	Junction	0.301	0.301	0	12:24	1.644	1.644
Nudo214	Junction	0	2.487	0	13:10	0	8.857
Nudo215	Junction	0.324	1.001	0	12:25	1.813	6.124
Nudo216	Junction	0.011	0.247	0	12:25	0.038	1.341
Nudo217	Junction	0.024	0.252	0	12:24	0.089	1.302
Nudo218	Junction	0.238	0.238	0	12:24	1.213	1.213
Nudo219	Junction	0.221	0.221	0	12:24	1.106	1.106
Nudo220	Junction	0.084	0.292	0	12:24	0.345	1.451
Nudo221	Junction	0.267	0.526	0	12:24	1.413	2.864
Nudo222	Junction	0	0.615	0	13:03	0	3.231
Nudo223	Junction	0.053	0.053	0	12:24	0.205	0.205
Nudo224	Junction	0.221	0.512	0	12:24	1.106	2.806
Nudo225	Junction	0.175	0.33	0	12:24	0.828	1.7
Nudo226	Junction	0.183	0.183	0	12:24	0.872	0.872
Bombasvice	Junction	0	0.6	0	11:06	0	57.291
Bombasexist	Junction	0	0.72	1	00:00	0	22.516
Riopiura	Outfall	0	0.6	0	11:07	0	55.611
Imexist	Storage	0	2.072	0	12:28	0	32.469
Zonai	Storage	0	1.654	0	12:31	0	17.336
Vice	Storage	0	5.86	0	12:26	0	62.729
Zanja	Storage	0	0.566	0	12:55	0	4.326
Bhzte	Storage	0	0.402	0	12:54	0	3.15

### Resumen de volumen almacenado:

	Volumen medio	Porc. medio lleno	Volumen máx.
Depósito	1000 m <sup>3</sup>	%	1000 m <sup>3</sup>
Imexist	3.567	43	8.26
Zonai	4.427	40	11.104
Vice	4.715	30	14.608
Zanja	0.674	27	2.468
Bhzte	0.509	24	2.13

**Resumen de vertidos:**

	Frec. vertido	Caudal medio	Caudal máximo	Volumen total inundación
Nudo de vertido	% Porc.	CMS	CMS	10 <sup>6</sup> ltr
Riopiura	65.79	0.529	0.6	55.611
Sistema	65.79	0.529	0.6	55.611

**Resumen de caudal en líneas:**

Línea	Tipo	Caudal máx.	Inst. caudal máx		Vel. máxima	Caudal máx. / lleno	Nivel máx / lleno
		CMS	días	hr:min	m/sec		
L01	Conduit	0.437	0	12:27	0.98	0.02	0.08
L02	Conduit	0.327	0	12:24	0.99	0.01	0.06
L03	Conduit	0.407	0	12:27	0.38	0.06	0.2
L04	Conduit	0.049	0	12:24	0.1	0	0.16
L05	Conduit	0.52	0	12:27	0.67	0.02	0.33
L06	Conduit	0.164	0	12:25	0.37	0.01	0.06
L07	Conduit	0.311	0	12:25	0.75	0.01	0.06
L08	Conduit	0.496	0	12:25	0.9	0.01	0.17
L09	Conduit	0.213	0	12:24	0.69	0.01	0.04
L10	Conduit	0.277	0	12:25	0.6	0.01	0.06
L23	Conduit	0.724	0	12:44	2.17	0.4	0.44
L24	Conduit	0.276	0	12:52	1.41	1.78	1
L33	Conduit	0.722	1	00:01	2.34	1.05	0.88
L38	Conduit	0.136	0	12:24	0.48	0.01	0.05
L44	Conduit	0.256	0	12:24	0.74	0.01	0.06
L45	Conduit	0.296	0	12:25	1.18	0.01	0.05
L11	Conduit	0.497	0	12:26	0.64	0.02	0.21
L12	Conduit	0.23	0	12:24	0.8	0.01	0.04
L13	Conduit	0.238	0	12:25	0.77	0.01	0.04
L14	Conduit	0.231	0	12:27	0.36	0.01	0.2
L15	Conduit	0.29	0	12:24	0.7	0.01	0.06
L16	Conduit	0.516	0	12:25	0.91	0.01	0.13
L17	Conduit	0.78	0	12:25	0.97	0.02	0.61
L18	Conduit	0.291	0	12:24	0.9	0.01	0.05
L19	Conduit	0.278	0	12:25	0.58	0.01	0.07
L20	Conduit	0.077	0	12:24	0.12	0	0.13
L21	Conduit	0.081	0	12:25	0.43	0.01	0.03
L22	Conduit	0.079	0	12:26	0.11	0	0.13
L25	Conduit	0.396	0	12:24	0.45	0.01	0.17
L26	Conduit	0.027	0	12:25	0.04	0	0.13
L27	Conduit	0.292	0	12:24	0.24	0.07	0.25
L28	Conduit	0.295	0	12:29	0.21	0.04	0.26

Línea	Tipo	Caudal máx. CMS	Inst. caudal máx		Vel. máxima m/sec	Caudal máx. / lleno	Nivel máx / lleno
			días	hr:min			
L29	Conduit	0.092	0	12:24	0.42	0	0.04
L30	Conduit	0.252	0	12:24	0.28	0.01	0.19
L31	Conduit	0.342	0	12:24	0.95	0.01	0.07
L32	Conduit	0.097	0	12:24	0.36	0.01	0.05
L34	Conduit	0.123	0	12:24	0.58	0.01	0.04
L35	Conduit	0.124	0	12:25	0.36	0	0.06
L36	Conduit	0.33	0	12:25	0.71	0.02	0.09
L37	Conduit	0.093	0	12:25	0.52	0.01	0.03
L39	Conduit	0.236	0	12:25	0.18	0.01	0.24
L40	Conduit	0.087	0	12:26	0.1	0	0.16
L41	Conduit	0.633	0	12:26	0.39	0.08	0.32
L42	Conduit	0.747	0	12:27	0.43	0.13	0.34
L43	Conduit	0.619	0	12:25	0.62	0.02	0.19
L46	Conduit	0.671	0	12:28	0.33	0.1	0.4
L47	Conduit	0	0	00:00	0	0	0.02
L48	Conduit	0.091	0	12:27	0.27	0	0.03
L49	Conduit	0.085	0	12:30	0.3	0	0.03
L50	Conduit	0.191	0	12:25	0.47	0	0.04
L51	Conduit	0.065	0	12:25	0.17	0.01	0.07
L52	Conduit	0.25	0	12:26	0.46	0.03	0.1
L53	Conduit	0.217	0	12:24	0.38	0.02	0.11
L54	Conduit	0.315	0	12:26	0.33	0.05	0.18
L55	Conduit	0.195	0	12:24	0.41	0.02	0.09
L56	Conduit	0.167	0	12:27	0.25	0.03	0.12
L57	Conduit	0.325	0	12:27	0.4	0.05	0.15
L58	Conduit	0.199	0	12:24	0.31	0.01	0.12
L59	Conduit	0.16	0	12:28	0.23	0.68	0.13
L60	Conduit	0.146	0	12:31	0.17	0.02	0.16
L61	Conduit	0.19	0	12:24	0.34	0.02	0.11
L62	Conduit	0.156	0	12:28	0.25	0.04	0.11
L63	Conduit	0.307	0	12:26	0.43	0.03	0.13
L74	Conduit	0.138	0	12:27	0.2	0.05	0.13
L76	Conduit	0.222	0	12:30	0.25	0.03	0.17
L77	Conduit	0.52	0	12:30	0.49	0.09	0.2
L78	Conduit	0.543	0	12:31	0.5	0.09	0.2
L79	Conduit	0.349	0	12:25	0.51	0.01	0.06
L81	Conduit	0.339	0	12:26	0.35	0.02	0.09
L83	Conduit	0.846	0	12:25	0.8	0.02	0.15
L84	Conduit	1.401	0	12:25	0.87	0.08	0.24
L85	Conduit	0.158	0	12:24	0.58	0	0.04
L86	Conduit	0.221	0	12:25	0.67	0.01	0.05
L87	Conduit	0.38	0	12:25	0.88	0.01	0.06

Línea	Tipo	Caudal máx.	Inst. caudal máx		Vel. máxima	Caudal máx. / lleno	Nivel máx / lleno
		CMS	días	hr:min	m/sec		
L88	Conduit	0.517	0	12:26	0.68	0.02	0.45
L89	Conduit	1.114	0	13:12	0.7	0.1	0.81
L90	Conduit	2.15	0	13:11	0.9	0.12	1
L91	Conduit	2.894	0	12:25	1.28	0.14	0.34
L92	Conduit	0.979	0	12:27	0.85	0.04	0.39
L93	Conduit	0.6	0	11:07	2.63	2.2	0.92
L94	Conduit	1.352	0	12:30	1.52	0.06	0.16
L95	Conduit	0.557	0	12:28	4.6	0.59	0.7
L96	Conduit	1.037	0	12:26	2.58	0.02	0.31
L97	Conduit	0.34	0	12:46	2.02	0.98	1
L98	Conduit	0.387	1	05:33	1.97	1.27	1
L99	Conduit	0.345	0	12:25	2.44	0	0.03
101	Pump	0.2	0	07:20		1	
102	Pump	0.2	0	10:20		1	
103	Pump	0.2	0	11:06		1	
201	Pump	0.24	1	00:00		1	
202	Pump	0.24	1	00:00		1	
203	Pump	0.24	1	00:00		1	

### Resumen de tipo de flujo:

Cond.	Long. ajust. /real	Fracción de tiempo en tipo de flujo							N° Froude medio
		Seco todo	Q0 inic.	Q0 Final	Sub-crít.	Super crít.	Crítico inic.	Crítico final	
L01	1	0	0	0	0.95	0.04	0	0	0.6
L02	1	0	0	0	0.92	0.07	0	0	0.51
L03	1	0	0	0	1	0	0	0	0.13
L04	1	0.03	0.26	0	0.72	0	0	0	0.03
L05	1	0.03	0	0	0.11	0	0	0.86	0.32
L06	1	0.03	0	0	0.97	0	0	0	0.25
L07	1	0.03	0	0	0.97	0	0	0	0.53
L08	1	0.03	0.01	0	0.96	0	0	0	0.34
L09	1	0.01	0	0	0.98	0.02	0	0	0.58
L10	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.39
L23	1	0.03	0	0	0	0	0	0.97	1.11
L24	1	0.01	0	0	0.33	0	0	0.65	0.32
L33	1	0.51	0.17	0	0	0	0.32	0	0.15
L38	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.36
L44	1	0	0.01	0	0.99	0	0	0	0.46
L45	1	0.01	0	0	0.51	0.48	0	0	0.86
L11	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.2
L12	1	0.01	0	0	0.88	0.11	0	0	0.69
L13	1	0.01	0	0	0.95	0.04	0	0	0.61

Cond.	Long. ajust. /real	Fracción de tiempo en tipo de flujo							N° Froude medio
		Seco todo	Q0 inic.	Q0 Final	Sub-crít.	Super crít.	Crítico inic.	Crítico final	
L14	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.12
L15	1	0.03	0	0	0.97	0	0	0	0.52
L16	1	0.03	0	0	0.97	0.01	0	0	0.51
L17	1	0.03	0.01	0	0.97	0	0	0	0.29
L18	1	0.03	0	0	0.81	0.16	0	0	0.73
L19	1	0.03	0.01	0	0.96	0	0	0	0.4
L20	1	0.01	0.12	0	0.88	0	0	0	0.05
L21	1	0.01	0.03	0	0.96	0	0	0	0.35
L22	1	0.01	0.04	0	0.95	0	0	0	0.05
L25	1	0	0	0	0.99	0	0	0	0.1
L26	1	0.01	0.25	0	0.74	0	0	0	0.04
L27	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.12
L28	1	0.01	0.02	0	0.97	0	0	0	0.05
L29	1	0.01	0.09	0	0.9	0	0	0	0.26
L30	1	0.01	0	0	0.97	0.02	0	0	0.14
L31	1	0.01	0	0	0.94	0.06	0	0	0.64
L32	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.25
L34	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.46
L35	1	0.01	0.02	0	0.98	0	0	0	0.2
L36	1	0.01	0.01	0	0.98	0	0	0	0.45
L37	1	0.02	0	0	0.98	0	0	0	0.41
L39	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.05
L40	1	0.02	0.04	0	0.94	0	0	0	0.05
L41	1	0.02	0	0	0.98	0	0	0	0.15
L42	1	0.02	0	0	0.98	0	0	0	0.18
L43	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.32
L46	1	0.03	0.02	0	0.96	0	0	0	0.06
L47	1	0.01	0.99	0	0	0	0	0	0
L48	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.28
L49	1	0	0.03	0	0.96	0	0	0	0.33
L50	1	0	0	0	1	0	0	0	0.48
L51	1	0.01	0.01	0	0.99	0	0	0	0.08
L52	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.23
L53	1	0	0	0	1	0	0	0	0.19
L54	1	0	0	0	0.99	0	0	0	0.12
L55	1	0	0	0	0.99	0	0	0	0.2
L56	1	0	0	0	1	0	0	0	0.13
L57	1	0	0	0	1	0	0	0	0.15
L58	1	0	0.01	0	0.99	0	0	0	0.07
L59	1	0	0	0	1	0	0	0	0.06
L60	1	0.01	0.03	0	0.96	0	0	0	0.08
L61	1	0	0	0	0.99	0	0	0	0.14

Cond.	Long. ajust. /real	Fracción de tiempo en tipo de flujo							N° Froude medio
		Seco todo	Q0 inic.	Q0 Final	Sub-crít.	Super crít.	Crítico inic.	Crítico final	
L62	1	0	0	0	1	0	0	0	0.13
L63	1	0	0.01	0	0.99	0	0	0	0.22
L74	1	0.01	0.02	0	0.97	0	0	0	0.09
L76	1	0	0.02	0	0.97	0	0	0	0.11
L77	1	0	0	0	1	0	0	0	0.19
L78	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.2
L79	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.36
L81	1	0	0.01	0	0.99	0	0	0	0.22
L83	1	0.03	0	0	0.97	0	0	0	0.36
L84	1	0.03	0	0	0.97	0	0	0	0.18
L85	1	0.03	0.01	0	0.96	0	0	0	0.48
L86	1	0.03	0	0	0.97	0	0	0	0.53
L87	1	0.03	0	0	0.93	0.05	0	0	0.57
L88	1	0.03	0	0	0.97	0	0	0	0.16
L89	1	0.03	0	0	0.14	0	0	0.84	0.2
L90	1	0.03	0	0	0.15	0	0	0.83	0.33
L91	1	0.03	0	0	0.1	0	0	0.87	0.37
L92	1	0.01	0	0	0.11	0	0	0.88	0.32
L93	1	0.14	0.2	0	0	0	0.66	0	0.44
L94	1	0.03	0	0	0	0	0	0.97	0.77
L95	1	0.01	0	0	0.72	0.27	0	0	1.08
L96	1	0	0	0	0.25	0.01	0	0.74	1.2
L97	1	0.04	0	0	0.29	0	0	0.66	0.83
L98	1	0.02	0.03	0	0.96	0	0	0	0.06
L99	1	0.13	0	0	0	0	0	0.87	2.3

### Resumen de sobrecarga de conductos:

Conduit	Horas lleno			Horas	Horas
	Ambos ext.	Ext. ini.	Ext. fin.	Q>Qunif. Tubo lleno	Capacidad limitada
L24	13.72	13.72	13.73	3.99	2.23
L33	0.01	0.01	0.01	5.54	0.01
L93	0.01	0.01	0.01	25.37	0.01
L97	12.03	12.03	12.03	0.01	0.01
L98	22.43	22.43	22.43	5.74	5.04

**Resumen de bombas:**

Bomba	Porcentaje de utilización	Q máximo	Q medio	Volumen total	Energía consum.	% Tiempo fuera
		CMS	CMS	10 <sup>6</sup> ltr	kW·h	Curva
101	62.36	0.2	0.2	21.55	1116.76	86.01
102	52.84	0.2	0.2	18.259	920.74	96.9
103	50.59	0.2	0.2	17.481	893.33	96.75
201	24.96	0.24	0.24	10.35	285.45	18.77
202	17.77	0.24	0.24	7.369	185.12	26.37
203	11.57	0.24	0.24	4.797	118.1	40.51

Instante de inicio del análisis: Fri Nov 16 12:57:12 2018

Instante de finalización del análisis: Fri Nov 16 12:57:17 2018

## Anexo D.2 – Resultados del programa SWMM Tr=25años – Sistema 2

STORM WATER MANAGEMENT MODEL - VERSION 5.0 vE (Build 5.0.018 vE)

Traducido por el Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos

Universidad Politécnica de Valencia

NOTA: El resumen estadístico mostrado en este informe se basa en los resultados obtenidos en todos los intervalos de cálculo, no sólo en los intervalos registrados en el informe.

### Opciones de análisis

Unidades de caudal	CMS
Modelos utilizados:	
Lluvia/Escoorrentía	SI
Deshielo de nieve	NO
Flujo subterráneo	NO
Cálculo hidráulico	SI
Permitir estancamiento	SI
Calidad del agua	NO
Método de infiltración	GREEN_AMPT
Método de cálculo hidráulico	DYNWAVE
Fecha de comienzo	NOV-05-2017 00:00:00
Fecha de finalización	NOV-06-2017 00:00:00
Días previos sin lluvia	0
Report time step	00:15:00
Intervalo para tiempo de lluvia	00:15:00
Intervalo para tiempo seco	01:00:00
Intervalo de cálculo hidráulico	10.00 s

	Volumen	Altura
Escoorrentía superficial	ha·m	mm
Precipitación total	13.535	163.116
Pérdidas evaporación	0	0
Pérdidas infiltración	6.507	78.414
Escoorrentía superficial	6.889	83.014
Almacenamiento final en superficie.	0.112	1.349
% Error continuidad	0.208	

	Volumen	Volumen
Cálculo hidráulico	Ha·m	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>
Aporte tiempo seco	0	0
Aporte tiempo lluvia	6.882	68.821
Aporte agua subterránea	0	0
Aportes dep. lluvia	0	0
Aportes externos	0	0
Descargas externas	5.886	58.862
Descargas internas	0.614	6.141
Perdidas almacenamiento	0	0
Vol. almacenado inicial	0	0.002
Vol. almacenado final	0.48	4.801
% error continuidad	-1.426	

### Resumen de intervalo de cálculo hidráulico

Resumen de intervalo de cálculo hidráulico	
Intervalo de cálculo mínimo	10.00 seg
Intervalo de cálculo medio	10.00 seg
Intervalo de cálculo máximo	10.00 seg
Porcentaje en reg. permanente	0
Nº medio iteraciones por instante	2.3

### Resumen de escorrentía en subcuencas

	Precip. total	Aporte total	Evap total	Infilt. total	Escor. total	Escor. total	Escor. punta	Coef. escor.
Subcuenca	mm	mm	mm	mm	mm	10 <sup>6</sup> lt	CMS	
Cuenca1	163.116	0	0	130.493	30.787	0.089	0.024	0.189
Cuenca2	163.116	0	0	130.493	30.695	0.083	0.022	0.188
Cuenca3	163.116	0	0	130.493	30.593	0.076	0.021	0.188
Cuenca4	163.116	0	0	130.493	30.645	0.08	0.021	0.188
Cuenca5	163.116	0	0	130.493	30.562	0.073	0.02	0.187
Cuenca6	163.116	0	0	32.623	127.026	0.241	0.06	0.779
Cuenca7	163.116	0	0	32.623	124.304	0.112	0.03	0.762
Cuenca8	163.116	0	0	32.623	127.817	0.358	0.085	0.784
Cuenca9	163.116	0	0	32.623	127.817	0.358	0.085	0.784
Cuenca10	163.116	0	0	32.623	127.869	0.371	0.087	0.784
Cuenca11	163.116	0	0	32.623	127.817	0.358	0.085	0.784
Cuenca12	163.116	0	0	32.623	128.343	0.616	0.134	0.787
Cuenca13	163.116	0	0	32.623	128.073	0.435	0.1	0.785
Cuenca14	163.116	0	0	32.623	127.154	0.254	0.063	0.78
Cuenca15	163.116	0	0	32.623	128.308	0.577	0.127	0.787
Cuenca16	163.116	0	0	32.623	128.039	0.423	0.098	0.785
Cuenca17	163.116	0	0	32.623	126.338	0.19	0.048	0.775

	Precip. total	Aporte total	Evap total	Infilt. total	Escor. total	Escor. total	Escor. punta	Coef. escor.
Subcuenca	mm	mm	mm	mm	mm	10 <sup>6</sup> lt	CMS	
Cuenca18	163.116	0	0	32.623	125.842	0.164	0.042	0.771
Cuenca19	163.116	0	0	65.246	96.231	1.01	0.2	0.59
Cuenca55	163.116	0	0	146.804	14.918	0.043	0.012	0.091
Cuenca56	163.116	0	0	97.869	64.098	0.494	0.111	0.393
Cuenca57	163.116	0	0	65.246	96.245	0.597	0.13	0.59
Cuenca58	163.116	0	0	114.181	47.795	0.292	0.071	0.293
Cuenca59	163.116	0	0	114.181	47.918	0.35	0.083	0.294
Cuenca61	163.116	0	0	97.869	64.18	0.642	0.139	0.393
Cuenca62	163.116	0	0	122.337	39.119	0.141	0.037	0.24
Cuenca63	163.116	0	0	32.623	128.133	0.461	0.105	0.786
Cuenca64	163.116	0	0	163.116	0	0	0	0
Cuenca65	163.116	0	0	32.623	128.073	0.435	0.1	0.785
Cuenca66	163.116	0	0	32.623	127.989	0.422	0.098	0.785
Cuenca67	163.116	0	0	32.623	128.418	0.809	0.167	0.787
Cuenca68	163.116	0	0	114.181	48.116	0.577	0.127	0.295
Cuenca69	163.116	0	0	114.181	47.435	0.199	0.05	0.291
Cuenca70	163.116	0	0	32.623	128.308	0.577	0.127	0.787
Cuenca71	163.116	0	0	114.181	48.132	0.631	0.137	0.295
Cuenca100	163.116	0	0	114.181	47.688	0.267	0.066	0.292
Cuenca101	163.116	0	0	81.558	80.315	0.739	0.155	0.492
Cuenca102	163.116	0	0	32.623	128.395	0.565	0.125	0.787
Cuenca103	163.116	0	0	65.246	96.372	0.713	0.151	0.591
Cuenca104	163.116	0	0	81.558	80.255	0.578	0.127	0.492
Cuenca105	163.116	0	0	65.246	95.938	0.384	0.09	0.588
Cuenca106	163.116	0	0	48.935	112.411	1.169	0.224	0.689
Cuenca107	163.116	0	0	32.623	128.499	0.72	0.152	0.788
Cuenca108	163.116	0	0	32.623	128.469	0.655	0.141	0.788
Cuenca109	163.116	0	0	81.558	80.326	0.859	0.175	0.492
Cuenca110	163.116	0	0	32.623	128.421	0.899	0.182	0.787
Cuenca111	163.116	0	0	65.246	96.3	0.722	0.153	0.59
Cuenca112	163.116	0	0	65.246	96.188	0.529	0.118	0.59
Cuenca113	163.116	0	0	65.246	96.306	0.751	0.157	0.59
Cuenca114	163.116	0	0	146.804	14.867	0.04	0.011	0.091
Cuenca115	163.116	0	0	81.558	67.749	0.677	0.033	0.415
Cuenca116	163.116	0	0	146.804	14.426	0.02	0.006	0.088
Cuenca117	163.116	0	0	97.869	64.154	0.577	0.127	0.393
Cuenca118	163.116	0	0	65.246	96.238	0.587	0.129	0.59
Cuenca119	163.116	0	0	65.246	96.238	0.587	0.129	0.59
Cuenca120	163.116	0	0	32.623	128.295	0.565	0.125	0.787
Cuenca121	163.116	0	0	163.116	0	0	0	0
Cuenca122	163.116	0	0	97.869	64.158	1.334	0.248	0.393

	Precip. total	Aporte total	Evap total	Infilt. total	Escor. total	Escor. total	Escor. punta	Coef. escor.
Subcuenca	mm	mm	mm	mm	mm	10 <sup>6</sup> lt	CMS	
Cuenca123	163.116	0	0	114.181	47.789	0.296	0.072	0.293
Cuenca124	163.116	0	0	40.779	120.219	0.517	0.116	0.737
Cuenca125	163.116	0	0	40.779	120.214	1.563	0.279	0.737
Cuenca126	163.116	0	0	32.623	128.383	0.68	0.145	0.787
Cuenca127	163.116	0	0	97.869	64.119	1.27	0.239	0.393
Cuenca128	163.116	0	0	32.623	128.404	1.027	0.202	0.787
Cuenca129	163.116	0	0	24.467	136.345	1.309	0.244	0.836
Cuenca130	163.116	0	0	32.623	128.403	0.732	0.154	0.787
Cuenca131	163.116	0	0	32.623	128.227	0.513	0.115	0.786
Cuenca132	163.116	0	0	32.623	128.28	0.552	0.122	0.786
Cuenca133	163.116	0	0	32.623	128.417	0.796	0.165	0.787
Cuenca134	163.116	0	0	32.623	128.394	0.706	0.15	0.787
Cuenca135	163.116	0	0	81.558	79.794	0.327	0.078	0.489
Cuenca136	163.116	0	0	32.623	128.421	0.86	0.176	0.787
Cuenca137	163.116	0	0	32.623	128.332	0.603	0.132	0.787
Cuenca138	163.116	0	0	32.623	128.421	0.848	0.174	0.787
Cuenca139	163.116	0	0	81.558	79.737	0.311	0.075	0.489
Cuenca140	163.116	0	0	32.623	128.419	0.822	0.169	0.787
Cuenca141	163.116	0	0	32.623	128.399	0.719	0.152	0.787
Cuenca142	163.116	0	0	32.623	128.394	0.706	0.15	0.787
Cuenca143	163.116	0	0	32.623	128.421	0.86	0.176	0.787
Cuenca144	163.116	0	0	65.246	96.198	0.539	0.12	0.59
Cuenca146	163.116	0	0	32.623	128.41	0.758	0.159	0.787
Cuenca147	163.116	0	0	32.623	128.383	0.68	0.145	0.787
Cuenca150	163.116	0	0	65.246	96.188	0.529	0.118	0.59
Cuenca151	163.116	0	0	65.246	96.207	0.548	0.122	0.59
Cuenca153	163.116	0	0	163.116	0	0	0	0
Cuenca160	163.116	0	0	114.181	48.099	1.472	0.267	0.295
Cuenca166	163.116	0	0	32.623	128.255	1.77	0.32	0.786
Cuenca167	163.116	0	0	81.558	79.758	0.375	0.09	0.489
Cuenca168	163.116	0	0	81.558	79.885	0.423	0.1	0.49
Cuenca169	163.116	0	0	32.623	128.165	0.564	0.128	0.786
Cuenca176	163.116	0	0	32.623	128.271	1.719	0.313	0.786
Cuenca186	163.116	0	0	154.96	7.664	0.095	0.026	0.047
Cuenca187	163.116	0	0	32.623	128.359	1.425	0.271	0.787
Cuenca188	163.116	0	0	32.623	128.411	1.169	0.232	0.787
Cuenca189	163.116	0	0	32.623	128.335	1.514	0.284	0.787
Cuenca190	163.116	0	0	146.804	15.34	0.095	0.026	0.094
Cuenca194	163.116	0	0	32.623	128.421	1.015	0.207	0.787
Cuenca195	163.116	0	0	32.623	128.412	0.912	0.19	0.787
Cuenca196	163.116	0	0	65.246	96.291	0.818	0.174	0.59

	Precip. total	Aporte total	Evap total	Infilt. total	Escor. total	Escor. total	Escor. punta	Coef. escor.
Subcuenca	mm	mm	mm	mm	mm	10 <sup>6</sup> lt	CMS	
Cuenca197	163.116	0	0	48.935	112.368	1.079	0.218	0.689
Cuenca198	163.116	0	0	114.181	47.204	0.198	0.051	0.289
Cuenca199	163.116	0	0	130.493	31.328	0.172	0.045	0.192
Cuenca200	163.116	0	0	40.779	120.378	0.867	0.183	0.738
Cuenca201	163.116	0	0	146.804	14.724	0.038	0.011	0.09
Cuenca202	163.116	0	0	65.246	95.908	0.441	0.104	0.588
Cuenca203	163.116	0	0	40.779	120.046	0.504	0.116	0.736
Cuenca204	163.116	0	0	48.935	112.326	1.37	0.263	0.689
Cuenca205	163.116	0	0	138.648	23.678	0.227	0.058	0.145
Cuenca206	163.116	0	0	154.96	7.959	0.344	0.084	0.049
Cuenca207	163.116	0	0	114.181	47.885	3.29	0.503	0.294
Cuenca208	163.116	0	0	32.623	128.42	0.989	0.203	0.787
Cuenca211	163.116	0	0	65.246	95.931	0.451	0.106	0.588
Total sistema	163.116	0	0	78.414	83.014	68.886	14.18	0.509

### Resumen del nivel en nudos

Nudo	Tipo	Nivel medio	Nivel máximo	Altura máxima	Instante nivel máx
		metros	metros	metros	hr:min
Nudo1	Junction	0	0.03	32.03	12:24
Nudo2	Junction	0	0.03	31.03	12:25
Nudo3	Junction	0.02	0.11	30.56	12:26
Nudo4	Junction	0	0.02	32.52	12:24
Nudo5	Junction	0.01	0.07	30.46	12:26
Nudo6	Junction	0.02	0.13	30.22	12:27
Nudo7	Junction	0.02	0.1	30.14	12:26
Nudo8	Junction	0	0.02	31.67	12:24
Nudo9	Junction	0	0.04	30.16	12:24
Nudo10	Junction	0.01	0.09	30.05	12:22
Nudo11	Junction	0.05	0.3	30.05	12:21
Nudo12	Junction	0.1	0.39	30.06	12:22
Nudo13	Junction	0	0.01	32.18	12:24
Nudo14	Junction	0	0.03	30.83	12:24
Nudo15	Junction	0	0.02	30.62	12:24
Nudo70	Junction	0.01	0.06	30.85	12:25
Nudo72	Junction	0	0.02	32.19	12:24
Nudo73	Junction	0.01	0.09	30.78	12:25
Nudo74	Junction	0.01	0.08	30.65	12:27
Nudo75	Junction	0.02	0.11	30.86	12:26
Nudo76	Junction	0.01	0.07	31.98	12:26
Nudo77	Junction	0.02	0.11	32.11	12:25

Nudo	Tipo	Nivel medio	Nivel máximo	Altura máxima	Instante nivel máx
		metros	metros	metros	hr:min
Nudo78	Junction	0.01	0.08	32.18	12:25
Nudo83	Junction	0.01	0.05	32.36	12:25
Nudo84	Junction	0	0.04	32.65	12:24
Nudo135	Junction	0.01	0.04	31.65	12:25
Nudo136	Junction	0.01	0.05	31.46	12:26
Nudo137	Junction	0.01	0.05	31.24	12:29
Nudo138	Junction	0.01	0.07	31.05	12:27
Nudo139	Junction	0.01	0.04	30.94	12:28
Nudo140	Junction	0.01	0.06	31.01	12:26
Nudo141	Junction	0	0.03	31.12	12:25
Nudo142	Junction	0	0	31.86	12:25
Nudo143	Junction	0	0.03	31.75	12:27
Nudo145	Junction	0	0.07	29.67	12:27
Nudo146	Junction	0.02	0.11	30.28	12:27
Nudo147	Junction	0.02	0.11	32.21	12:27
Nudo148	Junction	0.01	0.1	32.33	12:26
Nudo149	Junction	0.01	0.07	32.67	12:26
Nudo150	Junction	0.01	0.05	34.99	12:25
Nudo151	Junction	0.02	0.11	31.07	12:26
Nudo152	Junction	0.01	0.09	31.91	12:25
Nudo153	Junction	0.01	0.09	32.16	12:25
Nudo154	Junction	0.01	0.06	32.63	12:26
Nudo155	Junction	0.01	0.04	35.19	12:26
Nudo156	Junction	0.01	0.06	35.45	12:25
Nudo158	Junction	0	0.02	37.44	12:24
Nudo159	Junction	0	0.03	36.78	12:24
Nudo160	Junction	0	0.01	38.37	12:25
Nudo162	Junction	0	0.03	31.99	12:24
Nudo163	Junction	0	0.03	31.5	12:25
Nudo164	Junction	0.01	0.05	31.14	12:27
Nudo165	Junction	0	0.03	32.82	12:25
Nudo166	Junction	0.01	0.04	32.19	12:25
Nudo167	Junction	0.01	0.07	31.47	12:27
Nudo168	Junction	0.01	0.05	31.64	12:26
Nudo169	Junction	-0.01	0.01	31.23	12:24
Nudo170	Junction	0.02	0.08	31.41	12:26
Nudo171	Junction	0	0.01	34.74	12:26
Nudo172	Junction	0	0.03	34.08	12:24
Nudo173	Junction	0	0	36.32	00:00
Nudo174	Junction	0	0	36.97	00:00
Nudo175	Junction	0	0.03	35.6	12:24
Nudo176	Junction	0	0.01	35.34	12:24

Nudo	Tipo	Nivel medio	Nivel máximo	Altura máxima	Instante nivel máx
		metros	metros	metros	hr:min
Nudo177	Junction	0.02	0.14	30.03	12:27
Nudo178	Junction	0	0.03	30.63	12:25
Nudo179	Junction	0	0.03	30.83	12:25
Nudo180	Junction	0.01	0.09	31.89	12:26
Nudo182	Junction	0.01	0.06	32.96	12:25
Nudo183	Junction	0.01	0.05	33.8	12:24
Nudo190	Junction	0.01	0.04	33.06	12:25
Nudo191	Junction	0.02	0.11	31.21	12:26
Nudo192	Junction	0.01	0.05	32.45	12:27
Nudo193	Junction	0.01	0.07	33.97	12:25
Nudo194	Junction	0.01	0.09	34.1	12:24
Nudo195	Junction	0.02	0.09	32.59	12:26
Nudo196	Junction	0.01	0.06	32.81	12:25
Nudo197	Junction	0.02	0.13	32.4	12:25
Nudo198	Junction	0.01	0.09	32.17	12:27
Nudo199	Junction	0	0.03	31.68	12:24
Nudo200	Junction	0.01	0.05	34.21	12:24
Nudo201	Junction	0	0.01	34.21	12:27
Nudo202	Junction	0	0	34.84	00:00
Nudo203	Junction	0.01	0.06	35.47	12:24
Nudo204	Junction	0.01	0.05	36.12	12:24
Nudo212	Junction	0.01	0.05	33.21	12:24
Nudo214	Junction	0	0.02	34.09	12:24
Nudo217	Junction	0.01	0.05	33.65	12:25
Nudo218	Junction	0.01	0.07	34.46	12:25
Nudo219	Junction	0.01	0.1	32.75	12:25
Nudo220	Junction	0.02	0.14	32.4	12:25
Nudo221	Junction	0.02	0.15	32.26	12:25
Nudo222	Junction	0.02	0.15	32.03	12:26
Nudo223	Junction	0.01	0.04	31.7	12:26
Nudo224	Junction	0.01	0.1	33.2	12:24
Nudo225	Junction	0.01	0.04	32.21	12:24
Nudo226	Junction	0.01	0.07	32.17	12:27
Nudo239	Junction	0.01	0.05	30.36	12:24
Nudo240	Junction	0.05	0.28	31.93	12:26
Nudo241	Junction	0.03	0.18	31.33	12:27
Nudo242	Junction	0.01	0.08	30.18	12:25
Nudo246	Junction	0	0	33	00:00
Nudo247	Junction	0	0.03	32.73	12:24
Nudo248	Junction	0.02	0.16	34.16	12:25
Nudo249	Junction	0	0	32	00:00
Nudo250	Junction	0	0	32.5	00:00

Nudo	Tipo	Nivel medio	Nivel máximo	Altura máxima	Instante nivel máx
		metros	metros	metros	hr:min
Nudo251	Junction	0.02	0.13	35.13	12:25
Nudo252	Junction	0.02	0.13	35.63	12:25
Nudo258	Junction	0.02	0.09	35.09	12:28
Nudo259	Junction	0.01	0.06	34.56	12:29
Nudo260	Junction	0	0	35	00:00
Nudo262	Junction	0	0.04	36.04	12:24
Nudo263	Junction	0.01	0.06	35.06	12:24
Nudo266	Junction	0.03	0.17	32.67	12:26
Nudo268	Junction	0.01	0.07	33.57	12:28
Nudo272	Junction	0.01	0.04	31.04	12:24
Nudo273	Junction	0.02	0.11	35.31	12:27
Nudo289	Junction	0	0.01	40.01	12:24
Nudo290	Junction	0.01	0.08	39.08	12:25
Nudo293	Junction	0	0.01	36.01	12:27
Nudo301	Junction	0	0.02	44.02	12:24
Nudo302	Junction	0.01	0.04	43.04	12:24
Nudo303	Junction	0.01	0.04	42.54	12:25
Nudo305	Junction	0.01	0.06	42.06	12:25
Nudo309	Junction	0	0.03	41.53	12:24
Nudo311	Junction	0.01	0.08	36.08	12:27
Nudo313	Junction	0.02	0.1	37.1	12:25
Nudo314	Junction	0	0.03	31.33	12:25
Nudo315	Junction	0.01	0.06	31.56	12:25
Nudo316	Junction	0.01	0.04	31.64	12:26
Nudo317	Junction	0	0.03	31.83	12:25
Nudo318	Junction	0	0.01	32.51	12:24
Nudo16	Junction	0.06	0.22	30.12	12:27
Nudo17	Junction	0.02	0.1	29.9	12:27
Bombas	Junction	6.22	10	31	08:15
Riopiura	Outfall	0	0	26	00:00
Av.ig.me.	Storage	1.71	7	27	13:10

### Resumen de aportes en nudos

Nudo	Tipo	Aporte lateral máximo	Aporte total máximo	Instante aporte máximo	Vol. aporte lateral	Vol. aporte total
		CMS	CMS	hr:min	10 <sup>6</sup> ltr	10 <sup>6</sup> ltr
Nudo1	Junction	0.087	0.087	12:24	0.343	0.343
Nudo2	Junction	0.022	0.102	12:24	0.083	0.426
Nudo3	Junction	0.167	0.271	12:24	0.685	1.221
Nudo4	Junction	0.127	0.127	12:24	0.514	0.514

Nudo	Tipo	Aporte lateral máximo	Aporte total máximo	Instante aporte máximo	Vol. aporte lateral	Vol. aporte total
		CMS	CMS	hr:min	10 <sup>6</sup> ltr	10 <sup>6</sup> ltr
Nudo5	Junction	0	0.331	12:25	0	1.729
Nudo6	Junction	0	0.393	12:25	0	2.084
Nudo7	Junction	0.261	0.631	12:25	1.192	3.629
Nudo8	Junction	0.085	0.085	12:24	0.358	0.358
Nudo9	Junction	0.098	0.098	12:24	0.422	0.422
Nudo10	Junction	0.242	0.242	12:24	1.173	1.174
Nudo11	Junction	0.048	0.974	12:23	0.189	2.171
Nudo12	Junction	0	0.71	12:25	0	5.437
Nudo13	Junction	0.1	0.1	12:24	0.435	0.435
Nudo14	Junction	0.085	0.085	12:24	0.358	0.358
Nudo15	Junction	0.029	0.029	12:24	0.112	0.112
Nudo70	Junction	0.13	0.189	12:24	0.596	0.863
Nudo72	Junction	0.066	0.066	12:24	0.267	0.267
Nudo73	Junction	0.155	0.312	12:24	0.738	1.599
Nudo74	Junction	0.083	1.313	12:26	0.349	7.625
Nudo75	Junction	0.142	0.574	12:25	0.602	3.034
Nudo76	Junction	0.098	0.471	12:25	0.422	2.435
Nudo77	Junction	0.1	0.391	12:24	0.435	2.016
Nudo78	Junction	0.167	0.317	12:24	0.808	1.583
Nudo83	Junction	0.05	0.173	12:24	0.199	0.776
Nudo84	Junction	0.127	0.127	12:24	0.577	0.577
Nudo135	Junction	0.136	0.136	12:24	0.63	0.63
Nudo136	Junction	0.127	0.237	12:24	0.577	1.205
Nudo137	Junction	0	0.21	12:27	0	1.201
Nudo138	Junction	0.138	0.282	12:24	0.641	1.838
Nudo139	Junction	0	0.419	12:27	0	2.655
Nudo140	Junction	0.071	0.165	12:24	0.291	0.826
Nudo141	Junction	0.111	0.119	12:24	0.493	0.536
Nudo142	Junction	0.012	0.012	12:24	0.043	0.043
Nudo143	Junction	0.125	0.79	12:26	0.564	4.491
Nudo145	Junction	0	2.489	12:27	0	15.321
Nudo146	Junction	0	1.2	12:26	0	7.71
Nudo147	Junction	0.151	0.72	12:26	0.713	3.933
Nudo148	Junction	0	0.612	12:26	0	3.223
Nudo149	Junction	0.141	0.62	12:25	0.655	3.226
Nudo150	Junction	0.182	0.51	12:24	0.898	2.574
Nudo151	Junction	0.223	0.932	12:25	1.168	5.525
Nudo152	Junction	0.175	0.746	12:25	0.859	4.36
Nudo153	Junction	0.152	0.594	12:25	0.722	3.504
Nudo154	Junction	0.127	0.469	12:25	0.577	2.784
Nudo155	Junction	0.248	0.42	12:24	1.333	2.214

Nudo	Tipo	Aporte lateral máximo	Aporte total máximo	Instante aporte máximo	Vol. aporte lateral	Vol. aporte total
		CMS	CMS	hr:min	10 <sup>6</sup> ltr	10 <sup>6</sup> ltr
Nudo156	Junction	0.118	0.359	12:24	0.529	1.678
Nudo158	Junction	0.125	0.125	12:24	0.564	0.564
Nudo159	Junction	0.129	0.25	12:24	0.587	1.15
Nudo160	Junction	0.072	0.072	12:24	0.296	0.296
Nudo162	Junction	0.09	0.09	12:24	0.383	0.383
Nudo163	Junction	0	0.086	12:24	0	0.383
Nudo164	Junction	0	0.282	12:26	0	2.194
Nudo165	Junction	0	0.16	12:24	0	0.79
Nudo166	Junction	0.033	0.184	12:25	0.675	1.465
Nudo167	Junction	0	0.18	12:26	0	1.481
Nudo168	Junction	0.006	0.185	12:25	0.02	1.483
Nudo169	Junction	0.127	0.199	12:24	0.577	0.96
Nudo170	Junction	0.152	0.283	12:25	0.719	2.197
Nudo171	Junction	0	0.01	12:24	0	0.04
Nudo172	Junction	0.157	0.165	12:24	0.751	0.79
Nudo173	Junction	0	0	00:00	0	0
Nudo174	Junction	0	0	00:00	0	0
Nudo175	Junction	0.129	0.129	12:24	0.587	0.587
Nudo176	Junction	0.011	0.011	12:24	0.04	0.04
Nudo177	Junction	0.116	3.585	12:27	0.516	22.24
Nudo178	Junction	0.279	0.713	12:24	1.561	3.841
Nudo179	Junction	0.165	0.766	12:25	0.795	4.405
Nudo180	Junction	0.44	0.88	12:25	2.295	5.211
Nudo182	Junction	0	0.466	12:24	0	2.281
Nudo183	Junction	0.345	0.345	12:24	1.681	1.681
Nudo190	Junction	0	0.116	12:24	0	0.528
Nudo191	Junction	0.244	0.634	12:25	1.308	3.614
Nudo192	Junction	0	0.339	12:26	0	1.795
Nudo193	Junction	0	0.285	12:25	0	1.473
Nudo194	Junction	0.152	0.291	12:24	0.718	1.474
Nudo195	Junction	0	0.34	12:25	0	1.797
Nudo196	Junction	0.15	0.361	12:24	0.706	1.771
Nudo197	Junction	0.173	0.506	12:24	0.847	2.615
Nudo198	Junction	0	0.548	12:26	0	2.92
Nudo199	Junction	0.115	0.115	12:24	0.512	0.512
Nudo200	Junction	0.158	0.158	12:24	0.757	0.759
Nudo201	Junction	0	0.009	12:24	0	0.003
Nudo202	Junction	0	0	00:00	0	0
Nudo203	Junction	0.122	0.384	12:24	0.548	2.018
Nudo204	Junction	0.267	0.267	12:24	1.47	1.47
Nudo212	Junction	0.118	0.118	12:24	0.529	0.529

Nudo	Tipo	Aporte lateral máximo	Aporte total máximo	Instante aporte máximo	Vol. aporte lateral	Vol. aporte total
		CMS	CMS	hr:min	10 <sup>6</sup> ltr	10 <sup>6</sup> ltr
Nudo214	Junction	0.12	0.12	12:24	0.538	0.538
Nudo217	Junction	0.078	0.342	12:25	0.327	1.798
Nudo218	Junction	0.145	0.513	12:24	0.68	2.696
Nudo219	Junction	0.176	0.662	12:24	0.86	3.553
Nudo220	Junction	0.15	0.785	12:25	0.706	4.256
Nudo221	Junction	0.154	0.915	12:25	0.731	4.985
Nudo222	Junction	0.122	1.014	12:25	0.551	5.532
Nudo223	Junction	0.145	1.128	12:25	0.68	6.209
Nudo224	Junction	0.132	0.472	12:24	0.603	2.283
Nudo225	Junction	0.075	0.075	12:24	0.311	0.311
Nudo226	Junction	0	0.072	12:24	0	0.31
Nudo239	Junction	0	0.199	12:24	0	0.987
Nudo240	Junction	0.174	2.543	12:26	0.731	15.75
Nudo241	Junction	0.263	2.724	12:27	1.369	17.1
Nudo242	Junction	0.106	0.291	12:24	0.45	1.437
Nudo246	Junction	0	0	00:00	0	0
Nudo247	Junction	0.217	0.217	12:24	1.078	1.078
Nudo248	Junction	0	1.767	12:25	0	10.04
Nudo249	Junction	0	0	00:00	0	0
Nudo250	Junction	0	0	00:00	0	0
Nudo251	Junction	0.232	1.323	12:25	1.167	7.517
Nudo252	Junction	0.271	1.139	12:24	1.423	6.357
Nudo258	Junction	0	0.494	12:27	0	3.611
Nudo259	Junction	0.011	0.495	12:28	0.038	3.646
Nudo260	Junction	0	0	00:00	0	0
Nudo262	Junction	0.207	0.207	12:24	1.014	1.014
Nudo263	Junction	0.284	0.488	12:24	1.513	2.526
Nudo266	Junction	0.19	1.91	12:25	0.911	10.944
Nudo268	Junction	0.104	0.54	12:28	0.441	4.084
Nudo272	Junction	0.203	0.203	12:24	0.988	0.988
Nudo273	Junction	0.084	0.498	12:26	0.344	3.616
Nudo289	Junction	0.026	0.026	12:24	0.095	0.095
Nudo290	Junction	0.313	0.894	12:24	1.717	4.843
Nudo293	Junction	0	0.023	12:24	0	0.095
Nudo301	Junction	0.09	0.09	12:24	0.375	0.375
Nudo302	Junction	0.1	0.187	12:24	0.423	0.797
Nudo303	Junction	0	0.18	12:24	0	0.797
Nudo305	Junction	0.128	0.29	12:24	0.563	1.359
Nudo309	Junction	0.32	0.592	12:24	1.768	3.127
Nudo311	Junction	0	0.475	12:25	0	3.28
Nudo313	Junction	0.503	0.503	12:24	3.286	3.286

Nudo	Tipo	Aporte lateral máximo	Aporte total máximo	Instante aporte máximo	Vol. aporte lateral	Vol. aporte total
		CMS	CMS	hr:min	10 <sup>6</sup> ltr	10 <sup>6</sup> ltr
Nudo314	Junction	0.182	0.581	12:24	0.866	3.218
Nudo315	Junction	0.045	0.435	12:24	0.172	2.356
Nudo316	Junction	0.051	0.214	12:24	0.198	1.108
Nudo317	Junction	0.174	0.195	12:24	0.818	0.913
Nudo318	Junction	0.026	0.026	12:24	0.095	0.095
Nudo16	Junction	0	3.26	12:27	0	20.309
Nudo17	Junction	0	4.451	12:27	0	27.441
Bombas	Junction	0	2.1	11:32	0	62.86
Riopiura	Outfall	0	0.472	09:05	0	18.219
Av.ig.me.	Storage	0	10.639	12:26	0	67.616

### Resumen de volumen almacenado

	Volumen medio	Porc. medio lleno	Vol. máx.	Porc. máx. lleno
Depósito	1000m <sup>3</sup>	%	1000m <sup>3</sup>	%
Dep4	5.615	24	23.1	100

### Resumen de vertidos

	Frec. vertido	Caudal medio	Caudal máximo	Volumen total inundación
Nudo de vertido	% Porc.	CMS	CMS	10 <sup>6</sup> ltr
Riopiura	44.4	1.534	2.005	58.862
Sistema	44.4	1.534	2.005	58.862

### Resumen de caudal en líneas

		Caudal máximo	Instante caudal máx.	Vel. máx.	caudal máx./lleno	Nivel máx./lleno
Línea	Tipo	CMS	hr:min	m/sec		
L1	Conduit	0.124	12:24	0.55	0.02	0.14
L2	Conduit	0.323	12:26	0.63	0.08	0.32
L3	Conduit	0.375	12:27	0.62	0.25	0.38
L4	Conduit	0.624	12:26	0.58	0.17	0.67
L5	Conduit	0.081	12:24	0.25	0.01	0.2
L6	Conduit	0.09	12:24	0.12	0.03	0.56
L7	Conduit	0.583	12:27	0.1	0.08	1
L8	Conduit	0.305	12:23	0.1	0.03	0.66
L9	Conduit	0.094	12:24	0.03	0	0.52
L10	Conduit	0.08	12:24	0.21	0.02	0.25
L11	Conduit	0.027	12:24	0.08	0.01	0.22

		Caudal máximo	Instante caudal máx.	Vel. Máx.	caudal máx./ lleno	Nivel máx./ lleno
Línea	Tipo	CMS	hr:min	m/sec		
L12	Conduit	0.229	12:26	0.48	0.17	0.29
L14	Conduit	0.082	12:24	0.54	0.02	0.09
L83	Conduit	0.061	12:24	0.26	0	0.04
L84	Conduit	0.009	12:25	0.05	0	0.06
L85	Conduit	0.17	12:25	0.37	0.01	0.08
L86	Conduit	0.306	12:25	0.61	0.02	0.08
L87	Conduit	0.102	12:25	0.22	0.02	0.15
L88	Conduit	0.148	12:27	0.3	0.06	0.16
L89	Conduit	0.565	12:26	1.02	0.03	0.09
L90	Conduit	0.271	12:27	0.48	0.08	0.18
L91	Conduit	0.463	12:26	0.87	0.01	0.09
L92	Conduit	0.189	12:29	0.3	0.05	0.2
L93	Conduit	0.39	12:25	0.74	0.03	0.09
L94	Conduit	0.21	12:27	0.43	0.05	0.16
L95	Conduit	0.305	12:25	0.53	0.02	0.1
L96	Conduit	0.124	12:24	0.47	0	0.04
L97	Conduit	0.161	12:25	0.39	0.01	0.07
L98	Conduit	0.118	12:25	0.27	0.03	0.14
L138	Conduit	0.41	12:28	0.3	0	0.06
L141	Conduit	0.122	12:24	0.59	0	0.03
L142	Conduit	0.246	12:24	0.69	0	0.04
L143	Conduit	0.345	12:25	0.78	0.01	0.06
L144	Conduit	0.5	12:25	1.04	0.01	0.06
L145	Conduit	0.612	12:26	0.89	0.01	0.09
L146	Conduit	0.607	12:26	0.71	0.03	0.11
L147	Conduit	0.708	12:27	1.23	0.03	0.07
L152	Conduit	0.086	12:24	0.52	0	0.03
L153	Conduit	0.08	12:25	0.63	0	0.02
L154	Conduit	0.158	12:25	0.75	0	0.04
L155	Conduit	0.181	12:25	0.69	0.01	0.05
L156	Conduit	0.18	12:26	0.54	0.01	0.06
L157	Conduit	0.176	12:27	0.44	0.02	0.07
L158	Conduit	0.282	12:26	0.85	0.02	0.06
L159	Conduit	0.282	12:27	0.67	0.01	0.08
L160	Conduit	0.738	12:26	1.07	0.14	0.33
L161	Conduit	0.92	12:26	1.22	0.18	0.36
L162	Conduit	1.194	12:27	1.86	0.18	0.31
L163	Conduit	0.009	12:26	0.1	0	0.02
L164	Conduit	0.16	12:24	0.94	0	0.03
L165	Conduit	0.368	12:26	1.04	0.04	0.17
L166	Conduit	0.466	12:26	0.89	0.07	0.25

		Caudal máximo	Instante caudal máx.	Vel. Máx.	caudal máx./ lleno	Nivel máx./ lleno
Línea	Tipo	CMS	hr:min	m/sec		
L167	Conduit	0.593	12:25	0.95	0.14	0.3
L168	Conduit	0	00:00	0	0	0
L169	Conduit	0	00:00	0	0	0.02
L170	Conduit	0.123	12:24	0.63	0	0.04
L171	Conduit	0.057	12:25	0.12	0	0.02
L172	Conduit	0.01	12:24	0.31	0	0.01
L174	Conduit	0.878	12:26	1.56	0.02	0.09
L175	Conduit	0.535	12:27	1.03	0.02	0.09
L178	Conduit	0.347	12:25	0.61	0.01	0.1
L179	Conduit	0.106	12:25	0.39	0.01	0.05
L180	Conduit	0.116	12:24	0.48	0.01	0.04
L189	Conduit	0.118	12:24	0.5	0	0.04
L198	Conduit	0.265	12:24	0.9	0.01	0.05
L200	Conduit	0	00:00	0	0	0
L201	Conduit	0.009	12:24	0.06	0	0.03
L202	Conduit	0.142	12:24	0.37	0.01	0.07
L203	Conduit	0.285	12:25	0.66	0.02	0.08
L204	Conduit	0.28	12:25	0.88	0.01	0.06
L205	Conduit	0.34	12:25	0.9	0.01	0.07
L206	Conduit	0.339	12:26	0.88	0.02	0.07
L207	Conduit	0.338	12:27	0.79	0.01	0.08
L208	Conduit	0.628	12:26	1.63	0.03	0.07
L209	Conduit	0.113	12:24	0.31	0	0.07
L210	Conduit	0.376	12:24	1.08	0.01	0.06
L211	Conduit	0.502	12:25	1.14	0.01	0.08
L212	Conduit	0.655	12:25	1.01	0.02	0.12
L213	Conduit	0.782	12:25	0.97	0.05	0.15
L214	Conduit	0.915	12:25	1.1	0.05	0.15
L215	Conduit	1.013	12:26	1.95	0.05	0.1
L219	Conduit	0.455	12:25	1.75	0.01	0.05
L220	Conduit	0.342	12:24	0.84	0.01	0.08
L221	Conduit	0.466	12:24	1.07	0.02	0.08
L222	Conduit	0.497	12:26	0.76	0.04	0.11
L223	Conduit	0.072	12:24	0.25	0.01	0.05
L224	Conduit	0.052	12:26	0.13	0.01	0.08
L241	Conduit	0.494	12:27	0.93	0.03	0.1
L242	Conduit	0.493	12:28	1.19	0.02	0.08
L243	Conduit	0.494	12:29	1.42	0.01	0.06
L244	Conduit	0.539	12:28	0.62	0.01	0.17
L245	Conduit	2.531	12:27	2.04	0.14	0.23
L250	Conduit	0.199	12:24	0.8	0.01	0.05

		Caudal máximo	Instante caudal máx.	Vel. Máx.	caudal máx./ lleno	Nivel máx./ lleno
Línea	Tipo	CMS	hr:min	m/sec		
L251	Conduit	0.194	12:25	0.58	0.01	0.06
L255	Conduit	2.72	12:27	2.5	0.07	0.2
L256	Conduit	1.125	12:25	1.65	0.04	0.13
L257	Conduit	1.321	12:25	1.73	0.04	0.14
L258	Conduit	1.754	12:26	2	0.05	0.16
L261	Conduit	0.022	12:25	0.09	0	0.02
L262	Conduit	0.171	12:25	0.36	0	0.04
L263	Conduit	0.2	12:26	0.32	0.01	0.05
L264	Conduit	0.421	12:25	0.74	0.01	0.04
L266	Conduit	0	00:00	0	0	0.02
L267	Conduit	0	00:00	0	0	0.02
L268	Conduit	0.216	12:24	0.91	0	0.04
L269	Conduit	0	00:00	0	0	0.02
L276	Conduit	0.023	12:24	0.47	0	0.01
L277	Conduit	0.018	12:27	0.05	0	0.07
L279	Conduit	0	00:00	0	0	0.03
L280	Conduit	0.205	12:24	0.8	0	0.05
L281	Conduit	0.484	12:24	0.85	0.01	0.11
L293	Conduit	0.088	12:24	0.49	0	0.03
L294	Conduit	0.18	12:24	0.82	0.01	0.04
L295	Conduit	0.177	12:25	0.67	0.01	0.05
L296	Conduit	0.288	12:25	1.18	0.01	0.05
L297	Conduit	0.591	12:24	0.8	0	0.06
L298	Conduit	0.874	12:25	1.55	0.02	0.1
L299	Conduit	0.475	12:25	0.96	0.03	0.09
L300	Conduit	0.448	12:27	0.87	0.02	0.1
L301	Conduit	1.902	12:26	1.58	0.06	0.22
L15	Conduit	0.09	12:25	0.23	0.03	0.24
L16	Conduit	0.579	12:25	0.35	0	0.13
L17	Conduit	0.286	12:25	0.5	0.02	0.11
L18	Conduit	3.268	12:27	1.38	0.24	0.18
L19	Conduit	1.296	12:27	2.86	0.02	0.08
L20	Conduit	3.585	12:27	1.48	0.04	0.12
L21	Conduit	0.713	12:25	4.26	0	0.03
L22	Conduit	1.128	12:25	5.56	0	0.04
L23	Conduit	0.79	12:27	4.85	0	0.03
L24	Conduit	0.198	12:24	2.69	0	0.01
L25	Conduit	0.766	12:25	4.46	0	0.03
L26	Conduit	2.49	12:27	6.3	0.02	0.07
L27	Conduit	4.451	12:27	8.1	0.03	0.1
L28	Conduit	2.005	11:52	2.01	0.83	0.82

		Caudal máximo	Instante caudal máx.	Vel. máx.	caudal máx./lleno	Nivel máx./lleno
Línea	Tipo	CMS	hr:min	m/sec		
L29	Conduit	0.619	12:42	2.03	0.64	0.58
301	Pump	0.7	08:15		1	
302	Pump	0.7	10:44		1	
303	Pump	0.7	11:32		1	

### Resumen de tipo de flujo

Cond.	Long. ajustada /real	Fracción de tiempo en tipo de flujo							N° Froude medio
		Seco todo	Caudal 0 Inic.	Caudal 0 final	Sub crít.	Super crít.	Crítico inic.	Crítico final	
L1	1	0.02	0.04	0	0.92	0.02	0	0	0.46
L2	1	0.02	0	0	0.98	0	0	0	0.4
L3	1	0.01	0.03	0	0.96	0	0	0	0.34
L4	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.19
L5	1	0.01	0.01	0	0.98	0	0	0	0.19
L6	1	0.01	0.02	0	0.97	0	0	0	0.26
L7	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.04
L8	1	0.01	0.06	0	0.92	0	0	0	0.21
L9	1	0.01	0.12	0	0.86	0	0	0	0.01
L10	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.15
L11	1	0.01	0.01	0	0.98	0	0	0	0.06
L12	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.3
L14	1	0.01	0	0	0.98	0.01	0	0	0.64
L83	1	0.02	0.05	0	0.93	0	0	0	0.24
L84	1	0.01	0.06	0	0.93	0	0	0	0.08
L85	1	0.01	0.01	0	0.98	0	0	0	0.27
L86	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.42
L87	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.21
L88	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.27
L89	1	0.01	0	0	0.98	0.01	0	0	0.63
L90	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.37
L91	1	0.01	0.06	0	0.93	0	0	0	0.54
L92	1	0.01	0.09	0	0.9	0	0	0	0.2
L93	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.45
L94	1	0.02	0	0	0.98	0	0	0	0.4
L95	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.32
L96	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.47
L97	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.31
L98	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.27
L138	1	0.05	0.07	0	0.88	0	0	0	0.26
L141	1	0.01	0	0	0.93	0.06	0	0	0.79
L142	1	0.01	0.01	0	0.98	0.01	0	0	0.63

Cond.	Long. ajustada /real	Fracción de tiempo en tipo de flujo							N° Froude medio
		Seco todo	Caudal 0 Inic.	Caudal 0 final	Sub crít.	Super crít.	Crítico inic.	Crítico final	
L143	1	0.01	0	0	0.98	0.01	0	0	0.67
L144	1	0.01	0	0	0.75	0.24	0	0	0.93
L145	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.67
L146	1	0.01	0.01	0	0.98	0	0	0	0.41
L147	1	0.01	0	0	0.68	0.31	0	0	0.83
L152	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.55
L153	1	0.05	0	0	0.55	0.39	0	0	0.86
L154	1	0.01	0	0	0.95	0.04	0	0	0.63
L155	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.71
L156	1	0.05	0	0	0.95	0	0	0	0.47
L157	1	0.01	0.04	0	0.95	0	0	0	0.32
L158	1	0.01	0	0	0.95	0.04	0	0	0.68
L159	1	0.04	0	0	0.96	0	0	0	0.64
L160	1	0.01	0	0	0.95	0.04	0	0	0.75
L161	1	0.01	0	0	0.91	0.07	0	0	0.76
L162	1	0.05	0	0	0.02	0.93	0	0	1.38
L163	1	0.03	0.04	0	0.93	0	0	0	0.14
L164	1	0.01	0.02	0	0.03	0.94	0	0	1.13
L165	1	0.01	0	0	0.41	0.58	0	0	1
L166	1	0.01	0	0	0.97	0.01	0	0	0.71
L167	1	0.01	0	0	0.98	0	0	0	0.69
L168	1	1	0	0	0	0	0	0	0
L169	1	0.01	0.99	0	0	0	0	0	0
L170	1	0.01	0	0	0.98	0.01	0	0	0.63
L171	1	0.01	0.04	0	0.95	0	0	0	0.16
L172	1	0.06	0	0	0.89	0.05	0	0	0.71
L174	1	0.01	0	0	0.03	0.96	0	0	1.14
L175	1	0.01	0.05	0	0.92	0.02	0	0	0.7
L178	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.38
L179	1	0.01	0.03	0	0.96	0	0	0	0.35
L180	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.47
L189	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.53
L198	1	0.01	0	0	0.85	0.14	0	0	0.86
L200	1	0.54	0.46	0	0	0	0	0	0
L201	1	0.01	0.53	0	0.46	0	0	0	0
L202	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.31
L203	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.46
L204	1	0.01	0	0	0.93	0.06	0	0	0.7
L205	1	0.01	0.02	0	0.95	0.01	0	0	0.54
L206	1	0.01	0	0	0.98	0.01	0	0	0.5
L207	1	0.01	0.05	0	0.94	0	0	0	0.51
L208	1	0.01	0	0	0.07	0.92	0	0	1.25

Cond.	Long. ajustada /real	Fracción de tiempo en tipo de flujo							N° Froude medio
		Seco todo	Caudal 0 inic.	Caudal 0 final	Sub crít.	Super crít.	Crítico inic.	Crítico final	
L209	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.22
L210	1	0.01	0	0	0.72	0.27	0	0	0.93
L211	1	0.01	0	0	0.82	0.16	0	0	0.87
L212	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.64
L213	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.56
L214	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.57
L215	1	0.02	0	0	0.07	0.91	0	0	1.2
L219	1	0.04	0	0	0.01	0.95	0	0	1.69
L220	1	0.01	0.02	0	0.97	0	0	0	0.59
L221	1	0.01	0	0	0.92	0.07	0	0	0.73
L222	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.43
L223	1	0.01	0.01	0	0.98	0	0	0	0.24
L224	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.13
L241	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.61
L242	1	0.01	0	0	0.62	0.37	0	0	0.92
L243	1	0.01	0.05	0	0.09	0.84	0	0	1.14
L244	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.36
L245	1	0.01	0	0	0.71	0.28	0	0	0.88
L250	1	0.01	0.02	0	0.91	0.07	0	0	0.79
L251	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.5
L255	1	0.01	0.03	0	0.82	0.14	0	0	0.75
L256	1	0.01	0	0	0.37	0.62	0	0	1.02
L257	1	0.01	0.02	0	0.37	0.6	0	0	1.01
L258	1	0.01	0	0	0.11	0.88	0	0	1.11
L261	1	0.02	0	0	0.98	0	0	0	0.13
L262	1	0.01	0.02	0	0.97	0	0	0	0.39
L263	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.27
L264	1	0.01	0	0	0.95	0.04	0	0	0.65
L266	1	0.03	0.97	0	0	0	0	0	0
L267	1	0.01	0.99	0	0	0	0	0	0
L268	1	0.01	0.02	0	0.88	0.09	0	0	0.76
L269	1	0.07	0.93	0	0	0	0	0	0
L276	1	0.06	0	0	0.74	0.19	0	0	0.87
L277	1	0.01	0.06	0	0.92	0	0	0	0.04
L279	1	0.07	0.93	0	0	0	0	0	0
L280	1	0.02	0	0	0.92	0.06	0	0	0.8
L281	1	0.01	0.02	0	0.96	0.01	0	0	0.56
L293	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.58
L294	1	0.01	0.02	0	0.82	0.15	0	0	0.86
L295	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.63
L296	1	0.01	0	0	0.08	0.91	0	0	1.13
L297	1	0.01	0	0	0.98	0.01	0	0	0.73

Cond.	Long. ajustada /real	Fracción de tiempo en tipo de flujo							N° Froude medio
		Seco todo	Caudal 0 inic.	Caudal 0 final	Sub crít.	Super crít.	Crítico inic.	Crítico final	
L298	1	0.01	0	0	0.29	0.7	0	0	1.06
L299	1	0.01	0.02	0	0.96	0	0	0	0.64
L300	1	0.01	0	0	0.99	0	0	0	0.59
L301	1	0.01	0	0	0.98	0.01	0	0	0.69
L15	1	0.01	0.04	0	0.95	0	0	0	0.15
L16	1	0.01	0.06	0	0.93	0	0	0	0.1
L17	1	0.01	0.01	0	0.98	0	0	0	0.29
L18	1	0.01	0	0	0.98	0.01	0	0	0.4
L19	1	0.05	0	0	0.01	0.94	0	0	2.26
L20	1	0.01	0	0	0.71	0.28	0	0	0.89
L21	1	0.1	0	0	0	0	0	0.9	4.97
L22	1	0.09	0	0	0	0	0	0.91	5.83
L23	1	0.08	0	0	0	0	0	0.92	5.77
L24	1	0.28	0	0	0	0	0	0.72	2.85
L25	1	0.11	0	0	0	0	0	0.89	4.9
L26	1	0.14	0	0	0	0	0	0.86	4.74
L27	1	0.07	0	0	0	0	0	0.93	5.42
L28	1	0.34	0.21	0	0	0	0.44	0	0.22
L29	1	0.02	0	0	0	0	0	0.98	0.98

### Resumen bombas

Bomba	Porcentaje de utilización	Caudal máximo	Caudal medio	Volumen total	Energía consum.	% Tiempo fuera de curva
		CMS	CMS	10 <sup>6</sup> ltr	kW·h	
4	45.09	0.7	0.7	27.269	923.62	73.28
8	30.83	0.7	0.7	18.646	639.09	87.61
12	27.34	0.7	0.7	16.532	560.62	96.82

### Análisis

Instante de inicio del análisis: Fri Nov 16 16:53:58 2018

Instante de finalización del análisis: Fri Nov 16 16:54:01 2018

**Anexo E – Cálculo de diseño hidráulico de sumideros y buzones**

**Anexo E1 – Cálculo de dimensiones de sumidero – Sistema 1**

Sumideros	Q (m <sup>3</sup> /s)	Sx	Sy	Ku	T	y	Área sección cuneta	V(m/s)	b (m)	L (m)	Qm (m <sup>3</sup> /s)	Eo	Rs	Eh	Qs	Q-Qs
S15	0.15	0.02	0.01	0.377	4.498	0.090	0.1719	0.74	2.80	0.70	0.176	0.9258	0.1541	0.9373	0.141	0.009
S16	0.15	0.02	0.01	0.377	4.498	0.090	0.1719	0.74	2.80	0.70	0.176	0.9258	0.1541	0.9373	0.141	0.009
S76	0.20	0.02	0.02	0.377	3.919	0.078	0.2455	1.30	2.60	1.20	0.245	0.9454	0.1860	0.9555	0.191	0.009
S77	0.17	0.02	0.02	0.377	3.688	0.074	0.2151	1.25	2.40	1.20	0.212	0.9398	0.1973	0.9516	0.162	0.008
S78	0.20	0.02	0.02	0.377	3.919	0.078	0.2455	1.30	2.60	1.20	0.245	0.9454	0.1860	0.9555	0.191	0.009
S79	0.09	0.02	0.01	0.377	3.308	0.066	0.1202	0.82	1.90	0.70	0.088	0.8977	0.1314	0.9112	0.082	0.008
S80	0.06	0.02	0.01	0.377	3.236	0.065	0.0810	0.57	1.50	0.60	0.058	0.8104	0.1689	0.8424	0.051	0.009
S81	0.18	0.02	0.02	0.377	3.767	0.075	0.2253	1.27	2.50	1.00	0.188	0.9455	0.1361	0.9529	0.172	0.008
S82	0.01	0.02	0.01	0.377	1.451	0.029	0.0202	0.47	0.80	0.50	0.012	0.8823	0.1579	0.9009	0.009	0.001

**Anexo E2 – Cálculo de dimensiones de sumidero – Sistema 2**

Sumideros	Q (m <sup>3</sup> /s)	Sx	Sy	Ku	T	y	Área sección cuneta	V(m/s)	b (m)	L (m)	Qm (m <sup>3</sup> /s)	Eo	Rs	Eh	Qs	Q-Qs
S1	0.91	0.02	0.02	0.377	7.301	0.146	0.8184	1.71	5.40	0.65	0.513	0.9725	0.0331	0.9734	0.886	0.397
S2	0.40	0.02	0.01	0.377	5.774	0.115	0.4019	1.19	5.40	0.65	0.405	0.9993	0.0614	0.9994	0.397	0.000
S3	0.89	0.02	0.02	0.377	6.860	0.137	0.8257	1.89	5.90	0.60	0.486	0.9948	0.0231	0.9949	0.885	0.404
S4	0.40	0.02	0.01	0.377	6.618	0.132	0.3819	0.92	5.90	0.60	0.469	0.9973	0.0793	0.9976	0.403	0.001
S5	0.14	0.02	0.02	0.377	3.429	0.069	0.1837	1.19	2.40	1.00	0.165	0.9598	0.1499	0.9658	0.135	0.005
S6	0.17	0.02	0.02	0.377	3.688	0.074	0.2151	1.25	2.40	1.00	0.177	0.9398	0.1391	0.9481	0.161	0.009
S7	0.98	0.02	0.02	0.377	7.113	0.142	0.8929	1.94	2.40	1.00	0.341	0.6668	0.0684	0.6896	0.676	0.639
S8	0.64	0.02	0.02	0.377	6.057	0.121	0.6305	1.74	2.40	1.00	0.291	0.7400	0.0818	0.7613	0.486	0.348
S9	0.35	0.02	0.02	0.377	4.823	0.096	0.3849	1.50	2.40	1.00	0.232	0.8408	0.1048	0.8575	0.298	0.116
S10	0.12	0.02	0.01	0.377	4.089	0.082	0.1398	0.70	2.40	1.00	0.196	0.9057	0.3169	0.9356	0.109	0.007
S11	0.06	0.02	0.01	0.377	3.19	0.064	0.0816	0.59	2.00	0.50	0.064	0.9282	0.1126	0.9362	0.056	0.004
S12	0.04	0.02	0.01	0.377	2.74	0.055	0.0587	0.53	2.00	0.50	0.055	0.9697	0.1322	0.9737	0.039	0.001
S13	0.10	0.02	0.01	0.377	3.919	0.078	0.1227	0.65	2.40	0.50	0.094	0.9204	0.0960	0.9280	0.093	0.007
S14	0.29	0.02	0.01	0.377	5.759	0.115	0.2936	0.87	5.40	0.50	0.311	0.9994	0.0588	0.9994	0.290	0.000
S17	0.17	0.02	0.01	0.377	4.755	0.095	0.1939	0.77	3.00	1.00	0.285	0.9301	0.2790	0.9496	0.165	0.009
S18	0.70	0.02	0.01	0.377	7.997	0.16	0.5981	1.09	3.00	1.00	0.480	0.7151	0.1718	0.7640	0.532	0.216
S19	0.86	0.02	0.01	0.377	8.643	0.173	0.7077	1.15	3.00	1.00	0.519	0.6797	0.1589	0.7306	0.625	0.338
S20	0.34	0.02	0.01	0.377	6.097	0.122	0.3323	0.91	4.40	1.00	0.537	0.9671	0.2231	0.9745	0.329	0.009
S21	0.07	0.02	0.01	0.377	3.379	0.068	0.0925	0.61	2.40	0.50	0.081	0.9634	0.1059	0.9672	0.068	0.002
S22	0.12	0.02	0.01	0.377	4.136	0.083	0.1434	0.70	2.40	0.80	0.159	0.9015	0.2150	0.9227	0.111	0.009
S23	0.56	0.02	0.01	0.377	7.371	0.147	0.5012	1.03	2.40	0.70	0.248	0.6507	0.0915	0.6827	0.382	0.312
S24	0.31	0.02	0.01	0.377	5.921	0.118	0.3119	0.89	2.40	0.70	0.199	0.7503	0.1158	0.7792	0.243	0.113

Sumideros	Q (m <sup>3</sup> /s)	Sx	Sy	Ku	T	y	Área sección cuneta	V(m/s)	b (m)	L (m)	Qm (m <sup>3</sup> /s)	Eo	Rs	Eh	Qs	Q-Qs
S25	0.11	0.02	0.01	0.377	4.049	0.081	0.1369	0.69	2.40	0.70	0.136	0.9091	0.1712	0.9247	0.105	0.009
S26	0.73	0.02	0.01	0.377	8.141	0.163	0.6217	1.10	2.40	0.70	0.274	0.6065	0.0820	0.6387	0.466	0.456
S27	0.46	0.02	0.01	0.377	6.827	0.137	0.4245	0.98	2.40	0.70	0.229	0.6854	0.0994	0.7167	0.327	0.227
S28	0.23	0.02	0.01	0.377	5.254	0.105	0.2407	0.82	2.40	0.70	0.177	0.8039	0.1313	0.8297	0.188	0.051
S29	0.05	0.02	0.01	0.377	2.991	0.06	0.0710	0.56	2.40	0.70	0.100	0.9868	0.2291	0.9898	0.050	0.001
S30	0.27	0.02	0.01	0.377	5.607	0.112	0.2771	0.86	2.40	0.60	0.161	0.7750	0.0893	0.7951	0.215	0.109
S31	0.11	0.02	0.01	0.377	3.984	0.08	0.1321	0.68	2.40	0.60	0.115	0.9148	0.1288	0.9258	0.100	0.008
S32	0.54	0.02	0.01	0.377	7.271	0.145	0.4866	1.02	2.40	0.70	0.244	0.6569	0.0929	0.6887	0.372	0.296
S33	0.30	0.02	0.01	0.377	5.801	0.116	0.2983	0.88	2.40	0.70	0.195	0.7596	0.1183	0.7881	0.233	0.101
S34	0.10	0.02	0.01	0.377	3.874	0.077	0.1244	0.67	2.40	0.70	0.130	0.9242	0.1789	0.9378	0.095	0.006
S35	0.59	0.02	0.01	0.377	7.516	0.15	0.5229	1.04	2.40	0.70	0.253	0.6419	0.0896	0.6740	0.398	0.337
S36	0.34	0.02	0.01	0.377	6.096	0.122	0.3321	0.91	2.40	0.80	0.234	0.7371	0.1467	0.7757	0.262	0.103
S37	0.10	0.02	0.01	0.377	3.912	0.078	0.1270	0.68	2.40	0.80	0.150	0.9210	0.2265	0.9389	0.097	0.006
S38	0.58	0.02	0.01	0.377	7.468	0.149	0.5157	1.04	2.40	0.70	0.251	0.6448	0.0902	0.6768	0.393	0.329
S39	0.33	0.02	0.01	0.377	6.038	0.121	0.3254	0.90	2.40	0.80	0.232	0.7414	0.1481	0.7797	0.257	0.097
S40	0.10	0.02	0.01	0.377	3.822	0.076	0.1208	0.67	2.40	0.80	0.147	0.9286	0.2314	0.9451	0.092	0.005
S41	0.12	0.02	0.01	0.377	4.136	0.083	0.1434	0.70	2.40	0.80	0.159	0.9015	0.2150	0.9227	0.111	0.009
S42	0.32	0.02	0.01	0.377	5.975	0.12	0.3181	0.90	2.40	0.70	0.201	0.7462	0.1147	0.7753	0.248	0.119
S43	0.12	0.02	0.01	0.377	4.126	0.083	0.1426	0.70	2.40	0.80	0.158	0.9024	0.2154	0.9234	0.110	0.009
S44	0.92	0.02	0.01	0.377	8.879	0.178	0.7502	1.17	2.40	0.70	0.298	0.5689	0.0745	0.6010	0.553	0.622
S45	0.62	0.02	0.01	0.377	7.665	0.153	0.5456	1.06	2.40	0.80	0.294	0.6331	0.1155	0.6755	0.420	0.327
S46	0.33	0.02	0.01	0.377	6.026	0.121	0.3240	0.90	2.40	0.80	0.231	0.7423	0.1484	0.7806	0.256	0.096
S47	0.10	0.02	0.01	0.377	3.803	0.076	0.1195	0.66	2.40	0.80	0.146	0.9302	0.2325	0.9464	0.091	0.005
S48	0.42	0.02	0.01	0.377	6.617	0.132	0.3967	0.96	2.40	0.50	0.159	0.6997	0.0502	0.7148	0.300	0.261

Sumideros	Q (m <sup>3</sup> /s)	Sx	Sy	Ku	T	y	Área sección cuneta	V(m/s)	b (m)	L (m)	Qm (m <sup>3</sup> /s)	Eo	Rs	Eh	Qs	Q-Qs
S49	0.26	0.02	0.01	0.377	5.537	0.111	0.2697	0.85	2.40	0.60	0.159	0.7806	0.0905	0.8005	0.209	0.102
S50	0.10	0.02	0.01	0.377	3.888	0.078	0.1254	0.67	2.40	0.60	0.112	0.9230	0.1321	0.9332	0.095	0.007
S51	0.27	0.02	0.01	0.377	5.607	0.112	0.2771	0.86	2.40	0.60	0.161	0.7750	0.0893	0.7951	0.215	0.109
S52	0.11	0.02	0.01	0.377	3.984	0.08	0.1321	0.68	2.40	0.60	0.115	0.9148	0.1288	0.9258	0.100	0.008
S53	0.01	0.02	0.01	0.377	1.629	0.033	0.0190	0.38	1.00	0.50	0.016	0.9212	0.2213	0.9386	0.009	0.001
S54	0.10	0.02	0.01	0.377	3.863	0.077	0.1236	0.67	2.40	0.50	0.093	0.9252	0.0916	0.9320	0.093	0.007
S55	0.03	0.02	0.01	0.377	2.46	0.049	0.0465	0.50	1.00	0.50	0.025	0.7518	0.1477	0.7884	0.024	0.006
S56	0.03	0.02	0.01	0.377	2.46	0.049	0.0465	0.50	1.00	0.50	0.025	0.7518	0.1477	0.7884	0.024	0.006
S57	0.04	0.02	0.01	0.377	2.606	0.052	0.0527	0.52	1.00	0.50	0.026	0.7254	0.1392	0.7636	0.027	0.009
S58	0.03	0.02	0.01	0.377	2.46	0.049	0.0465	0.50	1.00	0.50	0.025	0.7518	0.1477	0.7884	0.024	0.006
S59	0.03	0.02	0.01	0.377	2.46	0.049	0.0465	0.50	1.00	0.50	0.025	0.7518	0.1477	0.7884	0.024	0.006
S60	0.16	0.02	0.01	0.377	4.608	0.092	0.1811	0.75	1.20	0.60	0.066	0.5531	0.1104	0.6025	0.096	0.094
S61	0.09	0.02	0.01	0.377	3.769	0.075	0.1172	0.66	1.20	0.60	0.054	0.6406	0.1364	0.6896	0.065	0.039
S62	0.04	0.02	0.01	0.377	2.724	0.054	0.0580	0.53	1.20	0.60	0.039	0.7880	0.1892	0.8281	0.033	0.007
S63	0.04	0.02	0.01	0.377	2.606	0.052	0.0527	0.52	1.00	0.50	0.026	0.7254	0.1392	0.7636	0.027	0.009
S64	0.03	0.02	0.01	0.377	2.46	0.049	0.0465	0.50	1.00	0.50	0.025	0.7518	0.1477	0.7884	0.024	0.006
S65	0.03	0.02	0.01	0.377	2.46	0.049	0.0465	0.50	1.00	0.50	0.025	0.7518	0.1477	0.7884	0.024	0.006
S66	0.03	0.02	0.01	0.377	2.46	0.049	0.0465	0.50	1.00	0.50	0.025	0.7518	0.1477	0.7884	0.024	0.006
S67	0.03	0.02	0.01	0.377	2.46	0.049	0.0465	0.50	1.00	0.50	0.025	0.7518	0.1477	0.7884	0.024	0.006
S68	0.03	0.02	0.01	0.377	2.46	0.049	0.0465	0.50	1.00	0.50	0.025	0.7518	0.1477	0.7884	0.024	0.006
S69	0.03	0.02	0.01	0.377	2.46	0.049	0.0465	0.50	1.00	0.50	0.025	0.7518	0.1477	0.7884	0.024	0.006
S70	0.03	0.02	0.01	0.377	2.46	0.049	0.0465	0.50	1.00	0.50	0.025	0.7518	0.1477	0.7884	0.024	0.006
S71	0.52	0.02	0.01	0.377	7.169	0.143	0.4719	1.01	1.00	0.60	0.086	0.3304	0.0681	0.3760	0.196	0.434
S72	0.43	0.02	0.01	0.377	6.699	0.134	0.4074	0.97	5.40	0.60	0.434	0.9875	0.0734	0.9884	0.429	0.005

Sumideros	Q (m <sup>3</sup> /s)	Sx	Sy	Ku	T	y	Área sección cuneta	V(m/s)	b (m)	L (m)	Qm (m <sup>3</sup> /s)	Eo	Rs	Eh	Qs	Q-Qs
S73	0.27	0.02	0.01	0.377	5.607	0.112	0.2771	0.86	2.40	0.60	0.161	0.7750	0.0893	0.7951	0.215	0.109
S74	0.11	0.02	0.01	0.377	3.984	0.08	0.1321	0.68	2.40	0.60	0.115	0.9148	0.1288	0.9258	0.100	0.008
S75	0.04	0.02	0.01	0.377	2.606	0.052	0.0527	0.52	1.00	0.50	0.026	0.7254	0.1392	0.7636	0.027	0.009

**Anexo E3 – Diámetros nominales de descarga de sumideros – Sistema 1**

Sumidero	Cant.	Qs (m <sup>3</sup> /s)	Pend. (%)	Diámetro (m)	Dimensiones rejilla		QLL	VLL	T	q/Q	v/V	h/D	t/T	V (m/s)	Fuerza tractiva	Tirante de agua
					B(m)	L(m)										
S15	2	0.070	2%	0.375	2.80	0.70	247.95	2.25	1.88	0.28	0.72	0.41	0.87	1.62	1.64	0.15
S16	2	0.070	2%	0.375	2.80	0.70	247.95	2.25	1.88	0.28	0.72	0.41	0.87	1.62	1.64	0.15
S76	2	0.096	2%	0.375	2.60	1.20	247.95	2.25	1.88	0.39	0.80	0.49	0.99	1.78	1.86	0.18
S77	2	0.081	2%	0.375	2.40	1.20	247.95	2.25	1.88	0.33	0.76	0.45	0.93	1.70	1.75	0.17
S78	2	0.096	2%	0.375	2.60	1.20	247.95	2.25	1.88	0.39	0.80	0.49	0.99	1.78	1.86	0.18
S79	2	0.041	5%	0.200	1.90	0.70	73.34	2.33	2.50	0.56	0.89	0.61	1.12	2.07	2.79	0.12
S80	2	0.025	3%	0.200	1.50	0.60	56.81	1.81	1.50	0.44	0.82	0.53	1.03	1.49	1.55	0.11
S81	2	0.086	2%	0.375	2.50	1.00	247.95	2.25	1.88	0.35	0.77	0.46	0.95	1.73	1.79	0.17
S82	2	0.005	2%	0.200	0.80	0.50	46.38	1.48	1.00	0.10	0.54	0.24	0.57	0.80	0.57	0.05

**Anexo E4 – Diámetros nominales de descarga de sumideros – Sistema 2**

Sumidero	Cant.	Qs (m <sup>3</sup> /s)	Pend. (%)	Diámetro (m)	Dimensiones rejilla		QLL	VLL	T	q/Q	v/V	h/D	t/T	V (m/s)	Fuerza tractiva	Tirante de agua
					B(m)	L(m)										
S1	1	0.513	6%	0.450	5.40	0.65	698.36	4.39	6.75	0.73	0.96	0.71	1.19	4.22	8.03	0.32
S2	1	0.397	5%	0.375	5.40	0.65	637.52	4.01	5.63	0.62	0.91	0.64	1.15	3.66	6.45	0.29
S3	1	0.481	5%	0.450	5.90	0.60	637.52	4.01	5.63	0.75	0.97	0.72	1.20	3.88	6.73	0.33
S4	1	0.403	5%	0.450	5.90	0.60	637.52	4.01	5.63	0.63	0.92	0.65	1.15	3.68	6.48	0.29
S5	2	0.068	3%	0.200	2.40	1.00	167.49	2.37	2.25	0.40	0.80	0.50	1.00	1.90	2.25	0.15
S6	2	0.081	5%	0.300	2.40	1.00	216.23	3.06	3.75	0.37	0.78	0.48	0.97	2.40	3.65	0.14
S7	2	0.171	5%	0.300	2.40	1.00	216.23	3.06	3.75	0.79	0.99	0.75	1.21	3.01	4.52	0.22
S8	2	0.145	5%	0.300	2.40	1.00	216.23	3.06	3.75	0.67	0.94	0.67	1.17	2.86	4.38	0.20
S9	2	0.116	5%	0.300	2.40	1.00	216.23	3.06	3.75	0.54	0.88	0.59	1.10	2.68	4.14	0.18
S10	2	0.054	5%	0.200	2.40	1.00	73.34	2.33	2.50	0.74	0.97	0.72	1.19	2.25	2.99	0.14
S11	2	0.028	5%	0.200	2.00	0.50	73.34	2.33	2.50	0.38	0.79	0.49	0.98	1.84	2.45	0.10
S12	2	0.019	5%	0.200	2.00	0.50	73.34	2.33	2.50	0.27	0.72	0.40	0.86	1.67	2.16	0.08
S13	2	0.046	5%	0.200	2.40	0.50	73.34	2.33	2.50	0.63	0.92	0.65	1.15	2.14	2.88	0.13
S14	1	0.290	5%	0.375	5.40	0.50	392.05	3.55	4.69	0.74	0.97	0.72	1.19	3.43	5.60	0.27
S17	2	0.083	5%	0.300	3.00	1.00	216.23	3.06	3.75	0.38	0.79	0.49	0.98	2.41	3.68	0.15
S18	2	0.240	5%	0.375	3.00	1.00	392.05	3.55	4.69	0.61	0.91	0.64	1.14	3.23	5.35	0.24
S19	2	0.259	5%	0.375	3.00	1.00	392.05	3.55	4.69	0.66	0.93	0.67	1.17	3.30	5.46	0.25
S20	2	0.165	5%	0.300	4.40	1.00	216.23	3.06	3.75	0.76	0.97	0.73	1.20	2.98	4.50	0.22
S21	2	0.034	5%	0.200	2.40	0.50	73.34	2.33	2.50	0.46	0.84	0.54	1.05	1.95	2.62	0.11
S22	2	0.055	5%	0.200	2.40	0.80	73.34	2.33	2.50	0.75	0.97	0.72	1.20	2.26	2.99	0.14
S23	2	0.124	5%	0.300	2.40	0.70	216.23	3.06	3.75	0.57	0.89	0.61	1.12	2.72	4.20	0.18

Sumidero	Cant.	Qs (m <sup>3</sup> /s)	Pend. (%)	Diámetro (m)	Dimensiones rejilla		QLL	VLL	T	q/Q	v/V	h/D	t/T	V (m/s)	Fuerza tractiva	Tirante de agua
					B(m)	L(m)										
S24	2	0.099	5%	0.300	2.40	0.70	216.23	3.06	3.75	0.46	0.84	0.54	1.05	2.55	3.93	0.16
S25	2	0.052	5%	0.200	2.40	0.70	73.34	2.33	2.50	0.71	0.95	0.70	1.18	2.22	2.96	0.14
S26	2	0.137	5%	0.300	2.40	0.70	216.23	3.06	3.75	0.63	0.92	0.65	1.15	2.81	4.32	0.19
S27	2	0.115	5%	0.300	2.40	0.70	216.23	3.06	3.75	0.53	0.87	0.59	1.10	2.66	4.11	0.18
S28	2	0.088	5%	0.300	2.40	0.70	216.23	3.06	3.75	0.41	0.81	0.51	1.01	2.47	3.78	0.15
S29	2	0.025	5%	0.200	2.40	0.70	73.34	2.33	2.50	0.34	0.76	0.46	0.94	1.78	2.35	0.09
S30	2	0.081	5%	0.300	2.40	0.60	216.23	3.06	3.75	0.37	0.78	0.48	0.97	2.40	3.65	0.14
S31	2	0.050	5%	0.200	2.40	0.60	73.34	2.33	2.50	0.69	0.94	0.69	1.18	2.20	2.94	0.14
S32	2	0.122	5%	0.300	2.40	0.70	216.23	3.06	3.75	0.56	0.89	0.61	1.12	2.71	4.18	0.18
S33	2	0.097	5%	0.300	2.40	0.70	216.23	3.06	3.75	0.45	0.83	0.53	1.04	2.54	3.90	0.16
S34	2	0.047	5%	0.200	2.40	0.70	73.34	2.33	2.50	0.64	0.92	0.66	1.16	2.15	2.89	0.13
S35	2	0.126	5%	0.300	2.40	0.70	216.23	3.06	3.75	0.58	0.89	0.62	1.13	2.73	4.22	0.19
S36	2	0.117	5%	0.300	2.40	0.80	216.23	3.06	3.75	0.54	0.88	0.59	1.10	2.68	4.14	0.18
S37	2	0.049	5%	0.200	2.40	0.80	73.34	2.33	2.50	0.66	0.93	0.67	1.17	2.17	2.91	0.13
S38	2	0.125	5%	0.300	2.40	0.70	216.23	3.06	3.75	0.58	0.89	0.62	1.13	2.73	4.22	0.19
S39	2	0.116	5%	0.300	2.40	0.80	216.23	3.06	3.75	0.54	0.88	0.59	1.10	2.68	4.14	0.18
S40	2	0.046	5%	0.200	2.40	0.80	73.34	2.33	2.50	0.63	0.92	0.65	1.15	2.14	2.88	0.13
S41	2	0.055	5%	0.200	2.40	0.80	73.34	2.33	2.50	0.75	0.97	0.72	1.20	2.26	2.99	0.14
S42	2	0.100	5%	0.300	2.40	0.70	216.23	3.06	3.75	0.46	0.84	0.54	1.05	2.55	3.93	0.16
S43	2	0.055	5%	0.200	2.40	0.80	73.34	2.33	2.50	0.75	0.97	0.72	1.20	2.26	2.99	0.14
S44	2	0.149	5%	0.300	2.40	0.70	216.23	3.06	3.75	0.69	0.94	0.69	1.18	2.89	4.41	0.21
S45	2	0.147	5%	0.300	2.40	0.80	216.23	3.06	3.75	0.68	0.94	0.68	1.17	2.88	4.40	0.20
S46	2	0.116	5%	0.300	2.40	0.80	216.23	3.06	3.75	0.54	0.88	0.59	1.10	2.68	4.14	0.18

Sumidero	Cant.	Qs (m <sup>3</sup> /s)	Pend. (%)	Diámetro (m)	Dimensiones rejilla		QLL	VLL	T	q/Q	v/V	h/D	t/T	V (m/s)	Fuerza tractiva	Tirante de agua
					B(m)	L(m)										
S47	2	0.045	5%	0.200	2.40	0.80	73.34	2.33	2.50	0.62	0.91	0.64	1.15	2.13	2.87	0.13
S48	2	0.079	5%	0.300	2.40	0.50	216.23	3.06	3.75	0.37	0.78	0.48	0.97	2.40	3.65	0.14
S49	2	0.080	5%	0.300	2.40	0.60	216.23	3.06	3.75	0.37	0.78	0.48	0.97	2.40	3.65	0.14
S50	2	0.047	5%	0.200	2.40	0.60	73.34	2.33	2.50	0.65	0.93	0.66	1.16	2.16	2.90	0.13
S51	2	0.081	5%	0.300	2.40	0.60	216.23	3.06	3.75	0.37	0.78	0.48	0.97	2.40	3.65	0.14
S52	2	0.050	5%	0.200	2.40	0.60	73.34	2.33	2.50	0.69	0.94	0.69	1.18	2.20	2.94	0.14
S53	1	0.009	2%	0.200	1.00	0.50	46.38	1.48	1.00	0.20	0.66	0.34	0.76	0.97	0.76	0.07
S54	2	0.046	5%	0.200	2.40	0.50	73.34	2.33	2.50	0.63	0.92	0.65	1.15	2.14	2.88	0.13
S55	1	0.024	5%	0.200	1.00	0.50	73.34	2.33	2.50	0.32	0.75	0.44	0.92	1.75	2.30	0.09
S56	1	0.024	5%	0.200	1.00	0.50	73.34	2.33	2.50	0.32	0.75	0.44	0.92	1.75	2.30	0.09
S57	1	0.026	5%	0.200	1.00	0.50	73.34	2.33	2.50	0.36	0.78	0.47	0.96	1.81	2.41	0.09
S58	1	0.024	5%	0.200	1.00	0.50	73.34	2.33	2.50	0.32	0.75	0.44	0.92	1.75	2.30	0.09
S59	1	0.024	5%	0.200	1.00	0.50	73.34	2.33	2.50	0.32	0.75	0.44	0.92	1.75	2.30	0.09
S60	1	0.066	2%	0.200	1.20	0.60	247.95	2.25	1.88	0.27	0.72	0.40	0.86	1.61	1.62	0.15
S61	1	0.054	5%	0.200	1.20	0.60	73.34	2.33	2.50	0.74	0.96	0.71	1.19	2.24	2.98	0.14
S62	1	0.033	5%	0.200	1.20	0.60	73.34	2.33	2.50	0.44	0.82	0.52	1.03	1.91	2.56	0.10
S63	1	0.026	5%	0.200	1.00	0.50	73.34	2.33	2.50	0.36	0.78	0.47	0.96	1.81	2.41	0.09
S64	1	0.024	5%	0.200	1.00	0.50	73.34	2.33	2.50	0.32	0.75	0.44	0.92	1.75	2.30	0.09
S65	1	0.024	5%	0.200	1.00	0.50	73.34	2.33	2.50	0.32	0.75	0.44	0.92	1.75	2.30	0.09
S66	1	0.024	5%	0.200	1.00	0.50	73.34	2.33	2.50	0.32	0.75	0.44	0.92	1.75	2.30	0.09
S67	1	0.024	5%	0.200	1.00	0.50	73.34	2.33	2.50	0.32	0.75	0.44	0.92	1.75	2.30	0.09
S68	1	0.024	5%	0.200	1.00	0.50	73.34	2.33	2.50	0.32	0.75	0.44	0.92	1.75	2.30	0.09
S69	1	0.024	5%	0.200	1.00	0.50	73.34	2.33	2.50	0.32	0.75	0.44	0.92	1.75	2.30	0.09

Sumidero	Cant.	Qs (m <sup>3</sup> /s)	Pend. (%)	Diámetro (m)	Dimensiones rejilla		QLL	VLL	T	q/Q	v/V	h/D	t/T	V (m/s)	Fuerza tractiva	Tirante de agua
					B(m)	L(m)										
S70	1	0.024	5%	0.200	1.00	0.50	73.34	2.33	2.50	0.32	0.75	0.44	0.92	1.75	2.30	0.09
S71	1	0.086	5%	0.300	1.00	0.60	216.23	3.06	3.75	0.40	0.80	0.50	1.00	2.45	3.75	0.15
S72	1	0.429	5%	0.400	5.40	0.60	637.52	4.01	5.63	0.67	0.94	0.67	1.17	3.75	6.58	0.30
S73	2	0.081	5%	0.300	2.40	0.60	216.23	3.06	3.75	0.37	0.78	0.48	0.97	2.40	3.65	0.14
S74	2	0.050	5%	0.200	2.40	0.60	73.34	2.33	2.50	0.69	0.94	0.69	1.18	2.20	2.94	0.14
S75	1	0.026	5%	0.200	1.00	0.50	73.34	2.33	2.50	0.36	0.78	0.47	0.96	1.81	2.41	0.09

### Anexo E5 – Cuadro de resultados de diseño hidráulico de colectores– Sistema 1

Buzón aguas arriba						Buzón aguas abajo					Long. (m)	Pend. tubería (%)	DN (mm)	Cobertura		Sumidero	Caudal (l/s)	QLL	VLL	T	q/Q	v/V	h/D	t/T	V(m/s)	Tirante de agua (m)	Fuerza tractiva (Pa)
Buzón	Cota tapa (msnm)	Cota fondo (msnm)	Cota de salida (msnm)	Prof. buzon (m)	Prof. tubería (m)	Buzón	Cota tapa (msnm)	Cota llegada (msnm)	Prof. buzon (m)	Prof. tubería (m)				Arriba (m)	Abajo (m)												
B23A	29.72	28.62	28.82	1.10	0.90	B23	29.69	28.69	1.20	1.00	6.12	2.12%	375	0.53	0.63	78	191	255.54	2.31	1.99	0.75	0.97	0.72	1.20	2.24	0.27	2.38
B23	29.69	28.49	28.69	1.20	1.00	P23	29.58	28.08	1.50	1.50	51.28	1.19%	450	0.55	0.95	78,79	273	310.95	1.96	1.34	0.88	1.02	0.81	1.22	1.99	0.36	1.63
B24A	29.74	28.64	28.84	1.10	0.90	B24	29.71	28.71	1.20	1.00	6.87	1.89%	375	0.53	0.63	76	191	241.18	2.18	1.77	0.79	0.99	0.75	1.21	2.15	0.28	2.14
B24	29.71	28.51	28.71	1.20	1.00	P24	29.62	28.32	1.50	1.30	49.92	0.78%	600	0.40	0.70	76,77	353	542.71	1.92	1.17	0.65	0.93	0.66	1.16	1.78	0.40	1.36
B25	29.53	28.33	28.53	1.20	1.00	P25	29.58	28.38	1.40	1.20	20.09	0.75%	375	0.63	0.83	80	50	151.50	1.37	0.70	0.33	0.76	0.45	0.93	1.04	0.17	0.65
B26A	30.12	29.02	29.22	1.10	0.90	B26	30.08	29.08	1.20	1.00	7.91	1.77%	375	0.53	0.63	81	172	233.26	2.11	1.66	0.74	0.97	0.72	1.19	2.04	0.27	1.98
B26	30.08	28.88	29.08	1.20	1.00	P26	30.03	28.83	1.40	1.20	14.02	1.78%	375	0.63	0.73	81,82	181	234.13	2.12	1.67	0.77	0.98	0.74	1.20	2.07	0.28	2.01
B27	29.14	28.04	28.24	1.10	0.90	P27	29.12	27.92	1.40	1.20	20.26	1.58%	450	0.45	0.65	15,16	280	358.31	2.25	1.78	0.78	0.98	0.74	1.20	2.21	0.33	2.14

## Anexo E6 – Cuadro de resultados de diseño hidráulico de colectores– Sistema 2

Buzón	Buzón aguas arriba					Buzón aguas abajo					Long. (m)	Pend. tubería (%)	DN (mm)	Cobertura		Sumidero	Caudal (l/s)	QLL	VLL	T	q/Q	v/V	h/D	t/T	V(m/s)	Tirante de agua (m)	Fuerza tractiva (Pa)
	Cota tapa (msnm)	Cota fondo (msnm)	Cota de salida (msnm)	Prof. buzón (m)	Prof. tubería (m)	Buzón	Cota tapa (msnm)	Cota llegada (msnm)	Prof. buzón (m)	Prof. tubería (m)				Arriba (m)	Abajo (m)												
B1A	30.60	29.10	29.50	1.50	1.10	B1	29.91	28.61	1.50	1.30	147.14	0.60%	375	0.73	0.93	61,62	87	136.36	1.23	0.57	0.64	0.92	0.66	1.16	1.14	0.25	0.66
B1B	29.97	28.47	28.97	1.50	1.00	B1	29.91	28.51	1.50	1.40	40.29	1.14%	375	0.63	1.03	22	110	187.34	1.70	1.07	0.59	0.90	0.62	1.13	1.52	0.23	1.21
B1	29.91	28.41	28.41	1.50	1.50	P1	29.80	28.30	1.50	1.50	6.50	1.69%	450	1.05	1.05	22,63,61,62	197	370.89	2.33	1.90	0.53	0.87	0.59	1.10	2.03	0.26	2.09
B2A	31.64	30.44	30.64	1.20	1.00	B2	31.05	30.05	1.20	1.00	54.60	1.08%	375	0.63	0.63	58.59	48	182.26	1.65	1.01	0.26	0.71	0.40	0.85	1.17	0.15	0.86
B2	31.05	29.85	30.05	1.20	1.00	P2	30.97	29.97	1.20	1.00	6.50	1.23%	450	0.55	0.55	58.59,60	114	316.30	1.99	1.38	0.36	0.78	0.47	0.96	1.55	0.21	1.33
B3D	29.74	28.54	28.74	1.20	1.00	B3C	29.65	28.50	1.35	1.15	57.24	0.42%	450	0.55	0.70	73	162	164.26	1.03	0.37	0.88	1.02	0.81	1.22	1.18	0.36	0.57
B3C	29.65	28.30	28.45	1.35	1.20	B3B	30.03	28.23	1.80	1.80	53.86	0.41%	800	0.40	1.00	72.73,74,75	717	711.51	1.61	0.77	0.85	1.01	0.79	1.22	1.69	0.63	0.99
B3B	30.03	28.23	28.73	1.80	1.30	B3A	30.79	27.99	2.80	2.80	152.35	0.49%	800	0.50	2.00	71.72...75	803	787.27	1.57	0.71	0.87	1.02	0.80	1.22	1.86	0.64	1.18
B3A	30.79	27.99	28.79	2.80	2.00	B3	29.59	27.94	1.85	1.65	183.44	0.46%	800	1.20	0.85	71.72...75	803	787.15	1.57	0.71	0.89	1.02	0.81	1.22	1.83	0.65	1.13
B3E	30.33	29.13	29.13	1.20	1.20	B3	29.59	28.39	1.85	1.20	65.43	1.13%	375	0.83	0.83	57.56	50	186.46	1.69	1.06	0.27	0.72	0.40	0.86	1.21	0.15	0.91
B3	29.59	27.74	27.94	1.85	1.65	P3	29.57	27.87	1.70	1.70	6.50	1.08%	800	0.85	0.90	55..57,71..75	877	1372.27	2.73	2.15	0.64	0.92	0.66	1.16	2.52	0.52	2.49
B4D	31.25	29.95	30.15	1.30	1.10	B4C	31.11	30.01	1.30	1.10	89.70	0.16%	600	0.50	0.50	42	200	242.57	0.86	0.23	0.82	1.00	0.77	1.21	0.85	0.46	0.28
B4C	31.11	29.81	30.01	1.30	1.10	B4A	30.21	29.01	1.40	1.20	54.89	1.82%	600	0.50	0.60	42,43	310	828.76	2.93	2.73	0.37	0.78	0.48	0.97	2.30	0.29	2.66
B4B	30.92	29.52	29.72	1.40	1.20	B4A	30.21	29.01	1.40	1.20	148.52	0.48%	750	0.45	0.45	44,45	592	769.73	1.74	0.90	0.77	0.98	0.74	1.20	1.70	0.55	1.08
B4A	30.21	28.81	28.91	1.40	1.30	B4	30.19	28.59	1.60	1.60	53.04	0.60%	900	0.40	0.70	42,43...46	1134	1165.90	1.83	0.93	0.81	0.99	0.76	1.21	2.19	0.68	1.64
B4	30.19	28.59	28.89	1.60	1.30	P4	30.17	28.77	1.60	1.40	12.50	0.96%	900	0.40	0.50	42...47	1224	1773.74	2.79	2.16	0.69	0.94	0.69	1.18	2.63	0.62	2.54
B5B	31.69	30.49	30.69	1.20	1.00	B5A	31.67	30.57	1.30	1.10	7.01	1.71%	375	0.63	0.73	41	110	229.40	2.08	1.60	0.48	0.85	0.55	1.06	1.76	0.21	1.71
B5A	31.67	30.37	30.57	1.30	1.10	B5	30.21	29.21	1.20	1.00	104.61	1.30%	375	0.73	0.63	41,68	134	199.91	1.81	1.22	0.67	0.94	0.67	1.17	1.69	0.25	1.42
B5	30.21	29.01	29.21	1.20	1.00	P5	30.18	29.08	1.30	1.10	6.50	2.00%	450	0.55	0.65	41,68,69	158	403.20	2.54	2.25	0.39	0.80	0.49	0.99	2.02	0.22	2.23
B6A	32.09	30.79	31.04	1.30	1.05	B6	31.70	29.95	1.75	1.75	140.98	0.77%	600	0.45	1.15	38,39	482	471.67	1.67	0.89	0.89	1.02	0.81	1.22	1.95	0.49	1.41
B6	31.70	29.95	30.20	1.75	1.50	P6	31.68	30.03	1.80	1.65	12.50	1.36%	600	0.90	1.05	38,39,40	574	601.61	2.13	1.44	0.80	0.99	0.76	1.21	2.50	0.45	2.46
B7A	32.10	30.80	31.05	1.30	1.05	B7	31.68	29.93	1.75	1.75	142.35	0.79%	600	0.45	1.15	35,36	486	480.02	1.70	0.92	0.89	1.02	0.81	1.22	1.97	0.49	1.44
B7	31.68	29.93	30.18	1.75	1.50	P7	31.66	30.01	1.80	1.65	12.50	1.36%	600	0.90	1.05	35,36,37	584	601.61	2.13	1.44	0.82	0.99	0.76	1.21	2.50	0.45	2.46
B8B	32.52	31.22	31.42	1.30	1.10	B8	30.13	28.93	1.40	1.20	146.73	1.70%	600	0.50	0.60	32,33,34	532	799.87	2.83	2.55	0.67	0.94	0.67	1.17	2.65	0.40	2.98
B8A	30.53	29.33	29.33	1.20	1.20	B8	30.13	29.13	1.40	1.00	15.25	1.31%	200	1.00	0.80	67	24	37.56	1.20	0.66	0.64	0.92	0.66	1.16	1.10	0.13	0.76
B8	30.13	28.73	28.93	1.40	1.20	P8	30.11	28.86	1.45	1.25	6.50	1.08%	600	0.60	0.65	32,33,34,67	556	637.19	2.25	1.62	0.87	1.02	0.80	1.22	2.29	0.48	1.97

Buzón aguas arriba						Buzón aguas abajo					Long. (m)	Pend. tubería (%)	DN (mm)	Cobertura		Sumidero	Caudal (l/s)	QLL	VLL	T	q/Q	v/V	h/D	t/T	V (m/s)	Tirante de agua (m)	Fuerza tractiva (Pa)
Buzón	Cota tapa (msnm)	Cota fondo (msnm)	Cota de salida (msnm)	Prof. buzón (m)	Prof. tubería (m)	Buzón	Cota tapa (msnm)	Cota llegada (msnm)	Prof. buzón (m)	Prof. tubería (m)				Arriba (m)	Abajo (m)												
B9B	32.87	31.67	31.87	1.20	1.00	B9A	30.65	29.65	1.20	1.00	139.69	1.59%	450	0.55	0.55	30	162	359.42	2.26	1.79	0.45	0.83	0.53	1.04	1.87	0.24	1.86
B9A	30.65	29.45	29.65	1.20	1.00	B9	30.62	29.42	1.80	1.20	10.60	2.17%	450	0.55	0.75	30,31	262	419.97	2.64	2.44	0.62	0.91	0.64	1.15	2.41	0.29	2.80
B9C	29.88	28.68	29.08	1.20	0.80	B9	30.62	28.82	1.80	1.80	143.72	0.18%	450	0.35	1.35	64,65	48	121.26	0.76	0.20	0.40	0.80	0.50	1.00	0.61	0.23	0.20
B9	30.62	28.82	28.82	1.80	1.80	P9	30.60	28.75	2.00	1.85	6.50	1.08%	600	1.20	1.25	30,31,64..66	334	340.59	1.20	0.46	0.52	0.87	0.58	1.09	1.95	0.35	1.76
B10A	30.59	29.39	29.59	1.20	1.00	B10	30.56	29.46	1.40	1.10	12.32	1.06%	375	0.63	0.73	54	92	180.10	1.63	0.99	0.51	0.86	0.57	1.08	1.40	0.21	1.07
B10B	30.91	29.71	30.01	1.20	0.90	B10	30.56	29.36	1.40	1.20	71.12	0.91%	200	0.70	1.00	53	9	31.36	1.00	0.46	0.29	0.73	0.42	0.89	0.73	0.08	0.41
B10	30.56	29.16	29.36	1.40	1.20	P10	30.54	29.24	1.50	1.30	6.50	1.85%	375	0.83	0.93	53,54	101	238.23	2.16	1.73	0.42	0.81	0.51	1.02	1.75	0.19	1.76
B11B	30.97	29.77	30.07	1.20	0.90	B11A	30.84	29.64	1.40	1.20	51.72	0.83%	600	0.30	0.60	51,52	262	259.96	1.63	0.94	0.47	0.84	0.55	1.06	1.66	0.33	1.32
B11A	30.84	29.44	29.64	1.40	1.20	B11	30.66	29.06	1.60	1.60	72.97	0.79%	600	0.60	1.00	51,52	262	254.18	1.60	0.89	0.48	0.85	0.55	1.06	1.64	0.33	1.27
B11	30.66	29.06	29.06	1.60	1.60	P11	30.64	29.04	1.80	1.60	6.50	0.31%	600	1.00	1.00	51,52,70	286	340.59	1.20	0.46	0.84	1.00	0.78	1.21	1.21	0.47	0.56
B12A	31.36	30.16	30.46	1.20	0.90	B12	30.65	29.25	1.60	1.40	102.71	1.18%	600	0.30	0.80	48,49	318	309.45	1.95	1.33	0.48	0.85	0.55	1.06	1.99	0.33	1.88
B12	30.65	29.05	29.25	1.60	1.40	P12	30.62	28.97	1.80	1.65	12.50	2.24%	600	0.80	1.05	48,59,50	412	426.71	2.68	2.52	0.45	0.83	0.53	1.04	2.69	0.32	3.50
B13I	35.05	33.85	34.00	1.20	1.05	B13H	32.60	31.40	1.40	1.20	189.48	1.37%	600	0.45	0.60	17,18	646	719.25	2.54	2.06	0.90	1.03	0.82	1.22	2.61	0.49	2.50
B13H	32.60	31.20	31.30	1.40	1.30	B13G	31.68	30.38	1.40	1.30	91.35	1.01%	900	0.40	0.40	17,18,19,20	1494	1464.20	2.91	2.45	0.82	1.00	0.77	1.21	2.84	0.69	2.75
B13G	31.68	30.28	30.38	1.40	1.30	B13F	31.17	29.22	1.95	1.95	124.26	0.93%	900	0.40	1.05	17...21	1562	1549.20	2.44	1.65	0.89	1.02	0.81	1.22	2.81	0.73	2.56
B13F	31.17	29.22	29.22	1.95	1.95	B13	31.02	28.52	2.50	2.50	70.46	0.99%	900	1.05	1.60	17...21	1562	1599.42	2.51	1.76	0.87	1.02	0.80	1.22	2.88	0.72	2.72
B13E	31.48	30.28	30.43	1.20	1.05	B13D	31.07	29.67	1.40	1.40	109.40	0.69%	600	0.45	0.80	23,24	446	439.30	1.55	0.77	0.87	1.02	0.80	1.22	1.84	0.48	1.27
B13D	31.07	29.67	29.67	1.40	1.40	B13	31.02	29.52	2.50	1.50	12.46	1.20%	600	0.80	0.90	23,24,25	550	673.69	2.38	1.81	0.82	1.00	0.77	1.21	2.37	0.46	2.19
B13C	32.24	31.04	31.24	1.20	1.00	B13B	31.87	30.77	1.30	1.10	49.23	0.95%	600	0.40	0.50	26,27	504	532.31	1.88	1.13	0.84	1.00	0.78	1.21	2.13	0.47	1.74
B13B	31.87	30.57	30.77	1.30	1.10	B13A	31.01	29.86	1.30	1.15	87.26	1.04%	750	0.35	0.40	26,27,28	680	660.59	2.34	1.74	0.60	0.90	0.63	1.14	2.33	0.47	2.22
B13A	31.01	29.71	29.86	1.30	1.15	B13	31.02	29.62	2.50	1.40	16.21	1.48%	750	0.40	0.65	26,27,28,29	730	747.12	2.64	2.22	0.54	0.88	0.59	1.10	2.68	0.44	3.06
B13	31.02	28.52	29.17	2.50	1.85	P13	30.05	27.25	2.80	2.80	62.94	3.05%	900	0.95	1.90	17...21,23...29	2842	2766.61	4.35	5.26	0.90	1.03	0.82	1.22	5.10	0.74	8.35
B14A	39.12	37.92	38.12	1.20	1.00	B14	35.04	34.04	1.20	1.00	225.91	1.81%	600	0.40	0.40	8,9,10	630	825.16	2.92	2.71	0.76	0.97	0.73	1.20	2.84	0.44	3.25
B14	35.04	33.69	33.89	1.35	1.15	P14	35.49	33.29	2.20	2.20	62.13	0.97%	750	0.25	1.30	7,8,9,10	972	947.46	2.14	1.36	0.89	1.02	0.81	1.22	2.53	0.61	2.20
B15B	39.53	38.23	38.43	1.30	1.10	B15A	37.11	36.24	1.20	0.87	59.29	3.69%	375	0.73	0.50	5	136	336.97	3.05	3.46	0.40	0.80	0.50	1.00	2.44	0.19	3.46
B15A	37.11	35.91	36.11	1.20	1.00	B15	35.56	34.56	1.20	1.00	102.63	1.51%	375	0.63	0.63	5	136	215.47	1.95	1.42	0.63	0.92	0.65	1.15	1.79	0.24	1.63
B15	35.56	34.36	34.56	1.20	1.00	P15	35.55	34.45	1.30	1.10	5.40	2.04%	450	0.55	0.65	5,6	298	406.92	2.56	2.29	0.73	0.96	0.71	1.19	2.46	0.32	2.73

Buzón aguas arriba						Buzón aguas abajo					Long. (m)	Pend. tubería (%)	DN (mm)	Cobertura		Sumidero	Caudal (l/s)	QLL	VLL	T	q/Q	v/V	h/D	t/T	V (m/s)	Tirante de agua (m)	Fuerza tractiva (Pa)
Buzón	Cota tapa (msnm)	Cota fondo (msnm)	Cota de salida (msnm)	Prof. buzon (m)	Prof. tubería (m)	Buzón	Cota tapa (msnm)	Cota llegada (msnm)	Prof. buzon (m)	Prof. tubería (m)				Arriba (m)	Abajo (m)												
B16	34.58	33.48	33.68	1.10	0.90	P16	34.57	33.57	1.20	1.00	5.00	2.20%	375	0.53	0.63	11.12	94	260.06	2.35	2.06	0.36	0.78	0.47	0.96	1.83	0.18	1.98
B17	33.11	32.01	32.21	1.10	0.90	P17	33.09	32.04	1.25	1.05	6.00	2.83%	450	0.45	0.60	4	403	403.20	2.54	2.25	0.84	1.00	0.78	1.21	3.03	0.35	3.87
B18	36.18	34.98	35.18	1.20	1.00	P18	36.16	35.11	1.25	1.05	6.00	1.17%	600	0.40	0.45	3	481	868.34	3.07	3.00	0.73	0.96	0.71	1.19	2.25	0.43	2.08
B19	34.62	33.42	33.62	1.20	1.00	P19	34.62	33.52	1.30	1.10	6.00	1.67%	600	0.40	0.50	1	513	792.69	2.80	2.50	0.65	0.93	0.66	1.16	2.60	0.40	2.90
B20	32.97	31.87	32.07	1.10	0.90	P20	32.95	31.90	1.25	1.05	6.00	2.83%	450	0.45	0.60	2	397	403.20	2.54	2.25	0.83	1.00	0.77	1.21	3.02	0.35	3.87
B21	34.51	33.41	33.61	1.10	0.90	P21	34.49	33.49	1.20	1.00	6.00	2.00%	450	0.45	0.55	14	290	403.20	2.54	2.25	0.72	0.96	0.71	1.19	2.43	0.32	2.67
B22	33.73	32.63	32.83	1.10	0.90	P22	33.71	32.71	1.20	1.00	6.00	2.00%	375	0.53	0.63	13	92	247.95	2.25	1.87	0.37	0.78	0.48	0.97	1.76	0.18	1.82

## Anexo F – Ilustración fotográfica

Fotografía 1 Ubicación de sistema de cámara de bombeo en la Av. Ignacio Merino (proyectada)



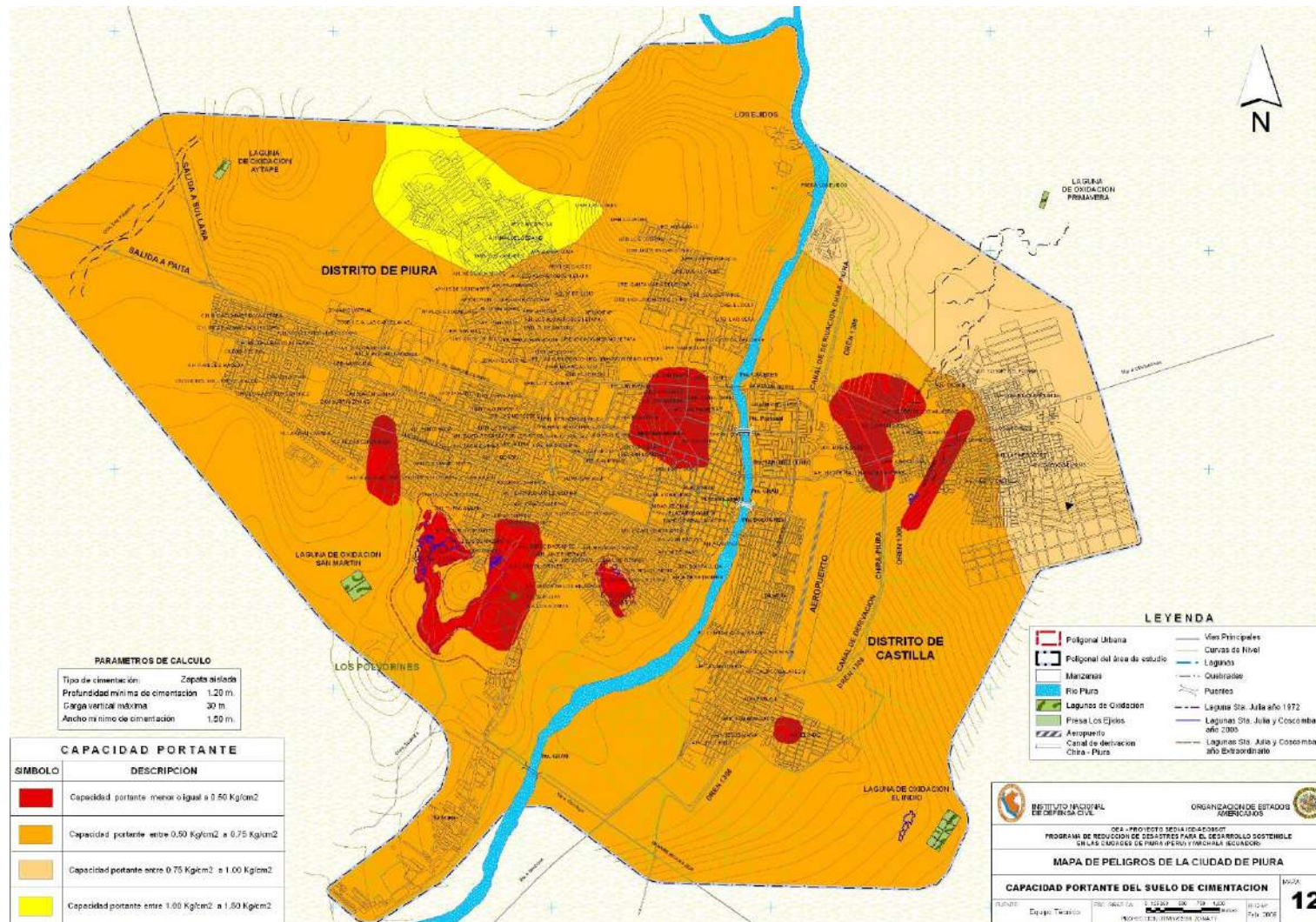
Fotografía 2 Parque de Los Jardines – Avifap (actual)



Fotografía 3 Parque de Los Algarrobos (actual)

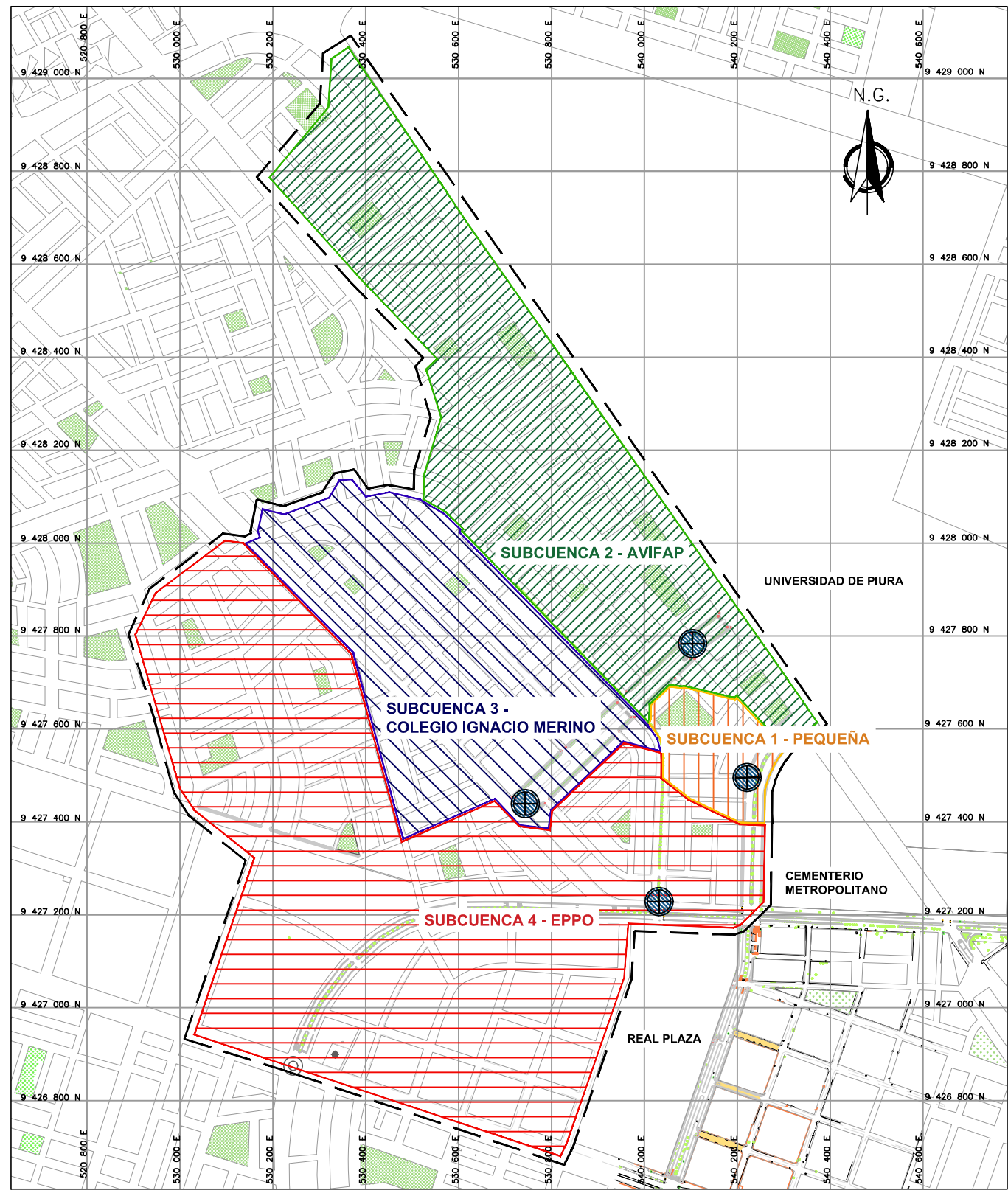


Anexo G – Capacidad portante del suelo de cimentación

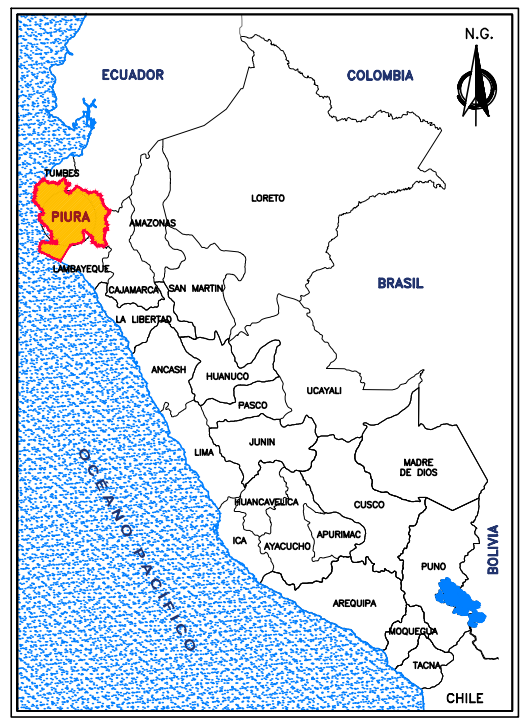




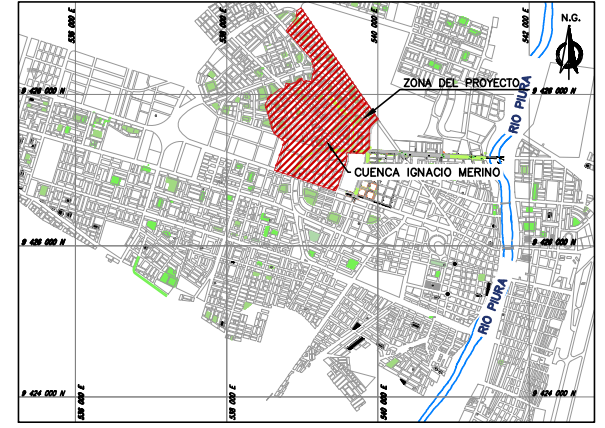
## **Planos**



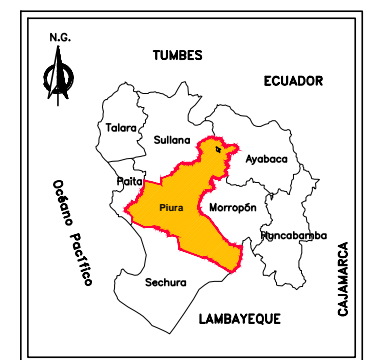
UBICACIÓN  
ESC: 1/12000



MAPA DE LOCALIZACION  
ESC=SIN ESCALA



UBICACIÓN  
ESC: 1/100'000

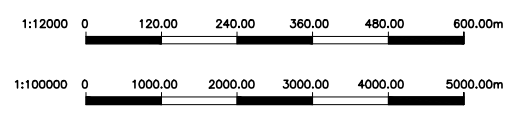


MAPA DE UBICACION PROVINCIAL  
ESC=SIN ESCALA

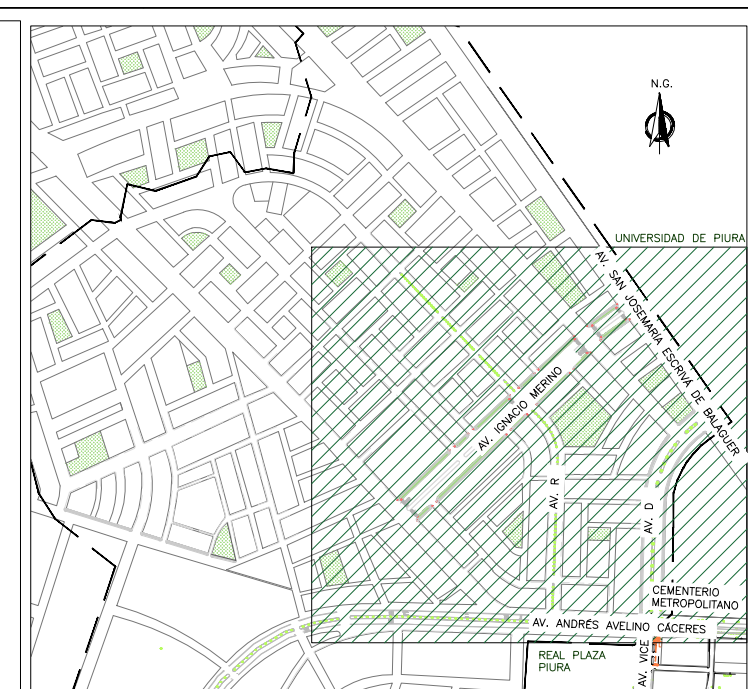
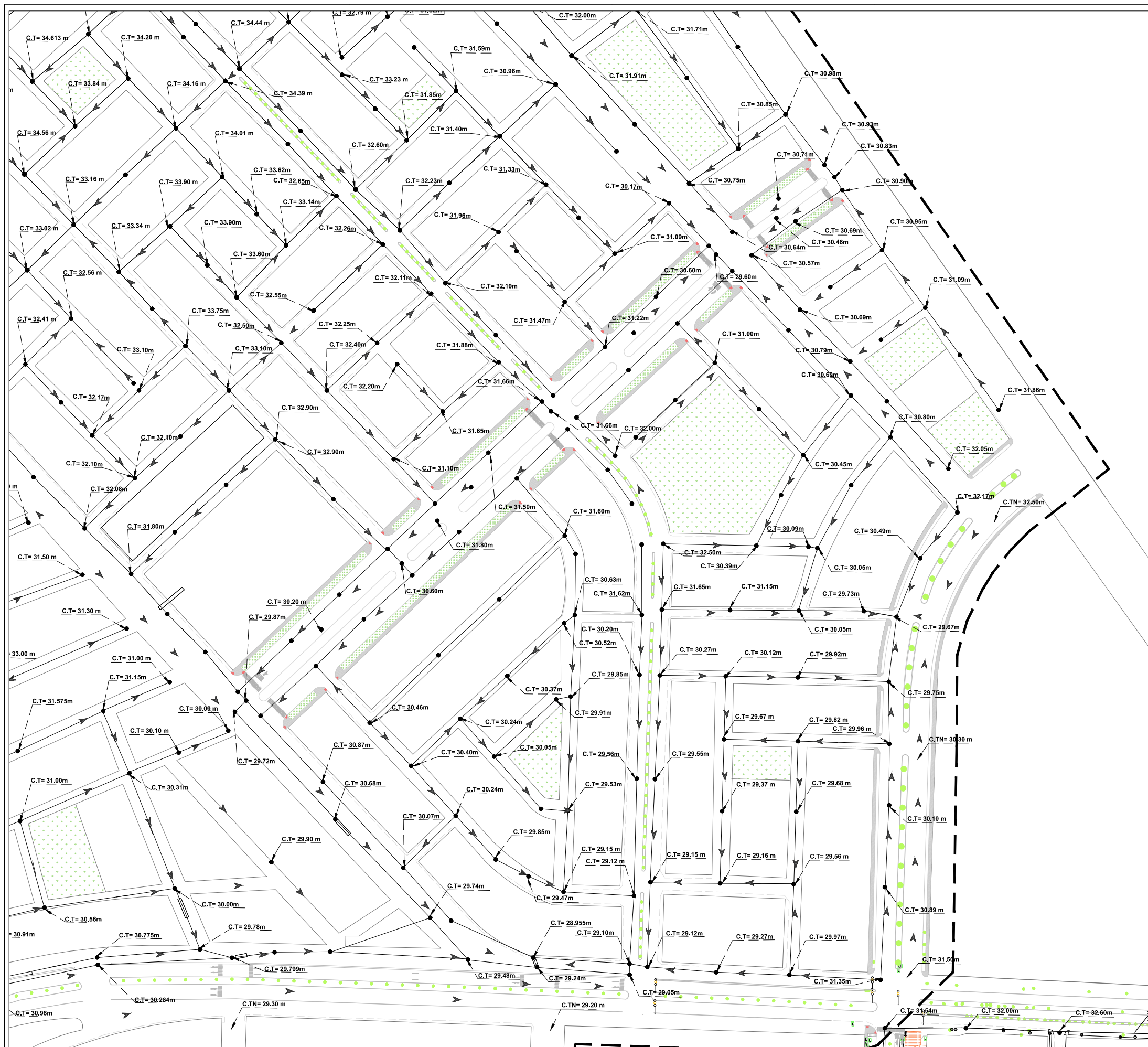


LOCALIZACION DE AREA DE ESTUDIO  
ESC=SIN ESCALA

LEYENDA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
	PUNTOS DE CONFLUENCIA
	ÁREA DE ESTUDIO CUENCA IGNACIO MERINO



<b>TESIS: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CUENCA IGNACIO MERINO DE PIURA USANDO EL PROGRAMA SWMM</b>			
<b>TÍTULO:</b> UBICACIÓN DEL PROYECTO CUENCA IGNACIO MERINO		<b>CÓDIGO</b> U-01 <b>N° DE PLANO</b> <b>01</b>	
<b>ELABORÓ :</b> LM Y F.C.	<b>REVISÓ :</b> M.F.	<b>ESCALA :</b> INDICADA	<b>FECHA :</b> ENERO 2019

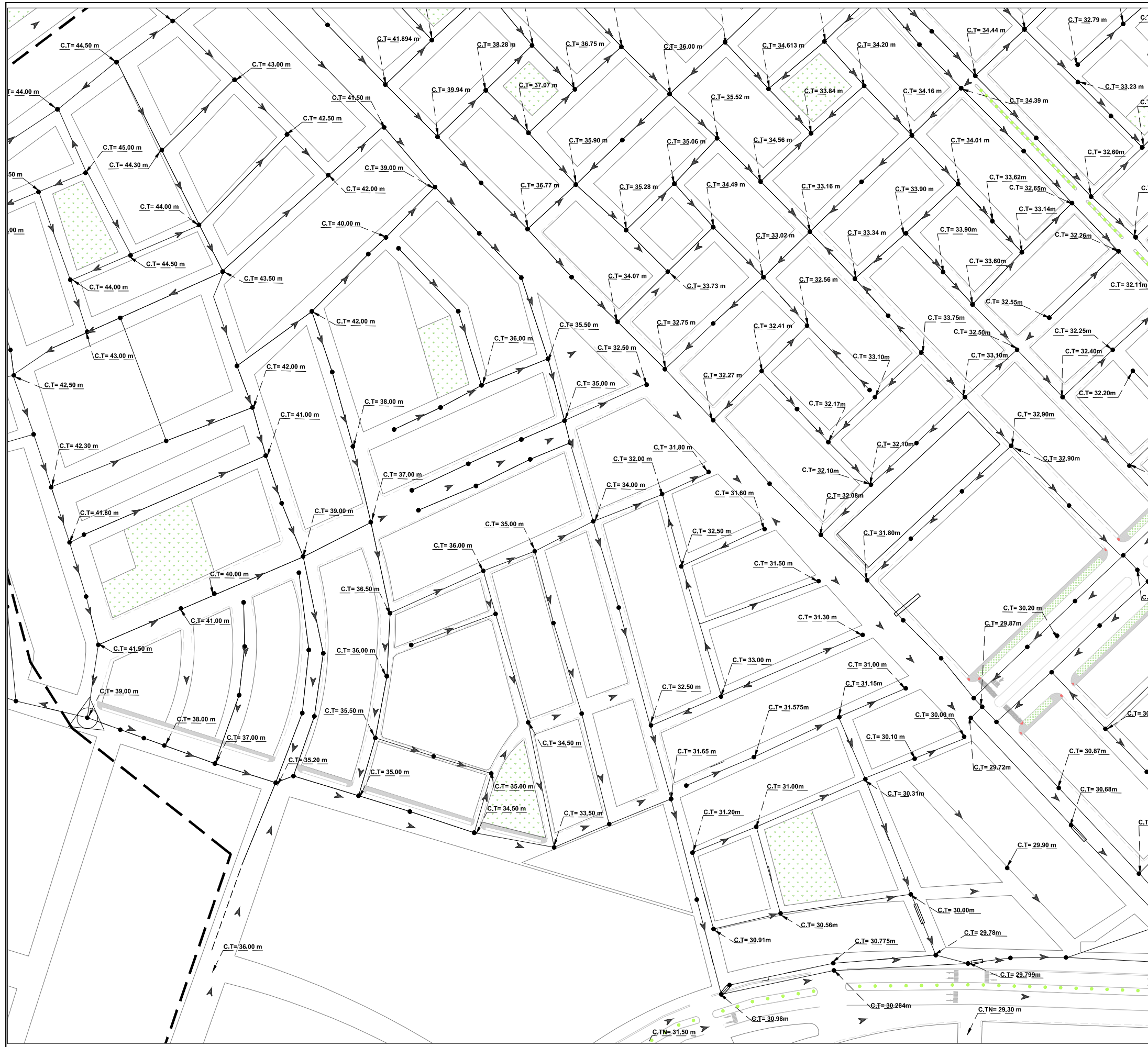


UBICACION  
ESC. 1:15000

LEYENDA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
	LÍNEA DIVISORIA CUENCA IGNACIO MERINO
	PUNTO ALTO DIVISORIO

PLANTA ZONA 1  
ESC. 1:3000

<b>TESIS: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CUENCA IGNACIO MERINO DE PIURA USANDO EL PROGRAMA SWMM</b>			
<b>TÍTULO:</b> PLANTA DE ALCANTARILLADO EXISTENTE COTA DE TAPA DE BUZONES		<b>CÓDIGO:</b> A-01 <b>N° DE PLANO:</b> 02	
<b>ELABORÓ:</b> LM Y F.C.	<b>REVISÓ:</b> M.F.	<b>ESCALA:</b> INDICADA	<b>FECHA:</b> ENERO 2019

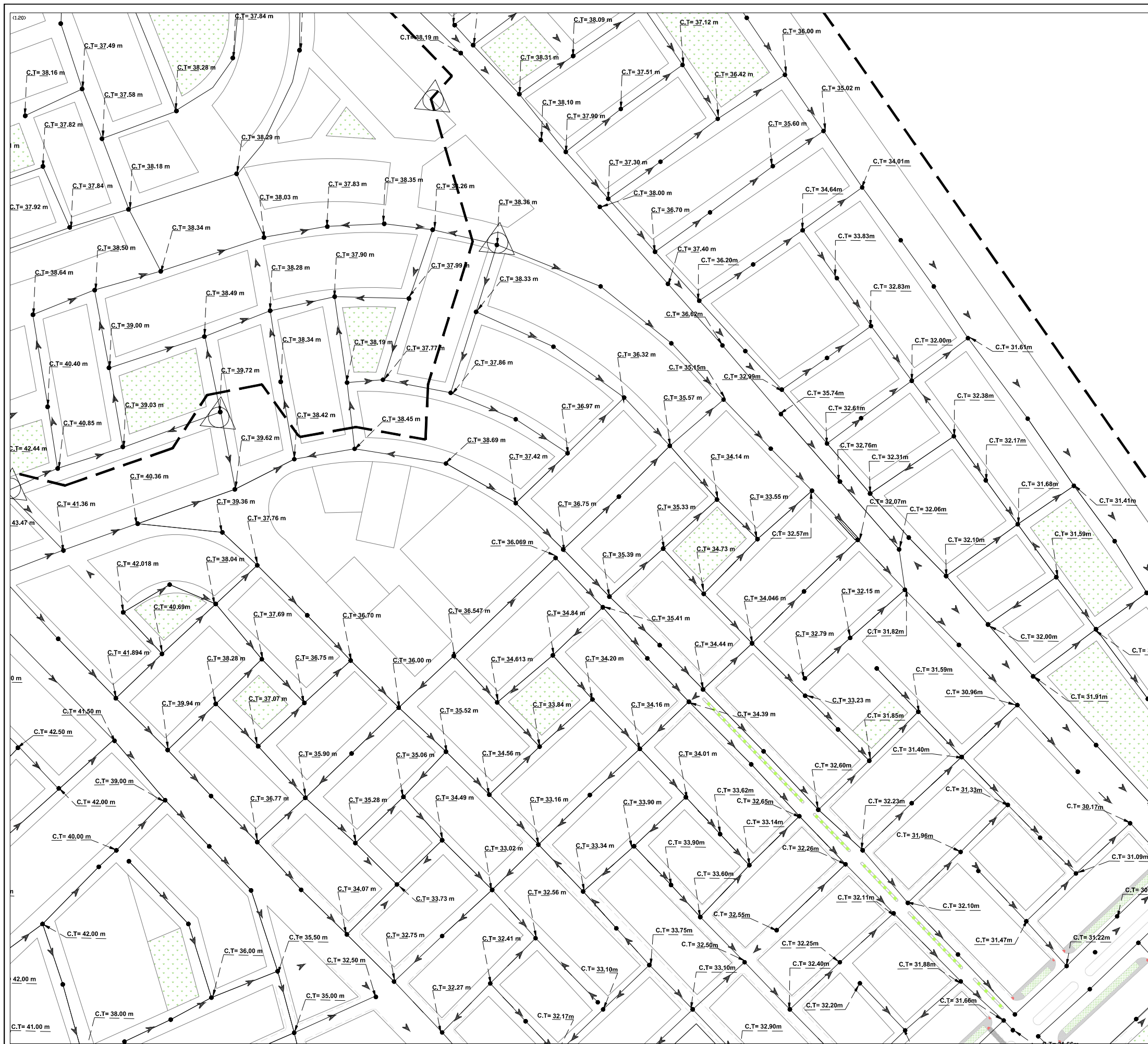


UBICACION  
ESC. 1:15000

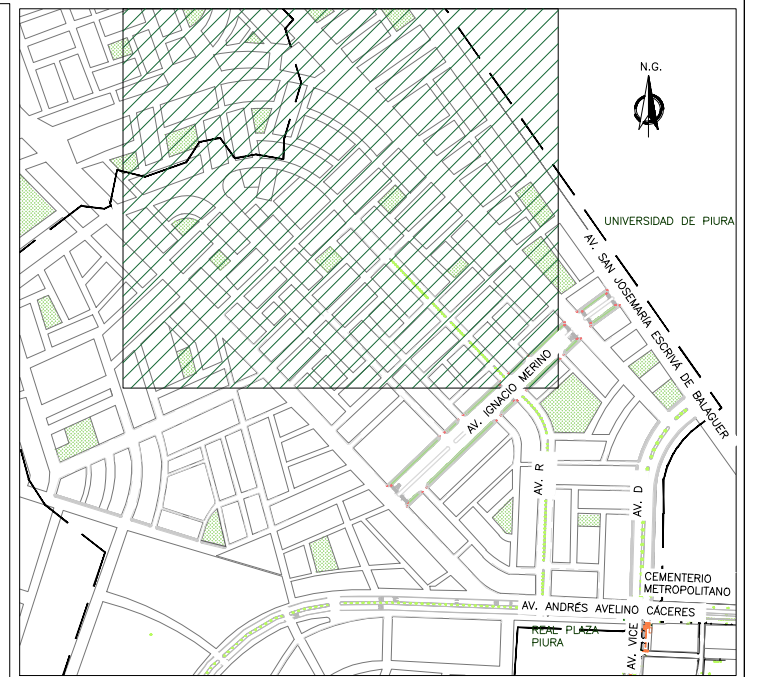
LEYENDA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
	LÍNEA DIVISORIA CUENCA IGNACIO MERINO
	PUNTO ALTO DIVISORIO

PLANTA ZONA 2  
ESC. 1:3000

<b>TESIS: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CUENCA IGNACIO MERINO DE PIURA USANDO EL PROGRAMA SWMM</b>			
<b>TÍTULO:</b> PLANTA DE ALCANTARILLADO EXISTENTE COTA DE TAPA DE BUZONES		<b>CÓDIGO:</b> A-02 <b>N° DE PLANO:</b> 03	
<b>ELABORÓ:</b> L.M Y F.C.	<b>REVISÓ:</b> M.F.	<b>ESCALA:</b> INDICADA	<b>FECHA:</b> ENERO 2019



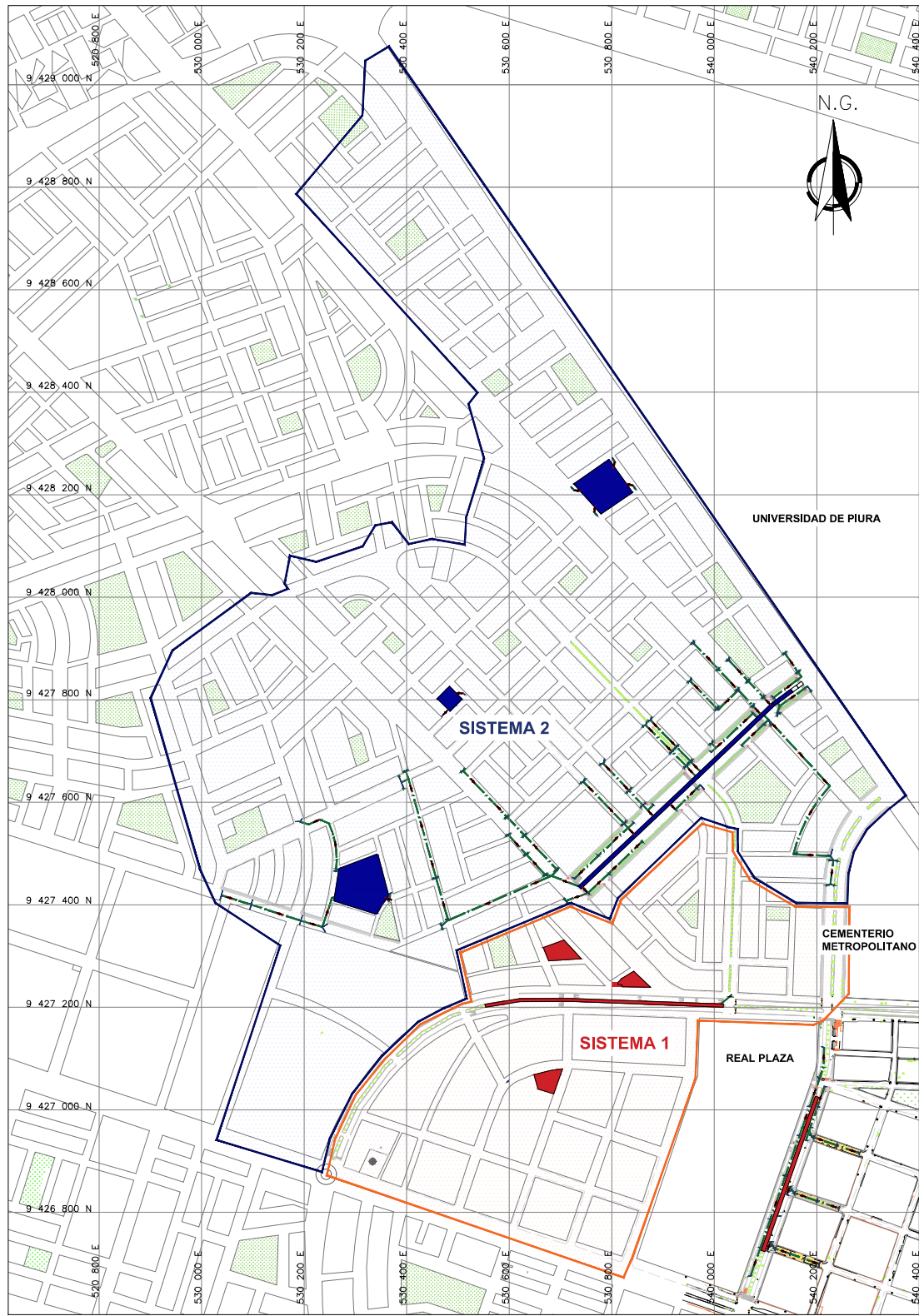
PLANTA ZONA 3  
ESC. 1:3000



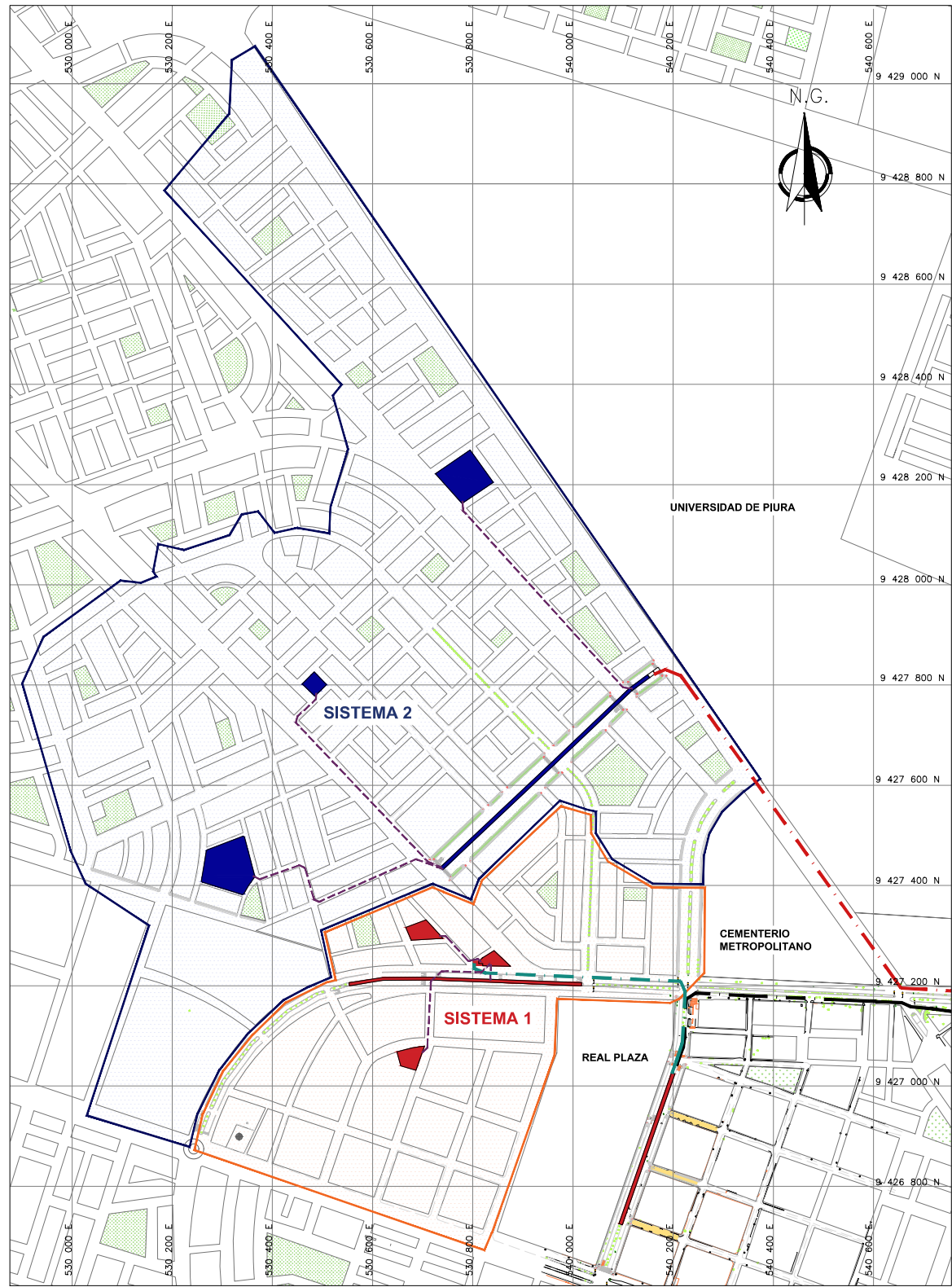
UBICACION  
ESC. 1:15000

LEYENDA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCION
	LINEA DIVISORIA CUENCA IGNACIO MERINO
	PUNTO ALTO DIVISORIO

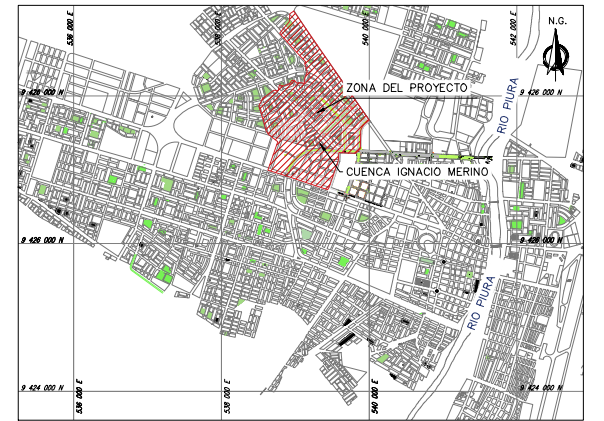
<b>TESIS: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CUENCA IGNACIO MERINO DE PIURA USANDO EL PROGRAMA SWMM</b>			
<b>TITULO:</b> PLANTA ALCANTARILLADO EXISTENTE COTA DE TAPA DE BUZONES		<b>CÓDIGO:</b> A-03 <b>N° DE PLANO:</b> 04	
<b>ELABORÓ:</b> L.M Y F.C.	<b>REVISÓ:</b> M.F.	<b>ESCALA:</b> INDICADA	<b>FECHA:</b> ENERO 2019



**REDES DE INGRESO A LAS ESTRUCTURAS DE EVACUACIÓN**  
ESC: 1/12000

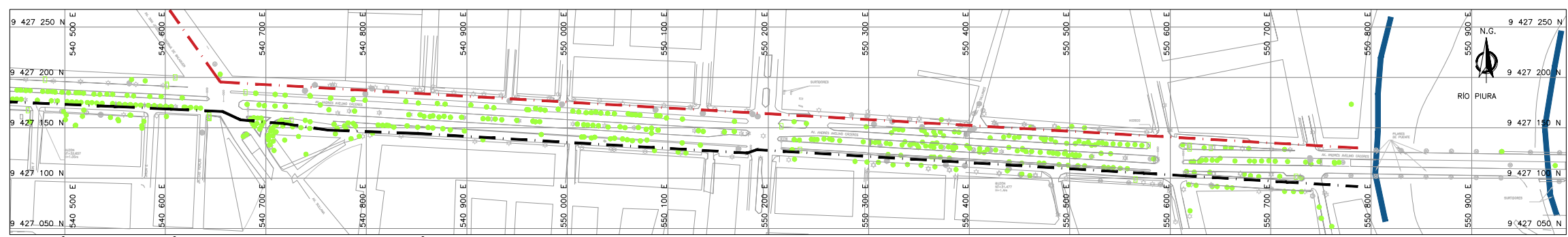


**REDES DE SALIDA DE LAS ESTRUCTURAS DE EVACUACIÓN**  
ESC: 1/12000



**UBICACION**  
ESC: 1/100'000

LEYENDA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
	REDES DE TRANSPORTE DE AGUA DE LLUVIA
	ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS DE CAPTACIÓN - SISTEMA 1
	ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS DE CAPTACIÓN - SISTEMA 2
	REDES COMUNICANTES ENTRE ESTRUCTURAS
	TUBERÍAS DE IMPULSIÓN DE CISTERNA AV. IGNACIO MERINO.
	TUBERÍA DE IMPULSIÓN DE CISTERNA MEJORADA A CISTERNA VICE.
	TUBERÍA DE IMPULSIÓN EXISTENTE LA CISTERNA AV. VICE



**TUBERÍAS DE IMPULSIÓN DE AGUA DE LLUVIA HACIA EL RÍO**  
ESC: 1/5000

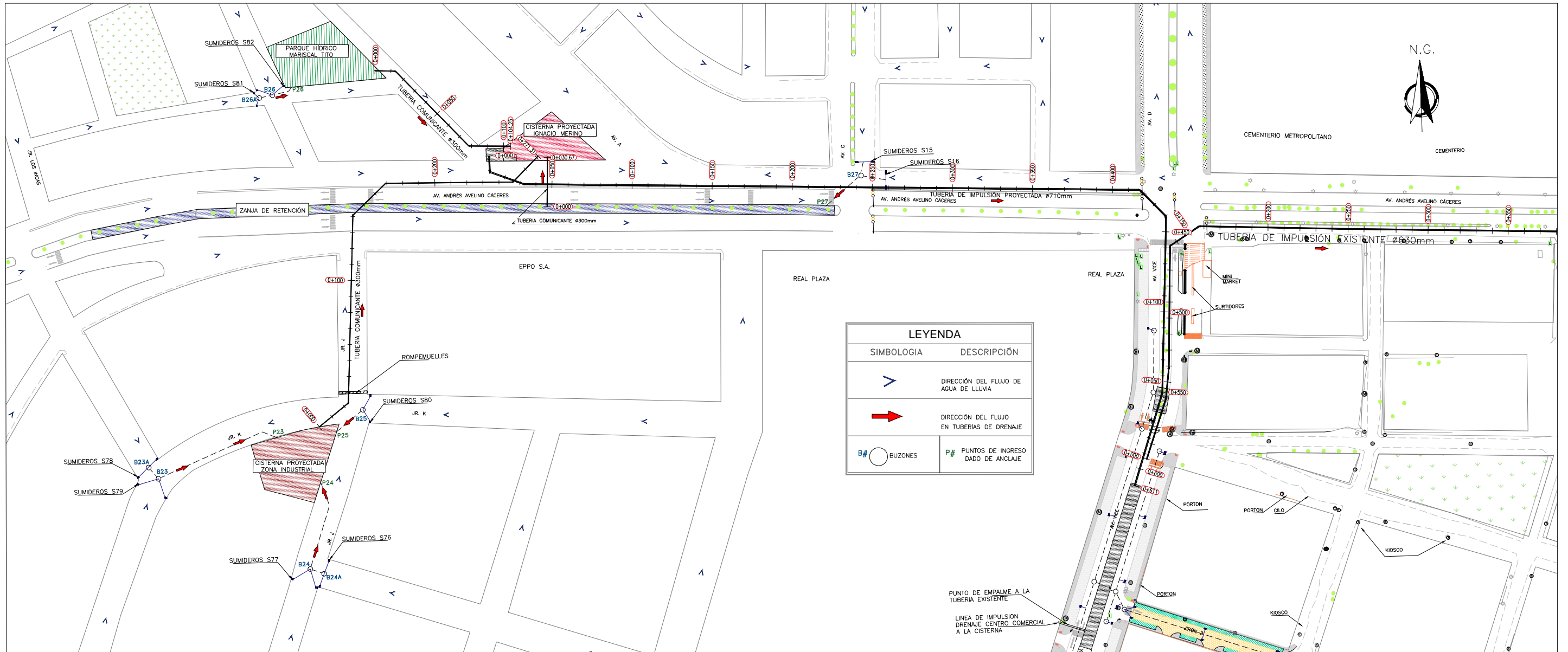
**TESIS: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CUENCA IGNACIO MERINO DE PIURA USANDO EL PROGRAMA SWMM**

**TÍTULO: SISTEMA DE DRENAJE 1 Y 2**

ELABORÓ : LM Y F.C	REVISÓ : M.F	ESCALA : INDICADA	FECHA : ENERO 2019
-----------------------	-----------------	----------------------	-----------------------

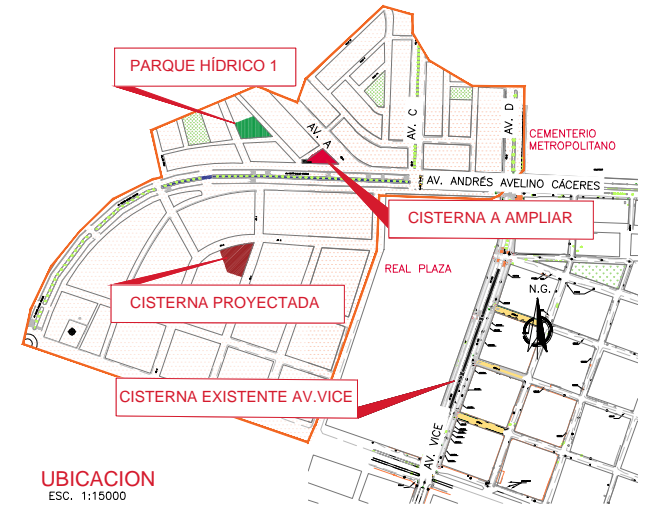
CÓDIGO D-01

N° DE PLANO **05**

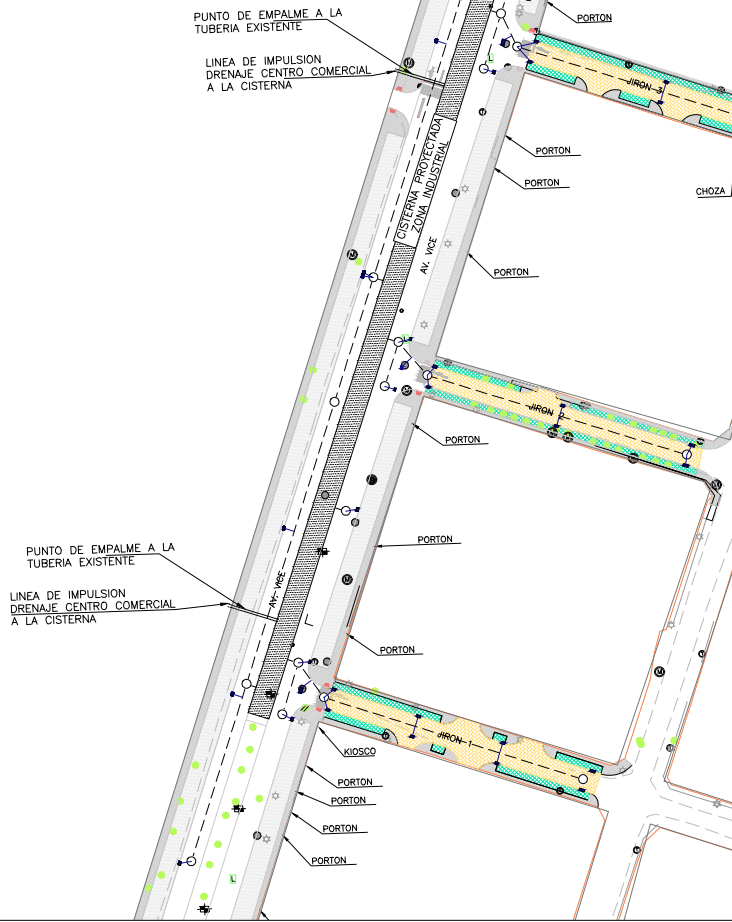


LEYENDA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
	DIRECCIÓN DEL FLUJO DE AGUA DE LLUVIA
	DIRECCIÓN DEL FLUJO EN TUBERIAS DE DRENAJE
	BUZONES
	PUNTOS DE INGRESO DADO DE ANCLAJE

COMPONENTE HIDRAULICOS SISTEMA 1  
ESC. 1:2500



UBICACION  
ESC. 1:15000



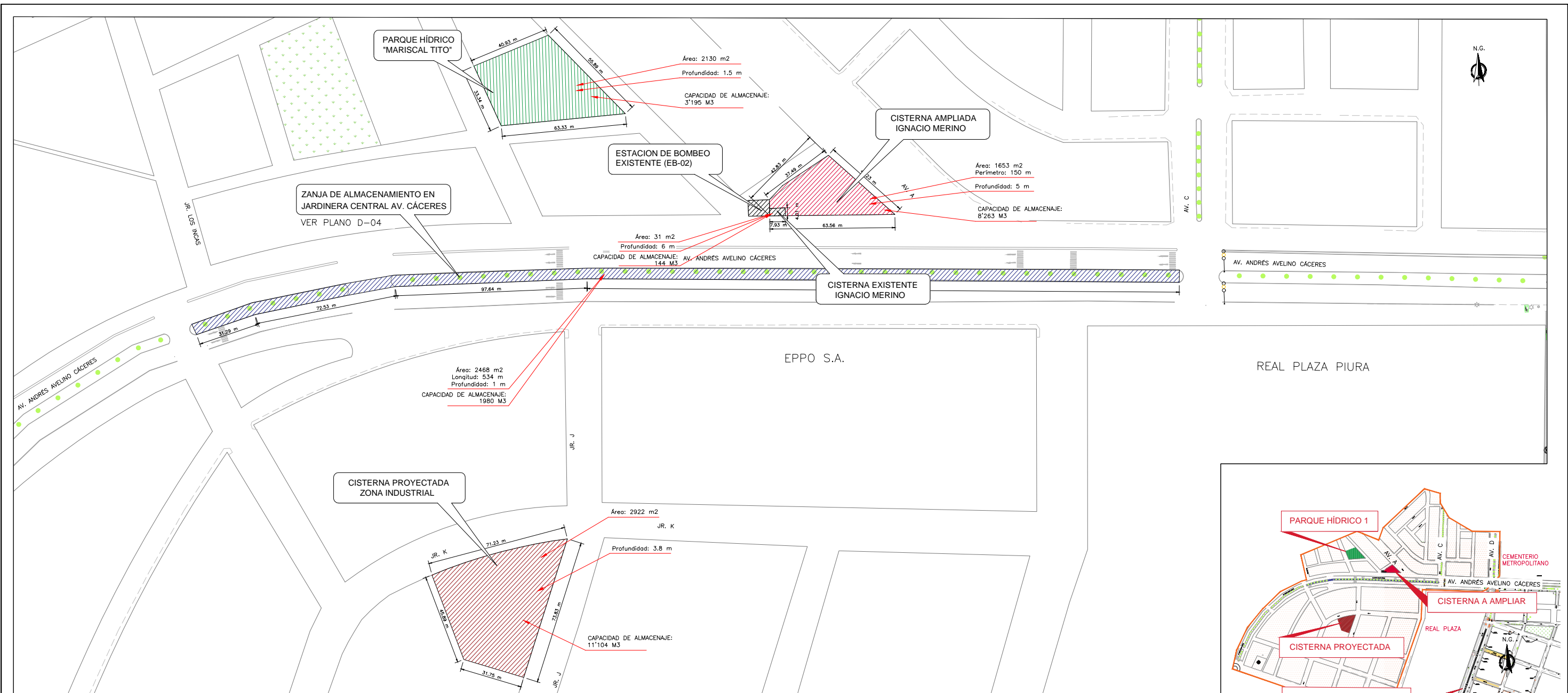
**UNIVERSIDAD DE PIURA**

30 años

**TESIS: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CUENCA IGNACIO MERINO DE PIURA USANDO EL PROGRAMA SWMM**

<b>TÍTULO:</b> COMPONENTES HIDRAULICOS SISTEMA 1	<b>CÓDIGO:</b> D-02
<b>ELABORÓ:</b> L.M Y F.C	<b>REVISÓ:</b> M.F
<b>ESCALA:</b> 1:2500	<b>FECHA:</b> ENERO 2019

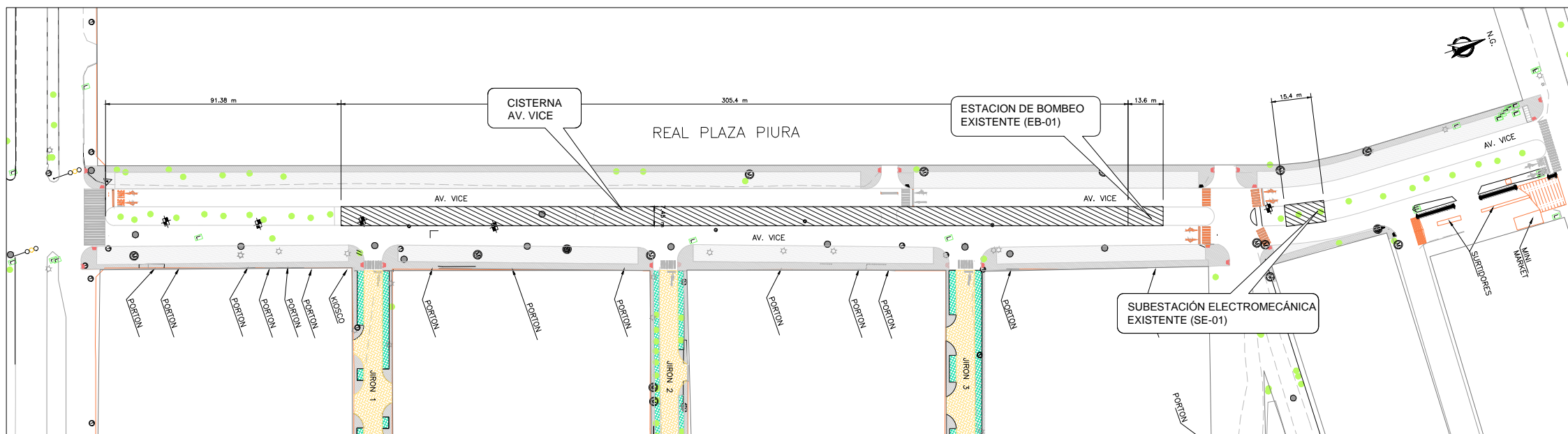
06



**ESTRUCTURAS PROYECTADAS SISTEMA 1**  
ESC. 1:2000

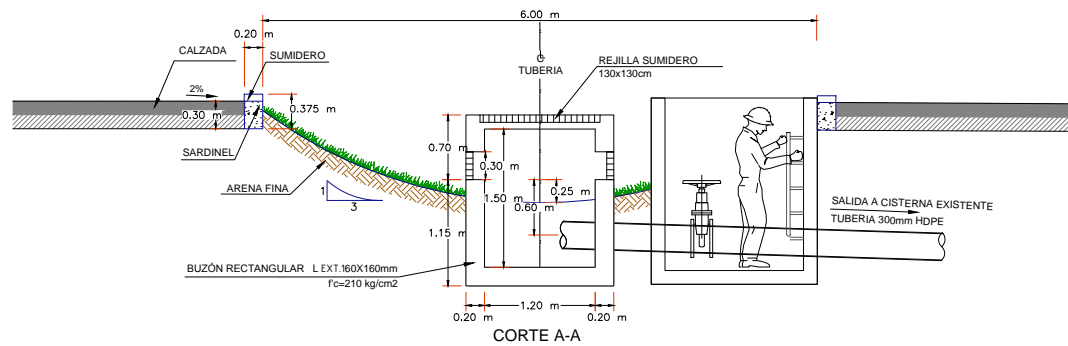


**UBICACION**  
ESC. 1:15000

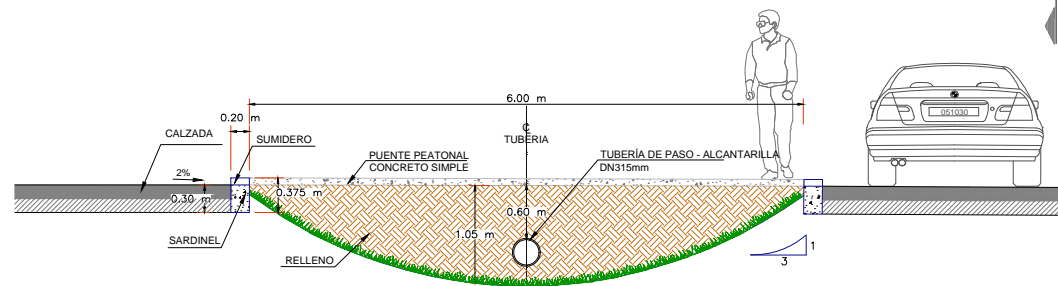


**PLANTA SISTEMA DE CÁMARA DE BOMBEO VICE**  
ESC. 1:2000

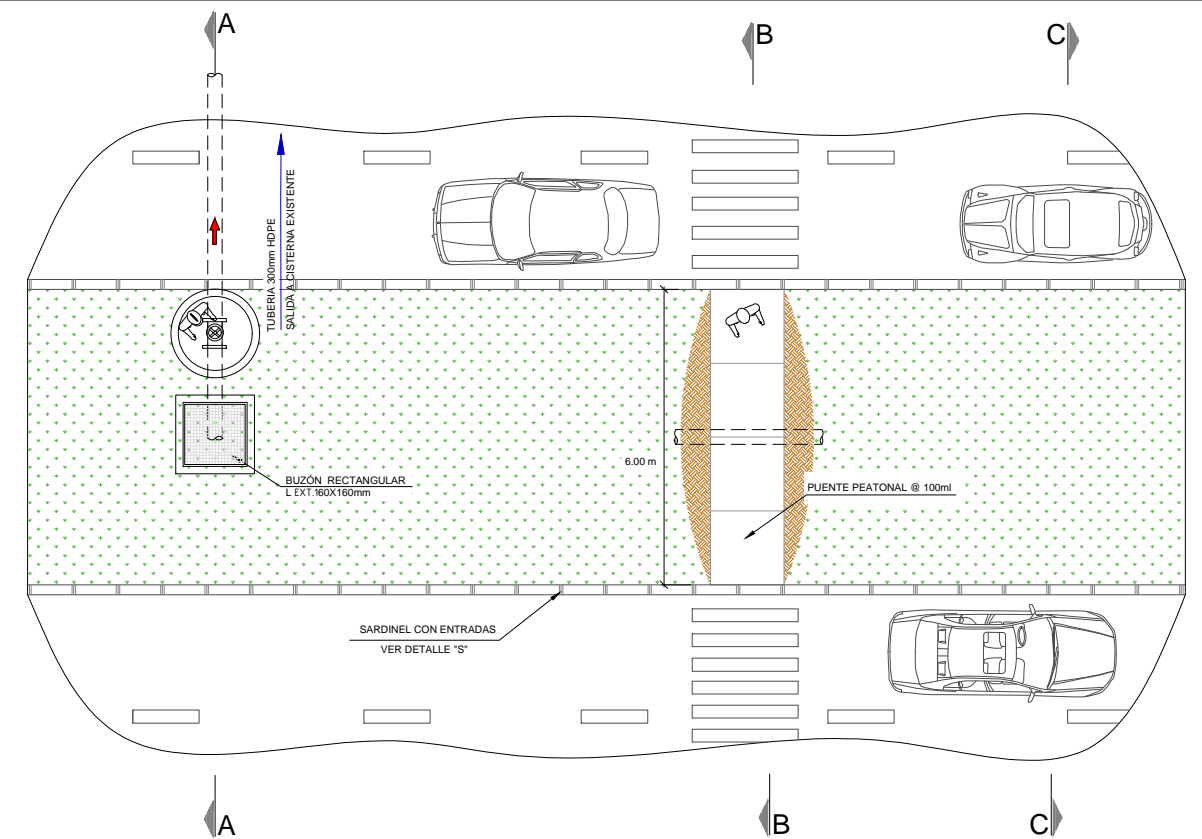
<b>TESIS: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CUENCA IGNACIO MERINO DE PIURA USANDO EL PROGRAMA SWMM</b>	
<b>TÍTULO:</b> ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS SISTEMA 1	
<b>CÓDIGO:</b> D-03 <b>N° DE PLANO:</b> 07	
<b>ELABORÓ:</b> L.M Y F.C.	<b>REVISÓ:</b> M.F.
<b>ESCALA:</b> INDICADA	<b>FECHA:</b> ENERO 2019



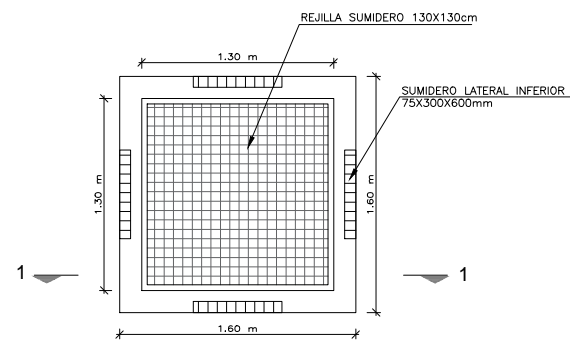
**ZANJA DE ALMACENAMIENTO**  
**BUZÓN SUMIDERO HACIA CISTERNA AMPLIADA IGNACIO MERINO**  
 ESCALA: 1/80



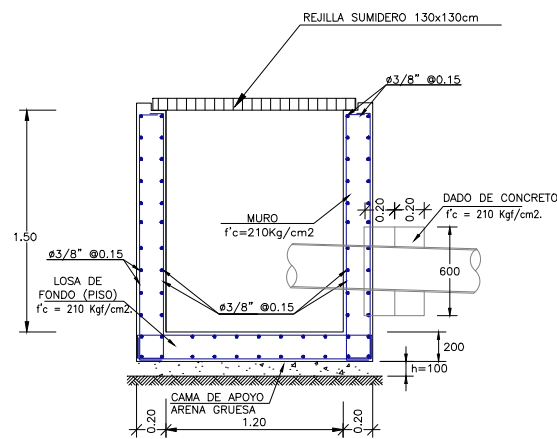
**ZANJA DE ALMACENAMIENTO**  
**ALcantarilla Y PUENTE PEATONAL**  
 ESCALA: 1/80



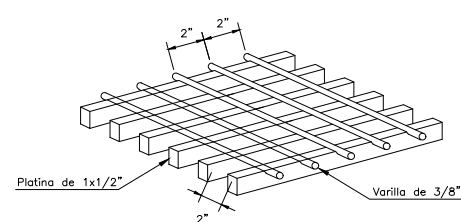
**ZANJA DE ALMACENAMIENTO**  
**EN TERRENO NORMAL**  
 ESCALA 1/150



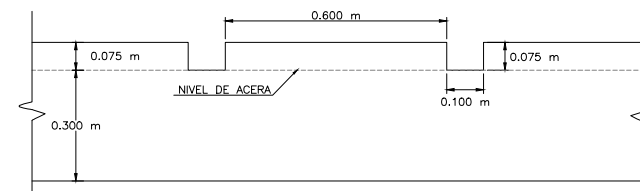
**PLANTA BUZÓN SUMIDERO**  
**RECTANGULAR**  
 ESCALA 1/50



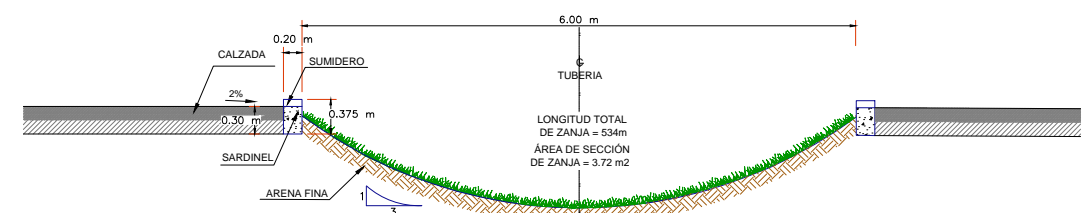
**BUZÓN RECTANGULAR**  
 ESCALA 1/50



**REJILLA**  
 ESCALA 1/10

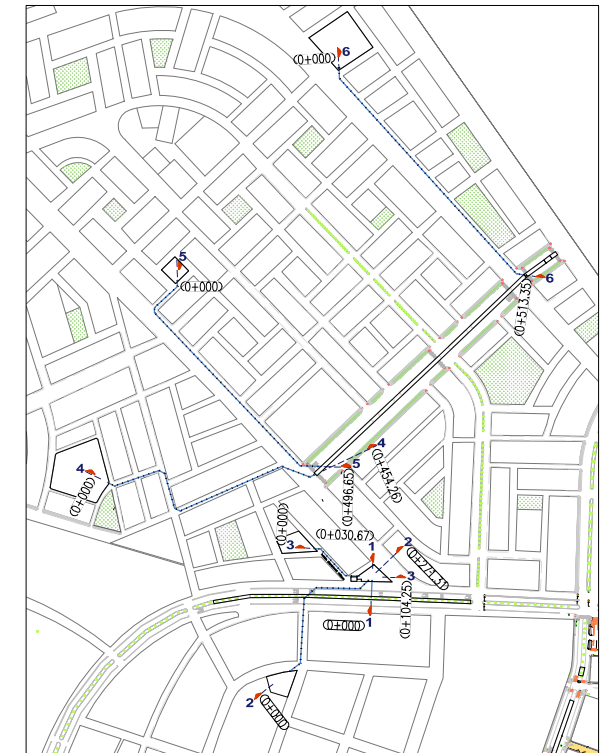


**DETALLE "S"**  
 ESCALA 1/20

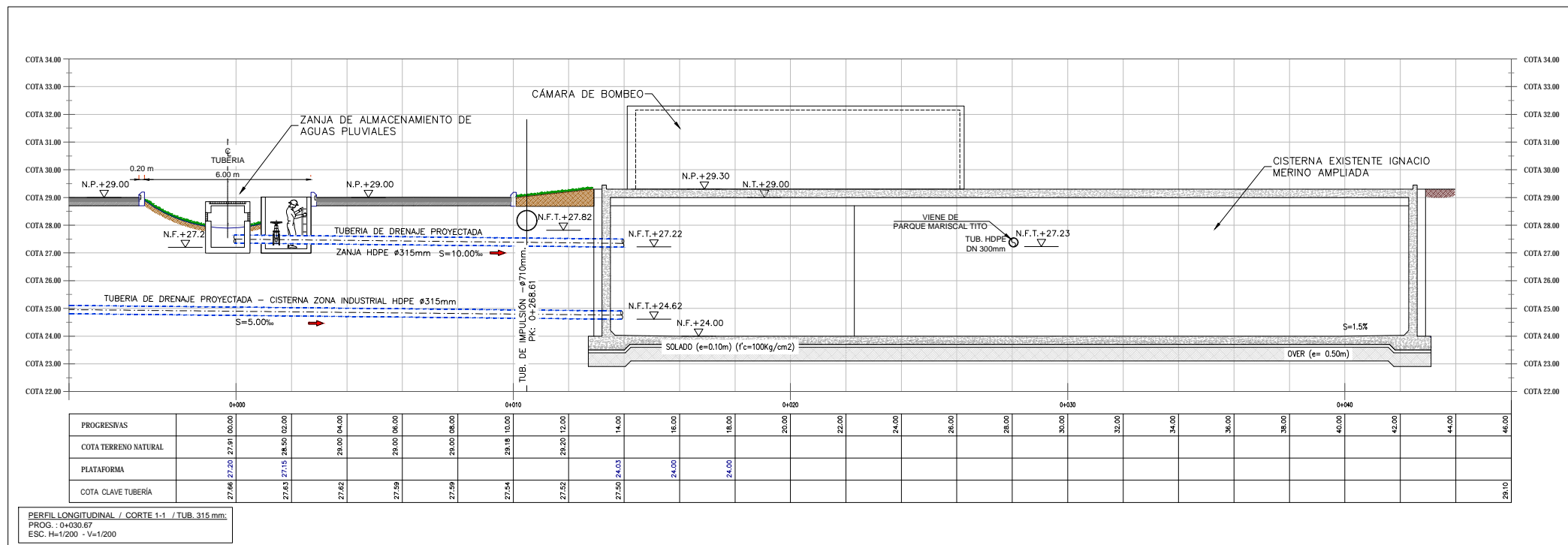


**ZANJA DE ALMACENAMIENTO**  
**SECCIÓN TÍPICA**  
 ESCALA: 1/80

<b>TESIS: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CUENCA IGNACIO MERINO DE PIURA USANDO EL PROGRAMA SWMM</b>	
<b>TÍTULO: ZANJA DE ALMACENAMIENTO SISTEMA 1</b>	
<b>CÓDIGO D-04</b>	
<b>N° DE PLANO 08</b>	
<b>ELABORÓ:</b> LM Y F.C.	<b>REVISÓ:</b> M.F.
<b>ESCALA:</b> INDICADA	<b>FECHA:</b> ENERO 2019

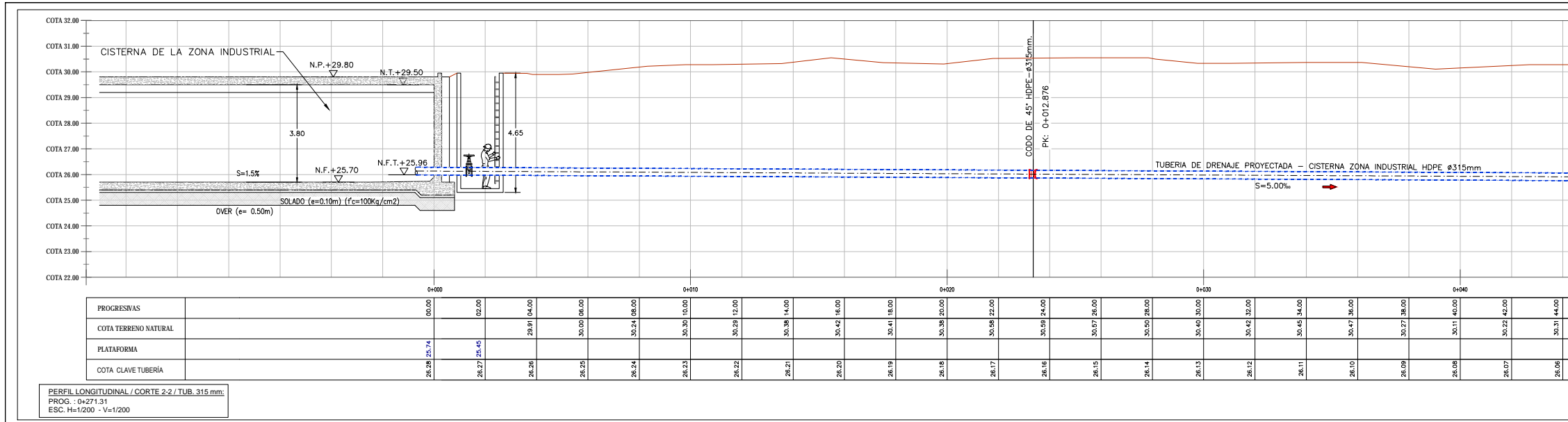


- LEYENDA**
- 1-1: Zanja de almacenamiento a cisterna existente Ignacio Merino
  - 2-2: Cisterna proyectada Zona Indus.a cisterna existente Ignacio Merino
  - 3-3: Parque hídrico Mariscal Tito a cisterna existente Ignacio Merino
  - 4-4: Parque hídrico Bello Horizonte a cisterna proyectada Av. Ignacio Merino
  - 5-5: Parque hídrico Los Algarrobos a cisterna proyectada Av. Ignacio Merino
  - 6-6: Parque hídrico AVIFAP a cisterna proyectada Av. Ignacio Merino

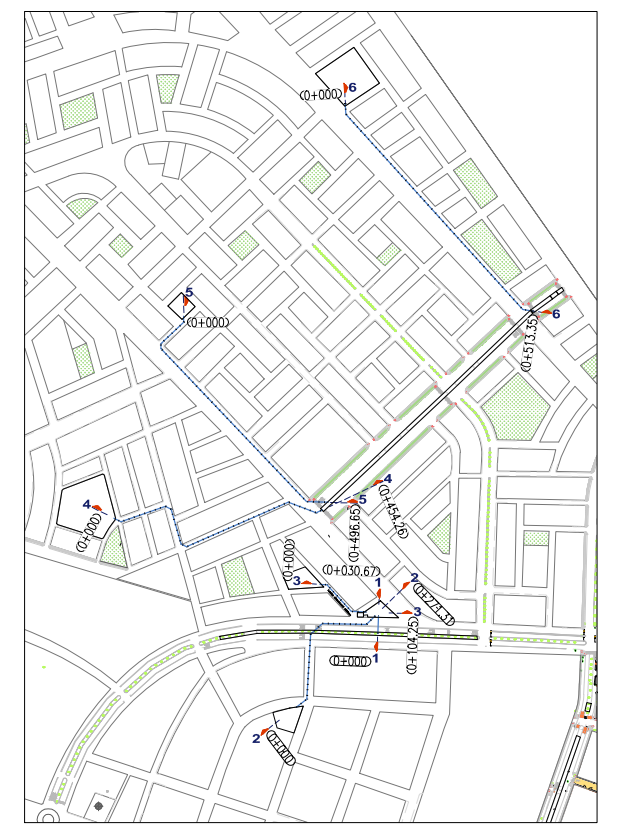


<b>TESIS: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CUENCA IGNACIO MERINO DE PIURA USANDO EL PROGRAMA SWMM</b>	
<b>TÍTULO: PERFIL LONGITUDINAL TUBERÍA ZANJA DE ALMACENAMIENTO SISTEMA 1</b>	
<b>ELABORÓ:</b> LM Y F.C.	<b>REVISÓ:</b> M.F.
<b>ESCALA:</b> 1:200	<b>FECHA:</b> ENERO 2019
<b>CÓDIGO:</b> D-05	<b>N° DE PLANO:</b> 09

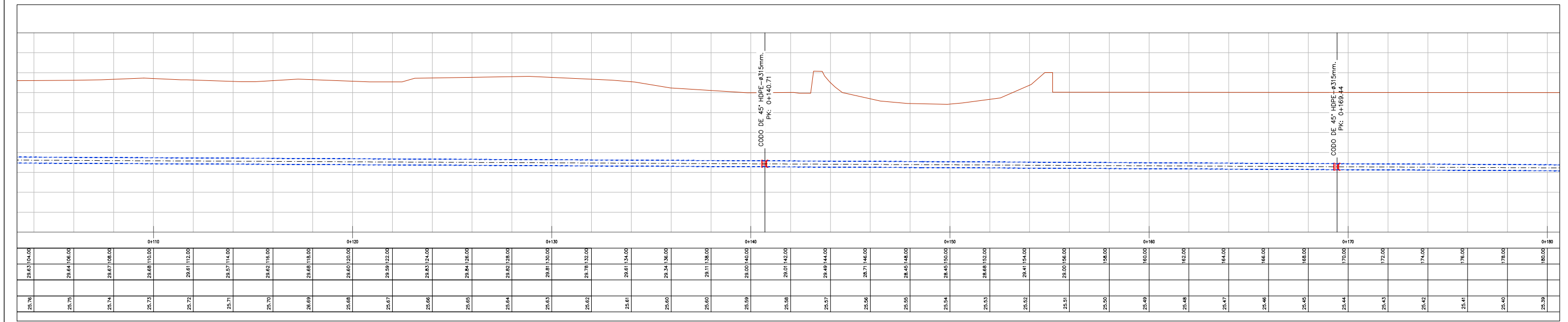
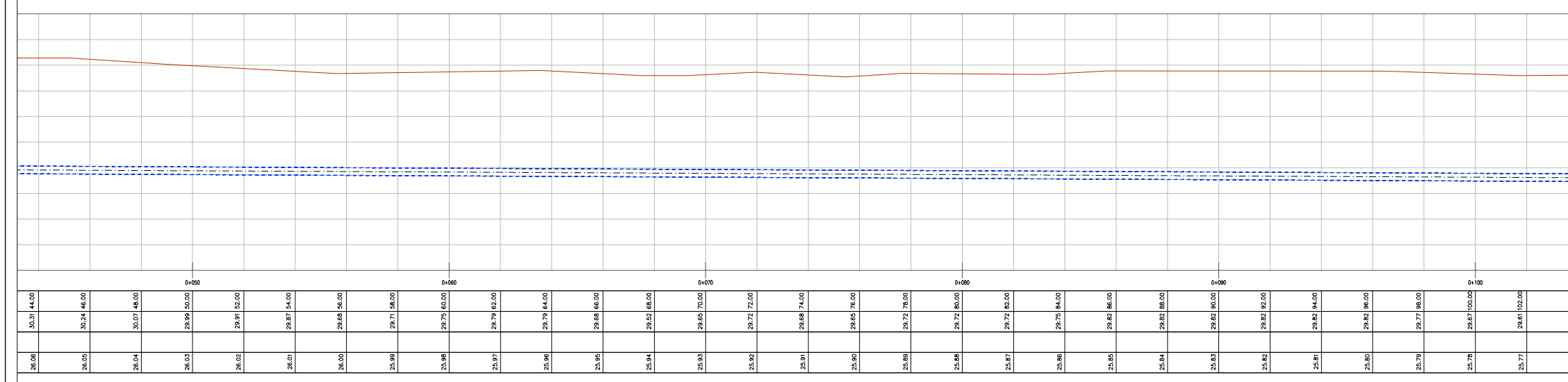




PERFIL LONGITUDINAL / CORTE 2-2 / TUB. 315 mm.  
 PROG.: 0+271.31  
 ESC. H=1/200 - V=1/200



- LEYENDA**
- 1-1: Zanja de almacenamiento a cisterna existente Ignacio Merino
  - 2-2: Cisterna proyectada Zona Indust.a cisterna existente Ignacio Merino
  - 3-3: Parque hídrico Mariscal Tito a cisterna existente Ignacio Merino
  - 4-4: Parque hídrico Bello Horizonte a cisterna proyectada Av. Ignacio Merino
  - 5-5: Parque hídrico Los Algarrobos a cisterna proyectada Av. Ignacio Merino
  - 6-6: Parque hídrico AVIFAP a cisterna proyectada Av. Ignacio Merino

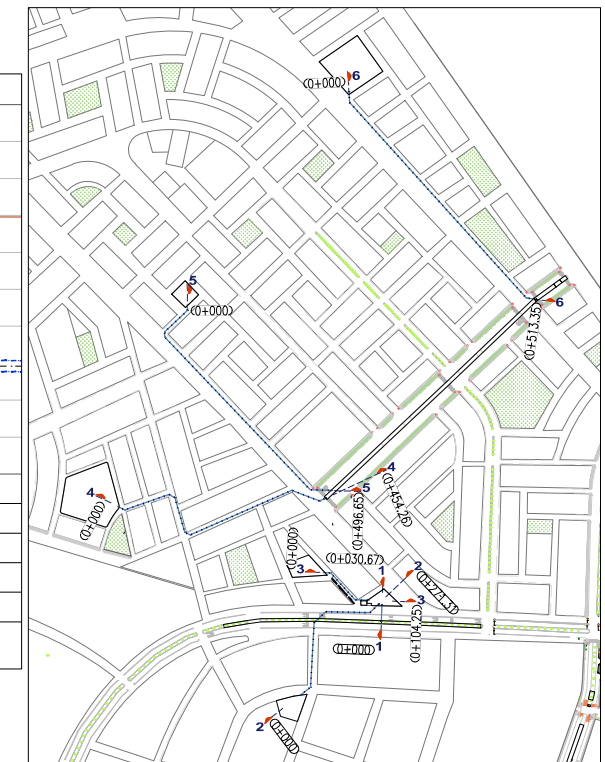
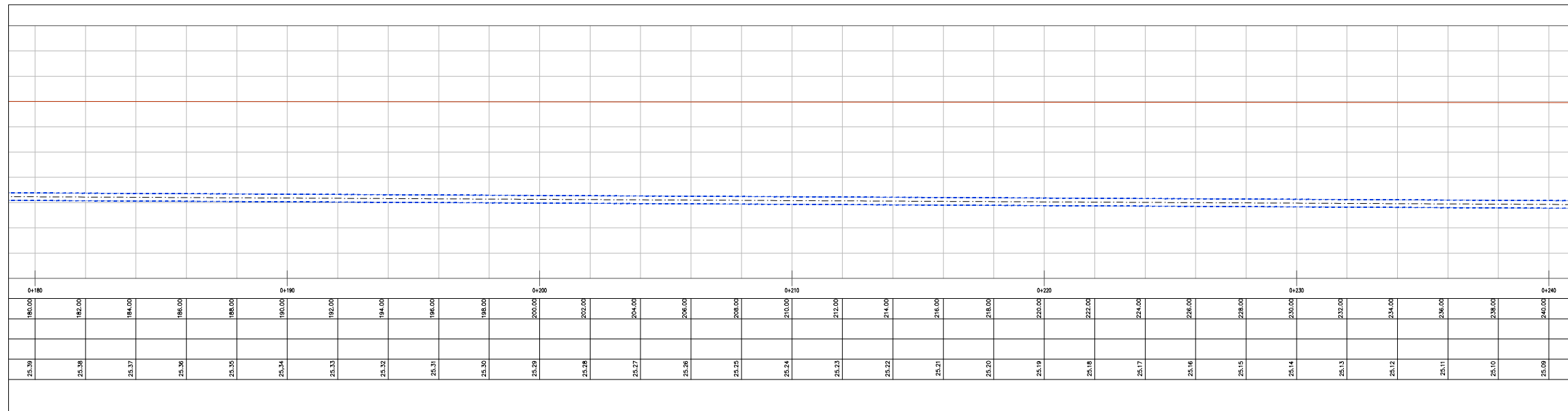


**TESIS: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CUENCA IGNACIO MERINO DE PIURA USANDO EL PROGRAMA SWMM**

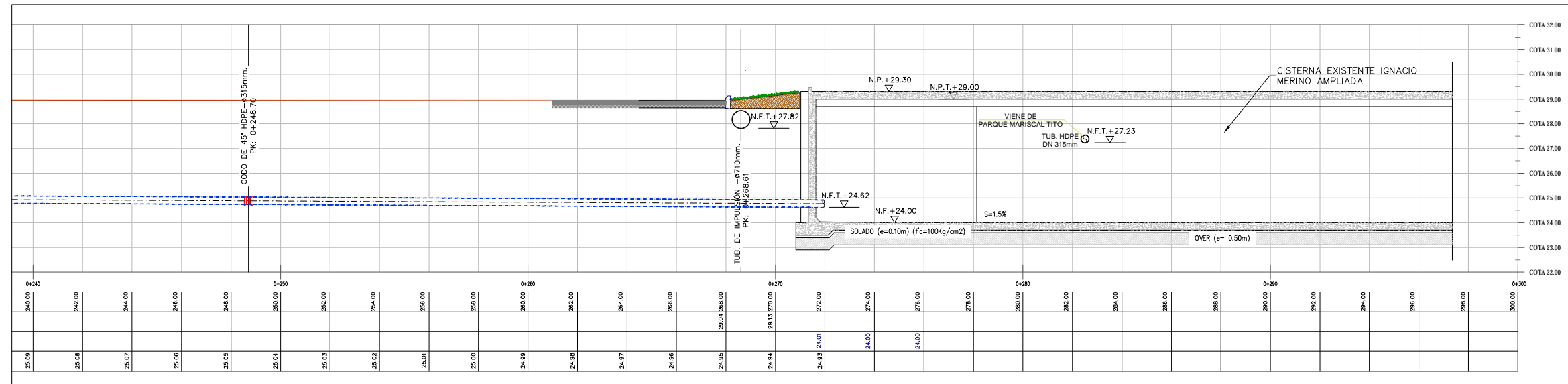
**TÍTULO:** PERFIL LONGITUDINAL TUBERÍA  
CISTERNA PROYECTADA ZONA INDUSTRIAL SISTEMA 1

**ELABORÓ:** L.M Y F.C.      **REVISÓ:** M.F.      **ESCALA:** 1:200      **FECHA:** ENERO 2019

**CÓDIGO:** D-07A  
**N° DE PLANO:** 11



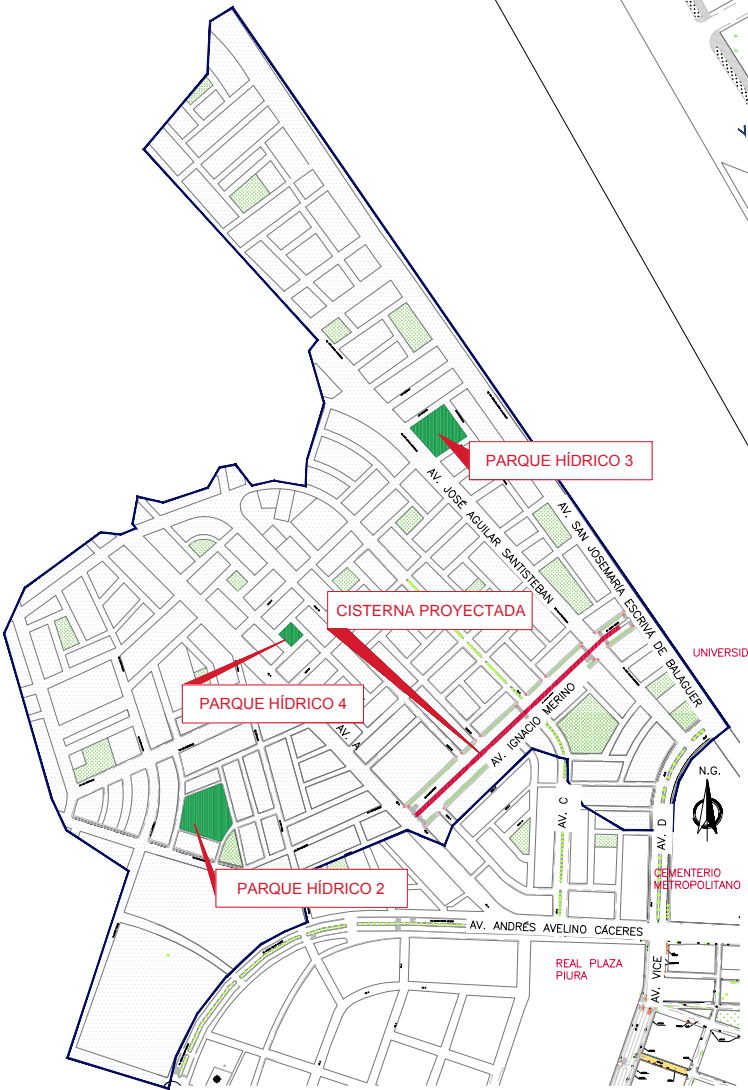
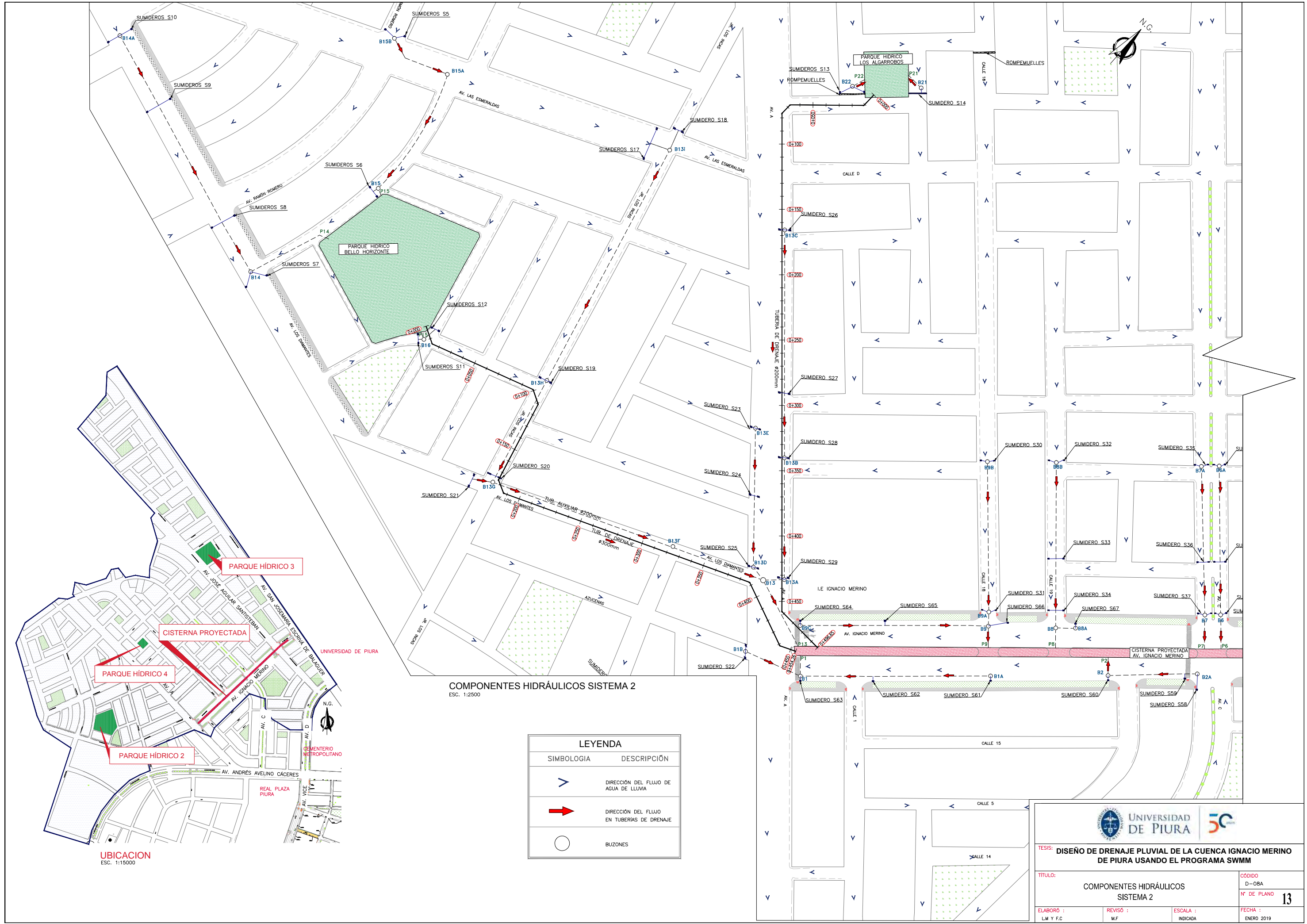
- LEYENDA**
- 1-1: Zanja de almacenamiento a cisterna existente Ignacio Merino
  - 2-2: Cisterna proyectada Zona Indust.a cisterna existente Ignacio Merino
  - 3-3: Parque hídrico Mariscal Tito a cisterna existente Ignacio Merino
  - 4-4: Parque hídrico Bello Horizonte a cisterna proyectada Av. Ignacio Merino
  - 5-5: Parque hídrico Los Algarrobos a cisterna proyectada Av. Ignacio Merino
  - 6-6: Parque hídrico AVIFAP a cisterna proyectada Av. Ignacio Merino






**TESIS: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CUENCA IGNACIO MERINO DE PIURA USANDO EL PROGRAMA SWMM**

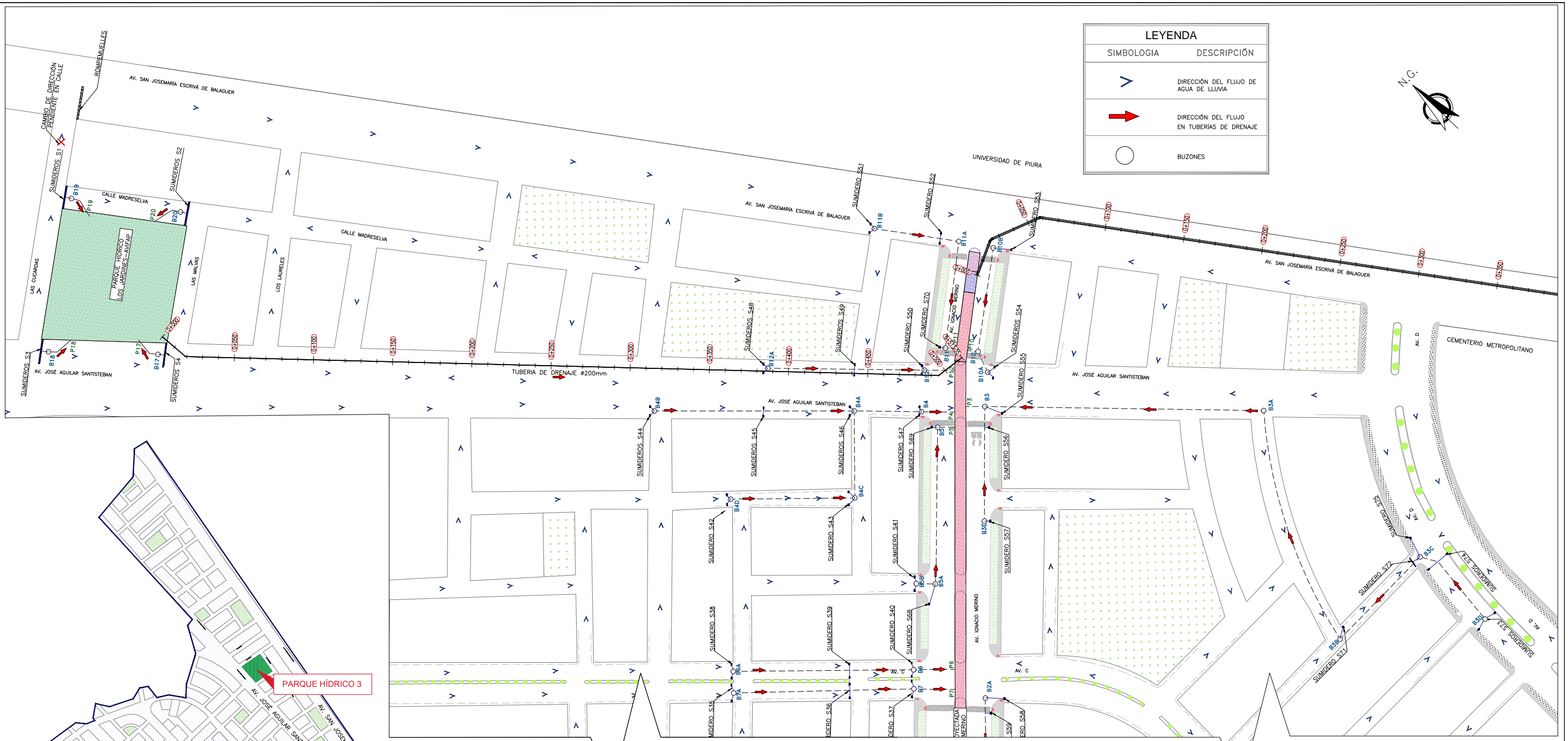
<b>TÍTULO:</b> PERFIL LONGITUDINAL TUBERÍA CISTERNA PROYECTADA ZONA INDUSTRIAL SISTEMA 1		<b>CÓDIGO:</b> D-07B
<b>ELABORÓ:</b> L.M Y F.C		<b>N° DE PLANO:</b> 12
<b>REVISÓ:</b> M.F	<b>ESCALA:</b> 1:200	<b>FECHA:</b> ENERO 2019



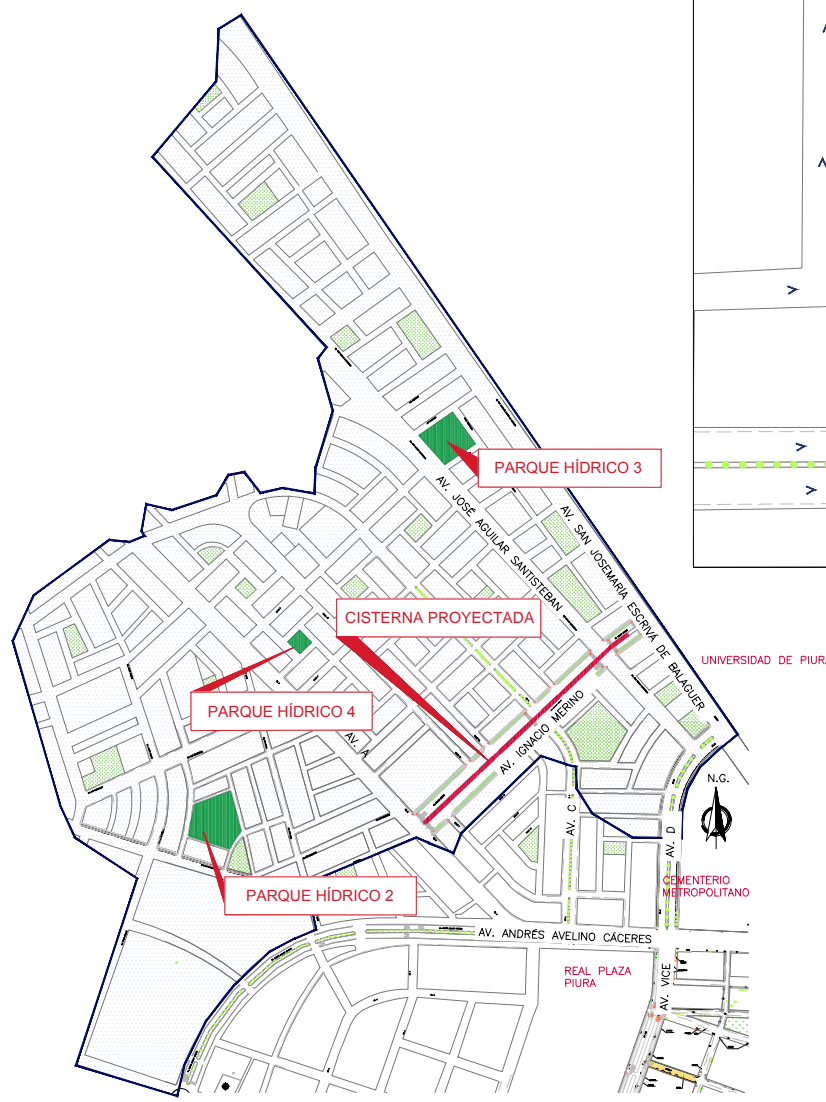
**COMPONENTES HIDRÁULICOS SISTEMA 2**  
ESC. 1:2500

LEYENDA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
	DIRECCIÓN DEL FLUJO DE AGUA DE LLUVIA
	DIRECCIÓN DEL FLUJO EN TUBERÍAS DE DRENAJE
	BUZONES

<b>TESIS: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CUENCA IGNACIO MERINO DE PIURA USANDO EL PROGRAMA SWMM</b>	
<b>TÍTULO: COMPONENTES HIDRÁULICOS SISTEMA 2</b>	
ELABORÓ : L.M Y F.C.	REVISÓ : M.F.
ESCALA : INDICADA	FECHA : ENERO 2019
CÓDIGO D-OBA	N° DE PLANO <b>13</b>



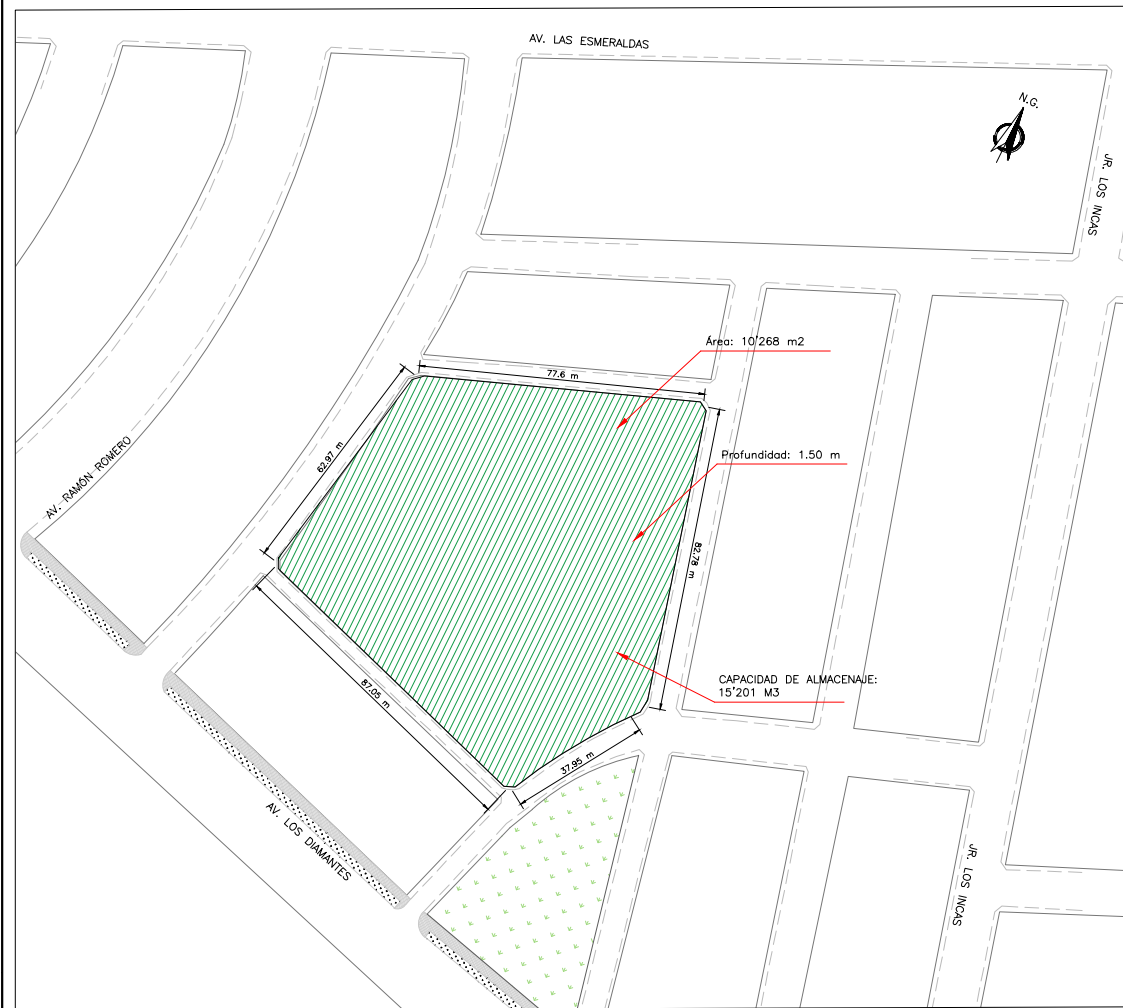
LEYENDA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
	DIRECCIÓN DEL FLUJO DE AGUA DE LLUVIA
	DIRECCIÓN DEL FLUJO EN TUBERÍAS DE DRENAJE
	BUZONES



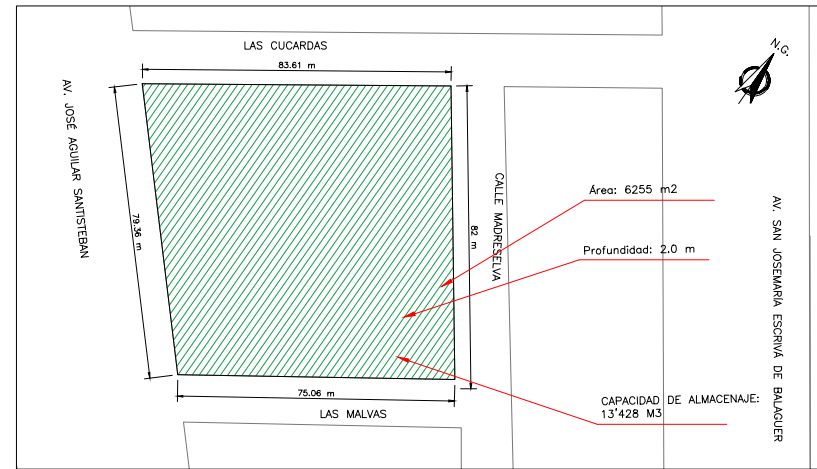
UBICACION  
ESC. 1:15000

COMPONENTES HIDRÁULICOS SISTEMA 2  
ESC. 1:2500

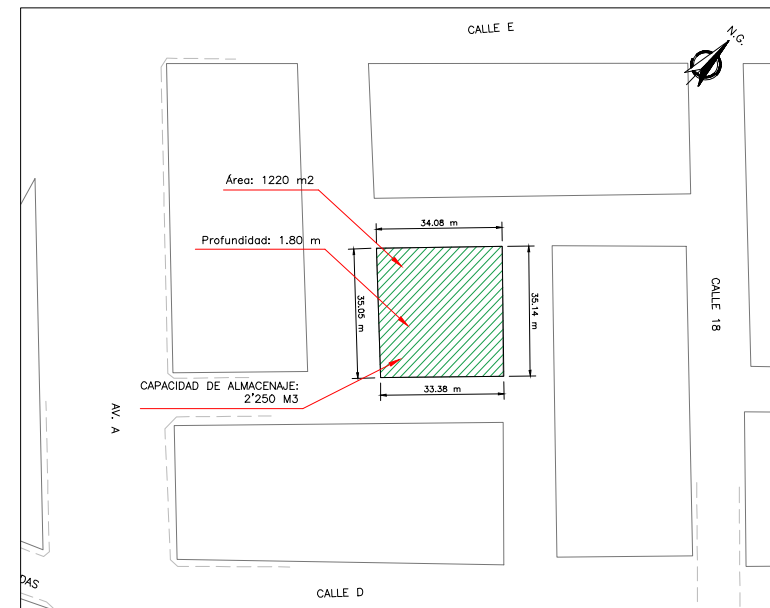
<b>TESIS: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CUENCA IGNACIO MERINO DE PIURA USANDO EL PROGRAMA SWMM</b>	
<b>TÍTULO: COMPONENTES HIDRÁULICOS SISTEMA 2</b>	
ELABORÓ : L.M Y F.C.	REVISÓ : M.F.
ESCALA : INDICADA	FECHA : ENERO 2019
CÓDIGO D-08B	N° DE PLANO <b>14</b>



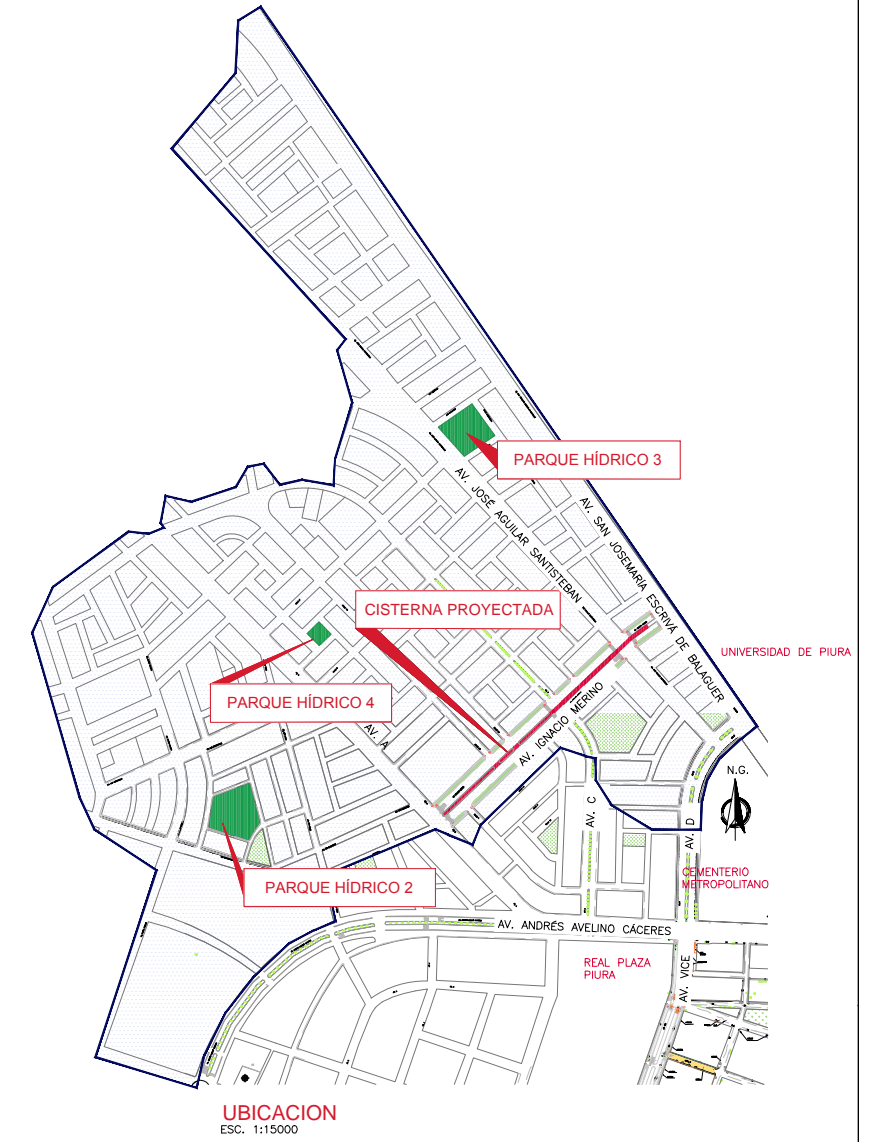
PLANTA PARQUE HÍDRICO 2 BELLO HORIZONTE  
ESC. 1:2000



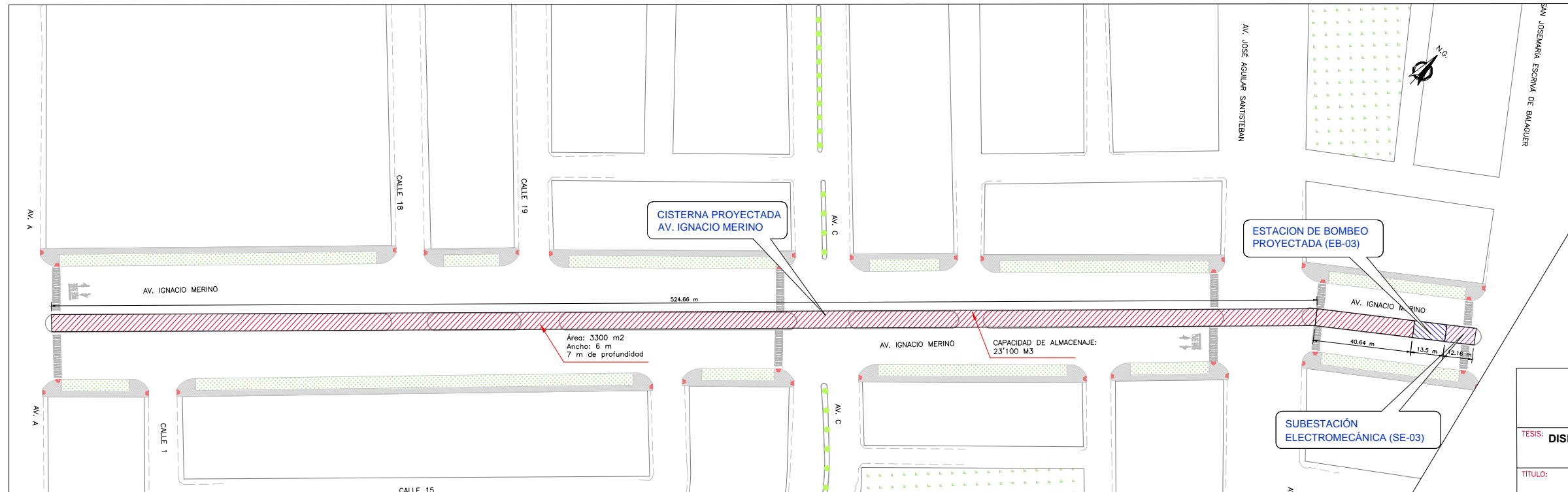
PLANTA PARQUE HÍDRICO 3 LOS JARDINES - AVIFAP  
ESC. 1:2000





PLANTA PARQUE HÍDRICO 4 LOS ALGARROBOS  
ESC. 1:2000

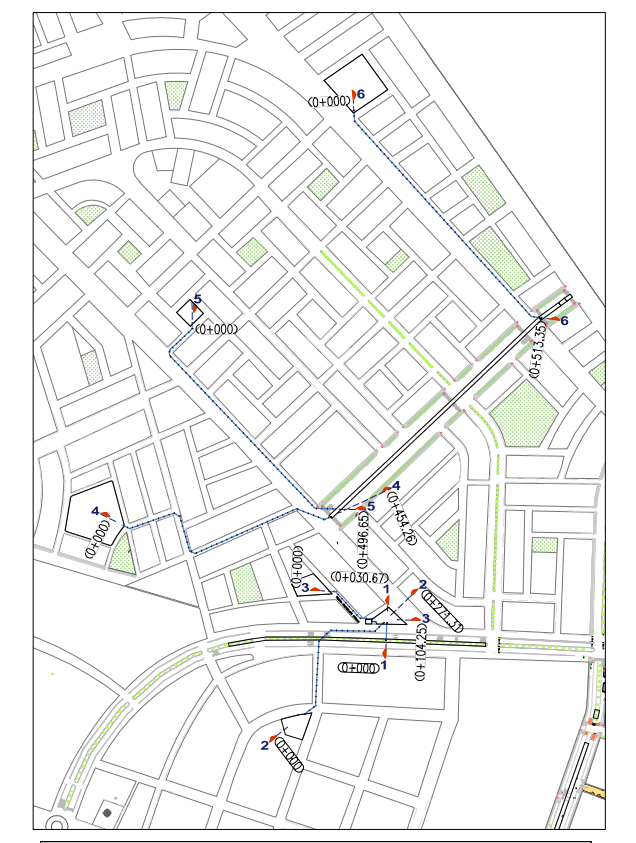
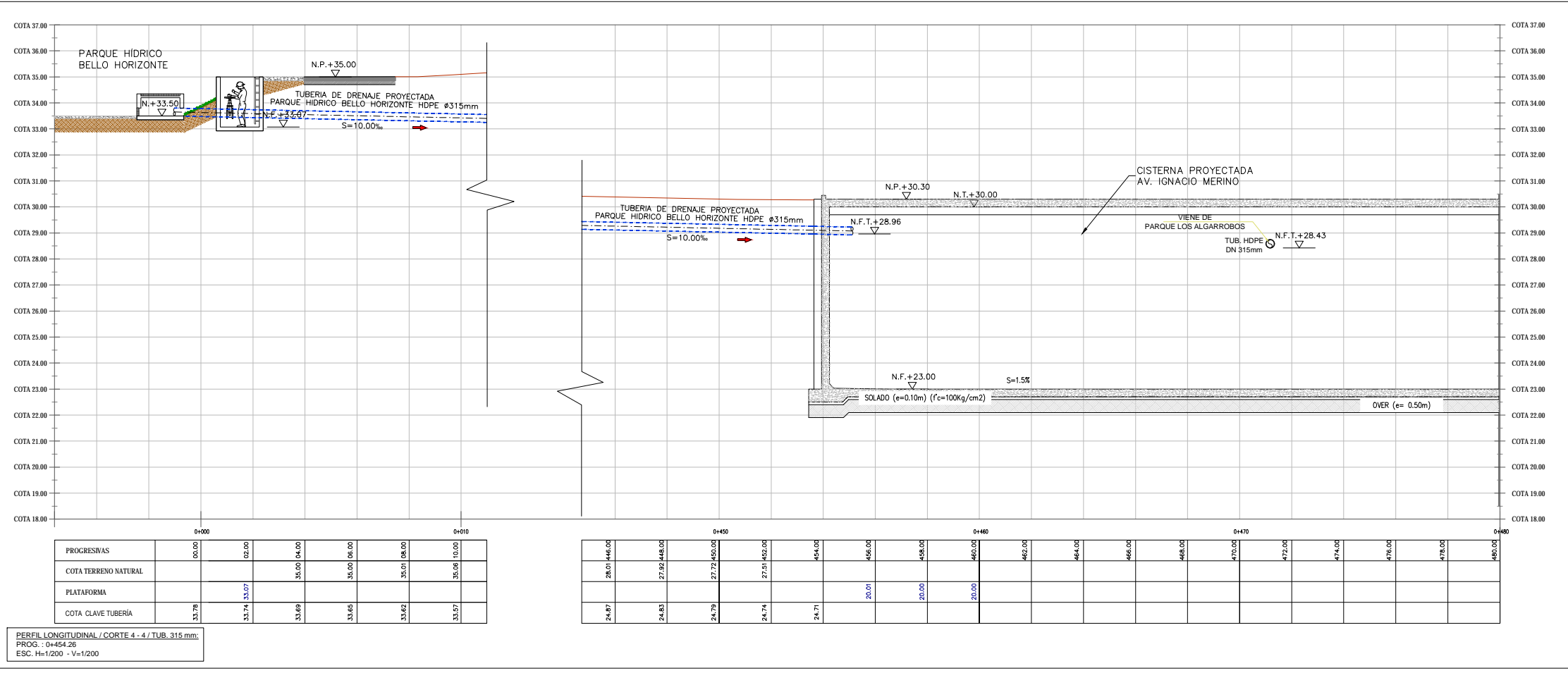


UBICACION  
ESC. 1:15000

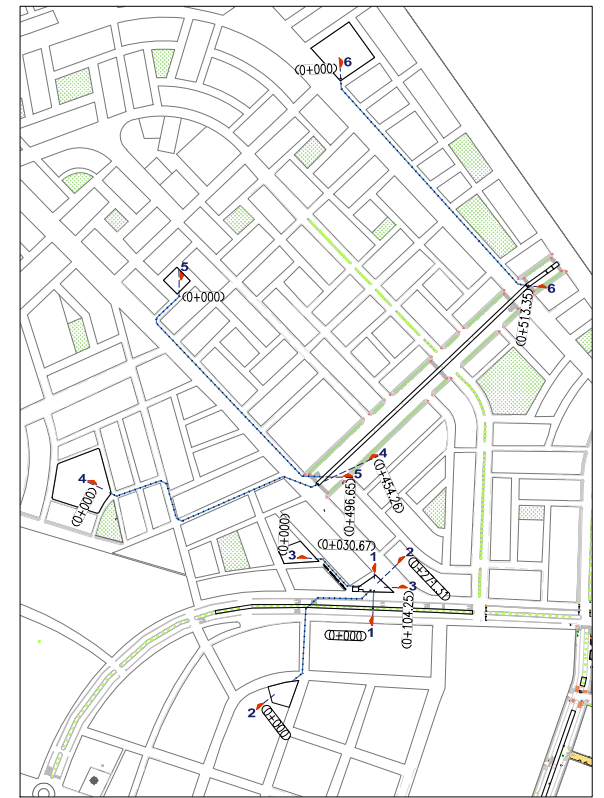
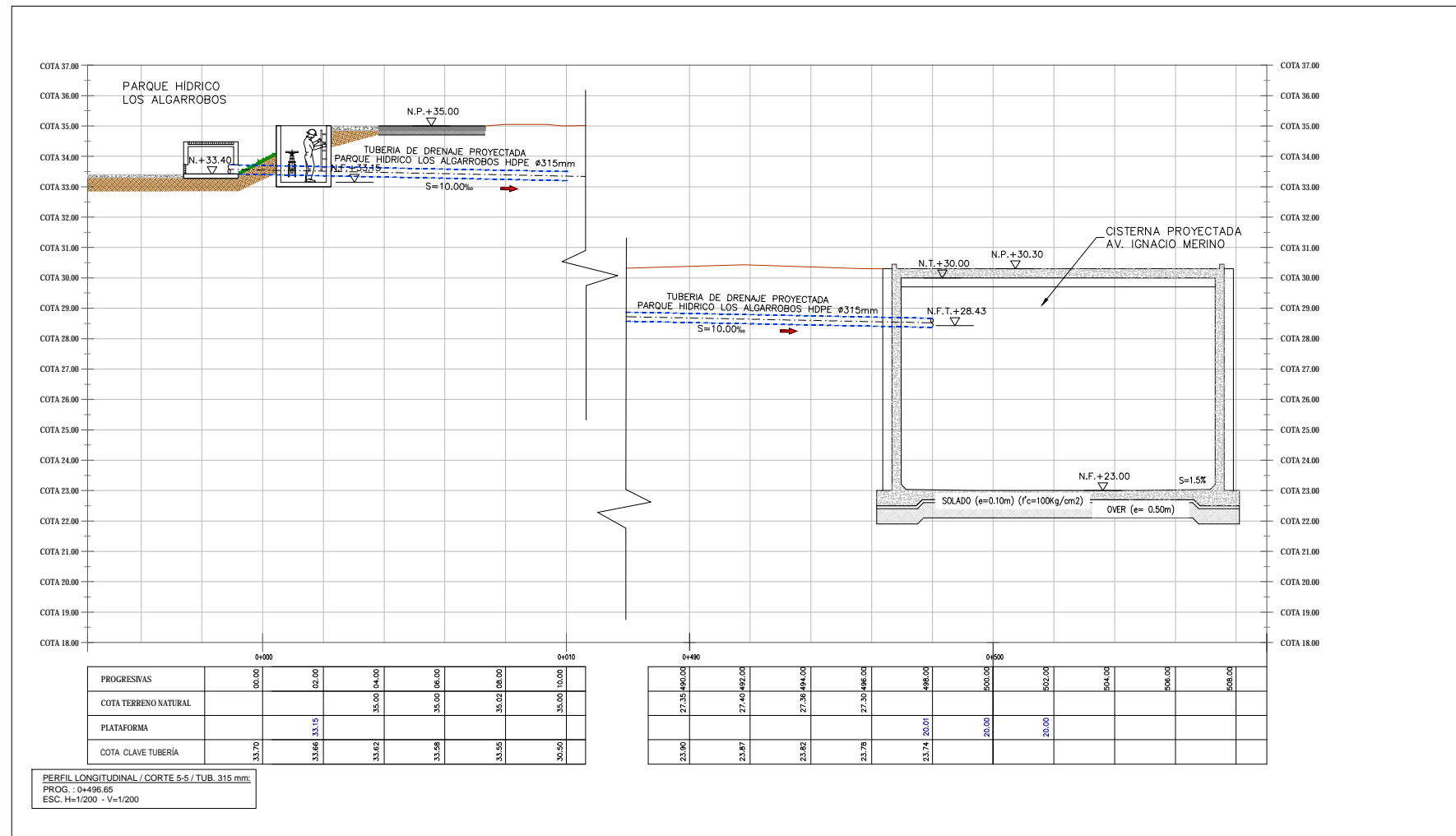


PLANTA SISTEMA DE BOMBEO AV. IGNACIO MERINO PROYECTADA  
ESC. 1:2000

 	
<b>TESIS: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CUENCA IGNACIO MERINO DE PIURA USANDO EL PROGRAMA SWMM</b>	
<b>TÍTULO: ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS SISTEMA 2</b>	
<b>CÓDIGO D-09</b> <b>Nº DE PLANO 15</b>	
<b>ELABORÓ:</b> L.M. Y F.C.	<b>REVISÓ:</b> M.F.
<b>ESCALA:</b> INDICADA	<b>FECHA:</b> ENERO 2019

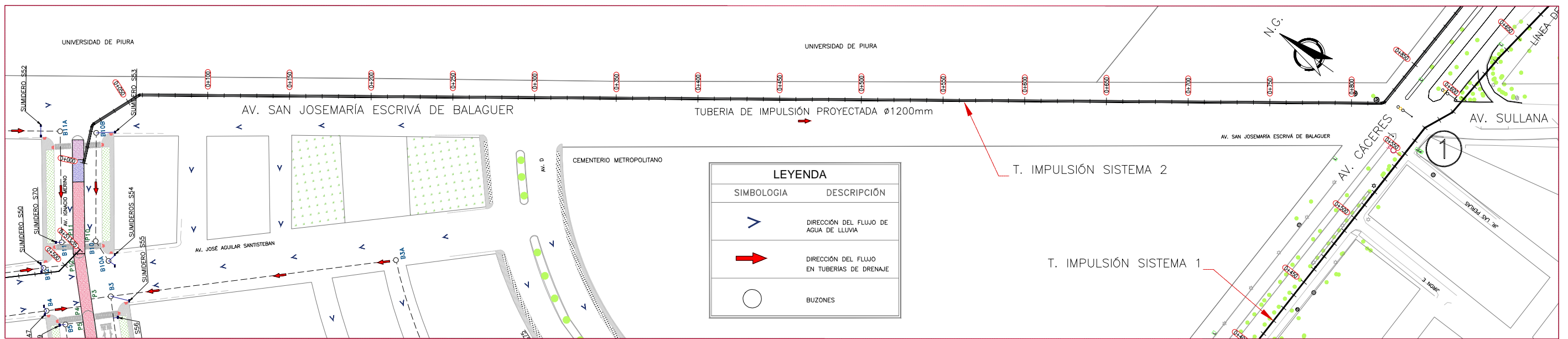


- LEYENDA**
- 1-1: Zanja de almacenamiento a cisterna existente Ignacio Merino
  - 2-2: Cisterna proyectada Zona Indust.a cisterna existente Ignacio Merino
  - 3-3: Parque hídrico Mariscal Tito a cisterna existente Ignacio Merino
  - 4-4: Parque hídrico Bello Horizonte a cisterna proyectada Av. Ignacio Merino
  - 5-5: Parque hídrico Los Algarrobos a cisterna proyectada Av. Ignacio Merino
  - 6-6: Parque hídrico AVIFAP a cisterna proyectada Av. Ignacio Merino

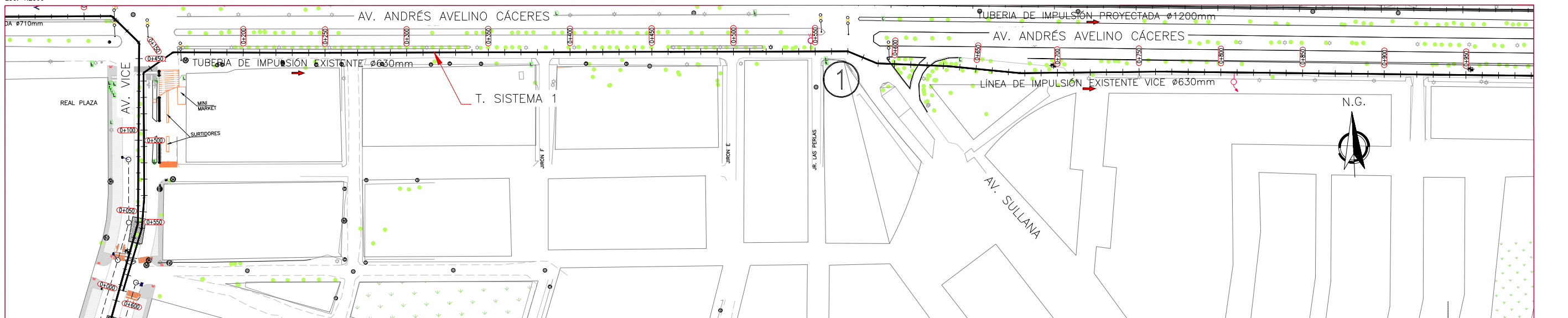


- LEYENDA**
- 1-1: Zanja de almacenamiento a cisterna existente Ignacio Merino
  - 2-2: Cisterna proyectada Zona Indus.a cisterna existente Ignacio Merino
  - 3-3: Parque hídrico Mariscal Tito a cisterna existente Ignacio Merino
  - 4-4: Parque hídrico Bello Horizonte a cisterna proyectada Av. Ignacio Merino
  - 5-5: Parque hídrico Los Algarrobos a cisterna proyectada Av. Ignacio Merino
  - 6-6: Parque hídrico AVIFAP a cisterna proyectada Av. Ignacio Merino

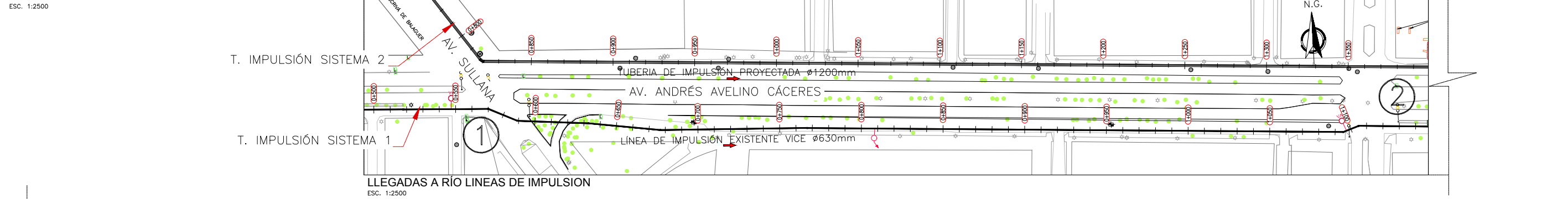




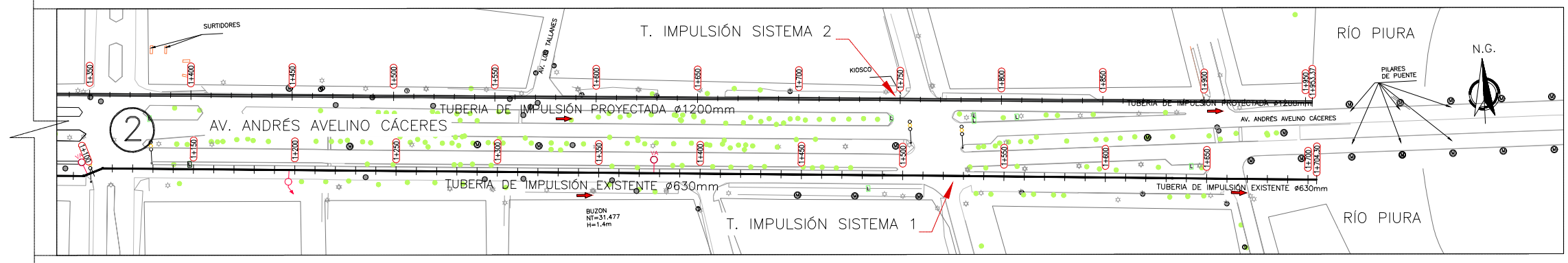
SALIDA LINEA DE IMPULSION AV. IGNACIO MERINO - SISTEMA 2



SALIDA LINEA DE IMPULSION EXISTENTE AV. VICE SISTEMA 1



LLEGADAS A RÍO LINEAS DE IMPULSION



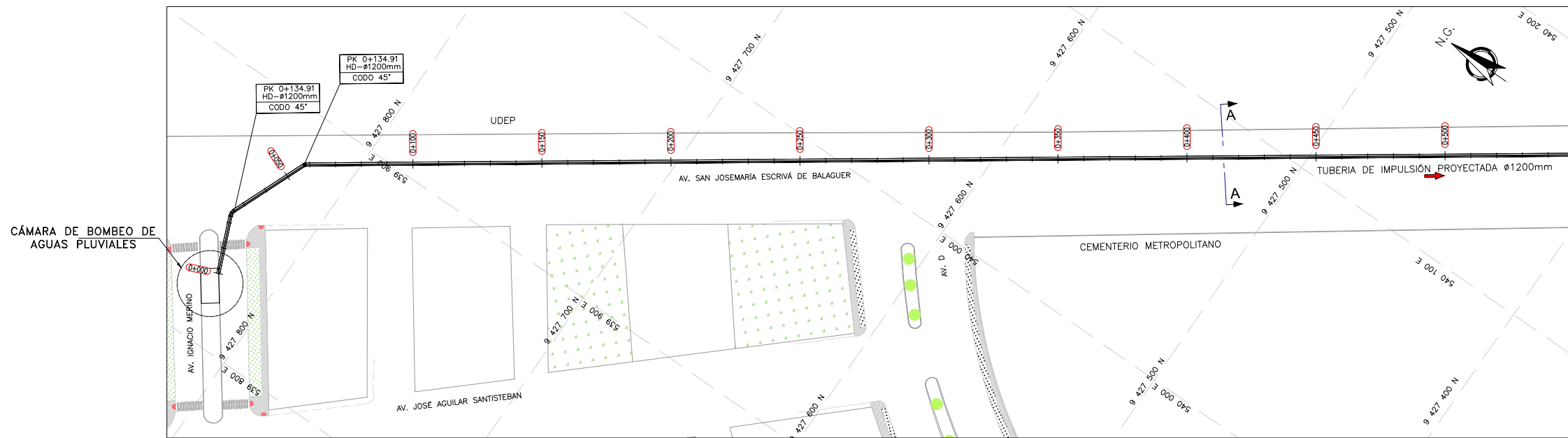
LLEGADA A RÍO - LINEAS DE IMPULSION

**UNIVERSIDAD DE PIURA**

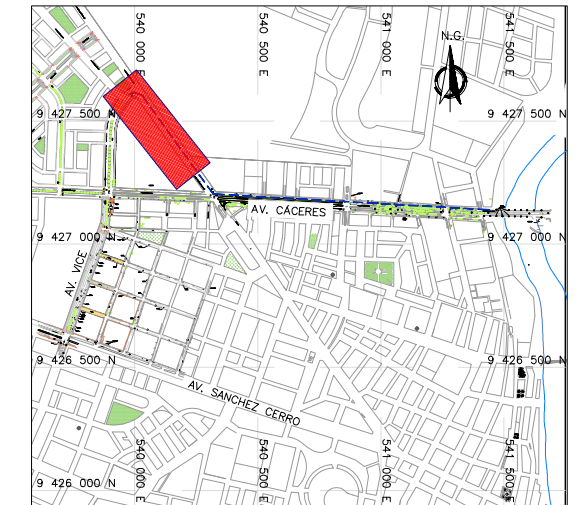
30 años

**TESIS: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CUENCA IGNACIO MERINO DE PIURA USANDO EL PROGRAMA SWMM**

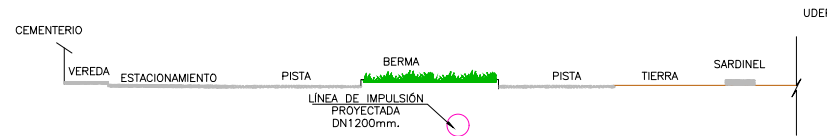
<b>TÍTULO:</b>	<b>CÓDIGO</b>
VISTA EN PLANTA LINEAS DE IMPULSION SISTEMA 1 Y 2	L-01
<b>ELABORÓ:</b>	<b>Nº DE PLANO</b>
LM Y F.C.	19
<b>REVISÓ:</b>	<b>ESCALA:</b>
M.F.	1:2500
<b>FECHA:</b>	<b>ENERO 2019</b>



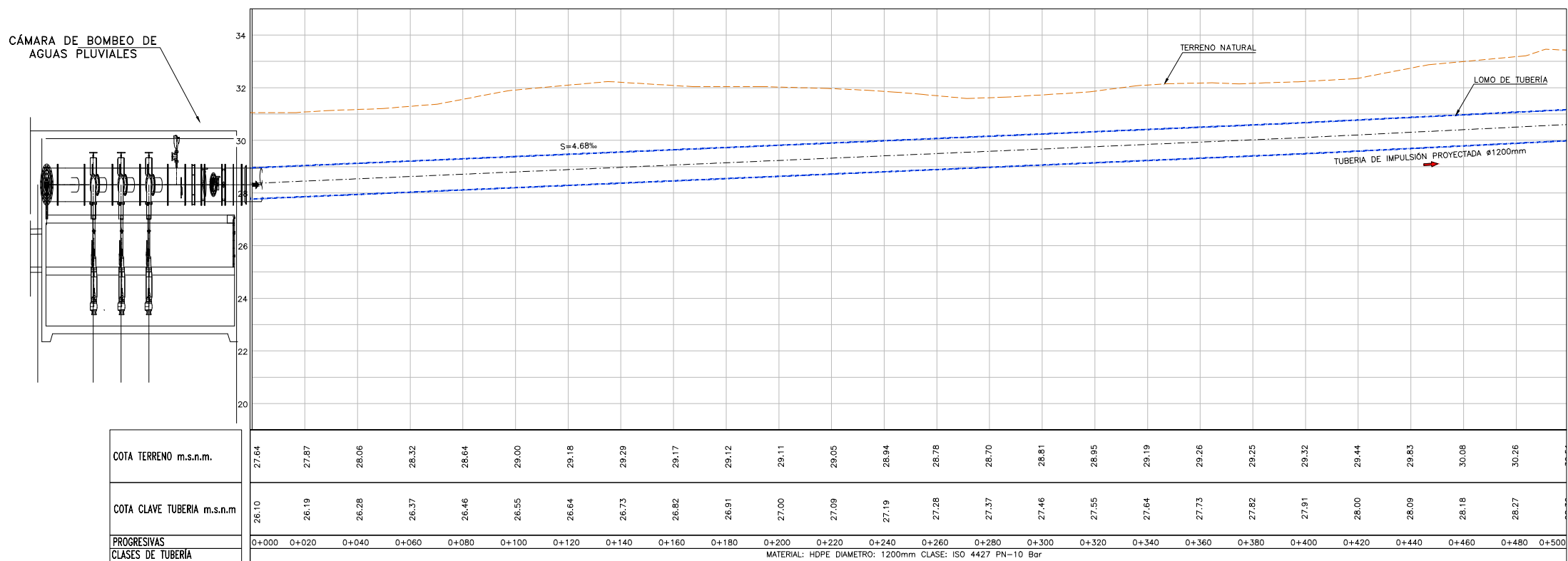
**PLANTA**  
ESC: 1/2000



**PLANO UBICACION**  
ESC: 1/30000



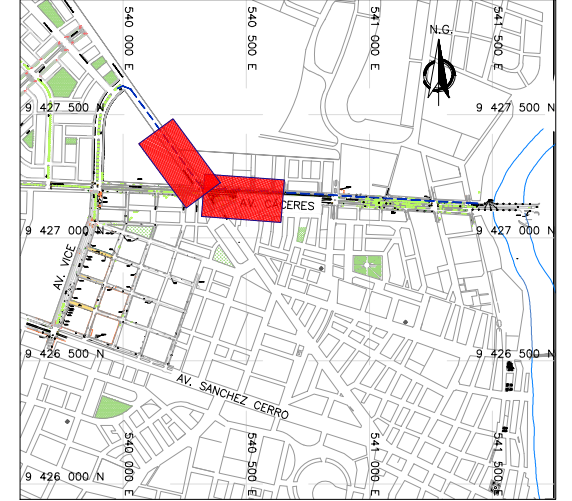
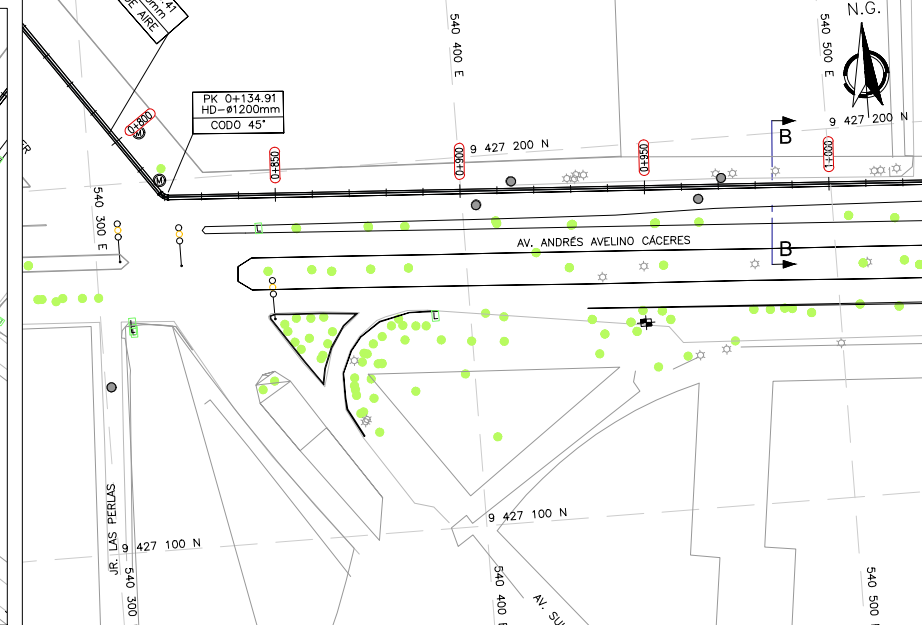
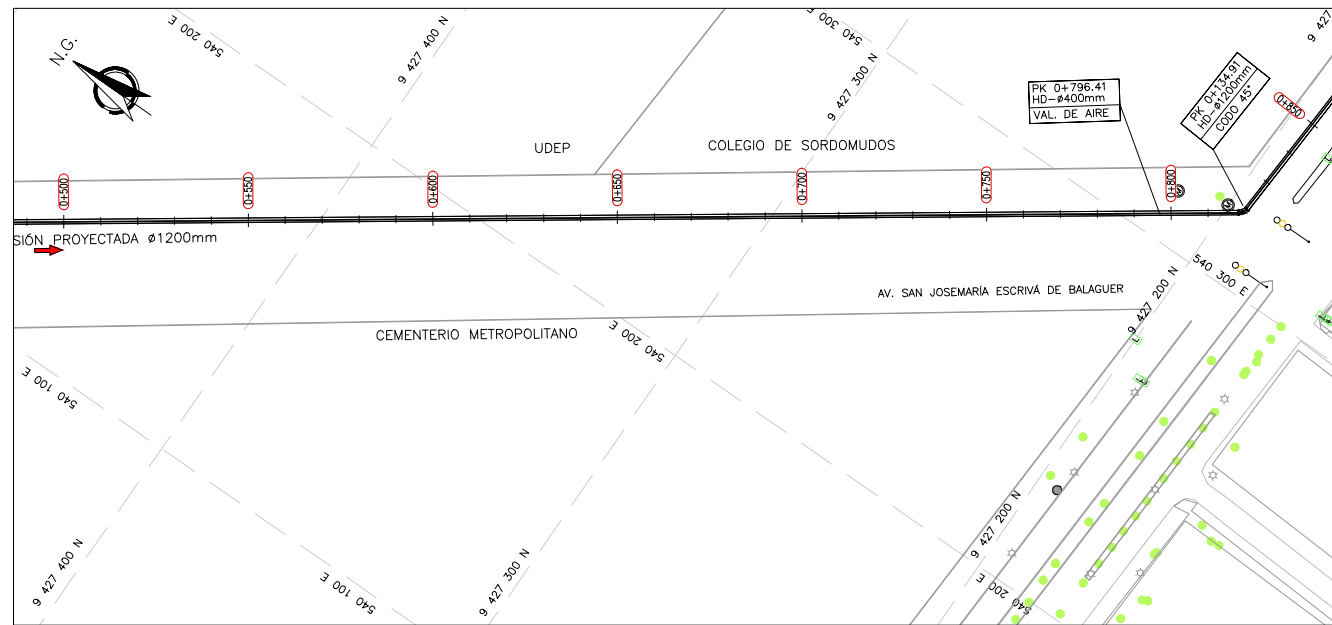
**SECCIÓN A-A**  
AV. SULLANA MODELO DE PROYECCIÓN  
ESC: 1/400



**PERFIL**  
ESC: V=1/200  
H=1/2000

LEYENDA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
	VÁLVULA DE AIRE
	VÁLVULA DE PURGA
	POSTE DE TELEFONO
	POSTE DE ALUMBRADO
	POSTE ELECTRICO
	POSTE DE MEDIA TENSION
	BUZON DE ALCANTARILLADO
	LETRERO
	POSTE DE ALUMBRADO CON 2 LUMINARIAS
	SEMAFORO

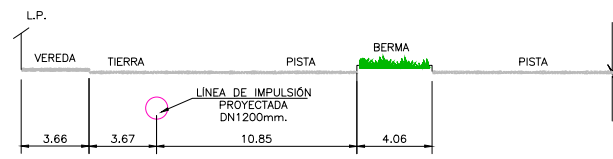
<b>TESIS: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CUENCA IGNACIO MERINO DE PIURA USANDO EL PROGRAMA SWMM</b>	
<b>TITULO:</b> LÍNEA DE IMPULSIÓN PROYECTADA AV. IGNACIO MERINO	<b>CÓDIGO:</b> L-02A <b>N° DE PLANO:</b> <b>20</b>
<b>ELABORÓ:</b> LM Y F.C	<b>REVISÓ:</b> M.F <b>ESCALA:</b> INDICADA <b>FECHA:</b> ENERO 2019



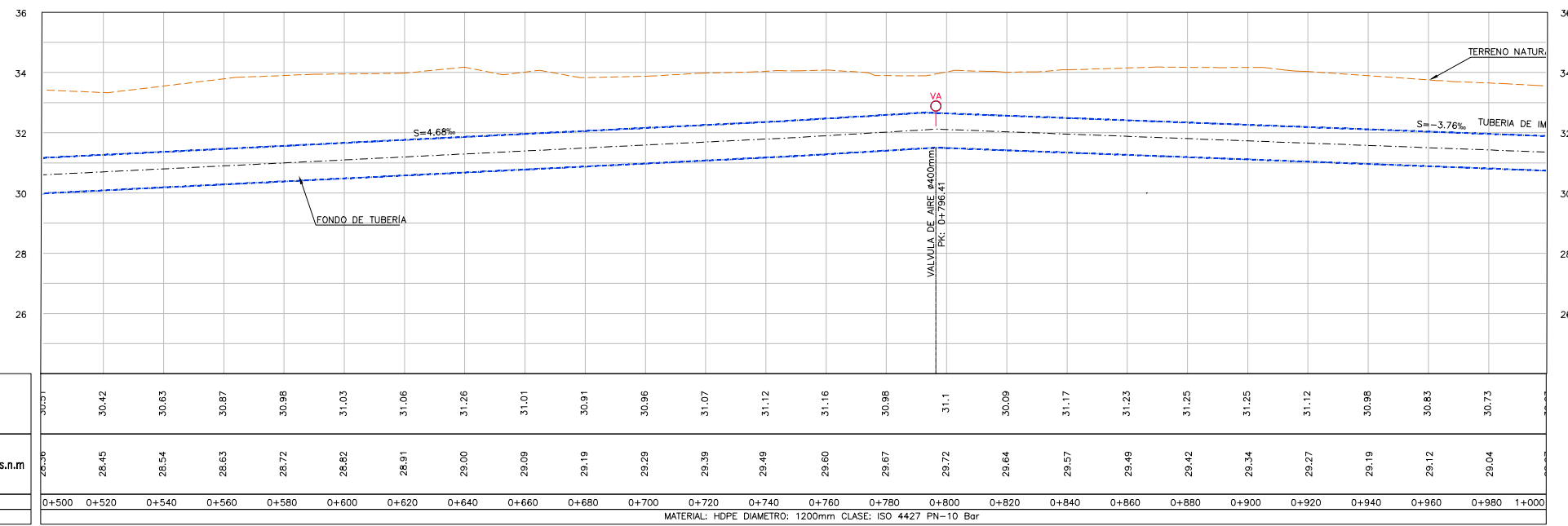
**PLANTA**  
ESC:1/2000

**PLANTA**  
ESC:1/2000

**PLANO UBICACION**  
ESC. 1/30000



**SECCIÓN B-B**  
AV. ANDRÉS AVELINO CÁCERES  
ESC. 1/400

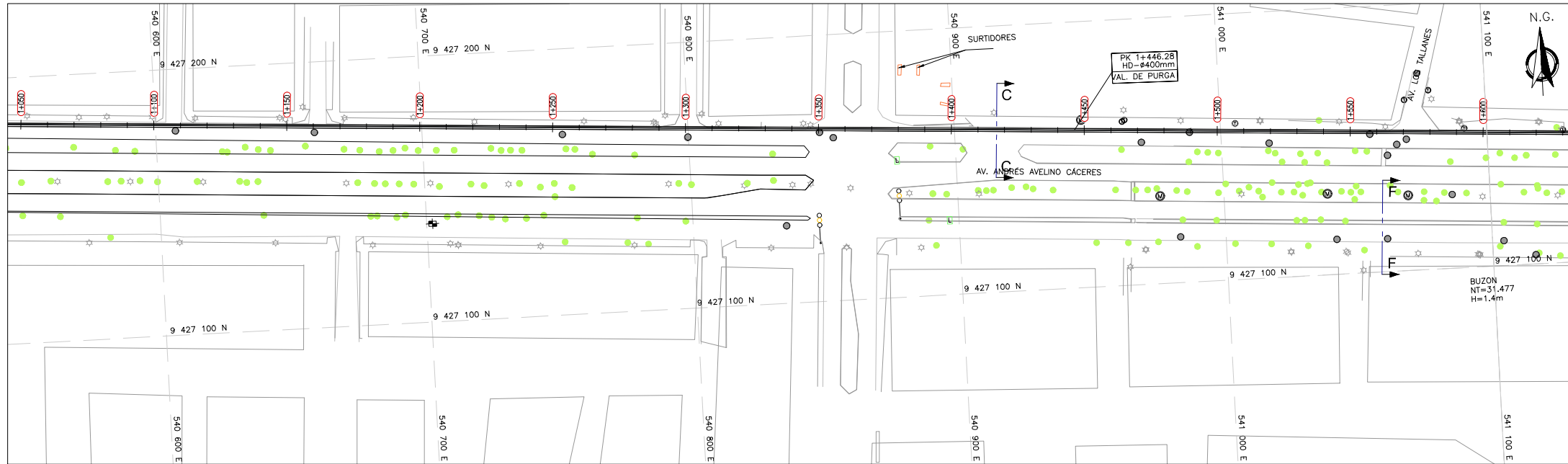


**PERFIL**  
ESC: V-1/200  
H-1/2000

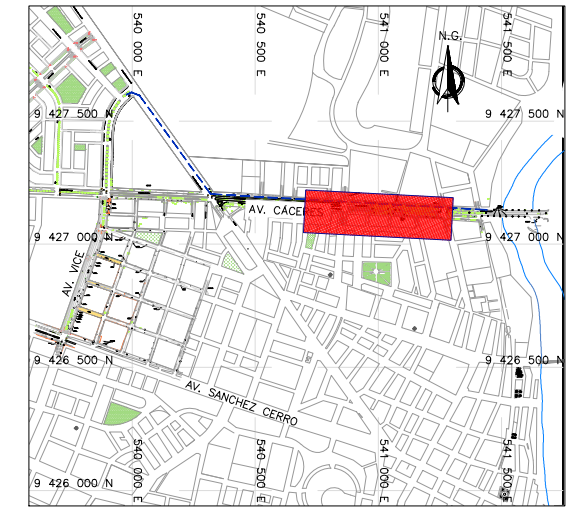
LEYENDA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
	VÁLVULA DE AIRE
	VÁLVULA DE PURGA
	POSTE DE TELEFONO
	POSTE DE ALUMBRADO
	POSTE ELECTRICO
	POSTE DE MEDIA TENSIÓN
	BUZON DE ALCANTARILLADO
	LETRERO
	POSTE DE ALUMBRADO CON 2 LUMINARIAS
	SEMAFORO

COTA TERRENO m.s.n.m.	30.42	30.63	30.87	30.98	31.03	31.06	31.26	31.01	30.91	30.96	31.07	31.12	31.16	30.98	31.1	30.09	31.17	31.23	31.25	31.25	31.12	30.98	30.83	30.73			
COTA CLAVE TUBERIA m.s.n.m.	28.45	28.54	28.63	28.72	28.82	28.91	29.00	29.09	29.19	29.29	29.39	29.49	29.60	29.67	29.72	29.64	29.57	29.49	29.42	29.34	29.27	29.19	29.12	29.04			
PROGRESIVAS	0+500	0+520	0+540	0+560	0+580	0+600	0+620	0+640	0+660	0+680	0+700	0+720	0+740	0+760	0+780	0+800	0+820	0+840	0+860	0+880	0+900	0+920	0+940	0+960	0+980	1+000	
CLASES DE TUBERIA	MATERIAL: HDPE DIAMETRO: 1200mm CLASE: ISO 4427 PN-10 Bar																										

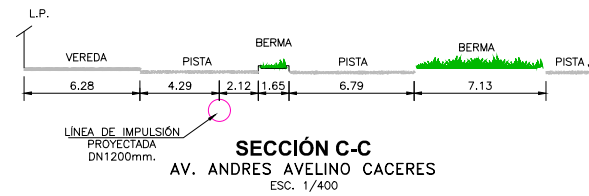
<b>TESIS: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CUENCA IGNACIO MERINO DE PIURA USANDO EL PROGRAMA SWMM</b>	
<b>TÍTULO:</b> LÍNEA DE IMPULSIÓN PROYECTADA AV. IGNACIO MERINO	<b>CÓDIGO:</b> L-02B <b>N° DE PLANO:</b> 21
<b>ELABORÓ:</b> LM Y F.C.	<b>REVISÓ:</b> M.F. <b>ESCALA:</b> INDICADA <b>FECHA:</b> ENERO 2019



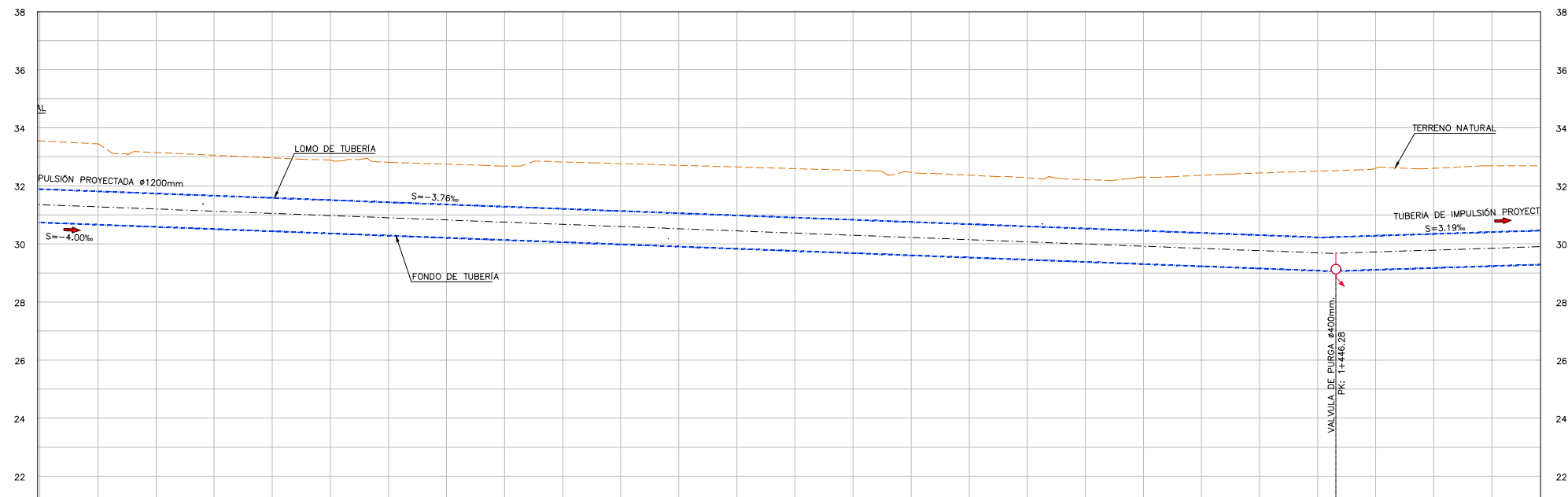
**PLANTA**  
ESC: 1/2000



**PLANO UBICACION**  
ESC. 1/30000



**SECCIÓN C-C**  
AV. ANDRÉS AVELINO CÁCERES  
ESC. 1/400

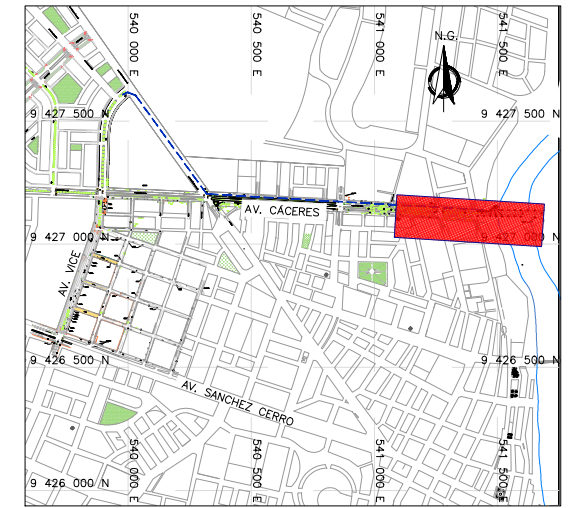
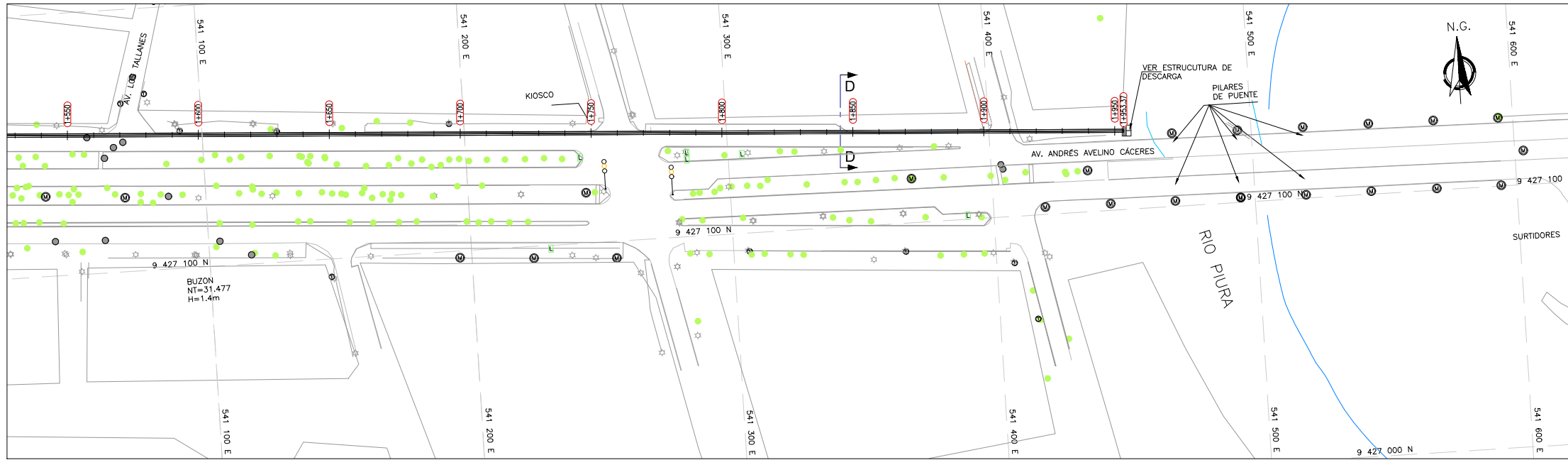


COTA TERRENO m.s.n.m.	30.53	30.23	30.14	30.05	29.97	29.89	29.83	29.77	29.91	29.85	29.79	29.73	29.68	29.62	29.55	29.45	29.36	29.30	29.38	29.44	29.53	29.59	29.69	29.69	29.73			
COTA CLAVE TUBERIA m.s.n.m.	28.89	28.82	28.74	28.67	28.59	28.52	28.44	28.36	28.29	28.21	28.14	28.06	27.99	27.91	27.84	27.76	27.69	27.61	27.54	27.46	27.39	27.31	27.38	27.46	28.54			
PROGRESIVAS	1+000	1+020	1+040	1+060	1+080	1+100	1+120	1+140	1+160	1+180	1+200	1+220	1+240	1+260	1+280	1+300	1+320	1+340	1+360	1+380	1+400	1+420	1+440	1+460	1+480	1+500		
CLASES DE TUBERIA	MATERIAL: HDPE DIAMETRO: 1200mm CLASE: ISO 4427 PN-10 Bar																											

**PERFIL**  
ESC: V-1/200  
H-1/2000

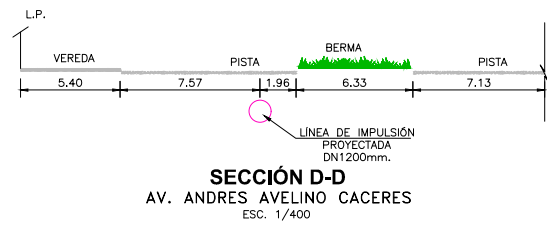
LEYENDA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
	VÁLVULA DE AIRE
	VÁLVULA DE PURGA
	POSTE DE TELEFONO
	POSTE DE ALUMBRADO
	POSTE ELECTRICO
	POSTE DE MEDIA TENSION
	BUZON DE ALCANTARILLADO
	LETRERO
	POSTE DE ALUMBRADO CON 2 LUMINARIAS
	SEMAFORO

<b>TESIS: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CUENCA IGNACIO MERINO DE PIURA USANDO EL PROGRAMA SWMM</b>	
<b>TÍTULO: LÍNEA DE IMPULSIÓN PROYECTADA AV. IGNACIO MERINO</b>	
CÓDIGO L-02C N° DE PLANO <b>22</b>	
ELABORÓ : LM Y F.C	REVISÓ : M.F
ESCALA : INDICADA	FECHA : ENERO 2019

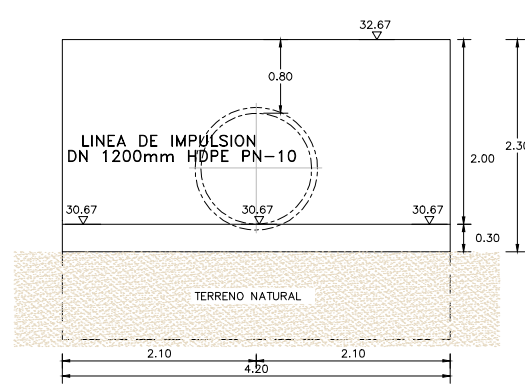


**PLANO UBICACION**  
ESC. 1/30000

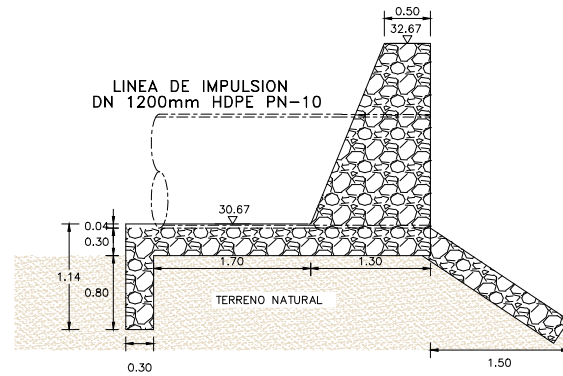
**PLANTA**  
ESC:1/2000



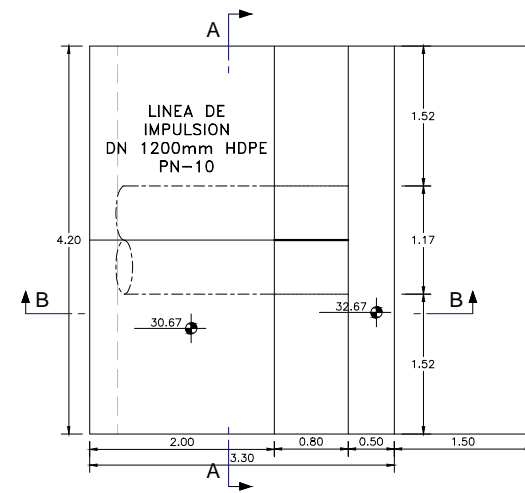
**SECCIÓN D-D**  
AV. ANDRÉS AVELINO CÁCERES  
ESC. 1/400



**ESTRUCTURA DE DESCARGA**  
CORTE A-A  
ESC:1/40

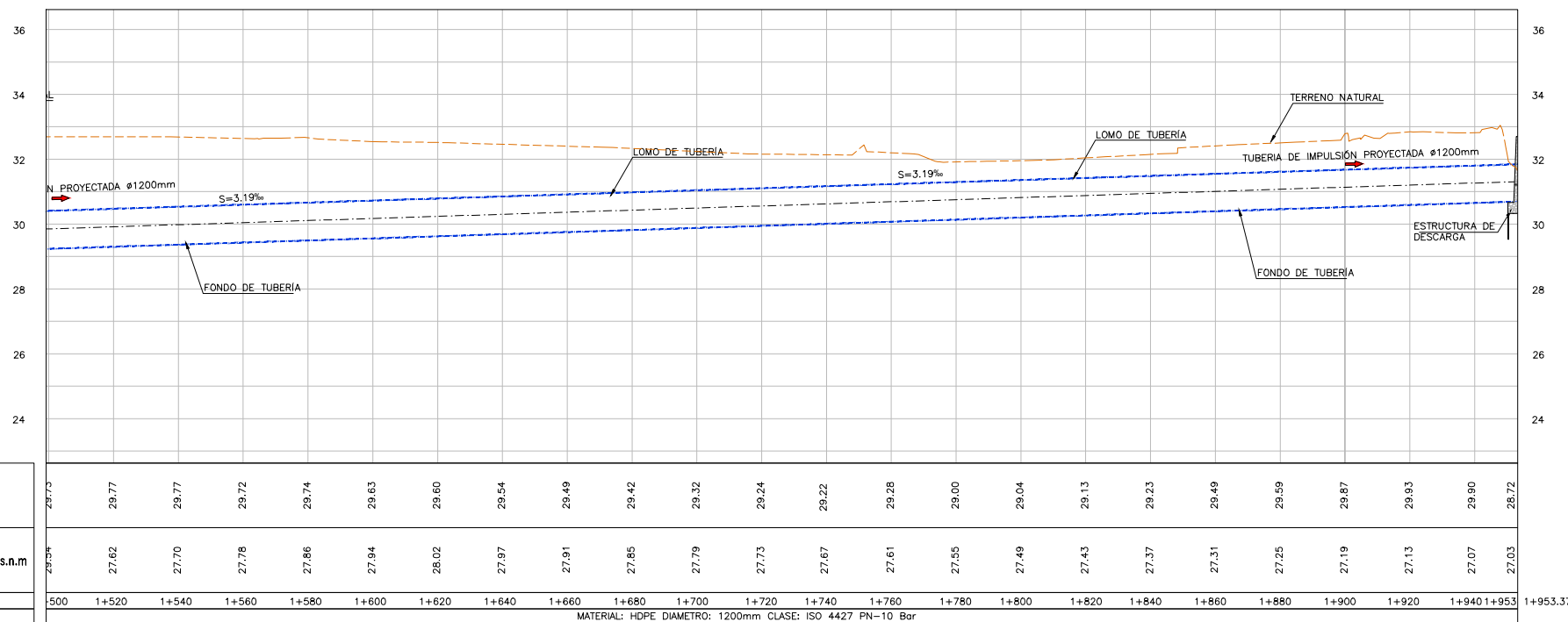


**ESTRUCTURA DE DESCARGA**  
CORTE B-B  
ESC:1/40



**ESTRUCTURA DE DESCARGA**  
PLANTA  
ESC:1/40

LEYENDA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCIÓN
	VÁLVULA DE AIRE
	VÁLVULA DE PURGA
	POSTE DE TELÉFONO
	POSTE DE ALUMBRADO
	POSTE ELÉCTRICO
	POSTE DE MEDIA TENSIÓN
	BUZÓN DE ALCANTARILLADO
	LETRERO
	POSTE DE ALUMBRADO CON 2 LUMINARIAS
	SEMAFORO



**PERFIL**  
ESC: V=1/200  
H=1/2000

<b>TESIS: DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CUENCA IGNACIO MERINO DE PIURA USANDO EL PROGRAMA SWMM</b>	
<b>TÍTULO: LÍNEA DE IMPULSIÓN PROYECTADA AV. IGNACIO MERINO</b>	
<b>CÓDIGO L-02D</b> <b>N° DE PLANO 23</b>	
<b>ELABORÓ:</b> L.M Y F.C.	<b>REVISÓ:</b> M.F.
<b>ESCALA:</b> INDICADA	<b>FECHA:</b> ENERO 2019