

# UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería

Departamento de Ingeniería Civil



## DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA PROYECTO URBANÍSTICO "VILLAS DE ENTREVERDES"

**MANUEL ALEJANDRO ARCHILA QUIROA.**

Trabajo de Graduación presentado para optar  
al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

**GUATEMALA**

2005



# **UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA**

Facultad de Ingeniería

Departamento de Ingeniería Civil



## **DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA PROYECTO URBANÍSTICO "VILLAS DE ENTREVERDES"**

**MANUEL ALEJANDRO ARCHILA QUIROA.**

Trabajo de Graduación presentado para optar  
al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

**GUATEMALA**

2005

**DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA  
PROYECTO URBANÍSTICO  
"VILLAS DE ENTREVERDES"**

**UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA**

Facultad de Ingeniería

Departamento de Ingeniería Civil

**DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA PROYECTO  
URBANÍSTICO “VILLAS DE ENTREVERDES”**

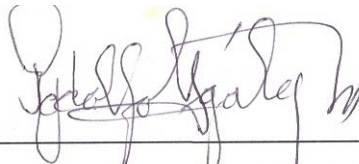
**MANUEL ALEJANDRO ARCHILA QUIROA.**

Trabajo de Graduación presentado para optar  
al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

**GUATEMALA**

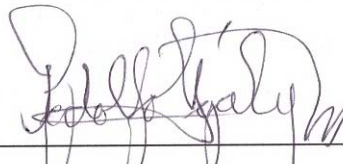
2005

Vo.Bo. Asesor:



Ing. Rodolfo González Morasso

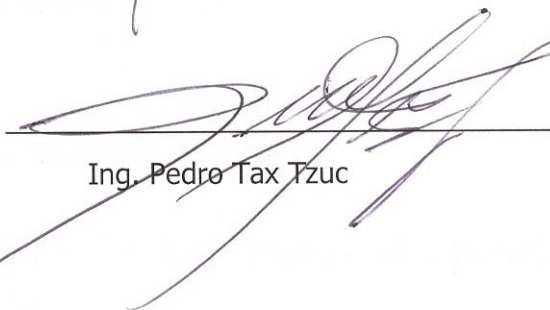
Tribunal:



Ing. Rodolfo González Morasso



Ing. Alejandro Maldonado Lutomirsky



Ing. Pedro Tax Tzuc

Fecha de aprobación: 06 de diciembre de 2,005.

## PREFACIO

En los años recientes (década de los 90's) el diseño de alcantarillado pluvial se ha visto impulsado por la generación de software orientado a ingeniería. El proceso de diseño en planta y perfil usualmente se hacía ensayando en papel las distintas alternativas, proceso que llevaba tiempo y de requería análisis detallados, a través de la computadora se ha reducido el tiempo requerido para la evaluación de las distintas alternativas. Es por ello que existe la necesidad de establecer de forma aplicable los criterios utilizados tradicionalmente orientados al diseño por computadora del alcantarillado pluvial. Los principios básicos, guías de diseño y metodología de diseño se establecen a lo largo de este trabajo.

Agradecimientos:

### **A DIOS:**

Por darme la vida y la oportunidad de aprovecharla para cumplir su voluntad.

### **A MIS PADRES: Por apoyarme y guiarme.**

Manuel Archila Paz.

Martha Quiroa de Archila.

### **A MIS HERMANOS: Por su aprecio y ayuda.**

Martha Archila Quiroa.

Daniel Archila Quiroa.

### **A MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS QUE ME APOYARON.**

### **A LOS QUE COLABORARON EN LA REALIZACIÓN DE ÉSTE TRABAJO**

Ing. Rodolfo González Morasso.

Ing. Franklin Matzdorf.

### **A LA UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA**

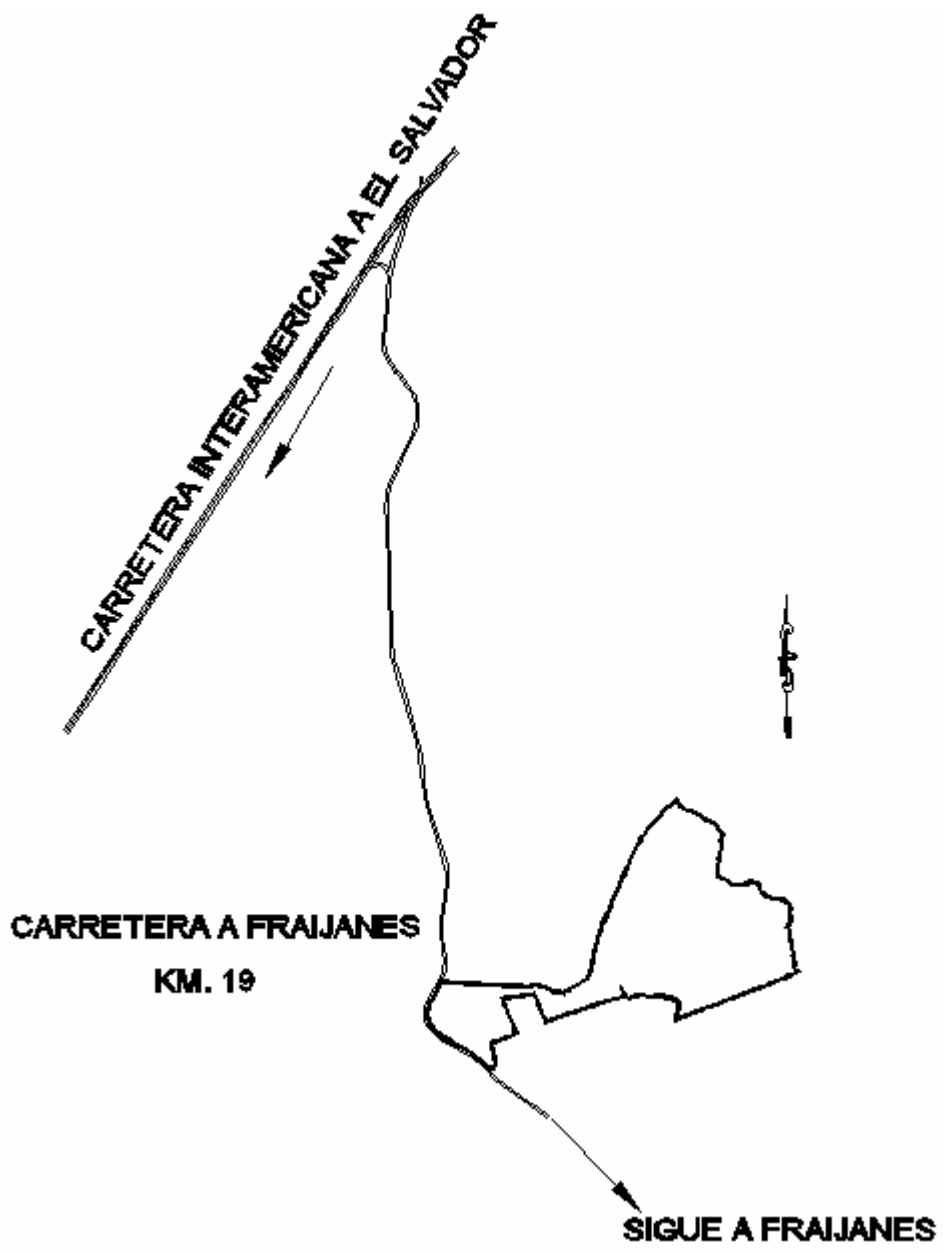
Manuel Archila.

## RESUMEN

En este trabajo se explica el desarrollo del diseño para drenar las aguas pluviales de un proyecto urbanístico de 231 viviendas. El terreno a desarrollar cuenta con una topografía muy variada, consta de áreas relativamente planas, así como de áreas con topografía muy quebrada, lo que hace que el proyecto sea interesante, dado que permite la delimitación de distintas áreas (subcuencas) para drenarlas en puntos distintos. Un aspecto adicional que enriquece este diseño, es la obligatoria conducción de aguas pluviales (afluentes) que atraviesan el terreno, y que fluyen hacia el terreno por distintos puntos.

A lo largo de este documento se exponen las bases teóricas sobre las cuales se apoyan los modelos matemáticos utilizados para dicho diseño. Una vez expuestos los fundamentos teóricos, se presenta la caracterización hidrológica del problema y la metodología de diseño seguida, dentro la cual se exponen los criterios de diseño utilizados. Se expone detalladamente el diseño realizado para una fase del proyecto, esto con fines prácticos, dadas sus condiciones favorables de tamaño y características.

Este trabajo se basa en la experiencia obtenida durante mi participación en la planificación del proyecto urbanístico *VILLAS DE ENTREVERDES*. El proyecto *VILLAS DE ENTREVERDES* se ubica en el municipio de Fraijanes del Departamento de Guatemala, a un costado de la carretera que conduce a Fraijanes en el kilómetro 19. Las viviendas son de 300 m<sup>2</sup> de construcción aproximadamente para clase media-alta. El mapa de ubicación se presenta en la siguiente página.



## CONTENIDO

Página

<b>PREFACIO.....</b>	<b>V</b>
<b>RESUMEN .....</b>	<b>VI</b>
<b>LISTADO DE ESQUEMAS .....</b>	<b>IX</b>
<b>LISTADO DE FIGURAS .....</b>	<b>XI</b>
<b>LISTADO DE TABLAS.....</b>	<b>XII</b>

Capítulos

<b>I. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>II. DETERMINACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO .....</b>	<b>3</b>
<b>III. DISEÑO EN PLANTA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.....</b>	<b>35</b>
<b>IV. DISEÑO EN PERFIL RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.....</b>	<b>45</b>
<b>V. DESFOGUE AGUA PLUVIAL .....</b>	<b>66</b>
<b>VI. MEMORIA DE CÁLCULO .....</b>	<b>67</b>
<b>VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>80</b>
<b>VIII. BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>81</b>

## LISTADO DE ESQUEMAS

<b>Esquema</b>	<b>Página</b>
Esquema II.1-Curvas a nivel del terreno natural.....	3
Esquema II.2-Curvas a nivel modificadas .....	3
Esquema II.3-Delimitación de parteaguas.....	21
Esquema II.4-Distribución del proyecto .....	22
Esquema II.5-Delimitación de sector a diseñar.....	25
Esquema II.6-Coeficientes medios de escorrentía.....	25
Esquema II.7-Identificación de pozos, ejes y la dirección del flujo .....	28
Esquema II.8-Caudales iniciales.....	30
Esquema II.9-Separación de ramales .....	31
Esquema II.10-Intensidades de diseño.....	34
Esquema II.11-Caudales de diseño .....	34
Esquema III.1-Conexiones domiciliarias a colectores (a nivel) .....	35
Esquema III.2-Conexiones domiciliarias a colectores (a desnivel) .....	36
Esquema III.3-Ubicación de cunetas y rejillas .....	37
Esquema III.4-Ubicación de tragantes.....	38
Esquema III.5-Definición de ejes.....	39
Esquema III.6-Definición geométrica de red de drenaje.....	41
Esquema IV.1-Indicación eje 35 y 41 .....	46
Esquema IV.2-Perfil de eje 35 indicando cotas invert mínimas para el colector. ....	47
Esquema IV.3-Perfil de eje 35 indicando cotas invert mínimas para el colector. ....	48
Esquema IV.4-Perfil de eje 41 indicando cotas invert mínimas para el colector. ....	49
Esquema VI.1-Planta/Perfil de eje 35 diseño final.....	69
Esquema VI.2-Planta/Perfil de eje 41 diseño final.....	70
Esquema VI.3-Planta/Perfil de eje 36 diseño final.....	71
Esquema VI.4-Planta/Perfil de eje 42 diseño final.....	72
Esquema VI.5-Planta/Perfil de eje 37 diseño final.....	73

Esquema VI.6-Planta/Perfil de eje 38 diseño final.....	74
Esquema VI.7-Planta/Perfil de eje 38 diseño final.....	75
Esquema VI.8-Planta/Perfil de eje 40 diseño final.....	76
Esquema VI.9-Planta/Perfil de eje 40 diseño final.....	77
Esquema VI.10-Planta/Perfil de eje 43 diseño final.....	78
Esquema VI.11-Planta/Perfil de eje 43 diseño final.....	79

## LISTADO DE FIGURAS

<b>Esquema</b>	<b>Página</b>
Figura I.1-Gran colector la Cloaca Máxima.....	1
Figura II.1-Variación de C respecto la duración del evento.....	8
Figura II.2-Ubicación del proyecto en fotografía aérea.....	9
Figura II.3-Corrientes cercanas al proyecto.....	10
Figura II.4-Delimitación zonas de aporte.....	11
Figura II.5-Concepto gráfico del tiempo de entrada.....	12
Figura II.6-Concepto gráfico del tiempo de concentración.....	13
Figura II.7-Curvas IDF de la estación INSIVUMEH.....	16
Figura II.8-Efectos de urbanizar el terreno sobre el hidrograma.....	18
Figura III.1-Cámara de caída junto a pozo.....	42
Figura III.2-Escalones alternados.....	42
Figura IV.1-Variación de n respecto a la velocidad de flujo.....	53
Figura IV.2-Relaciones entre parámetros hidráulicos.....	57

## LISTADO DE TABLAS

<b>Esquema</b>	<b>Página</b>
Tabla II.1- Coeficientes de escorrentía para áreas urbanas .....	7
Tabla II.2-Coeficiente racional de ajuste por frecuencia .....	7
Tabla II.3-Cálculo de coeficientes medios de escorrentía .....	26
Tabla II.4-Composición de ejes en base a pozos .....	29
Tabla II.5-Cálculo de velocidades .....	32
Tabla II.6-Cálculo de intensidades de lluvia de diseño .....	33
Tabla III.1-Diámetros comerciales disponibles .....	44
Tabla IV.1-Valores de n para distintos materiales.....	53
Tabla IV.2-Valores de K' en determinación del diámetro (** tomada de la bibliografía 4).....	58
Tabla IV.3-Valores de K' en determinación del tirante (** tomada de la bibliografía 4) .....	59
Tabla VI.1-Resultados finales diseño .....	68

# I. INTRODUCCIÓN

Desde los primeros intentos por controlar el flujo de agua por parte de los egipcios hace miles de años, una rica historia de la hidráulica ha evolucionado. El uso de los sistemas de drenaje por los humanos posee una larga historia que data a los inicios del tercer milenio A.C. Posteriormente la civilización Minion en Creta, en el segundo milenio A.C. contaba con extensivos sistemas de drenaje. Con la desaparición de la civilización Minion vino el desarrollo de los griegos que empezaron a vivir en poblaciones. El drenaje en las ciudades Griegas incluía colectores bajo las calles de zonas residenciales. Algunos componentes de los sistemas de drenaje incluían canales para edificios individuales, tuberías de drenaje a través de paredes o cimentaciones de casas individuales, canales colectores en el vecindario y drenajes en áreas públicas.

Después de los griegos, muchas de las ciudades y pueblos fueron eventualmente ocupados por los romanos. En las ciudades desarrolladas se construyeron sistemas de drenaje. Uno de los ejemplos de grandes colectores centrales de drenaje es el gran colector la Cloaca Máxima en Roma, que se ilustra en la figura I.1.

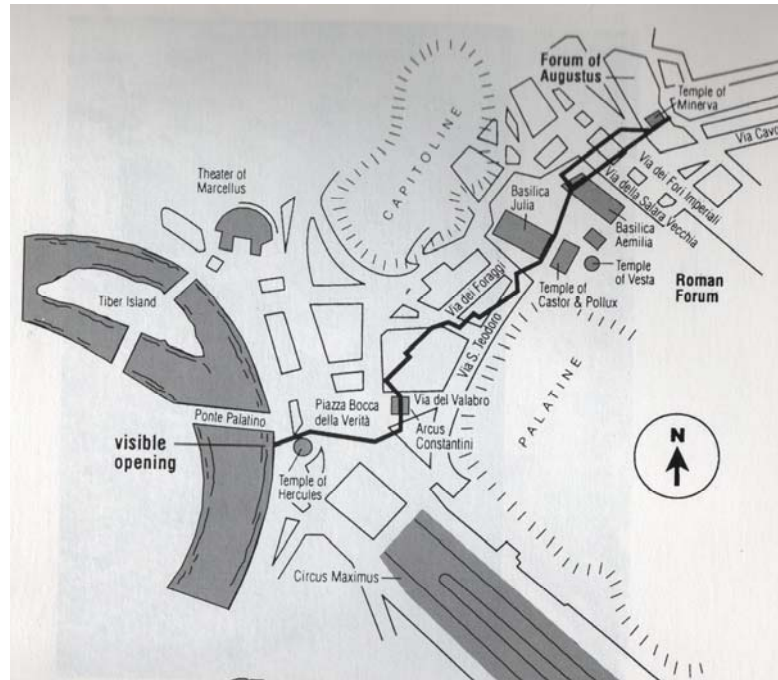


Figura I.1-Gran colector la Cloaca Máxima

La caída del Imperio Romano se extendió sobre un período de transición 1000 años, llamado la Edad Oscura, durante la cual los conceptos científicos de recursos hidráulicos probablemente se estancaron. Luego de la caída del Imperio Romano, la calidad del agua y la higiene decayeron por un largo período de tiempo.

Entendiendo la importancia y el amplio desarrollo que ha tenido la captación y deposición de aguas pluviales con el paso del tiempo, se pretende a lo largo de éste trabajo desarrollar paso a paso el diseño del alcantarillado pluvial para un proyecto urbanístico. Se presentarán los modelos fundamentales para dicho diseño, seguidamente se introducirán sus limitaciones y alcances para dar lugar a la exposición de criterios para el diseño. El método racional se utiliza para realizar el análisis hidrológico del sitio, mientras que se hace uso de la fórmula de Manning para el diseño hidráulico de las estructuras de conducción. Se desarrollarán ejemplos para demostrar el uso adecuado de las fórmulas tanto dimensional como aplicado, asimismo se comparan los resultados obtenidos de forma aproximada a través de cálculos manuales respecto a los obtenidos usando el programa Autodesk Civil Design 2i.

## II. DETERMINACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO

### A. Métodos para estimación de caudal

La estimación de caudales pluviales representa el problema hidrológico del diseño del drenaje pluvial. La determinación de los caudales a tener en cuenta en el proyecto de las redes de alcantarillado pluviales puede realizarse por cualquiera de los métodos siguientes: 1) fórmulas empíricas; 2) el método racional; 3) estudios de correlación entre lluvia y escorrentía; 4) los métodos de la hidrógrafa; 5) el método de la entrada y 6) modelos con ordenadores digitales. La selección del método depende de las condiciones geográficas e hidrológicas locales, de la disponibilidad de datos sobre lluvias y escorrentías, de la superficie de la cuenca vertiente y del grado de protección que se desee proporcionar. De los métodos mencionados anteriormente el más utilizado es el método racional, el cual se expone a continuación ( 4 ).

1. **Método racional.** Las raíces de esta metodología datan desde 1851 con Mulvaney, y certeramente hasta 1889 con Kuichling. El concepto es atractivo y fácil de entender. Si ocurre una lluvia sobre la cuenca a una intensidad constante por un período de tiempo que es suficiente para producir un estado equilibrado de caudal en la salida o punto de desfogue, entonces el caudal pico será proporcional al producto de la intensidad de lluvia y el área de la cuenca ( 3 ).

La fórmula racional es usualmente expresada en la forma:

$$Q = \frac{CiA}{3,600,000}$$

Donde

Q→Es la razón pico de escorrentía m<sup>3</sup>/s

i→Es la intensidad de lluvia (mm/hr)

A→Es el área tributaria (m<sup>2</sup>)

C→Es el coeficiente de escorrentía

El producto del coeficiente de escorrentía y del área, representa la superficie equivalente que sería impermeable en un 100%.

El dimensionamiento hidráulico del drenaje y las obras de conducción en los sectores urbanos siempre requieren la estimación los caudales pico, razón por la cual primero se estudia la hidrología de la cuenca. La determinación del caudal pico requiere el considerar todos los factores que contribuyen a las escorrentías máximas y en combinarlos para obtener una cantidad esperada.

Las suposiciones que considera el método racional son las siguientes:

- La intensidad de lluvia es constante sobre un período que iguala al tiempo de concentración de la cuenca.
- La intensidad de lluvia es constante sobre toda la cuenca.
- La distribución de la frecuencia de la lluvia y del caudal pico son idénticos.
- El tiempo de concentración de la cuenca es constante y fácilmente calculable.
- A pesar de la variabilidad espacial y temporal de las abstracciones sobre la lluvia, el porcentaje de lluvia que es convertido en escorrentía puede estimarse con fiabilidad.
- El coeficiente de escorrentía es invariante, sin importar la época del año, la profundidad, la intensidad de lluvia.

De forma resumida la determinación de los caudales para el diseño de alcantarillado pluvial requiere la determinación de los siguientes datos básicos:

- Relación de intensidad de precipitación-duración de la lluvia, para utilizarla como base en el proyecto.
- El probable estado futuro de la cuenca vertiente, es decir, el porcentaje de superficie impermeable que puede esperarse cuando el distrito se haya desarrollado lo previsto.
- El coeficiente de escorrentía, que relaciona el caudal máximo de escorrentía en cualquier punto con la intensidad de la lluvia durante el tiempo de concentración para ese punto.
- El tiempo probable requerido para que el agua fluya por la superficie del terreno hasta la primera boca de la alcantarilla, llamado tiempo de entrada.
- La cuenca vertiente a la alcantarilla en el punto en el que se debe determinarse su tamaño.
- El tiempo requerido para que el agua fluya en la alcantarilla desde la primera boca al punto antes mencionado, que, añadido al tiempo de entrada, da el tiempo de concentración ( 4 ).

a. Aplicaciones y limitaciones del método racional. Históricamente, el venerado *Método Racional* ha sido la herramienta elegida por la mayoría de ingenieros practicantes alrededor del mundo. Aunque definitivamente el método posee su lugar en el diseño hidrológico, es rutinariamente sobre-extendido y aplicado erróneamente ( 3 ).

La mayoría de las limitaciones del método y sus fallas se encuentran bien documentadas, pero esas restricciones son largamente ignoradas por la mayoría de los ingenieros practicantes. Para un diseño ingenieril responsable, los ingenieros deben observar las restricciones que limitan la aplicabilidad de la fórmula Racional ( 3 ).

Registros realizados de las curvas de masa de lluvia para tormentas intensas invariablemente muestran que los períodos pico de intensidad de lluvia constante son usualmente de corta duración comparativamente (algunos minutos, si mucho diez minutos). Esto indica que la asunción de intensidad de lluvia constante es bastante probable de alcanzar en cuencas que poseen un tiempo de concentración corto ( 3 ).

Conviene hacer una precisión con respecto al uso del método racional, como quiera que la utilización del método supone que la totalidad de la cuenca vertiente está siendo tributaria al punto de estudio, los caudales calculados tiene tendencia a ser tanto más conservadores cuanto mayor es la cuenca vertiente (recuérdese que la lluvia no cae uniformemente y sobre toda la cuenca, y que en cuencas de gran tamaño habrá zonas en las que no llueva o se puede dar también el caso que la precipitación más fuerte se produzca en la porción del área menos permeable), aunque bien cabe notar que para zonas urbanas pequeñas que poseen una distribución bastante uniforme de su permeabilidad la distribución de la lluvia sea de poca importancia ( 4 ).

Por éstas y otras razones, el método racional debe aplicarse, exclusivamente, a cuencas vertientes de pequeño tamaño. Un tamaño máximo recomendable para la aplicación del método racional es 80 ha (0.8 km<sup>2</sup>).

Otro aspecto que se debe cuidar para la aplicación de este método consiste en verificar que no existan grandes zonas de almacenamiento, que puedan ser sometidas a inundación, tales como lagos o estanques que retardarán y reducirán el caudal pico facilitando la reserva superficial ( 2 ).

El alcantarillado pluvial del proyecto urbanístico estudiado en este trabajo posee una extensión de 39.27 manzanas o equivalente a 274,410 m<sup>2</sup> (0.27 km<sup>2</sup>) aproximadamente y no posee zonas de almacenamiento, aunque sí posee corrientes al pie de las laderas que servirán para desfogar las aguas pluviales; por lo cual podemos aplicar con certeza el método racional.

En resumen se pueden resaltar dos aspectos importantes para la aplicación del método racional.

- Aplicarlo a extensiones menores a 0.8 km<sup>2</sup>.
- Aplicarlo a regiones que no posean grandes zonas de almacenamiento (lagos o estanques).

b. Coeficientes de Escorrentía. Este coeficiente es definido por la relación entre el volumen de agua de escorrentía superficial total y el volumen total de agua precipitado, en un intervalo de tiempo determinado.

$$C = \frac{V_{\text{escorrentía superficial}}}{V_{\text{precipitación total}}}$$

El coeficiente de escorrentía se debe seleccionar de la tabla apropiada. En la tabla II.1 se presentan algunos valores recomendados ( 3 ).

Si es necesario hacer uso de la fórmula racional para un período de retorno que excede de 10 años, el coeficiente de escorrentía, C, de la tabla II.1 debe de multiplicarse por el factor de ajuste por frecuencia Cf. La tabla II.2 muestra los valores de Cf recomendados. El valor de C ajustado nunca deberá ser mayor a la unidad ( 3 ).

En la figura II.1 se observa el comportamiento del coeficiente de escorrentía en referencia a la duración de la lluvia. Para lluvias de poca intensidad, este coeficiente varía con la duración de la lluvia para zonas permeables e impermeables bajo efecto de saturación, conforme llueve el poro del suelo se llena también las depresiones, el suelo se satura y reduce la capacidad de infiltración del suelo ( 2 ).

Tabla II.1- Coeficientes de escorrentía para áreas urbanas

Uso del área a drenar	Coeficiente de Escorrentía
Negocios	
Áreas centrales	0.70-0.95
Áreas vecinales	0.50-0.70
Residenciales	
Áreas unifamiliares	0.30-0.50
Multi-unidades separadas	0.40-0.60
Multi-unidades juntas	0.60-0.75
Suburbanas	0.25-0.40
Áreas de apartamentos	0.50-0.70
Industrial	
Áreas livianamente ocupadas	0.50-0.80
Áreas intensamente ocupadas	0.60-0.90
Parques, cementerios	0.10-0.25
Áreas de juegos	0.20-0.40
Áreas de ferrocarriles	0.20-0.40
Áreas descuidadas	0.10-0.30
Áreas verdes	
Suelo arenoso, plano 2%	0.05-0.10
Suelo arenoso, medio 2-7%	0.10-0.15
Suelo arenoso, parado 7%	0.15-0.20
Suelo pesado, plano 2%	0.13-0.17
Suelo pesado, medio 2-7%	0.18-0.25
Suelo pesado, parado 7%	0.25-0.40
Calles	
Asfalto	0.70-0.95
Concreto	0.80-0.95
Ladrillo/Block	0.70-0.85
Aceras y caminamientos	0.75-0.85
Techos	0.75-0.95

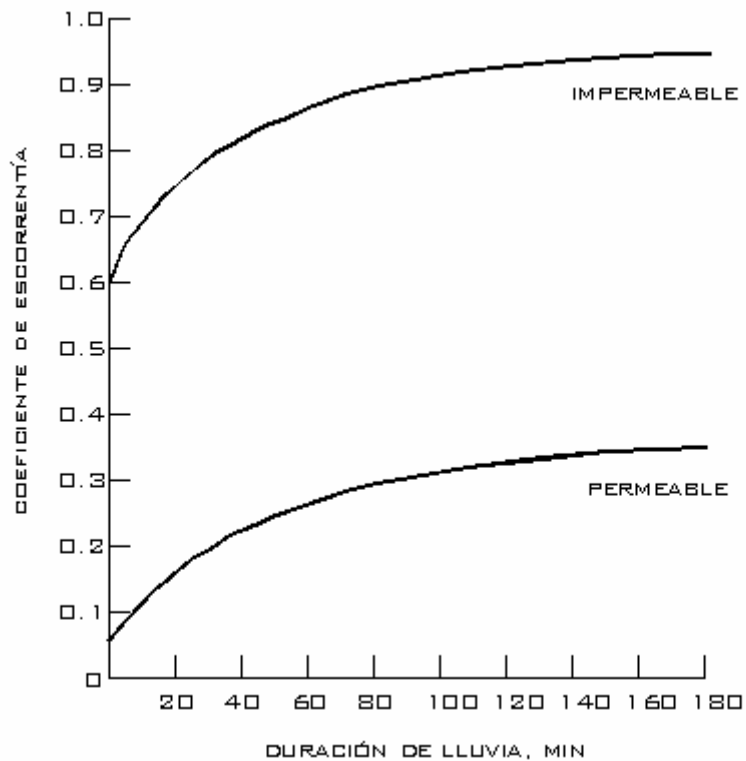
Tabla II.2-Coeficiente racional de ajuste por frecuencia

Frecuencia (años)	Cf
25	1.1
50	1.2
100	1.25

Para lluvias de gran intensidad, la variación del coeficiente de escorrentía es similar, pero bajo el fenómeno de compactación, esto se observa frecuentemente en los suelos áridos ( 2 ).

Este efecto se puede ver incrementado por el recubrimiento del terreno, dado que el mismo protege al suelo de la compactación y facilita la detención en la superficie. Por el contrario el tamaño del poro existente entre los granos de suelo proporciona una mayor capacidad de infiltración que reduce el coeficiente de escorrentía ( 2 ).

Figura II.1-Variación de C respecto la duración del evento



A lo largo del tiempo la investigación de este fenómeno de variación de C respecto a t, ha permitido desarrollar un conjunto de fórmulas que relacionan ambas variables. Para superficies impermeables podemos utilizar:

$$C = 0.175t^{1/3}$$

o

$$C = \frac{t}{8+t}$$

Y para superficies permeables mejoradas

$$C = \frac{0.3t}{20 + t}$$

en donde t es la duración de la precipitación en minutos. Conservadoramente se puede hacer uso de los valores máximos presentados en la tabla II.1 para cada superficie ( 2 ).

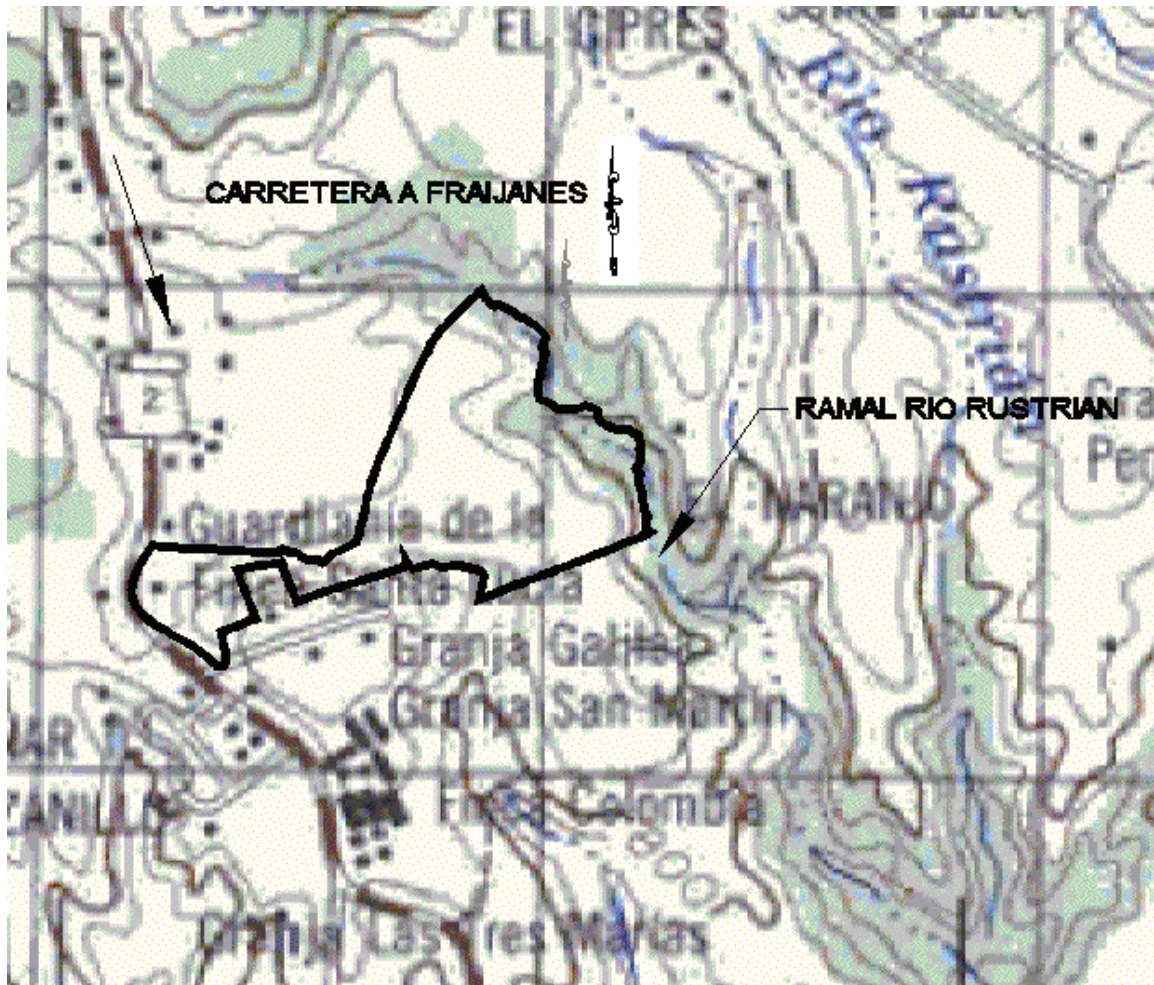
## 2. Condiciones hidrológicas del sitio

Figura II.2-Ubicación del proyecto en fotografía aérea



Se puede observar que la corriente que pasa al pie de la ladera en el lado este del proyecto forma parte de un ramal que converge hacia el Río Rustrián.

Figura II.3-Corrientes cercanas al proyecto

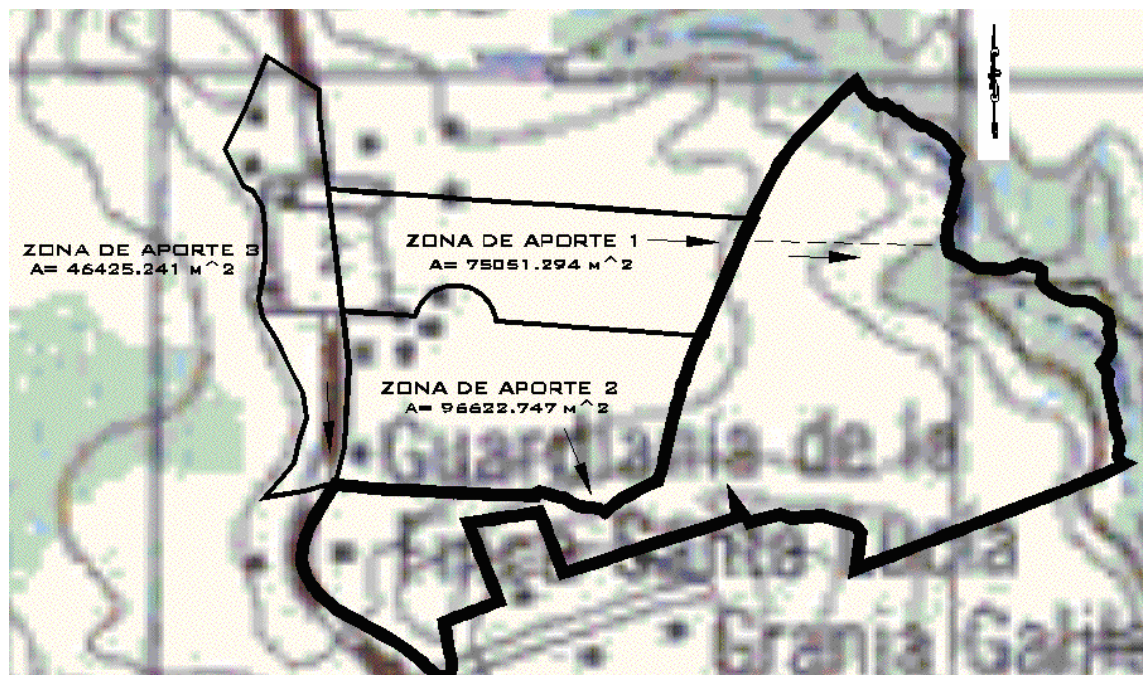


En la siguiente sobreposición en el mapa a escala 1:50,000 se lograron ubicar las áreas de aporte al proyecto, a partir de estudiar las relaciones de niveles presentados en las curvas a nivel. La zona de aporte 1 corresponde a las aguas pluviales generadas dentro del proyecto Entreverdes I, actualmente son conducidas por una tubería (24") profunda hasta descargar en el ramal del río Rustrián como se muestra en la línea punteada. A pesar de que ya está canalizada, se observó que para el desarrollo urbanístico sería un problema el mantener esa tubería en su posición actual, por lo tanto se conectará al nuevo sistema colector de aguas pluviales de Villas de Entreverdes.

La zona de aporte 2 que corresponde al proyecto Vilaverde 2, actualmente descarga sus aguas (a través de una caja de 0.80m X 0.80m) en un zanjón existente en la parte estrecha del terreno donde la flecha lo indica, por lo tanto no existe preocupación de incluir este aporte al futuro colector.

Sin embargo la zona de aporte 3 que está constituida por la calle y otros terrenos al otro lado de la carretera sí descarga en la esquina superior izquierda del proyecto, será necesario entubar este aporte y conectarlo al sistema colector general (el diámetro de la descarga es 27").

Figura II.4-Delimitación zonas de aporte



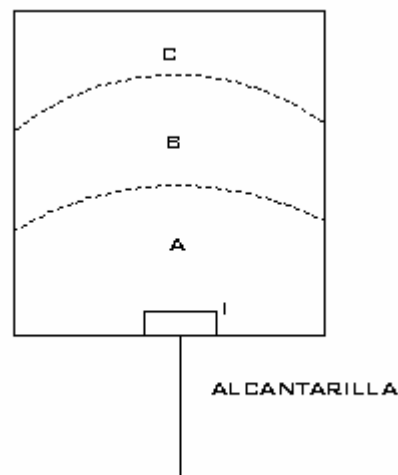
Las áreas de aporte estimadas son: Área 1: 75,051 m<sup>2</sup>, Área 2: 96,622 m<sup>2</sup>, Área 3: 46,425 m<sup>2</sup>.

Parece extraño no haber considerado extender la zona de aporte 3 hacia todo el frente del terreno que da hacia la carretera, lo que sucede es que a lo largo de la carretera va una cuneta y la pendiente de la misma es hacia el sur ¿por qué se decidió tomar una zona de aporte 3 si existen cunetas? Sucede que desde antes de iniciarse el proyecto ya existía la descarga hacia el terreno y mediante la topografía se delimito el inicio de una "loma" en la ruta justo después de la descarga, lo que manifestó que la cuneta no podía conducir agua más allá de dicho punto.

a. Selección de tormenta de diseño; según curvas IDF (intensidad-duración-frecuencia). Los parámetros de mayor importancia para una lluvia son intensidad, duración, frecuencia y distribución. La selección de una tormenta de diseño para aplicarse al método racional requiere el conocer del tiempo de concentración.

1) Tiempo de entrada. Es el tiempo probable requerido para que el agua fluya por la superficie del terreno hasta la primera boca de la alcantarilla.

Figura II.5-Concepto gráfico del tiempo de entrada



La forma en que se determina el tiempo de entrada se puede ilustrar con la figura II.5, se representa una superficie rectangular que desagua en un imbornal de alcantarilla situado en I. Suponiendo que se requieren 5 minutos para que el agua circule desde los límites de una zona hasta la siguiente situada a nivel inferior, o al imbornal en el caso de la zona A, después de pasados 10 minutos de lluvia, únicamente las zonas A y B, aportarán agua al imbornal, mientras que el agua de la zona C aún no alcanza a llegar a la zona A. Se requerirían 15 minutos para que todas las zonas contribuyeran. Evidentemente si se considera una lluvia de 10 minutos, el agua que aporta la zona C llegará después y se compensará con la disminución de la escorrentía de la zona A.

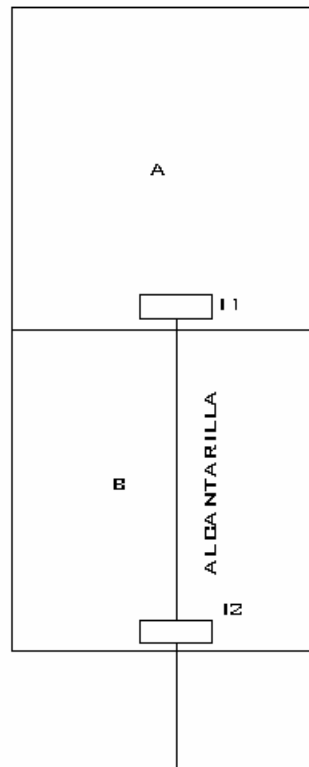
2) Tiempo de concentración. Es el tiempo necesario para que se produzca el máximo caudal. Otra definición es que representa el intervalo de tiempo transcurrido entre el instante en el que finaliza la lluvia ( $t_f$ ) y el instante en el que deja de pasar escorrentía la sección de cálculo.

$$T_c = t_{fe} - t_f$$

Es igual al tiempo requerido para que una gota de agua circule desde el punto más alejado de la cuenca vertiente, hasta aquel en que se determina el caudal ( 4 ).

En la siguiente figura el agua correspondiente a la zona A llega al imbornal I1 y el de la zona B al imbornal I2. El tiempo de concentración en I2 es el mayor que resulte al comparar el correspondiente al área B con el formado por la suma del tiempo de entrada y el tiempo de recorrido de I1 a I2. El tiempo de entrada es el tiempo de concentración en I1, mientras que el tiempo de recorrido es función de la velocidad de circulación del agua y de la longitud de I1 a I2 ( 2 ).

Figura II.6-Concepto gráfico del tiempo de concentración



El tiempo de concentración de cada tramo se determina de forma análoga, en cada punto se añade al tiempo de entrada correspondiente a la gota más alejada el tiempo de recorrido en el tramo. En los puntos de unión de dos ramales se toma el mayor de los tiempos de concentración de cada uno para la continuación de los cálculos ( 2 ).

Se estima que el tiempo de entrada varía entre 5 y 10 minutos para zonas imbornales muy próximos entre sí, entre 10 y 20 minutos para zonas poco densas y con pendientes relativamente bajas y entre 20 y 30 minutos para zonas residenciales con imbornales bastantes espaciados. En ausencia de información fiable para una zona determinada, generalmente, suele adoptarse un valor de 20 minutos ( 4 ).

Para el cálculo del tiempo de concentración se requiere conocer la intensidad y la pendiente de la alcantarilla. La pendiente de la alcantarilla se puede suponer paralela a la de la calle. Para estimar la intensidad se puede suponer una intensidad de lluvia inicial, luego haciendo uso de la fórmula de Manning se determina la velocidad en el tramo y junto con la longitud se logra determinar el tiempo de concentración, finalmente se puede obtener la intensidad de lluvia de diseño para la zona según curvas IDF ( 2 ). Se realiza este cálculo ejemplificado en la sección I.C.4 de este trabajo.

3) Intensidad de lluvia. Al determinar la intensidad de lluvia para su uso en el método racional, debe tenerse en cuenta que cuanto menor sea la duración de la precipitación, mayor será la intensidad media. La duración crítica del evento será aquella que produzca la máxima escorrentía y, por tanto, la que es suficiente para que fluya el caudal generado en toda la cuenca vertiente. Las duraciones inferiores darán lugar a caudales menores, ya que no contribuye toda la cuenca, mientras que las superiores producirán intensidades medias de lluvia asimismo menores. En consecuencia se necesita de algún relación entre la duración y la intensidad esperable del evento. Las intensidades de lluvia son distintas en las diversas partes del país, por lo que han de obtenerse curvas o ecuaciones específicas para cada una de ellas ( 2 ).

Los datos provenientes de las estaciones pluviométricas se pueden utilizar para obtener curvas de intensidad-duración-frecuencia como las indicadas en la figura II.7. La curva superior representa la intensidad-duración de la precipitación que será igualada o excedida una vez en treinta años por término medio. El resto de curvas representan las intensidades que se esperan, en promedio, una vez en veinte, diez, cinco, dos o un año ( 2 ).

Las ecuaciones de las curvas intensidad-duración son, a menudo, más útiles que las propias curvas. La forma típica de estas ecuaciones es

$$i = \frac{A}{t + B}$$

en donde  $i$  es la intensidad de la precipitación (generalmente por hora),  $t$  es la duración (generalmente en minutos), y  $A$  y  $B$  son constantes ( 2 ). Se suelen considerar lluvias de corta duración las que tardan menos de 2 horas, de larga duración las que tardan entre 2 horas y 72 horas. Para Guatemala en la zona sur existen las curvas IDF que están dadas por las siguientes ecuaciones (se pueden obtener en la referencia bibliográfica 6).

Período de retorno 2 años

$$i = \frac{1970}{(t + 15)^{0.958}}$$

Período de retorno 5 años

$$i = \frac{7997}{(t + 30)^{1.161}}$$

Período de retorno 10 años

$$i = \frac{1345}{(t + 9)^{0.791}}$$

Período de retorno 25 años

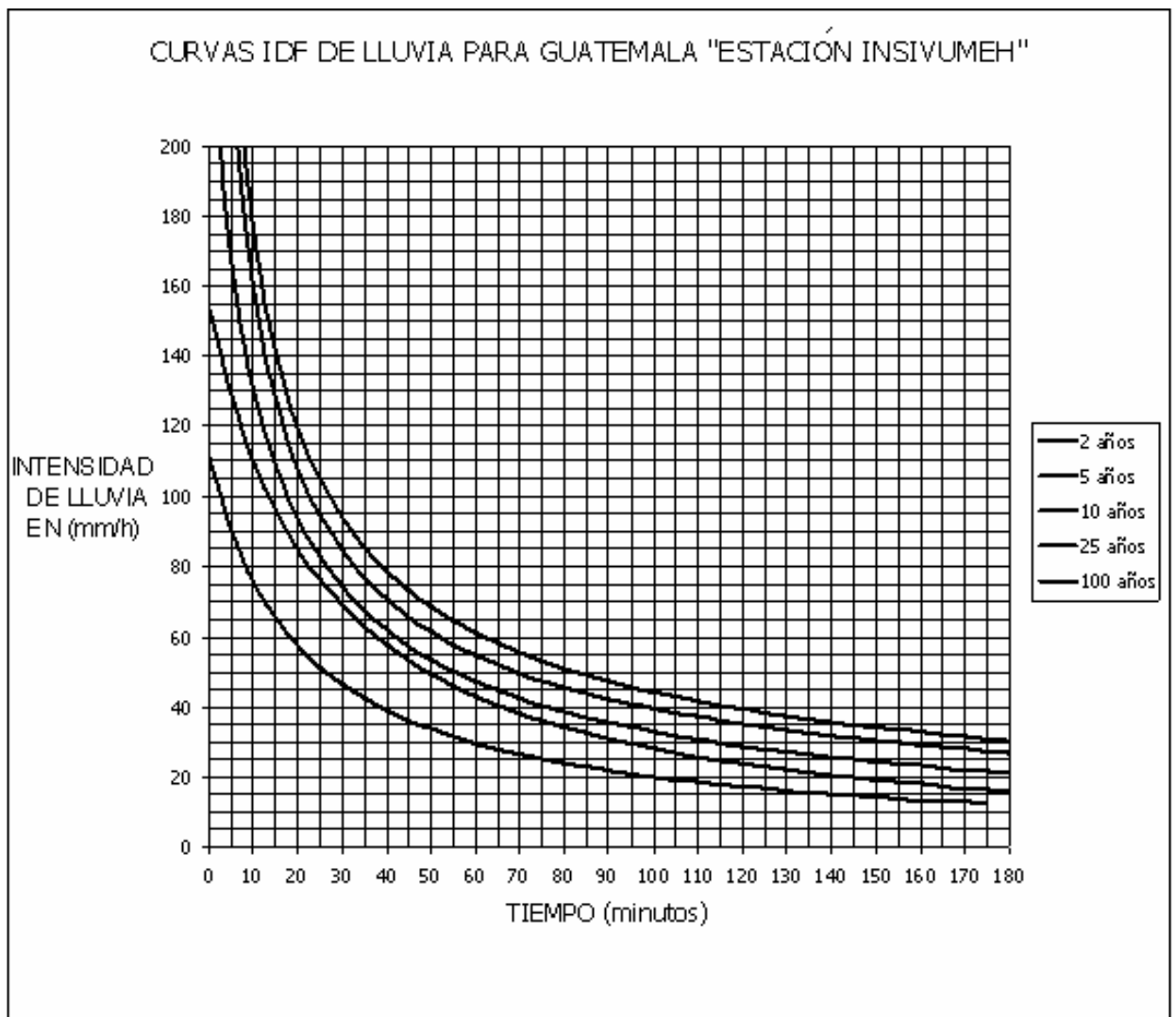
$$i = \frac{820}{(t + 2)^{0.656}}$$

Período de retorno 100 años

$$i = \frac{890}{(t + 2)^{0.649}}$$

La siguiente figura muestra las curvas correspondientes a las ecuaciones anteriores, para dichas curvas la intensidad está dada en mm/hr y el tiempo en minutos. Las mismas se obtuvieron de datos registrados en la estación pluviométrica INSIVUMEH.

Figura II.7-Curvas IDF de la estación INSIVUMEH



## B. Definición de parteaguas

El parteaguas se define como la línea que separa las precipitaciones que caen en cuencas inmediatamente vecinas, y que encaminan la escorrentía resultante para uno u otro sistema fluvial. La divisoria sigue una línea rígida, atravesando el curso de agua solamente en el punto de salida.

El parteaguas une los puntos de máxima cota entre cuencas, aunque no impide existan picos aislados con cotas superiores en el interior de la cuenca.

1. **Topografía terreno natural.** En la siguiente página (Esquema II.1) se presenta la topografía del terreno natural, podemos ver que el proyecto se separa en dos sectores, unidos a través de un paso estrecho. El primer sector primer, de la entrada, presenta una pendiente convergente hacia adentro en dirección de la parte estrecha del proyecto, es ahí donde actualmente descargan naturalmente las aguas pluviales y corren a lo largo de un zanjón.

Más adelante esta corriente atraviesa la parte estrecha para correr a lo largo del pie de la ladera. A fin de unir los dos sectores, se proyectó la construcción de un boulevard que pasa a lo largo de la parte estrecha, con el propósito de no cambiar el rumbo que actualmente tienen las aguas pluviales, se proyectó la construcción de una bóveda para permitir el paso del agua por debajo del boulevard y permitir que siguiera su curso natural al pie de la ladera.

Es además importante notar que en el segundo sector, el de lado este, vemos un parteaguas naturalmente definido, donde el terreno presenta un lomo, el cual descarga las aguas hacia laderas opuestas.

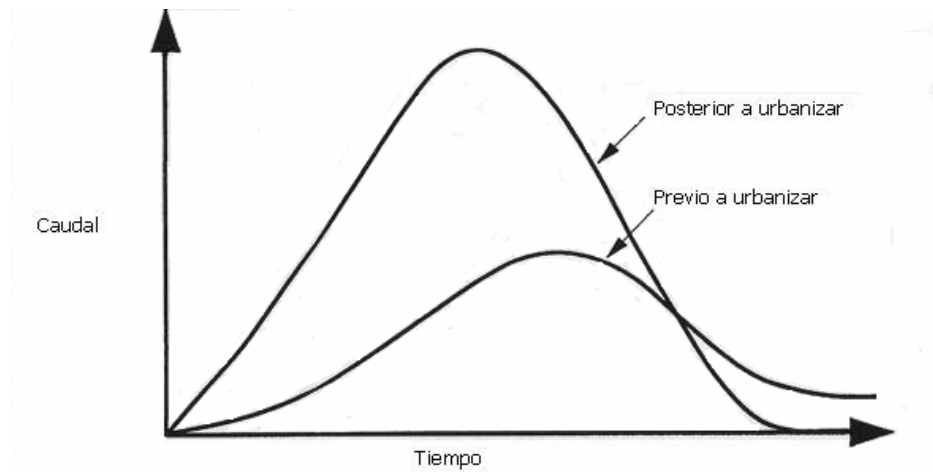
2. **Topografía proyecto urbanizado.** El proyecto urbanístico se diseñó a fin de requerir la menor cantidad de movimiento de tierras, esto por requerimientos económicos. Se decidió aprovechar el terreno al máximo, lo que obligó a diseñar distintos tipos de viviendas, algunas que fueran subiendo respecto a la calle y otras bajando respecto a la calle (algunas incluso con 3.25 o -3.25 respecto al nivel de la rasante terminada), situación no deseable el dejar viviendas bajas respecto al nivel de calle por condiciones de drenaje, pero de lo contrario los costos del proyecto serían demasiado elevados como para impedir la ejecución del mismo. Esto se aplicó de forma notoria en el segundo sector, donde se respetó el parteaguas existente para

drenar las aguas pluviales para dos sentidos opuestos. Esto desde ya hace notorio la necesidad de tener dos descargas de agua pluvial para el segundo sector.

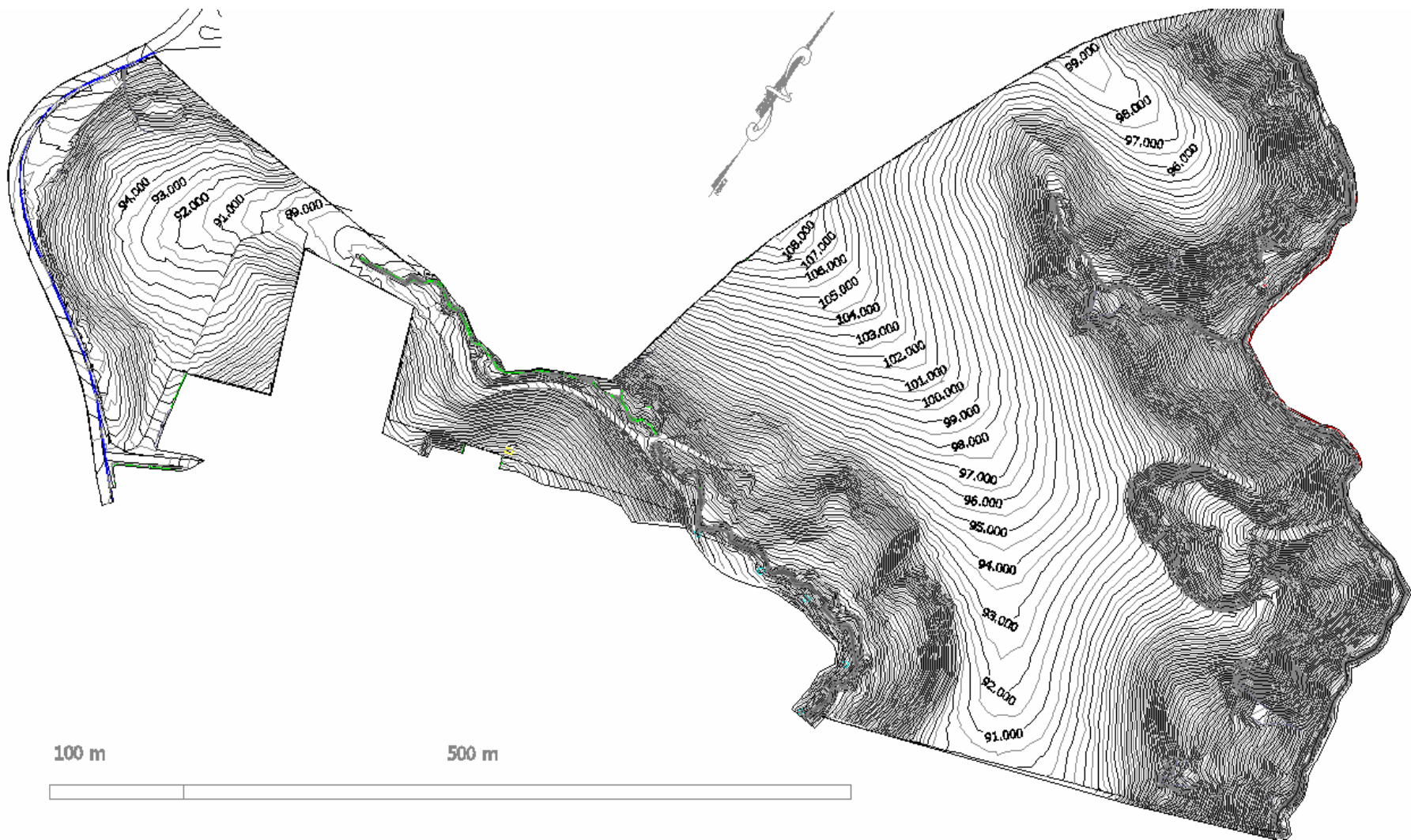
En el esquema II.2 podemos ver las curvas de nivel modificadas, que presentan la topografía que se tendrá una vez finalizado el proyecto.

Los efectos del proceso de urbanización de una zona con respecto al caudal que escurre sobre el terreno se observa en la figura II.8, se da un estrechamiento de la curva y una variación en el tiempo correspondiente al caudal pico, la impermeabilización del suelo implica una escorrentía mayor y un sistema de drenaje del agua superficial más eficiente.

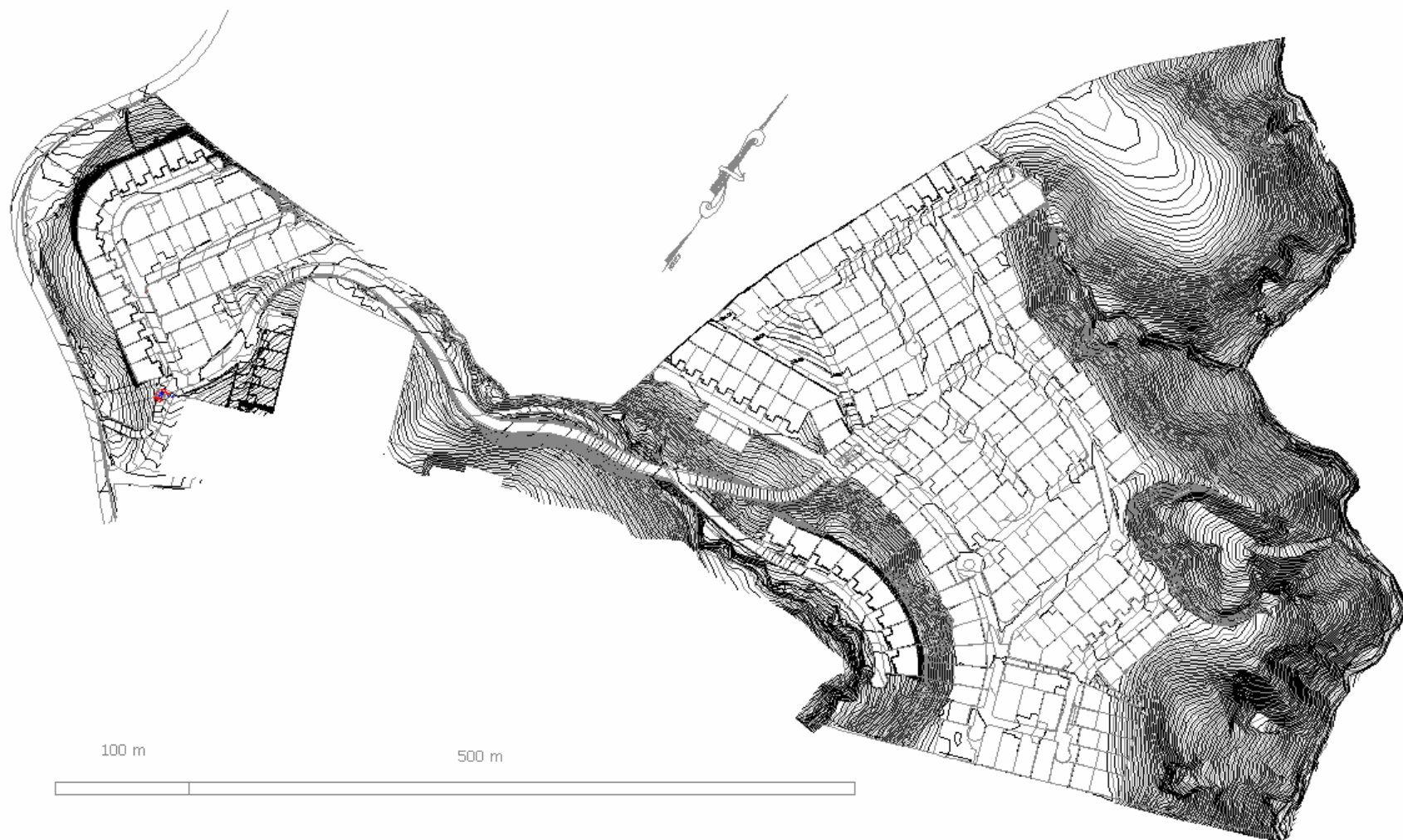
Figura II.8-Efectos de urbanizar el terreno sobre el hidrograma



Esquema II.1-Curvas a nivel del terreno natural

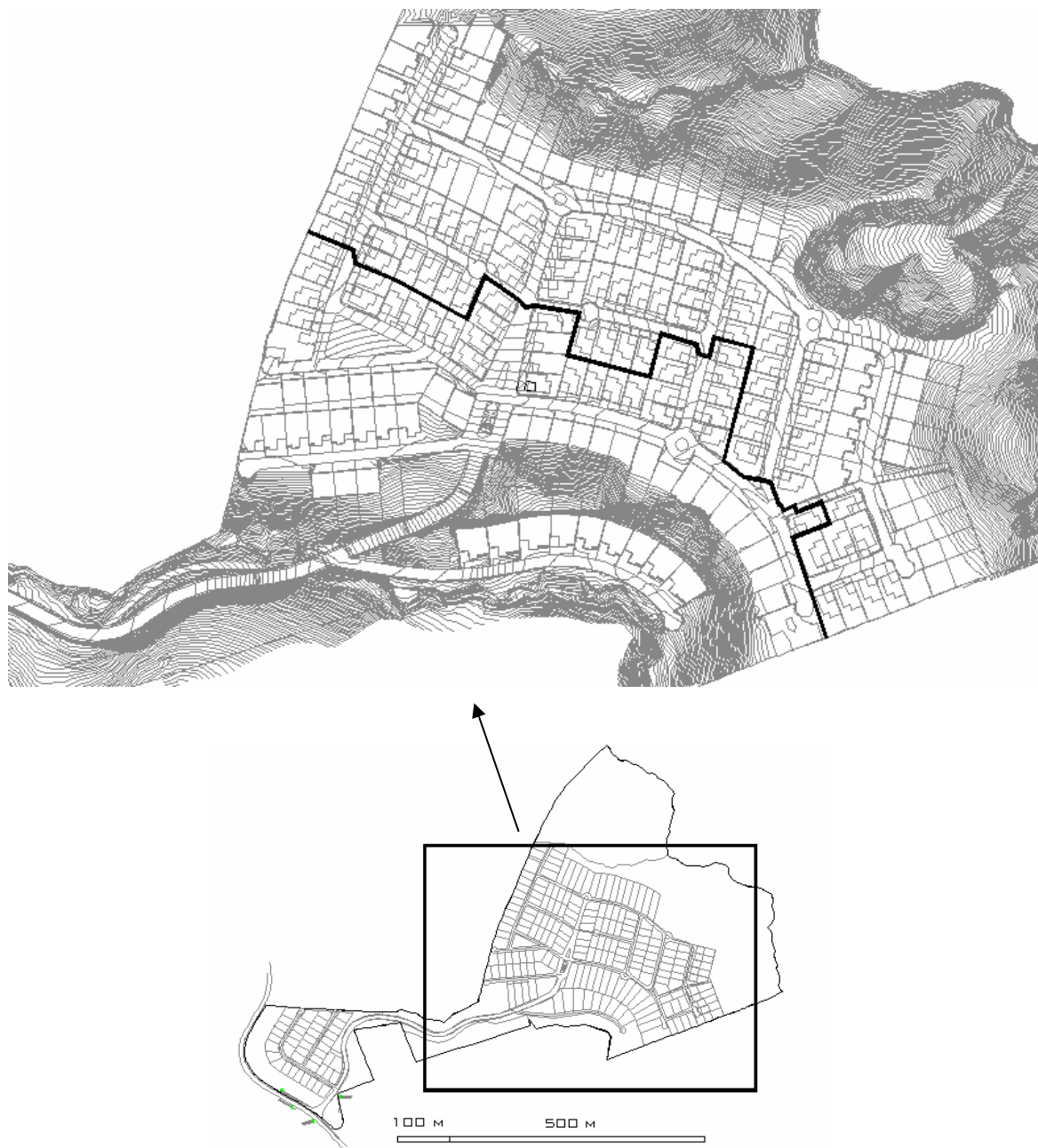


Esquema II.2-Curvas a nivel modificadas



Una vez que la topografía del proyecto urbanizado estuviera definida se procedió a la definición del parteaguas en el segundo sector. Para ello se buscaron los niveles de plataforma superiores y se trazo una línea siguiendo la cota máxima. En el esquema II.3 se puede apreciar cómo quedó la definición del parteaguas.

Esquema II.3-Delimitación de parteaguas



## C. Cálculo de caudales

El cálculo de los caudales es relativamente sencillo, sobretodo haciendo uso de una computadora. A continuación se presentan las consideraciones a realizar para dichos cálculos.

1. Delimitación áreas tributarias internas. La delimitación de cada área tributaria se determinará en función del tipo de material superficial que se espera cubrirá.

En el esquema siguiente se observan la definición geométrica de la urbanización, de la cual se pueden delimitar áreas de vivienda, áreas de calles y verdes.

Esquema II.4-Distribución del proyecto



2. Cálculo de caudales tributarios internos. Estos caudales se pueden estimar fácilmente. Pero se debe ser cuidadoso al considerar el coeficiente de escorrentía a utilizar, se deberá de aplicar el coeficiente adecuado en base al uso proyectado a futuro que tendrá dicha zona.

Lo que se suele realizar es calcular un coeficiente de escorrentía promedio ponderado para las zonas, esto es bastante práctico, con las facilidades que presentan actualmente el uso de ordenadores la necesidad de calcular un coeficiente de escorrentía promedio se facilita, dado que los ordenadores son capaces de almacenar y procesar cuanta cantidad de información sea necesaria y repetir las operaciones una cantidad indefinida de veces. Para el diseño realizado se asignó un coeficiente de escorrentía a cada vivienda de 0.75, a las calles de 0.95 y áreas verdes de 0.20.

Se asigna el coeficiente de escorrentía a la zona considerando el criterio mencionado anteriormente, seguidamente se estima el área que poseerá dicho coeficiente de escorrentía, se suman los productos  $\text{área} \cdot C$  y se dividen dentro de la sumatoria de áreas. Se prosigue a considerar la intensidad de lluvia (según curvas IDF) en base al tiempo de concentración estimado, para finalmente hacer uso de la fórmula racional y calcular el caudal que aportará dicha zona.

Actualmente con las ventajas que presenta el uso de aplicaciones (software) orientadas a ingeniería civil fácilmente se puede realizar dicho proceso. Haciendo uso del programa de Autodesk Civil Design 2i, se pueden realizar programas personalizados que permitan sistematizar este proceso, para este proyecto programe una rutina que calcula el área seleccionada, se le provee de una intensidad de lluvia, y de un coeficiente de escorrentía medio y da como resultado el caudal pico. Como resultado despliega los parámetros usados y el caudal resultante en el centroide del área seleccionada. El caudal pico obtenido se utiliza para realizar el diseño hidráulico de la red de alcantarillado.

3. Cálculo de caudales tributarios externos. Es importante durante el trabajo de levantamiento topográfico el ubicar y detallar las entradas de agua pluvial que existan hacia dentro del terreno, para poder captar dichas conducciones e incorporarlas al resto de la red de alcantarillado pluvial. Además es importante conocer el diámetro de las tuberías que descargan dentro del terreno, para estimar el caudal afluente.

Aparte de la estimación de caudal que se puede realizar considerando el diámetro en la descarga, se puede tomar el área delimitada como cuencas de aporte externas al proyecto y hacer uso de la fórmula racional, para el proyecto se usó un coeficiente de escorrentía promedio de 0.75 (según se logró apreciar el desarrollo urbanístico de las cuencas de aporte) y una intensidad de lluvia 150 mm/h, asimismo se propone un tiempo de entrada aguas arriba de 25 min para ésta zona.

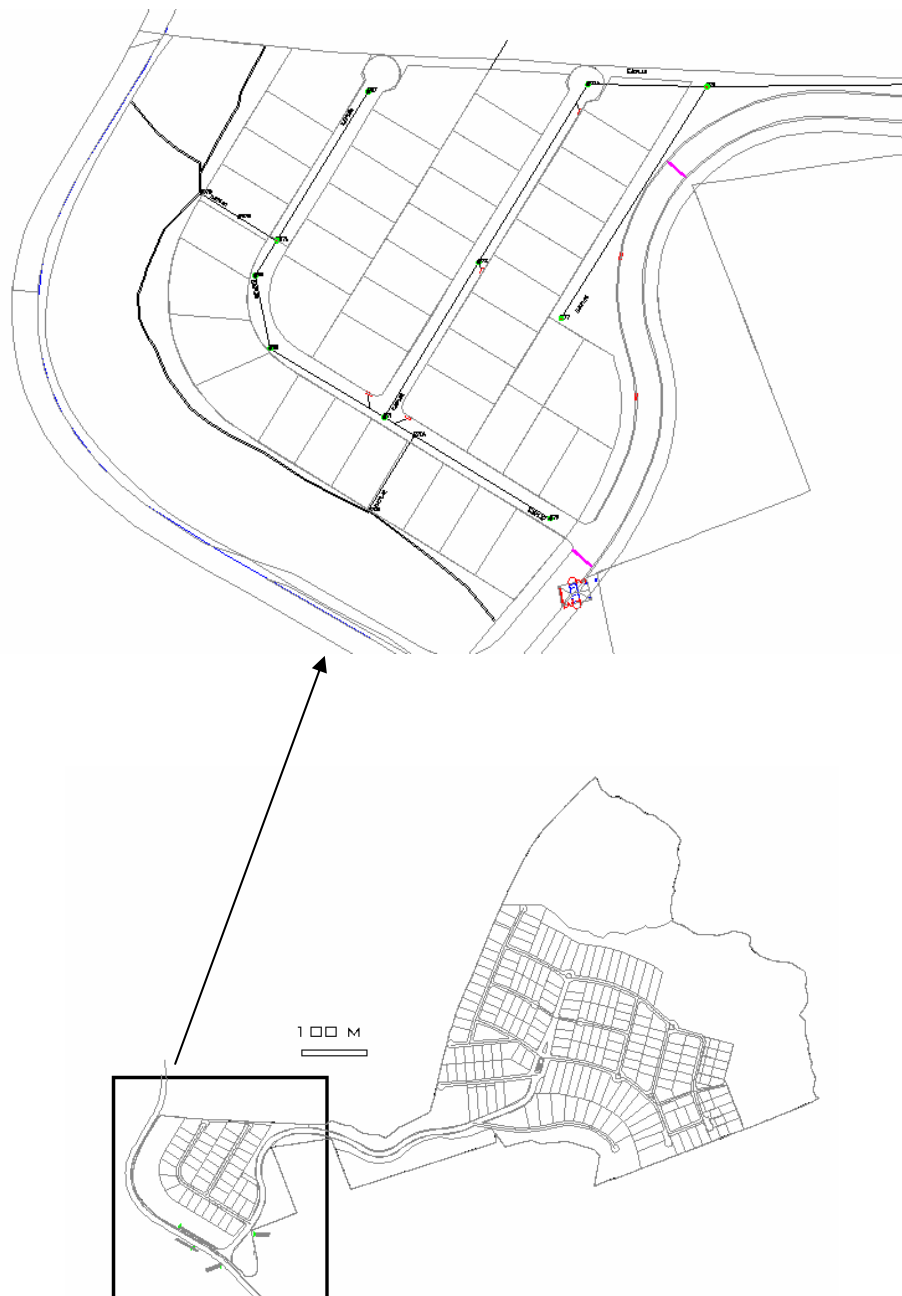
4. Estimación inicial de diámetros de la red de conducción. Este cálculo es de utilidad para obtener datos preliminares de referencia que permitan evaluar los resultados finales obtenidos a través del cálculo realizado por el programa Civil Design 2i. Además es de utilidad para la estimación del tiempo de concentración y consecuentemente determinar la intensidad de lluvia de diseño para cada zona.

a. Consideraciones para aproximación inicial de diámetros. Las consideraciones aquí tomadas son para realizar una estimación inicial de los diámetros, las cuales son:

- Pendiente de la tubería igual a la pendiente de la calle, con este dato se logra definir el diámetro "máximo" a utilizar en condiciones críticas que permita la conducción del caudal asignado, se supone además que permite obtener una velocidad mínima. Dado que se está manejando una profundidad no menor a 1.70m bajo la rasante de la calle para la cota invert se puede suponer inicialmente que la tubería irá paralela.
- Sección trabajando al 100%, esto permite asegurar que el diámetro obtenido en realidad es un "máximo" para el caudal asignado y que no se está subdimensionando la sección inicial.
- Se supone una intensidad de lluvia igual 150 mm/h.

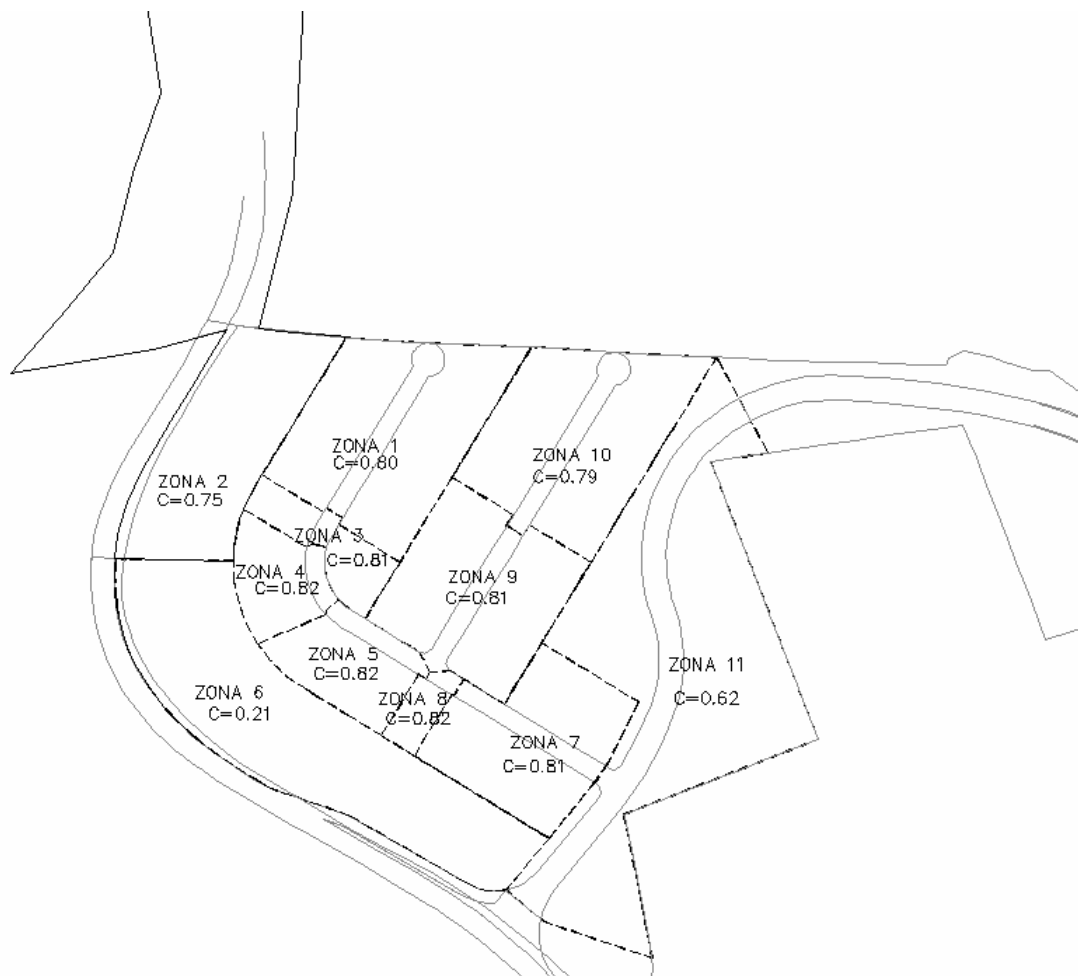
En el esquema se observa el sector del proyecto a diseñar. Se escogió este sector por ser pequeño y contar con un afluente externo al proyecto y su correspondiente descarga, a lo largo de este trabajo no se presentará otra información de diseño que no esté relacionada con este sector, esto con fin de no extender innecesariamente el trabajo pudiendo plasmar los criterios fundamentales en el diseño de éste sector.

Esquema II.5-Delimitación de sector a diseñar



En el siguiente esquema se presenta la delimitación de áreas asignada a cada tramo y el coeficiente de escorrentía medio calculado para cada área. El criterio para separar las zonas es donde exista convergencia de tuberías (pozos), asimismo donde se tenga captación directa de aguas pluviales en ese tramo.

Esquema II.6-Coeficientes medios de escorrentía



A continuación se presentan las tablas con el cálculo del coeficiente de escorrentía medio para cada zona.

Tabla II.3-Cálculo de coeficientes medios de escorrentía

Zona 1					
Tipo	Area (m2)	C	Cf	A * C	Cmed
Vivienda	3,726.21	0.75	1.05	2,934.39	0.80
Calle	528.36	0.95	1.05	527.04	
Verde	113.88	0.20	1.05	23.91	
Suma	4,368.46			3,485.35	

donde  $C_{med} = \frac{\sum(A * C)}{\sum A}$

Zona 2					
Tipo	Area (m2)	C	Cf	A * C	Cmed
Vivienda	0.00	0.75	1.05	0.00	0.75
Calle	0.00	0.95	1.05	0.00	
Verde	3,646.46	0.20	1.05	765.76	
Externa	46,418.59	0.75	1.05	36,554.64	
Suma	50,065.05			37,320.40	

Zona 3					
Tipo	Area (m2)	C	Cf	A * C	Cmed
Vivienda	904.53	0.75	1.05	712.32	0.81
Calle	93.11	0.95	1.05	92.88	
Verde	0.00	0.20	1.05	0.00	
Suma	<i>997.64</i>			<i>805.19</i>	

Zona 4					
Tipo	Area (m2)	C	Cf	A * C	Cmed
Vivienda	1,001.51	0.75	1.05	788.69	0.82
Calle	162.67	0.95	1.05	162.26	
Verde	0.00	0.20	1.05	0.00	
Suma	<i>1,164.18</i>			<i>950.95</i>	

Zona 5					
Tipo	Area (m2)	C	Cf	A * C	Cmed
Vivienda	1,614.86	0.75	1.05	1,271.70	0.82
Calle	286.17	0.95	1.05	285.45	
Verde	0.00	0.20	1.05	0.00	
Suma	<i>1,901.03</i>			<i>1,557.16</i>	

Zona 6					
Tipo	Area (m2)	C	Cf	A * C	Cmed
Vivienda	0.00	0.75	1.05	0.00	0.21
Calle	0.00	0.95	1.05	0.00	
Verde	6,338.57	0.20	1.05	1,331.10	
Externa	0.00	0.75	1.05	0.00	
Suma	<i>6,338.57</i>			<i>1,331.10</i>	

Zona 7					
Tipo	Area (m2)	C	Cf	A * C	Cmed
Vivienda	3,369.60	0.75	1.05	2,653.56	0.81
Calle	489.62	0.95	1.05	488.39	
Verde	0.00	0.20	1.05	0.00	
Suma	<i>3,859.21</i>			<i>3,141.95</i>	

Zona 8					
Tipo	Area (m2)	C	Cf	A * C	Cmed
Vivienda	364.00	0.75	1.05	286.65	0.82
Calle	69.02	0.95	1.05	68.84	
Verde	0.00	0.20	1.05	0.00	
Suma	<i>433.02</i>			<i>355.49</i>	

Zona 9					
Tipo	Area (m2)	C	Cf	A * C	Cmed
Vivienda	3,116.14	0.75	1.05	2,453.96	0.81
Calle	419.57	0.95	1.05	418.52	
Verde	0.00	0.20	1.05	0.00	
Suma	3,535.71			2,872.48	

Zona 10					
Tipo	Area (m2)	C	Cf	A * C	Cmed
Vivienda	3,454.17	0.75	1.05	2,720.16	0.79
Calle	552.62	0.95	1.05	551.24	
Verde	212.04	0.20	1.05	44.53	
Suma	4,218.83			3,315.93	

Zona 11					
Tipo	Area (m2)	C	Cf	A * C	Cmed
Vivienda	919.21	0.75	1.05	689.41	0.62
Calle	3,360.86	0.95	1.05	3,192.82	
Verde	4,242.12	0.20	1.05	848.42	
Suma	7,602.98			4,730.65	

Esquema II.7-Identificación de pozos, ejes y la dirección del flujo



Aquí se presenta el resumen de los ejes identificados y los pozos que comprenden cada eje.

Tabla II.4-Composición de ejes en base a pozos

EJE	DE	A
41	P67C	P67B
	P67B	P67A
35	P67	P67A
	P67A	P68
36	P68	P69
	P69	P71
42	P70B	P70A
37	P70	P70A
	P70A	P71
38	P71	P72
	P72	P73
40	P74	P75
43	P73	P75
	P75	descarga

A continuación se desarrolla la estimación de diámetros del sector de la entrada. Se supone una intensidad de lluvia igual a 150 mm/h. En el esquema II.9 aparece la estimación inicial de caudales.

Aquí se ejemplifica el cálculo del caudal para la zona 1.

Dado  $c=0.80$

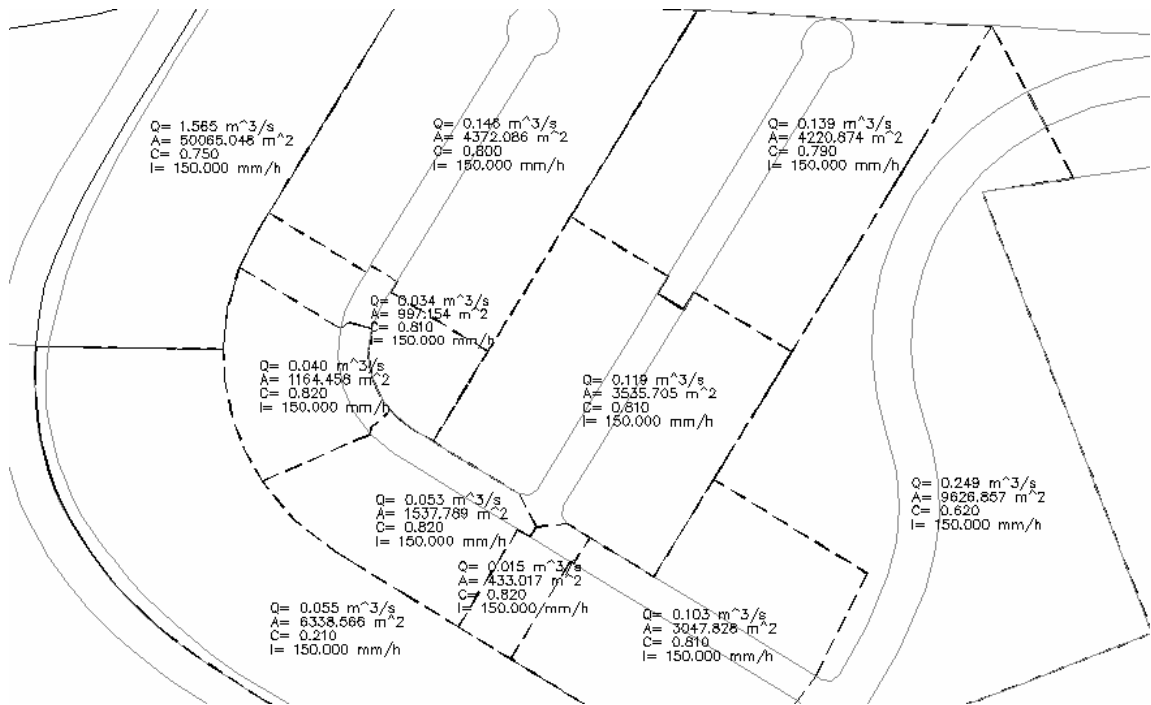
$A=4372.086\text{m}^2$

$I=150\text{ mm/h}$

$$Q = \frac{(0.80)(4372.086)(150)}{3,600,000} = 0.145 \text{ m}^3/\text{s}$$

Que da un caudal de  $0.145 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Esquema II.8-Caudales iniciales



Con los caudales calculados anteriormente se determina la velocidad del flujo a lo largo de una sección estimada usando como referencia la pendiente de la calle, considerando ésta velocidad y el largo de la tubería se puede estimar el tiempo de recorrido para sumarlo al tiempo de entrada y tener finalmente el tiempo de concentración para cada zona.

Las ecuaciones utilizadas son las siguientes:

Para el diámetro.

$$D = \left( \frac{3.20836 * Q * n}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

Para la velocidad.

$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} S^{1/2}$$

Que se obtienen a partir de la fórmula de Manning, usando tubería plástica con  $n=0.009$  para  $\phi < 36"$  y  $n=0.012$  para  $\phi > 36"$  y  $Q$  en  $m^3/s$ ,  $R$  en  $m$ .

La separación de las zonas en tres ramales se muestra en el siguiente esquema. La tubería que va del pozo 74 al pozo 75 se incluye dentro del ramal 3 aunque en realidad es un cuarto ramal, pero dado que a partir del pozo 75 no existe captación y la tubería 74-75 es independiente podemos obviar su separación.

Esquema II.9-Separación de ramales



Tabla II.5-Cálculo de velocidades

RAMAL 1						
1	2	3	4	5	6	8
ZONA	Pendiente calle (m/m)	Caudal estimado (m <sup>3</sup> /s)	Caudal acumulado (m <sup>3</sup> /s)	Diámetro requerido (mm)	Diámetro comercial (mm)	Velocidad sección llena (m/s)
1	0.018	0.146	0.146	272.345	300.000	2.506
2	0.150	1.565	1.711	462.007	525.000	10.206
3	0.083	0.034	1.745	520.048	525.000	8.215
4	0.018	0.040	1.785	695.678	750.000	4.696
5	0.032	0.053	1.838	634.032	750.000	5.821

Es de notar que en la zona 3 convergen los caudales de la zonas 1 y 2. La zona 2 posee una pendiente convergente hacia adentro que se conduce justo al centro de la zona 3, el agua de la zona 2 es captada a través de cunetas a la espalda de las residencias.

RAMAL 2						
ZONA	Pendiente calle (m/m)	Caudal estimado (m <sup>3</sup> /s)	Caudal acumulado (m <sup>3</sup> /s)	Diámetro requerido (mm)	Diámetro comercial (mm)	Velocidad sección llena (m/s)
6	0.110	0.055	0.055	134.919	150.000	3.847
7	0.047	0.103	0.158	234.778	250.000	3.650
8	0.047	0.015	0.173	242.900	250.000	3.733

La zona 6 converge hacia adentro a un punto que desagua en la zona 7, el agua es captada a través de cunetas.

RAMAL 3						
ZONA	Pendiente calle (m/m)	Caudal estimado (m <sup>3</sup> /s)	Caudal acumulado (m <sup>3</sup> /s)	Diámetro requerido (mm)	Diámetro comercial (mm)	Velocidad sección llena (m/s)
9	0.031	0.119	2.130	674.076	675.000	5.969
10	0.024	0.139	2.269	724.178	750.000	5.509
11	0.034	0.249	2.518	705.409	750.000	6.443

La pendiente de la tubería se obtiene a partir de la pendiente promedio de la rasante de la calle entre pozos. La columna 4 se obtiene a partir de la sumatoria de la columna 3, considerando la secuencia de flujo existente entre las zonas. La columna 5 se calcula usando la ecuación presentada anteriormente para el diámetro. La columna 6 representa el diámetro comercial inmediato superior recomendado. La columna 4 representa el caudal a sección llena que fluye a través del diámetro de la columna 5 con la pendiente de la columna 2. La columna 7 representa la velocidad con que fluye el caudal de la columna 4 en la sección de la columna 5.

Para calcular el tiempo de concentración se utilizó la velocidad obtenida para cada tramo en las tablas anteriores, con la longitud del tramo dividida dentro de la velocidad del flujo en el tramo se obtuvo el tiempo de recorrido en el tramo, sumado al tiempo de entrada aguas arriba (supuesto en algunos casos) se obtuvo el tiempo de concentración. En las siguientes tablas se determina la intensidad de lluvia de diseño correspondiente a cada tiempo de concentración calculado. El período de diseño del evento de lluvia es de 25 años (período de retorno).

Tabla II.6-Cálculo de intensidades de lluvia de diseño

RAMAL 1						
1	9	10	11	12	13	14
ZONA	Longitud en planta del tramo (m)	Longitud 3D tramo (m)	Tiempo de recorrido aguas arriba (min)	Tiempo de recorrido en tramo (min)	Tiempo de concentración (min)	Intensidad de lluvia (mm/h)
1	57.500	57.510	10.000	0.382	10.382	157.374
2	40.000	40.447	25.000	0.066	25.066	94.220
3	13.570	13.617	25.066	0.028	25.094	94.157
4	24.470	24.474	25.094	0.087	25.181	93.959
5	43.810	43.832	25.181	0.125	25.306	93.676

El tiempo de recorrido aguas arriba para la zona 3 será el mayor entre el tiempo de concentración de la zona 1 y de la zona 2, sumado con el tiempo de recorrido en la zona 3 dará el tiempo de concentración respectivo. Para la zona 4 el tiempo de recorrido aguas arriba será el tiempo de concentración de la zona 3 y para la zona 5 el Tc de la zona 4.

RAMAL 2						
ZONA	Longitud en planta del tramo (m)	Longitud 3D tramo (m)	Tiempo de recorrido aguas arriba (min)	Tiempo de recorrido en tramo (min)	Tiempo de concentración (min)	Intensidad de lluvia (mm/h)
6	28.550	28.556	10.000	0.124	10.124	159.569
7	52.410	52.411	5.000	0.239	5.239	223.795
8	11.605	11.606	10.124	0.052	10.176	159.123

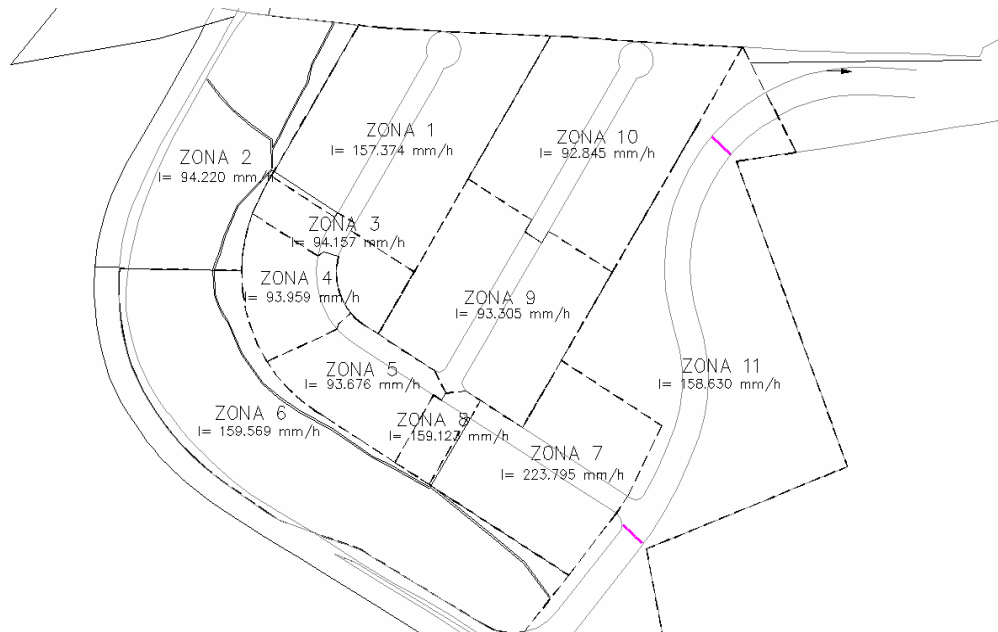
El tiempo de recorrido aguas arriba para la zona 8 será el mayor entre el tiempo de concentración de la zona 6 y zona 8.

RAMAL 3						
ZONA	Longitud en planta del tramo (m)	Longitud 3D tramo (m)	Tiempo de recorrido aguas arriba (min)	Tiempo de recorrido en tramo (min)	Tiempo de concentración (min)	Intensidad de lluvia (mm/h)
9	59.344	59.373	25.306	0.166	25.472	93.305
10	68.635	68.655	25.472	0.208	25.680	92.845
11	90.131	90.183	10.000	0.233	10.233	158.630

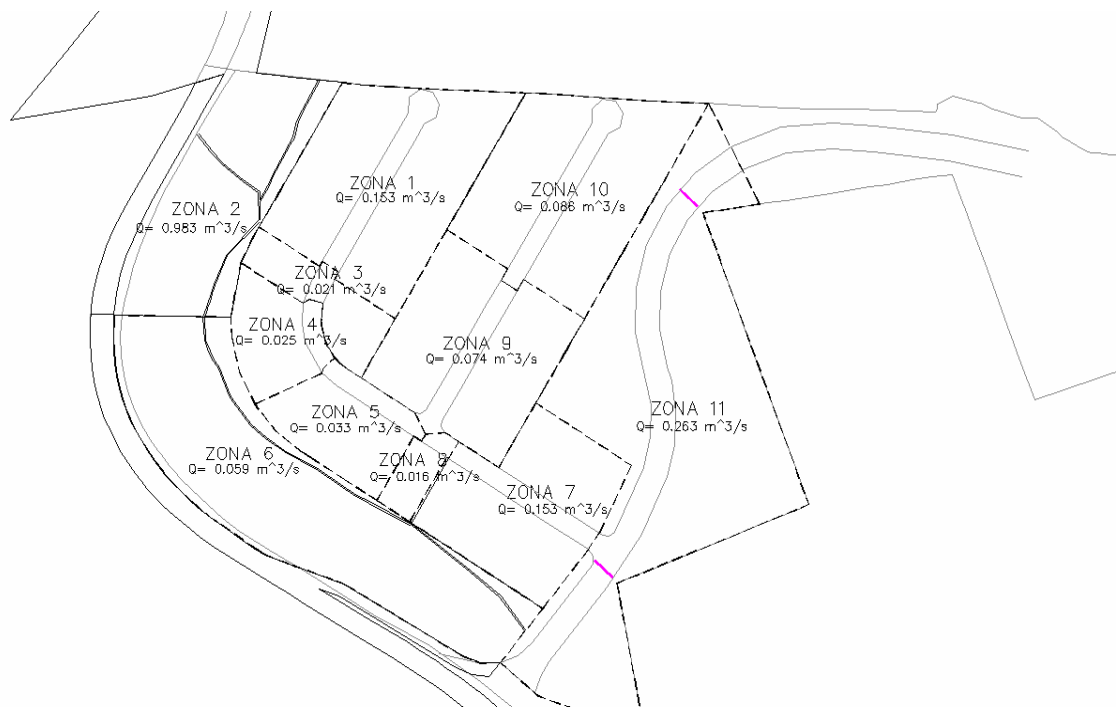
El tiempo de recorrido aguas arriba para la zona 9 será el mayor entre el tiempo de concentración de la zona 5 y zona 8.

En el siguiente esquema aparece la indicación de la intensidad de lluvia para cada zona y el caudal.

Esquema II.10-Intensidades de diseño



Esquema II.11-Caudales de diseño



En el capítulo 3 se continúa desarrollando este ejemplo con el diseño hidráulico en perfil del alcantarillado.

### III. DISEÑO EN PLANTA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

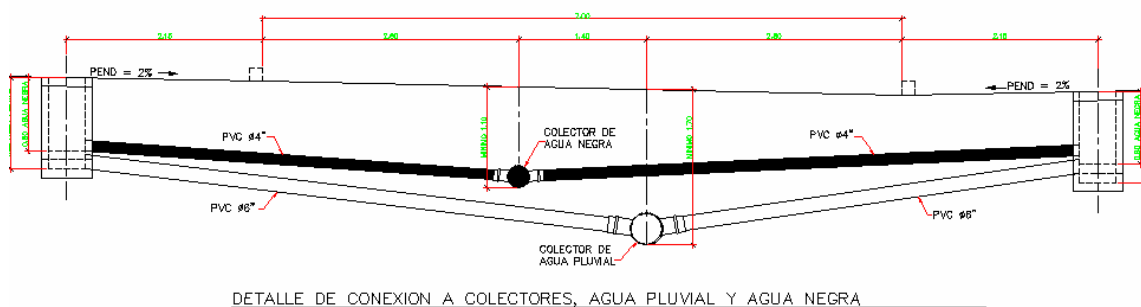
#### A. Captación de agua pluvial

La captación de las aguas pluviales refiere el punto de partida para la posterior conducción de las mismas, se puede presentar a través de distintas obras. A continuación se presentan las formas de captación.

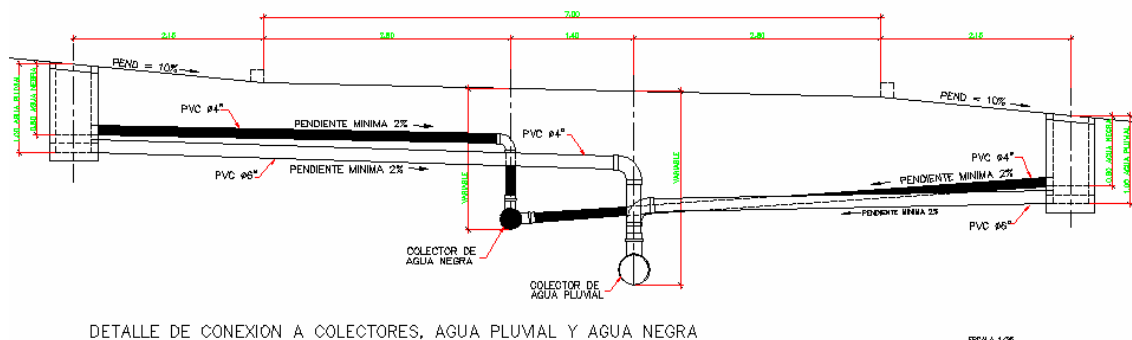
1. Candelas domiciliars. Hacia las candelas domiciliars deben ser conducidas todas las aguas pluviales que sean captadas dentro de la propiedad de la vivienda, aguas interceptadas en el techo de la vivienda, balcones, jardineras, en los jardines o patios que generalmente son captados usando reposaderas.

Las candelas domiciliars se deben ubicar en una posición que no interfiera con otras instalaciones y que permitan una fácil conexión al colector conducido bajo la calle, para el proyecto en particular se ubicaron enfrente del garage de cada vivienda. Esto se muestra en los siguientes esquemas.

Esquema III.1-Conexiones domiciliars a colectores (a nivel)



Esquema III.2-Conexiones domiciliarias a colectores (a desnivel)



2. Obras de captación. Las mismas dependen de los criterios utilizados para el desarrollo urbanístico en cuanto a la sección del gabarito de la calle. Las mismas pueden ser:

- Cunetas.
- Tragantes.
- Rejillas.

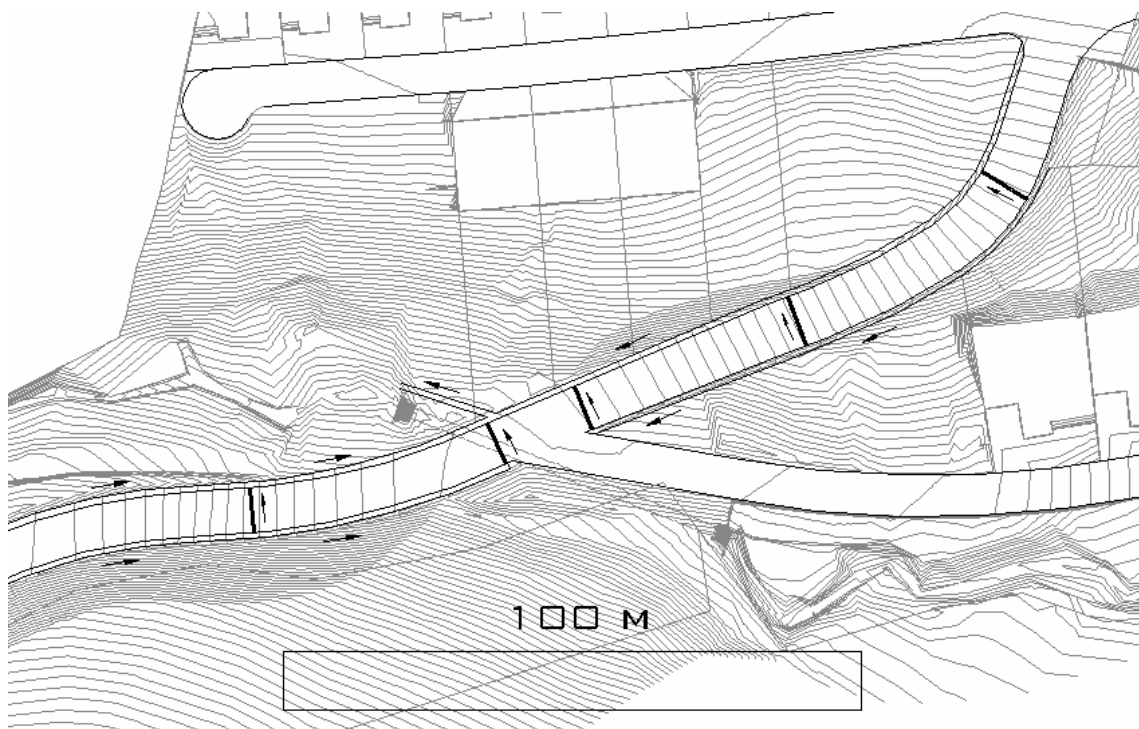
a. Ubicación de cunetas. Para este proyecto se decidieron colocar las cunetas en algunas secciones del boulevard principal donde no había viviendas y con una relación de pendiente transversal-longitudinal grande (0.2), donde la pendiente longitudinal es menor al 5%. No se colocaron en las cercanías de las viviendas por estética. Es usual colocar cunetas a lo largo de rutas o carreteras.

Las cunetas van posicionadas en el lado interno de las curvas, dado que el peralte proporcionado a las mismas define la trayectoria de las aguas pluviales en sentido transversal. Las aguas captadas son luego depositadas en una caja que luego se conecta a través de un tubo a un pozo del colector principal. Aunque para el proyecto desarrollado estas se depositaron directamente a un zanjón al pie de la ladera. Como se muestra en el siguiente esquema III.3.

Obviamente para poder cumplir con la función de conducción se deben extender una longitud prolongada (no únicamente en el lado interno de las curvas, dado las sinuosidades se invierte el peralte del boulevard) hasta alcanzar algún punto de conexión hacia el colector o desfogar directamente hacia el zanjón como es nuestro caso.

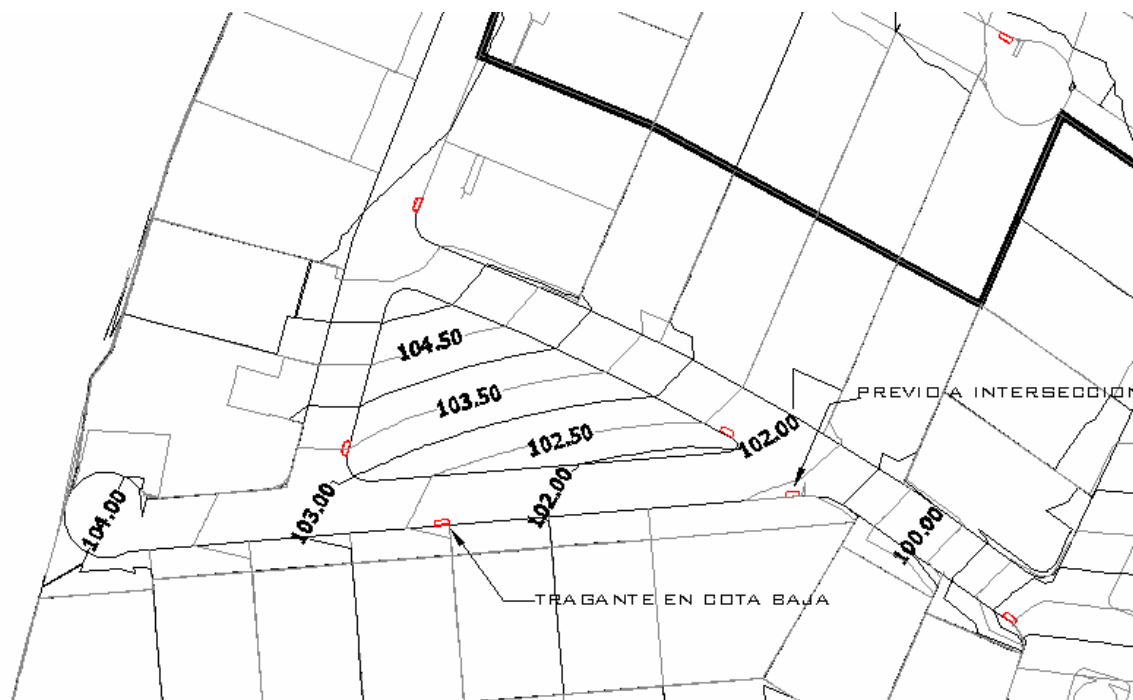
En el esquema III.3 se logra apreciar la extensión de las cunetas sobre el boulevard y su desfogue hacia el zanjón.

Esquema III.3-Ubicación de cunetas y rejillas



b. Ubicación de tragantes. Se colocaron tragantes para la captación de las aguas pluviales en las cercanías de las viviendas. El criterio aplicado para la colocación de los tragantes se basa en ubicarlos en los puntos de menor elevación sobre la rasante de la calle a un costado, siempre teniendo en cuenta la pendiente transversal de la calle para ubicarlos de uno u otro lado de la calle. Además se deben colocar en los puntos previos a intersecciones de calles para evitar que los flujos converjan en la intersección. En el siguiente esquema se observa este criterio.

Esquema III.4-Ubicación de tragantes



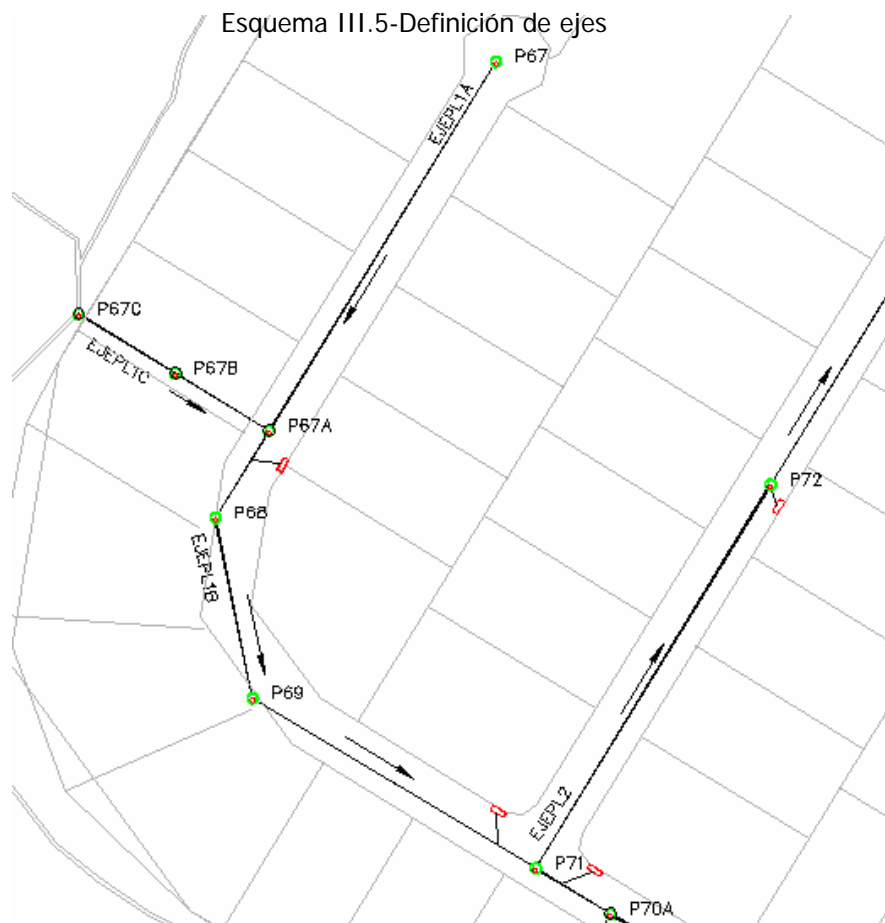
c. Ubicación de rejillas. Se colocan rejillas a lo largo de las secciones que presentan una relación de pendiente transversal-longitudinal pequeña (0.12), según nuestro caso donde la pendiente longitudinal de la rasante es muy grande (en algunos casos del 17%), entonces la mayoría del agua pluvial escurrirá a lo largo de la calle, por ello se colocan rejillas a fin de interceptar estos flujos.

Para este proyecto en particular se colocaron rejillas únicamente a lo largo de las secciones del boulevard con pendiente longitudinal grande. Se pueden colocar espaciadas a cada 40m. Luego de ser captadas son transportadas hacia el colector principal que va bajo la rasante o en nuestro caso directamente hacia la cuneta, dado que su profundidad es la casi la misma que la de la cuneta. La ubicación de las rejillas se puede observar en el esquema III.3.

## B. Red para conducción de agua pluvial

Diseñar la red de conducción de agua pluvial para un proyecto en particular representa el problema hidráulico a resolver. El diseño implica cumplir con los requerimientos hidráulicos adecuados para una evacuación segura y funcional, que incluye velocidades mínimas y máximas de diseño, pendientes adecuadas y profundidades aptas para poder realizar el drenaje.

1. Definición geométrica de la red. Primeramente la definición se realiza en planta, se deben colocar pozos y tuberías que conducen las aguas pluviales de pozo a pozo. Es importante darle una identificación a cada pozo. El uso del programa Autodesk Civil Design 2i, requiere asimismo de la identificación de los ejes para la tubería de agua pluvial. En el siguiente esquema se observa la identificación de los ejes y pozos realizada para el sector de la entrada.



En el esquema anterior es fácil observar que un eje puede incluir más de un tramo de tuberías, es decir puede comprender el paso de 2 ó más pozos. Un criterio importante que se considero para la definición de los ejes fue que los ángulos entre dos tramos de tubería seguidos fueran mayores a  $130^\circ$  y menores a  $210^\circ$ , el motivo se explicará en el capítulo del diseño en perfil del alcantarillado. La definición geométrica de la red en planta requiere contar con información básica y de la aplicación de criterios de diseño diversos entre los que se puede mencionar los siguientes:

2. **Diseño geométrico de la urbanización.** Previamente debe haber un diseño arquitectónico de la urbanización, que sea funcional y aproveche de mejor forma el espacio disponible.

3. **Diseño de niveles de plataformas y de calles.** Además el diseño geométrico de la urbanización debe complementarse con un previo diseño de niveles de plataformas y calles, que sea el óptimo y definitivo para proceder a dar una solución de drenajes.

4. **Definición de escurrimiento superficial del agua pluvial.** Para esto se debe partir de la previa delimitación de parteaguas y zonas de drenaje, que se basan en los puntos de cota máxima relativa de la rasante de la calle.

5. **Posicionamiento de los pozos y tuberías.** Los cambios de dirección o de diámetro de los colectores generalmente se realizan mediante la estructura llamada "pozo de registro". Asimismo los cambios de nivel o de pendiente requieren el uso de un pozo de registro.

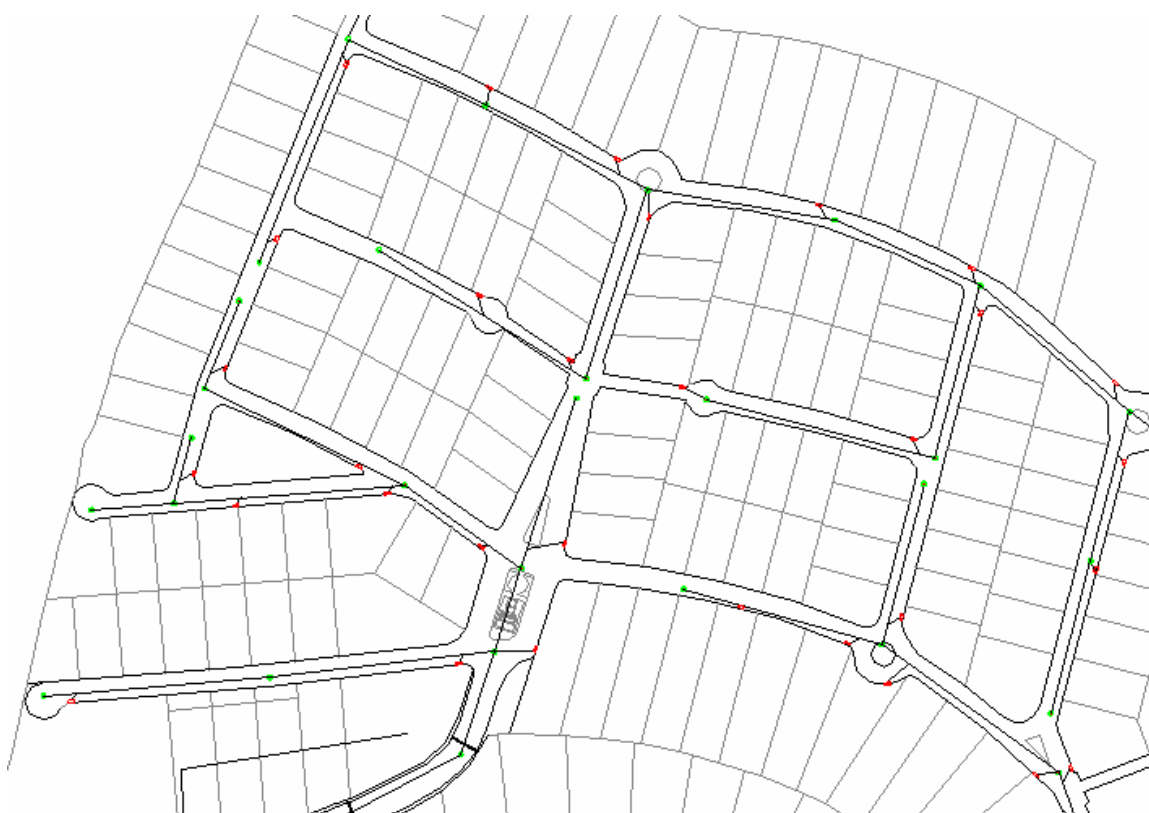
Lo anterior sugiere la necesidad de colocar pozos de registro en las intersecciones de las calles convergentes. En el inicio de un colector lateral o inicial se debe colocar un pozo llamado pozo inicial.

La distancia máxima entre pozos de inspección es de 120 m, con el fin de facilitar las labores de limpieza y la adecuada ventilación.

Los pozos son estructuras cilíndricas cuya unión a la superficie se hace en forma de tronco-cónica. El diámetro del cilindro es generalmente de 1.20 m y en la superficie tiene una tapa de diámetro de 0.60 m.

El posicionamiento debe hacerse tomando en cuenta la existencia de otras instalaciones a fin de evitar interferencias. Se debe colocar de forma óptima en las zonas donde se requieran a fin de lograr la economía del proyecto, existen tramos donde no se requiere captar agua directamente por lo cual se pueden manejar ramales independientes de tubería para drenar una zona.

Esquema III.6-Definición geométrica de red de drenaje



Como se puede observar en este esquema existen tramos sobre la calle donde no es necesario colocar tubería, ya que se deja correr el agua en la calle y se capta con un tragante, para esto se debe considerar la posición de las candelas domiciliarias. Esto genera ahorro y funcionalidad al proyecto.

Existe algunos pozos que poseen una caída interna entre tuberías de entrada y salida muy grande (alrededor de 2m), en estos casos se pueden colocar cámaras de caída o caídas con escalones alternados para evitar el posible erosionamiento dentro del pozo. Se presentan ambas soluciones en las siguientes figuras.

Figura III.1-Cámara de caída junto a pozo

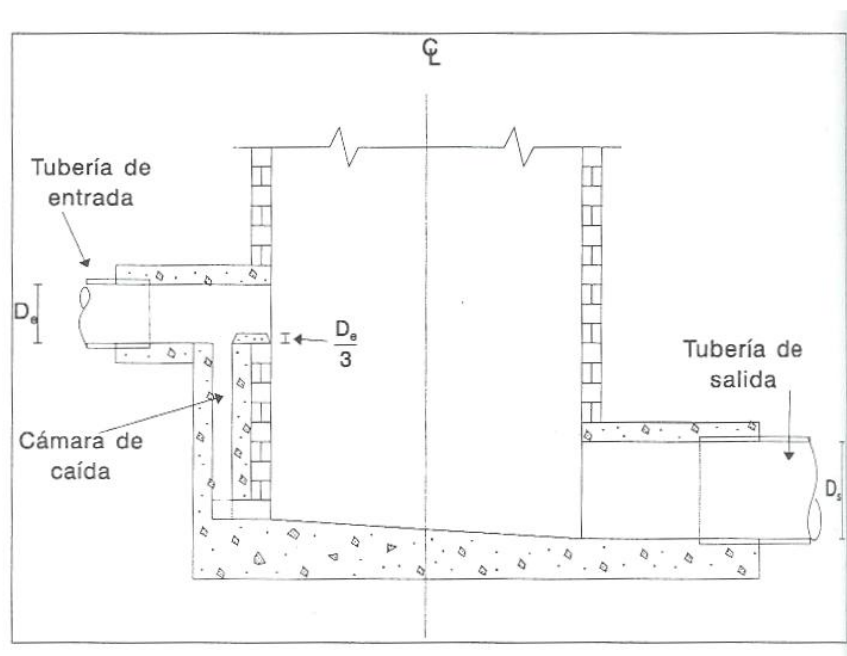
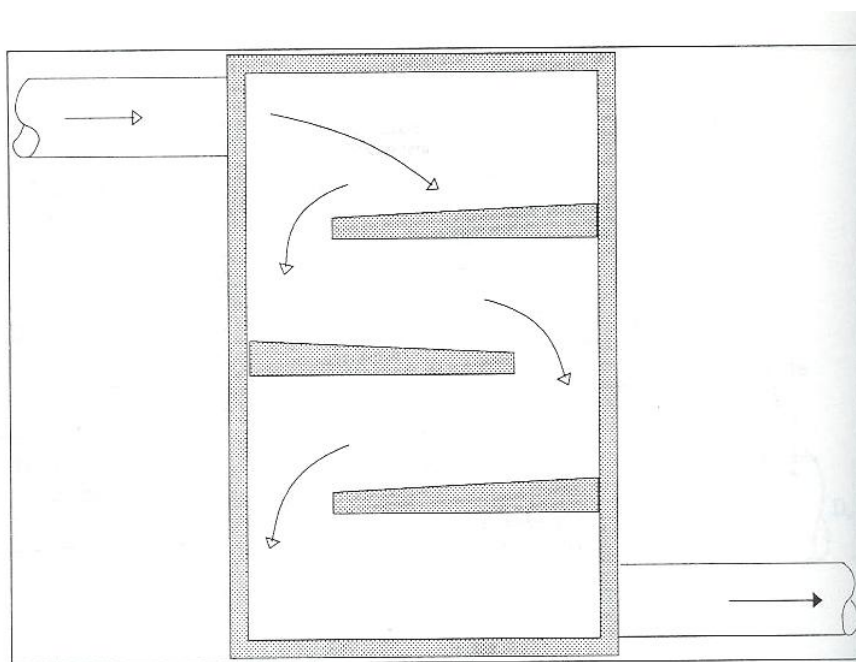


Figura III.2-Escalones alternados



6. Profundidad mínima. Esto se refiere a la definición de la profundidad adecuada a fin de poder evacuar las aguas pluviales de cada vivienda independientemente de su relación con la rasante de la calle. El criterio considerado para la cota invert fue el siguiente, como mínimo sería la cota menor obtenida de los siguientes 3 datos:

- 1.70 m debajo de la rasante (el recubrimiento mínimo sobre la corona del tubo recomendado por el fabricante es de 0.80m, pero para evitar conflicto con otras instalaciones).
- 1.40 m debajo del NPT vivienda lado izquierdo.
- 1.40 m debajo del NPT vivienda lado derecho.

### C. Criterios para acumulación de caudales en la red

El criterio para este proceso se basa en asignar al tramo inicial de tubería comprendido entre dos pozos, el caudal total correspondiente al agua pluvial de las áreas más próximas a la tubería, como se calculó en el capítulo II.

Para los tramos subsiguientes de tubería nuevamente se acumulan los caudales de las áreas cercanas, adicionalmente se suman los caudales acumulados en los tramos anteriores (aguas arriba).

### D. Selección de material para tuberías

Dentro de los materiales disponibles para la construcción del alcantarillado pluvial están de concreto, metal corrugado y plásticas.

Actualmente las últimas gozan de gran aplicación debido a sus funcionales características, algunas de ellas son:

- Menor peso, lo que facilita su manejo, transporte y almacenamiento.
- Flexibilidad, el tipo de junta entre tuberías es posible absorber asentamientos diferenciales, deflexiones horizontales y verticales menores.
- La superficie lisa permite una mayor capacidad hidráulica.
- Comportamiento mecánico elevado en comparación a su peso.

- Se logran construir sistemas altamente herméticos que no permiten mayores infiltraciones a la red.

Algunas de las limitaciones para la selección del material las impone el mercado, ya sea por la existencia del material, o la disponibilidad de la tubería en los diámetros requeridos.

Tabla III.1-Diámetros comerciales disponibles

TIPO DE TUBERÍA	EQUIVALENCIA DE DIÁMETRO PARA TUBERÍAS DE PVC	
NOVAFORT n=0.009	100mm	4"
	150mm	6"
	200mm	8"
	250mm	10"
	300mm	12"
	375mm	15"
NOVALOC n=0.009	450mm	18"
	525mm	21"
	600mm	24"
	675mm	27"
	750mm	30"
ADS n=0.012	900mm	36"
	1050mm	42"
	1200mm	48"

## **IV. DISEÑO EN PERFIL RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL**

### **A. Definición niveles de plataformas**

Previo a proceder con el diseño en perfil del alcantarillado debe estar completamente definido el proyecto urbanístico en su concepción geométrica. Con Esta base se procede a analizar las relaciones de niveles entre rasante terminada y los niveles de plataformas propuestos y en base a ello y los demás requerimientos hidráulicos se decide la cota invert que requerirá la tubería.

### **B. Análisis tridimensional profundidades mínimas usando Autodesk 2i**

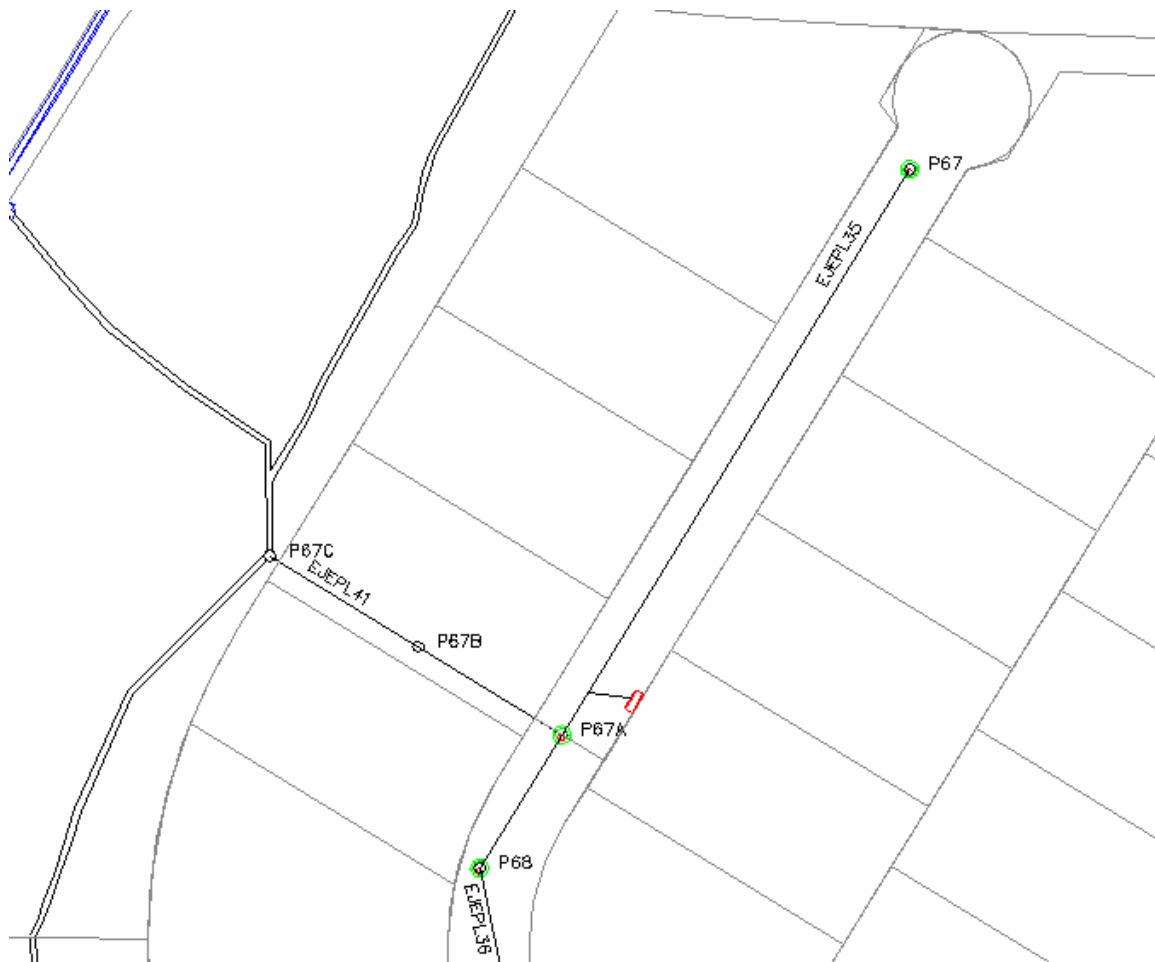
Como se presentó en capítulos anteriores la utilización de este programa requiere la definición e identificación de pozos y ejes. Con los ejes definidos y el diseño de niveles de plataforma completo se procede a generar un perfil a lo largo del eje de la tubería proyectada. Este perfil deberá incluir el nivel de rasante terminada así como los niveles de las plataformas comprendidas a lo largo del eje a una distancia de 25 del eje de la tubería. Estos tres seccionamientos del terreno se incluyen dentro de un mismo plano (perfil) para generar la envolvente de profundidades mínimas de cota invert que tendrá la tubería de agua pluvial. El criterio a seguir para definir la envolvente es el siguiente:

En los puntos donde se realizan conexiones domiciliarias la profundidad de la tubería será la cota menor entre -1.40m respecto a NPT de las plataformas (izquierda y derecha) y -1.70m respecto a la rasante terminada.

La distancia de 1.40m es para permitir evacuar las aguas pluviales desde la vivienda, como ya se menciona hay algunas plataformas bajas, por lo que es importante poder asegurar la evacuación. Es de hacer notar que los niveles de plataformas obtenidos del diseño de la urbanización se encuentran 0.15m por debajo del nivel de piso terminado (NPT) por lo cual tomamos en cuenta ésta distancia para restarla de los 1.40m y obtener -1.25m debajo del nivel de la plataforma.

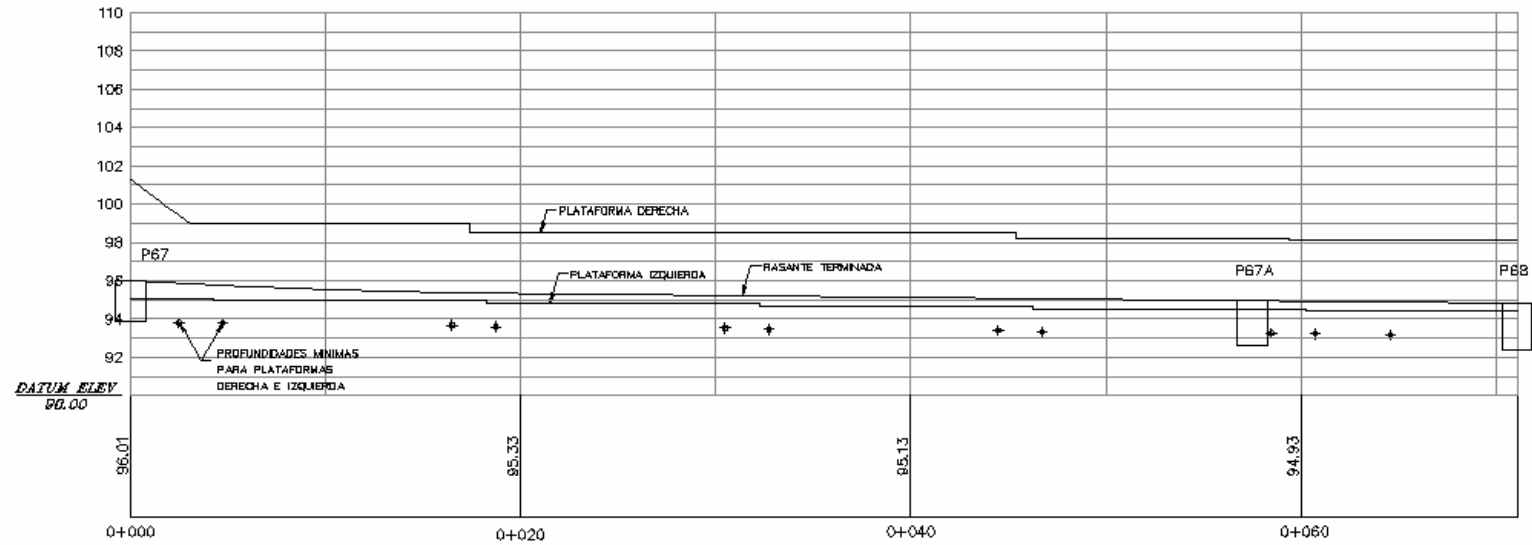
Aquí se muestran los ejes 35 y 41, seguidamente se hace el análisis tridimensional de las profundidades mínimas.

Esquema IV.1-Indicación eje 35 y 41

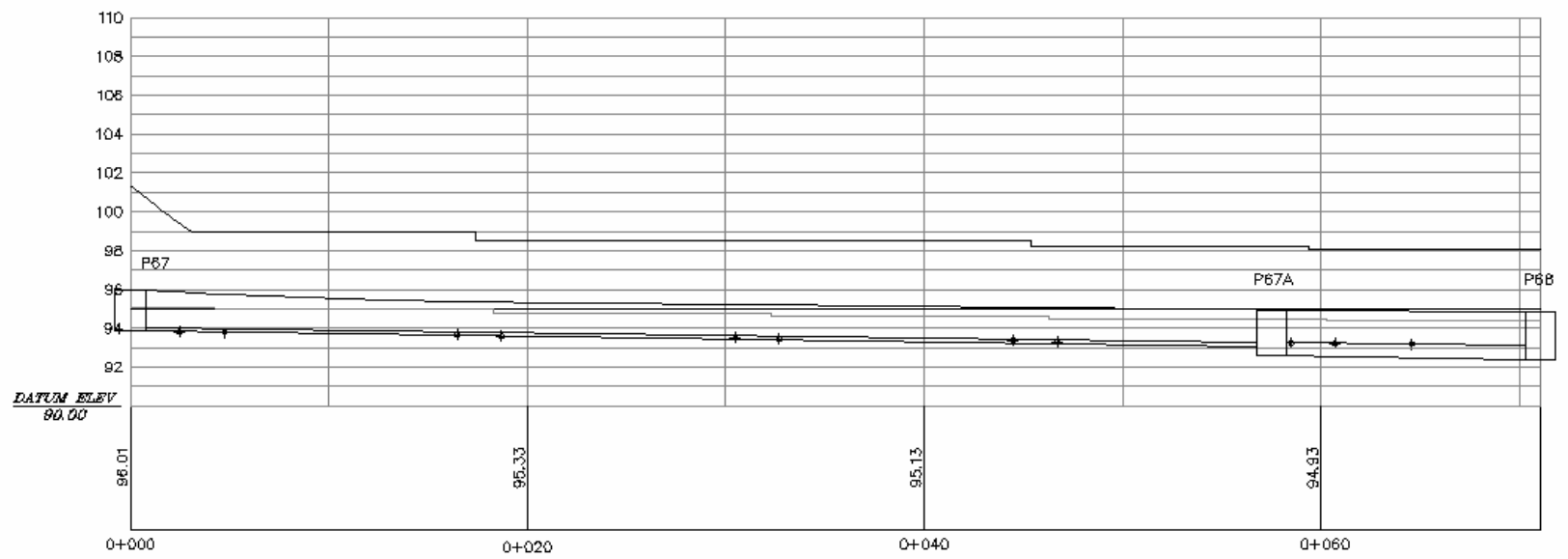


El eje 35 comprende los pozos P67, P67A y P68, mientras el eje 41 comprende los pozos P67C, P67B y P67A. Anteriormente se mencionó que relación de ángulos entre tramos de tuberías comprendidas a lo largo de un mismo eje debía ser entre  $130^\circ$  y  $210^\circ$ , la razón es que al hacer uso del programa Civil Design 2i para obtener perfiles de las plataformas a 25m del eje de tubería se obtienen desarrollos bastantes precisos siempre y cuando no pase el eje a través de una intersección y tenga un cambio muy brusco en su dirección, en ese caso el desarrollo del perfil a 25m será difícil de entender (por la coincidencia de caminamientos) y quizá no sea muy fácil de analizar. Mientras que al usar tramos casi rectos el análisis de profundidades se simplifica notoriamente.

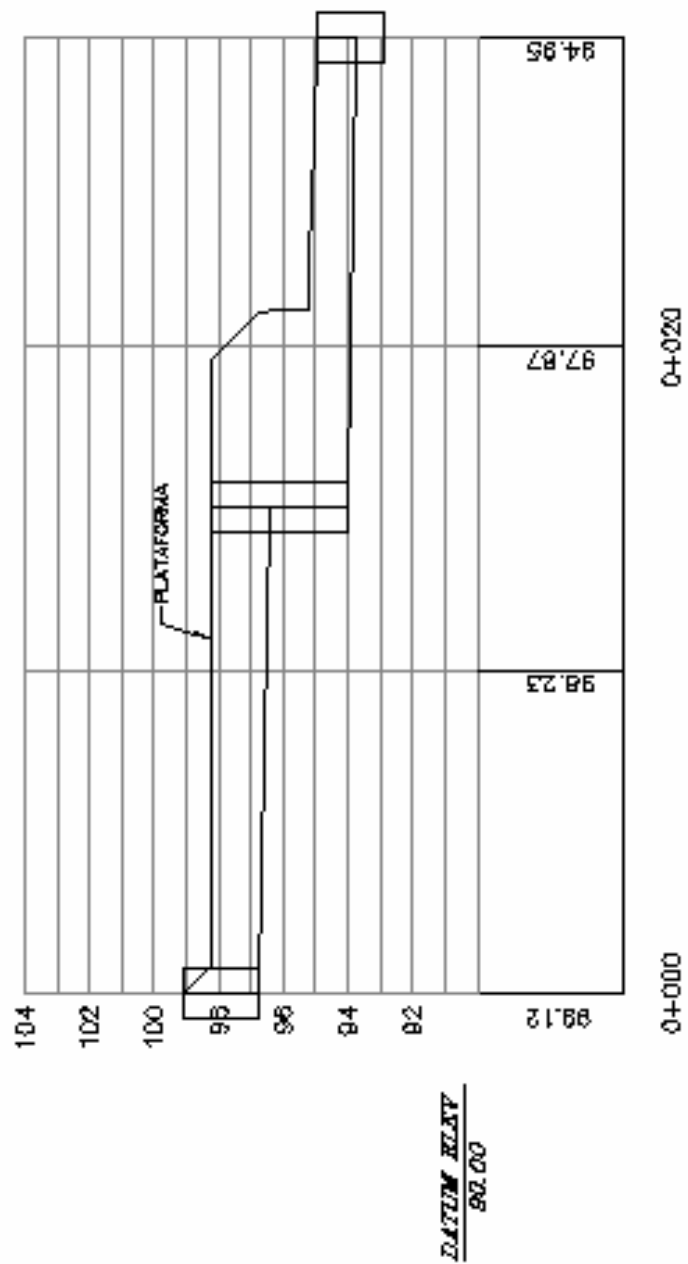
Esquema IV.2-Perfil de eje 35 indicando cotas invert mínimas para el colector.



Esquema IV.3-Perfil de eje 35 indicando cotas invert mínimas para el colector.



Esquema IV.4-Perfil de eje 41 indicando cotas invert mínimas para el colector.



Para la definición de la cota mínima de la tubería en el eje 35 vemos en el esquema IV.2 que la plataforma derecha está muy por encima de la plataforma izquierda y de la rasante, por lo tanto la cota mínima se obtendrá del 1.70 bajo la rasante y el 1.25 bajo la plataforma.

En el esquema IV.3 se unen los puntos de menor elevación para definir la cota mínima del eje 35 de agua pluvial.

Vemos que el paso del eje 41 es para conducir aguas aportadas hacia adentro del proyecto y que no capta agua proveniente de las viviendas, por lo que aquí se maneja la menor profundidad requerida, esta será 0.80m de recubrimiento sobre la corona. Del levantamiento topográfico se sabe que el diámetro de la descarga que conduce el eje 41 es 27", por lo tanto la profundidad mínima de la cota invert será 1.50m.

De los puntos más bajos definidos en cada perfil se procede a trazar una línea recta que una los dos pozos y se ajuste de mejor forma a las cotas mínimas definidas ya en el perfil. De esta línea trazada se obtiene la pendiente inicial para realizar el diseño hidráulico de la sección, en caso de obtener una velocidad excesiva se deberá reducir la pendiente considerando las cotas mínimas siempre o en caso tener una velocidad muy baja se incrementará la pendiente.

Es importante para cada pozo que como máximo la cota de la corona de la tubería de salida sea igual a la menor de la corona de las tuberías entrantes a fin de que en ningún momento las tuberías de entrada trabajen bajo presión.

### C. Parámetros de dimensionamiento hidráulico

Para realizar el diseño hidráulico de la red de alcantarillado se requieren conocer y establecer algunos parámetros básicos que son:

- Velocidad mínima.
- Velocidad máxima.
- Diámetro mínimo.

1. Definición velocidad mínima. Debido a que las aguas de escorrentía suelen contener grandes cantidades de arenas, por lo cual se debe evitar la deposición de dicho material, las alcantarillas pluviales deben proyectarse para mantener velocidades mínimas mayores y pendientes superiores que las correspondientes para alcantarillas sanitarias.

Normalmente, la velocidad mínima es del orden de 0.60 m/s, aunque en circunstancias especiales puede ser necesario adoptar valores superiores. Para el proyecto aquí desarrollado se utilizó una velocidad mínima de 1.0 m/s.

Algunas personas manejan el criterio de una pendiente mínima para el diseño de las alcantarillas, pero en realidad el término a manejar es velocidad mínima, la cual definirá la pendiente adecuada para obtener dicha velocidad. Por lo tanto, la pendiente mínima es un parámetro variable para cada tramo de tubería y dependiente de la velocidad mínima.

Aunque cabe resaltar que existe un caso en particular en el que sí es necesario considerar pendiente mínima y es cuando se alcanza la velocidad mínima con una pendiente demasiado baja, alrededor de 0.1%, donde se corre riesgo que durante el proceso constructivo no se le dé la pendiente adecuada a la tubería y quede instalada en sentido inverso al requerido, por lo cual se recomienda cuando menos usar 0.5% como límite inferior para la pendiente.

2. Definición velocidad máxima. Debido a las grandes velocidades que puede alcanzar el flujo por variaciones de pendiente o de diámetro, es necesario establecer un valor máximo de velocidad a fin de evitar un elevado desgaste por el flujo continuo, generalmente es establecida por el fabricante de la tubería, para nuestro caso la tubería fabricada por AMANCO requiere una velocidad máxima recomendada de 5.0 m/s.

3. Definición diámetro mínimo. Para las alcantarillas de agua pluvial generalmente se establece un tamaño mínimo de 250 mm (10"). Las conexiones domiciliarias deben tener un tamaño mínimo de 150 mm (6").

#### 4. Fórmula para determinación de diámetro y velocidades de flujo

a. Ecuación de Darcy Weisbach. Alrededor de 1850, Darcy, Weisbach y otros dedujeron una fórmula para determinar la pérdida de carga por rozamiento en conducciones a partir de los resultados de experimentos efectuados con diversas tuberías. La fórmula ahora conocida como ecuación de Darcy Weisbach para tuberías circulares es:

$$hf = 8 \frac{fLQ^2}{\pi^2 gD^5}$$

Donde

$h_f \rightarrow$  es la pérdida de carga, m

$f \rightarrow$  coeficiente de rozamiento

$L \rightarrow$  longitud de la tubería, m

$V \rightarrow$  velocidad media (m/s)

$D \rightarrow$  diámetro de la tubería, m

$g \rightarrow$  aceleración de la gravedad (9.81 m/s<sup>2</sup>)

$Q \rightarrow$  caudal, m<sup>3</sup>/s

b. **Fórmula de Manning.** Basándose en trabajos realizados a finales del antepasado siglo, Robert Manning dio a conocer su famosa fórmula para flujo en lámina libre. Aunque ésta fórmula fue originalmente concebida para el proyecto de canales abiertos, actualmente se utiliza para conductos cerrados.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Donde

$V \rightarrow$  velocidad, m/s

$n \rightarrow$  coeficiente de rugosidad

$R \rightarrow$  radio hidráulico

$S \rightarrow$  pendiente de la línea de carga m/m

El valor de  $n$  ha sido determinado experimentalmente para los materiales más comunes usados en sistemas de alcantarillado. Su valor puede ser tan bajo como 0.007 en pruebas de laboratorio para tuberías plásticas y utilizando agua limpia, o tan alto como 0.025 en tuberías de acero corrugado bajo condiciones menos favorables. En la figura IV.1 se presentan los resultados obtenidos por el Ing. Fadi Z. Kamand, miembro de la Asociación Americana de Ingenieros Civiles ASCE, referente a la variación del coeficiente  $n$  de Manning con respecto a la velocidad del flujo y al diámetro de la tubería de PVC. Para el proyecto realizado se decidió utilizar el valor medio de 0.009 recomendado por el fabricante del producto NOVALOC.

En la tabla IV.1 se presentan valores comunes de  $n$  para usarse en la fórmula de Manning.

Figura IV.1-Variación de n respecto a la velocidad de flujo

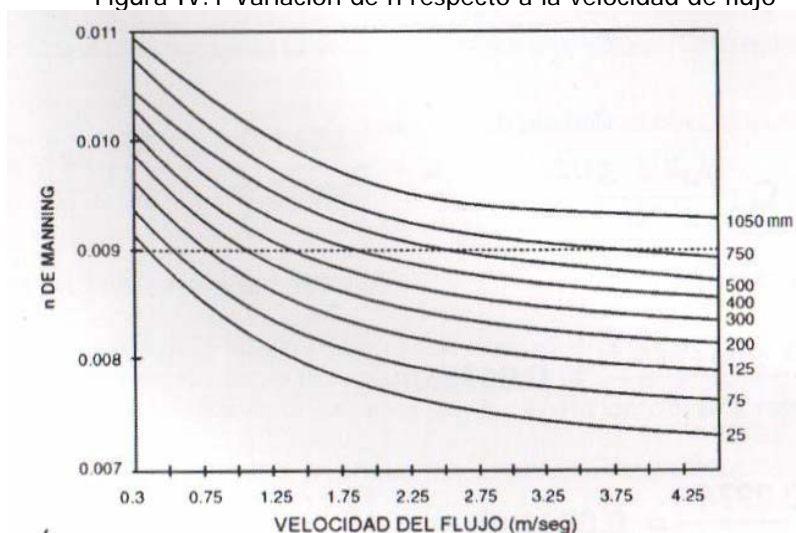


Tabla IV.1-Valores de n para distintos materiales

Superficie	Optimo	Bueno	Mediano	Malo
Tubo de fundición sin recubrir	0.012	0.013	0.014	0.015
Tubo de fundición recubierto	0.011	0.012*	0.013*	
Tubo de hierro forjado comercial, negro	0.012	0.013	0.014	0.015
Tubo de hierro forjado comercial, galvanizado	0.013	0.014	0.015	0.017
Tubos de vidrio y latón, lisos	0.009	0.010	0.011	0.013
Tubos soldados y de barra, lisos	0.010	0.011*	0.013*	
Tubo de acero en espiral y roblonado	0.013	0.015*	0.017*	
Tubo vitrificado para alcantarillas	0.010	0.013*	0.015	0.017
Tubo de drenaje de gres común con juntas abierta	0.011	0.012*	0.014*	0.017
Mampostería de ladrillo vitrificado	0.011	0.012	0.013*	0.015
Ladrillo con mortero de cemento, alcantarilla ladrillo	0.012	0.013	0.015*	0.017
Superficies de cemento sin arena	0.010	0.011	0.012	0.013
Superficies de mortero con cemento	0.011	0.012	0.013*	0.015
Tubo de hormigón	0.012	0.013	0.015*	0.016
Tubo de duelas de madera	0.010	0.011	0.012	0.013
Canalones de tablones				
Cepillados	0.010	0.012*	0.013	0.014
Sin cepillar	0.011	0.013*	0.014	0.015
Con listones	0.012	0.015*	0.016	
Canalones revestido de hormigón	0.012	0.014*	0.016*	0.018
Superficie de cascote cemento	0.017	0.020	0.025	0.030
Superficie de cascote cemento	0.025	0.030	0.033	0.035
Superficie de piedra labrada	0.013	0.014	0.015	0.017
Canalón semicircular de metal, liso	0.011	0.012	0.013	0.015
Canalones semicirculares de metal, ondulados	0.023	0.025	0.028	0.030

\*Valores utilizados corrientemente en los proyectos.

Las distintas columnas representan el estado del conducto y conforme este empeora asimismo crece el  $n$  de Manning, esto comportamiento se observará con el paso del tiempo.

c. Fórmula de Hazen-Williams. De los numerosos tipos de fórmulas exponenciales aplicables al flujo de agua en tuberías, la de Hazen-Williams, que fue formulada en 1902, ha sido la más utilizada para conducciones de agua y tuberías de impulsión de aguas residuales. La fórmula de Hazen-Williams es:

$$V = 0.849CR^{0.63}S^{0.54}$$

Donde

$V \rightarrow$  velocidad, m/s

$C \rightarrow$  coeficiente de rugosidad

$R \rightarrow$  radio hidráulico, m

$S \rightarrow$  pendiente de la línea de carga, m/m

d. Comparación de la ecuación de Darcy-Weisbach con las fórmulas de Manning y Hazen-Williams. Dado que las tres se utilizan frecuentemente en la práctica, es importante conocer sus similitudes y diferencias. La comparación puede hacerse más sencilla despejando en cada una de ellas la pendiente de la línea de carga:

Darcy Weisbach

$$S = \frac{hf}{L} = 8 \frac{fLQ^2}{\pi^2 gD^5}$$

Manning

$$S = 10.3n^2 \frac{Q^2}{D^{16/3}}$$

Hazen-Williams

$$S = \frac{10.7Q^{1.85}}{C^{1.85}D^{4.87}}$$

Puede verse que las tres expresiones son, aproximadamente de la forma:

$$S = \frac{KQ^2}{D^5}$$

Donde  $K \rightarrow$  es una constante que depende de la rugosidad de la conducción.

Los resultados que se obtienen en la práctica con las fórmulas anteriores no son generalmente precisos. Dependen del valor del coeficiente de rozamiento, cuya estimación tampoco es precisa. Además, al aplicar las fórmulas al flujo de aguas residuales se introducen nuevas imprecisiones, dado que las características del fluido difieren de las del agua limpia; las aguas residuales, por ejemplo, contienen sustancias sólidas en suspensión y aquellas no. Las juntas y otras discontinuidades en las conducciones introducen alteraciones en el flujo. Las características de las tuberías van variando a medida que envejecen por efectos de corrosión o de formación de depósitos de sólidos. Si se tienen en cuenta éstos y otros factores a la hora de aplicar las fórmulas, los resultados que se obtengan podrán ser bastante satisfactorios ( 4 ).

El análisis y la investigación de las características de flujo hidráulico han permitido que los sistemas de alcantarillado contruidos con tuberías plásticas, puedan ser diseñados conservadoramente utilizando la ecuación de Manning. En general, para simplificar el diseño de sistemas de alcantarillado, es aceptable asumir condiciones constantes de flujo aunque la mayoría de los sistemas de drenaje funcionan con caudales sumamente variables. Cuando se diseña permitiendo que la altura del flujo en el conducto varíe, se considera como flujo a superficie libre.

Por su simplicidad y por el considerable volumen de datos experimentales disponibles para estimar el coeficiente de rozamiento, la fórmula de Manning es actualmente la más comúnmente utilizada en el proyecto de alcantarillas.

La fórmula se reescribe aquí:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Ejemplo 1:

Determinar el caudal que fluye por un canal rectangular de hormigón, de 4m de ancho y pendiente de 0.001 m/m cuando el tirante es de 1.5m. Suponer que  $n=0.014$ .

Primeramente se determina el radio hidráulico:

$$R = A / P$$

$$R = \frac{(4m)(1.5m)}{4m + 2(1.5m)}$$

$$R = 0.85m$$

Ahora se procede a calcular el caudal, usando la ecuación de Manning para velocidad multiplicada por la sección:

$$Q = \frac{1}{0.014} 0.85^{2/3} 0.001^{1/2} (4m)(1.5m)$$

$$Q = 12.23m^3 / s$$

Ejemplo 2:

Determinar el caudal que fluye por una sección circular de plástico, de 0.30m de diámetro y pendiente de 1% cuando el tirante es de 0.30m (sección llena). Suponer que  $n=0.009$ .

Primeramente calculamos el radio hidráulico

$$R = \frac{(\pi)(0.30m)^2}{4 \pi(0.30m)}$$

$$R = 0.075m$$

Ahora procedemos a determinar el caudal.

$$Q = \frac{1}{0.009} 0.075^{2/3} 0.01^{1/2} \frac{(\pi)(0.30m)^2}{4}$$

$$Q = 0.14m^3 / s$$

e. **Ábacos y tablas de cálculo.** Con el paso del tiempo se han realizado diversos ábacos y tablas que facilitan la aplicación de las ecuaciones de flujo estudiadas anteriormente. Dado que el mercado presenta cierta gama de diámetros disponibles para utilizar en la construcción, será difícil manejar secciones que trabajen llenas. En general, las alcantarillas se proyectan para funcionar a sección llena solamente en condiciones extremas. Por lo tanto, en la mayoría de los problemas que se presentan al proyectar las alcantarillas es necesario estimar la velocidad y el caudal cuando fluyen parcialmente llenas( 4 ).

Las relaciones entre los parámetros hidráulicos del flujo a sección llena y sección parcialmente llena, en alcantarillas circulares, calculadas con la fórmula de Manning se presentan en la figura IV.2. Los parámetros hidráulicos utilizados para alcantarillas circulares son el radio hidráulico R, la sección mojada A, la velocidad media V y el caudal Q.

Figura IV.2-Relaciones entre parámetros hidráulicos



Tabla IV.3-Valores de K' en determinación del tirante (\*\* tomada de la bibliografía 4)

*d/D	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	...	10.11	7.11	5.77	4.96	4.41	4.00	3.68	3.42	3.20
0.1	3.02	2.85	2.72	2.60	2.49	2.39	2.29	2.21	2.13	2.06
0.2	2.00	1.93	1.88	1.82	1.77	1.72	1.68	1.63	1.59	1.55
0.3	1.51	1.48	1.44	1.41	1.38	1.35	1.32	1.29	1.26	1.23
0.4	1.21	1.18	1.16	1.14	1.11	1.09	1.07	1.05	1.03	1.01
0.5	0.990	0.971	0.952	0.934	0.916	0.899	0.882	0.805	0.849	0.833
0.6	0.818	0.802	0.787	0.772	0.758	0.744	0.730	0.716	0.702	0.690
0.7	0.676	0.662	0.650	0.637	0.624	0.612	0.600	0.588	0.576	0.564
0.8	0.552	0.541	0.529	0.518	0.507	0.495	0.484	0.473	0.462	0.451
0.9	0.440	0.429	0.418	0.407	0.395	0.384	0.372	0.360	0.348	0.334
1.0	0.312									

donde Q--> caudal m<sup>3</sup>/s  
n--> coeficiente de Manning  
D--> diámetro del conducto, m  
S--> pendiente de la línea de carga  
\* d--> tirante

El principio en que se basan es que las variaciones de n respecto al tirante no son relevantes, y se puede escribir la fórmula de Manning multiplicándola por un factor K' que está en función del tirante. La tabla IV.2 se aplica determinar el diámetro y la tabla IV.3 para determinar el tirante.

La aplicación de las tablas anteriores y de la figura IV.2 se explican con los siguientes ejemplos.

Ejemplo 3:

Determinar el tirante y la velocidad en una tubería de 300mm de diámetro y 0.01m/m de pendiente, con un valor de n de 0.015, cuando la descarga es de 0.05 m<sup>3</sup>/s.

Primero se determina el valor de K' en la siguiente ecuación:

$$Q = (K'/n)D^{8/3}S^{1/2}$$

$$K' = \frac{nQ}{D^{8/3}S^{1/2}} = \frac{0.015 * 0.05}{(0.3)^{8/3} (0.01)^{1/2}} = 0.1859$$

Con este valor se procede a determinar el tirante, usando la tabla IV.3 se busca el valor de  $K'$ , puede ser necesario interpolar y se encuentra la relación  $d/D$  correspondiente a esa  $K'$ .

Vemos que el  $K'$  de 0.1859 se encuentra entre 0.183 y 0.188 que corresponden a valores  $d/D$  iguales a 0.55 y 0.56, la forma en que se leen estas relaciones es ubicar la fracción decimal en la primer columna de la izquierda sobre la fila de 0.183 y 0.188 que es 0.5 y luego se interpola entre las fracciones centesimales que se encuentran al inicio de las columnas correspondientes a 0.183 y 0.188 que son 0.05 y 0.06.

La interpolación da el siguiente resultado

$$d / D = 0.5 + 0.05 + \frac{(0.06 - 0.05)}{(0.188 - 0.183)} * (0.1859 - 0.183) = 0.5558$$

De aquí obtenemos el tirante:

$$d = 0.5558 * D = 0.5558 * (0.30m) = 0.1667m$$

Ahora se requiere determinar la velocidad se utiliza la figura IV.2, para un valor  $d/D$  de 0.556 se obtiene una sección mojada de 0.57 veces la sección total de la conducción, es decir,  $0.57 * 3.14 * (0.30)^2 / 4 = 0.0402 \text{ m}^2$ . La velocidad es igual a

$$V = \frac{0.05 \text{ m}^3 / \text{s}}{0.0402 \text{ m}^2} = 1.24 \text{ m} / \text{s}$$

Ejemplo 4:

Determinar el diámetro para una alcantarilla que transporta un caudal de  $0.05 \text{ m}^3/\text{s}$  cuando fluye un 75% llena. La pendiente de la alcantarilla es  $0.01 \text{ m/m}$  y el valor estimado de  $n$  es de 0.013.

Primero se determina el valor de  $K'$  para usar en la siguiente ecuación:

$$Q = (K' / n) D^{8/3} S^{1/2}$$

Se entra a la tabla IV.2 con  $d/D$  igual a 0.75 que nos un valor de  $K'$  igual 0.284. De aquí que de la ecuación anterior se puede despejar el diámetro.

$$D = \left( \frac{nQ}{K' S^{1/2}} \right)^{3/8} = \left( \frac{0.013 * 0.05}{0.284 * (0.01)^{1/2}} \right)^{3/8} = 0.2425m$$

Adoptar un diámetro de 0.25 m → 250mm.

Asimismo podemos ver que se puede hacer uso de la tabla IV.3 con d/D igual a 0.75 nos da un valor de K' igual a 0.612. De aquí podemos obtener también el tirante que corresponde:

$$d = \left( \frac{nQ}{K' S^{1/2}} \right)^{3/8} = \left( \frac{0.013 * 0.05}{0.612 * (0.01)^{1/2}} \right)^{3/8} = 0.1818m$$

Si hacemos el cálculo vemos que la relación 0.2425/0.1818 nos da 0.75.

En resumen, la tabla IV.2 se puede usar de dos formas, la primera es que dado el n, el caudal, el diámetro y la pendiente podemos determinar el K' para obtener de la tabla la relación d/D a que está trabajando la sección; la segunda es que se puede dimensionar un conducto dada la relación d/D, el caudal, el n y la pendiente. Asimismo la tabla IV.3 se puede usar de dos formas, la primera es que dado el n, el caudal, el tirante y la pendiente podemos determinar el K' para obtener de la tabla la relación d/D a que está trabajando la sección; la segunda es que se puede determinar el tirante en un conducto dada la relación d/D, el caudal, el n y la pendiente.

5. Porcentaje de trabajo de la sección. Para el diseño de alcantarillas pluviales de este proyecto se considero manejar las tuberías trabajando a sección parcial del 75%, considerando las variaciones en la capacidad de conducción por envejecimiento de la tubería y como margen de seguridad.

## D. Diseño asistido por programa AutoDesk Civil Design 2i

Aquí se realizará el diseño hidráulico de dos perfiles, en la sección B de éste capítulo se realizó el análisis tridimensional de éstos dos ejes, definiéndose la profundidad mínima de la cota invert de la tubería.

Se procede aquí a calcular manualmente las secciones requeridas y verificar que las velocidades estén dentro del rango recomendado y las distintas variaciones de los parámetros para obtener un diseño satisfactorio. Se comparará con los resultados obtenidos a través del diseño realizado con el programa AutoDesk Civil Design 2i.

Información básica.

Eje 35:

De	A	Longitud (m)	Pendiente	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	n (PVC)
P67	P67A	57.51	0.0139	0.153	0.009
P67A	P68	13.57	0.015	1.157	0.009

Con la tabla IV.2 procedemos a determinar el diámetro a partir del requerimiento de diseñar con la sección trabajando al 75% (d/D).

Primeramente diseñamos el tramo de P67 a P67A.

De la tabla IV.2 obtenemos que K' es igual a 0.284.

$$D = \left( \frac{nQ}{K' S^{1/2}} \right)^{3/8} = \left( \frac{0.009 * 0.153}{0.284 * (0.0139)^{1/2}} \right)^{3/8} = 0.3021m$$

Dado el resultado tan cercano al diámetro comercial 300mm (2mm de diferencia), procedemos a escoger dicha sección 300mm (12"). Haciendo el cálculo en sentido inverso determinamos K' para saber el porcentaje de trabajo de la sección escogida (d/D).

$$K' = \frac{nQ}{D^{8/3} S^{1/2}} = \frac{0.009 * 0.153}{(0.300)^{8/3} (0.0139)^{1/2}} = 0.289$$

Con este K' buscamos en la tabla IV.2 y determinamos la relación d/D, que es aproximadamente 0.76 (76%). Dado que ésta relación es obtenida mediante tablas y existe redondeo de decimales se acepta dicha sección.

Ahora se procede a determinar la velocidad del flujo en el tramo. Para un valor d/D de 0.76, según la figura IV.2 se obtiene una sección mojada de 0.80 veces la sección total de la conducción, es decir:

$$A_{parcial} = \frac{\pi(0.300^2)}{4} * 0.800 = 0.0565m^2$$

$$V = \frac{Q}{A_{parcial}} = \frac{0.153m^3 / s}{0.0565m^2} = 2.70m / s$$

Vemos pues que la velocidad es aceptable, por lo cual el diámetro escogido es adecuado.

Ahora continuamos diseñando el siguiente tramo de P67A a P68.

Sabemos ya que  $K'$  es 0.284. Determinamos pues el diámetro.

$$D = \left( \frac{nQ}{K' S^{1/2}} \right)^{3/8} = \left( \frac{0.009 * 1.157}{0.284 * (0.015)^{1/2}} \right)^{3/8} = 0.6361m$$

Por no contar con un diámetro comercial, tomamos la de 675 mm (27"). Nuevamente determinamos el  $K'$  para saber el porcentaje de sección trabajada.

$$K' = \frac{nQ}{D^{8/3} S^{1/2}} = \frac{0.009 * 1.157}{(0.675)^{8/3} (0.015)^{1/2}} = 0.2425$$

De la tabla IV.2 obtenemos que  $d/D$  es aproximadamente 0.66. Dado que se obtiene un porcentaje de trabajo de la sección del 66.00% el cual es menor al 75%, se acepta esta sección. Ahora se verifica la velocidad. Con el valor  $d/D$  igual a 0.66 se busca en la figura IV.2 y se obtiene una sección de 0.704 veces la sección total de conducción.

$$A_{parcial} = \frac{\pi(0.675^2)}{4} * 0.704 = 0.2519m^2$$

$$V = \frac{Q}{A_{parcial}} = \frac{1.157m^3 / s}{0.2519m^2} = 4.59m / s$$

Es importante hacer notar que en caso no se pueda cumplir con la velocidad máxima recomendada habrá necesidad de reducir la pendiente, pero como la pendiente establecida inicialmente parte de condiciones geométricas presentadas por la relación entre los niveles de plataforma y la cota invert mínima de la tubería, solamente tenemos opción de reducir la

pendiente pero a costa de reducir la cota de inicio de la tubería para poder respetar la profundidad mínima establecida.

Run: ejepl35

#### Run Design View

Pipe Label	Pipe Size [in]	Pipe Slope [m/m]	Rough Coeff [MANNNG]	Pipe Flow [cms]	Design Flow [cms]	Design Vel. [mps]	% d/D [cms]	Full Flow
P67-P67A	300	0.0139	0.009	0.153	0.153	2.66	73.48	0.172
P67A-P68	675	0.015	0.009	0.021	1.157	4.60	64.36	1.552

Esta tabla muestra los resultados obtenidos del dimensionamiento hidráulico realizado por el programa Autodesk Civil Design 2i. Podemos ver que manualmente obtuvimos el diámetro de la primer tubería y coincide con el diámetro aquí presentado además se obtuvo que la sección trabajaba al 76.00% mientras el programa muestra 73.48%, ésta diferencia se debe a lo aproximado del cálculo al utilizar tablas. Mientras la segunda tubería coincide con el diámetro dado por el programa, el d/D obtenido fue de 66.00% y el proporcionado por el programa es de 64.36%, nuevamente son diferencias por lo aproximado del cálculo.

Información básica.

Eje 41:

De	A	Longitud (m)	Pendiente	Caudal (m3/s)	n (PVC)
P67C	P67B	15.03	0.02	0.983	0.009
P67B	P67A	14.58	0.02	0.983	0.009

Dado que la tubería de descarga es de 27", procedemos a utilizar tentativamente una de 27", 675mm.

$$K' = \frac{nQ}{D^{8/3} S^{1/2}} = \frac{0.009 * 0.983}{(0.675)^{8/3} (0.02)^{1/2}} = 0.1784$$

De la tabla IV.2 con K' igual a 0.1784 se obtiene d/D igual a 54.00% que es menor a 75%. Se podría tratar de reducir la sección para ver si alguna trabaja de forma más efectiva, pero por instinto ingenieril se prefiere conservar el diámetro existente.

Usamos el diámetro de 675mm. Calculamos la velocidad, de la figura IV.2 se obtiene la relación área parcial/área llena igual a 0.57.

$$A_{parcial} = \frac{\pi(0.675^2)}{4} * 0.57 = 0.2039m^2$$

$$V = \frac{Q}{A_{parcial}} = \frac{0.983m^3 / s}{0.2039m^2} = 4.82m / s$$

Dado que los dos tramos de tubería poseen la misma pendiente y el mismo diámetro no hay necesidad de realizar otros cálculos y se acepta este diámetro. Para éste perfil no fue necesario considerar los niveles de plataformas a cada lado dado que no recibe aporte de aguas de parte de las viviendas.

Aquí en esta tabla se muestran los resultados obtenidos por el programa para el eje 41.

Run: ejepl41

#### Run Design View

Pipe Label	Pipe Size [mm]	Pipe Slope [m/m]	Rough Coeff [MANNING]	Pipe Flow [cms]	Design Flow [cms]	Design Vel. [mps]	% d/D	Full Flow [cms]
P67C-P67B	675	0.02	0.009	0.983	0.983	4.96	52.85	1.792
P67B-P67A	675	0.02	0.009	0.00	0.983	4.96	52.85	1.792

De aquí en adelante, dado que logramos comprobar la exactitud de los cálculos realizados por el programa se muestra en el capítulo seis únicamente en planta y perfil el dimensionamiento proporcionado junto a una tabla resumen de cálculos.

## V. DESFOGUE AGUA PLUVIAL

Este tema es muy importante para el diseño del alcantarillado pluvial, dado que no sólo se debe obtener una captación y conducción adecuada de las aguas pluviales sino también una descarga final adecuada de las mismas en cuanto a diferencias de nivel generalmente fuertes que se deben salvar y al mismo tiempo respetar velocidades de flujo no excesivas.

Las distintas opciones que existen para la descarga pueden resumirse de la siguiente manera:

- Flujo superficial bajo el concepto de disipadores de energía, que pueden ser escalonadas o vertederos con trampolín o bloques de caída.
- Tubería enterrada gradeada a través de pozos de visita para respetar límites de velocidad.
- Conducción subterránea por medio de un pozo único profundo y un tubo.

El problema de las descargas se complica al manejar velocidades muy elevadas en la descarga o al permitir que la descarga se realice desde una altura exagerada (3m), generando erosión sobre el terreno, lo cual puede desestabilizar laderas con el paso del tiempo.

Para el proyecto desarrollado existen tres descargas por realizar, la primera correspondiente al sector de la entrada y dos correspondientes al segundo sector. El sector de la entrada drena naturalmente en el zanjón ubicado en la parte estrecha del terreno y la cota invert del tubo de descarga está 1m sobre el fondo del zanjón, por lo que para dicha descarga basta con colocar un cabezal al final de la tubería y de un zampeado para la protección del terreno en la descarga.

Las otras dos descargas cuentan con una diferencia de nivel entre 30 y 50 metros con laderas de pendiente pronunciada, por lo cual se deberá analizar por medio de un estudio aparte y detallado el punto de descarga más favorable y el diseño específico de la descarga. Dicho estudio se encuentra fuera del alcance de este trabajo dado que requiere de un análisis hidráulico específico que busque diseñar la obra hidráulica adecuada para la disipación de la energía y el posterior diseño estructural de dicha obra hidráulica.

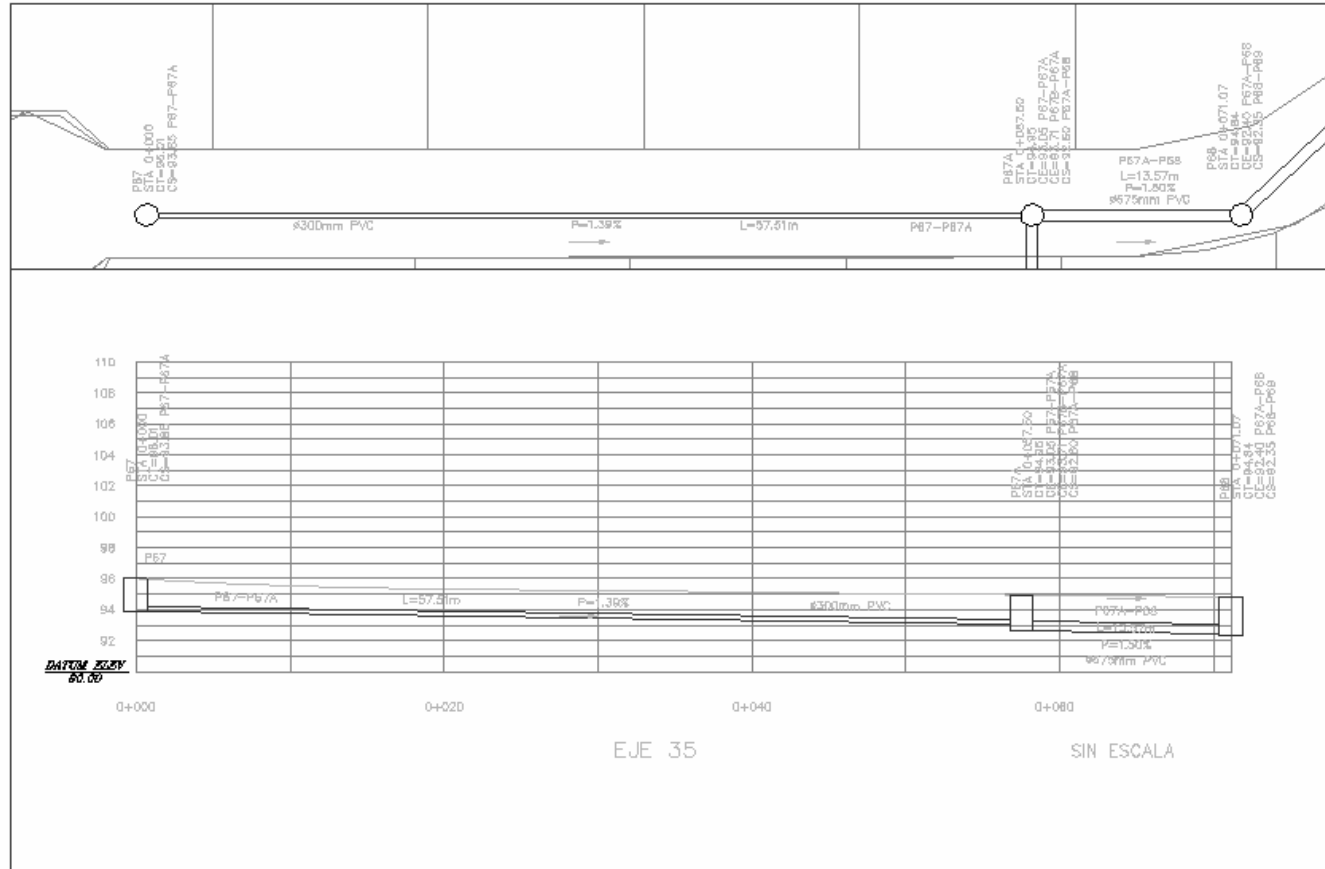
## **VI. MEMORIA DE CÁLCULO**

En este capítulo se presenta un resumen de todos los datos y cálculos contenidos dentro del diseño del alcantarillado pluvial del sector de la entrada al proyecto Villas de Entreverdes. Se presentan en planta-perfil y la tabla 6.1 con resumen de resultados y datos obtenidos.

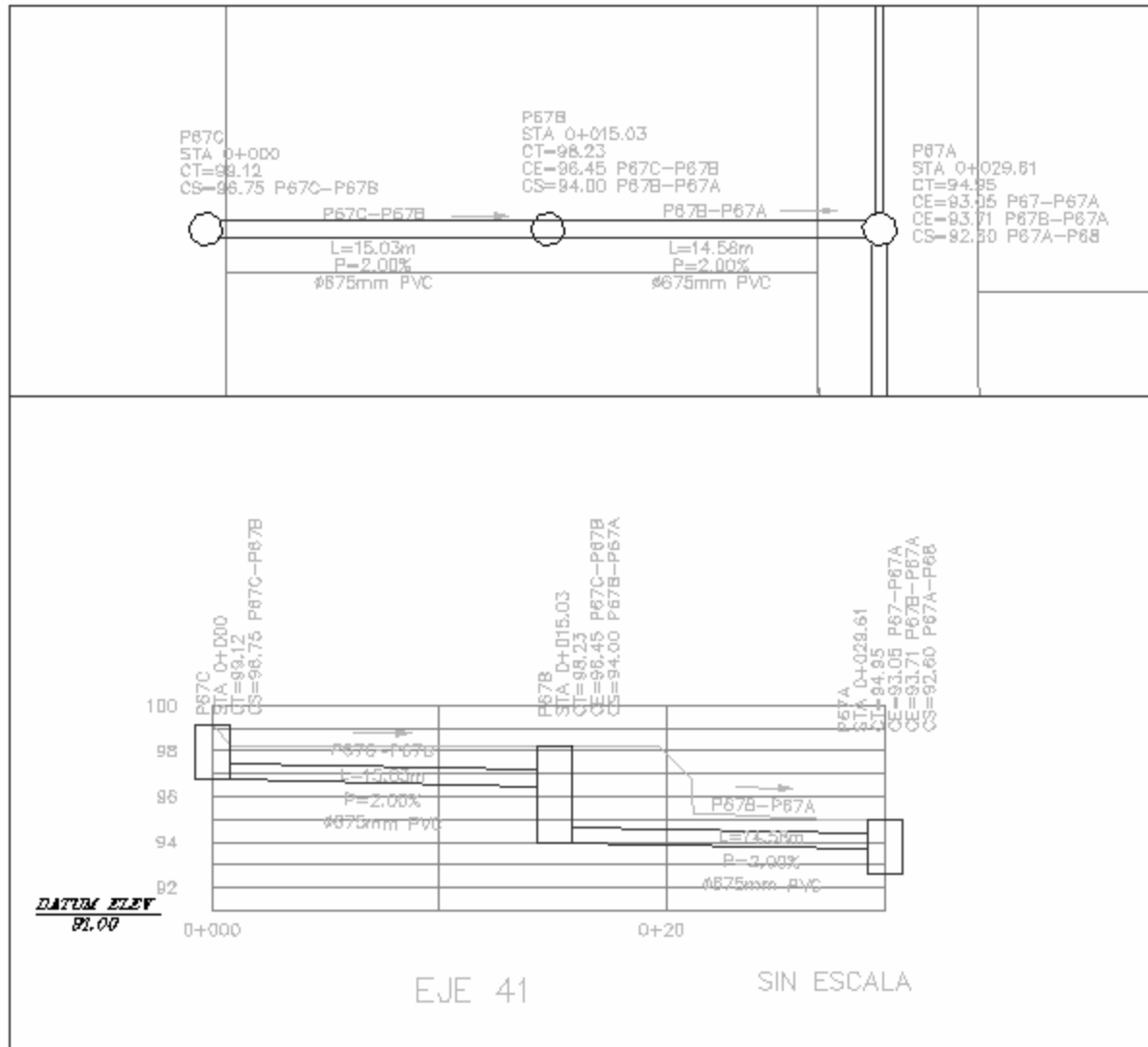
Tabla VI.1-Resultados finales diseño

Tubería		Tamaño tubería [mm]	Pendiente tubería [m/m]	Coeficiente de Manning	Flujo captado [m3/s]	Flujo acumulado [m3/s]	Velocidad de diseño [m/s]	% de Trabajo d/D	Sección Completa [m3/s]	Cota invert superior [m]	Cota invert inferior [m]
De	A										
P67	P67A	300	0.0139	0.009	0.153	0.153	2.66	73.49	0.17	93.85	93.05
P67C	P67B	675	0.0200	0.009	0.983	0.983	4.96	52.85	1.55	96.75	96.45
P67B	P67A	675	0.0200	0.009	0.0000	0.983	4.96	52.85	1.55	94.00	93.71
P67A	P68	675	0.0150	0.009	0.021	1.157	4.60	64.36	1.55	92.60	92.40
P68	P69	750	0.0100	0.009	0.025	1.182	3.98	61.92	1.68	92.35	92.11
P69	P71	750	0.0125	0.009	0.033	1.215	4.37	58.60	1.88	92.00	91.45
P70	P70A	250	0.0475	0.009	0.153	0.153	4.27	66.64	0.20	94.00	91.51
P70B	P70A	250	0.0500	0.009	0.059	0.059	3.38	35.81	0.20	94.30	92.85
P70A	P71	375	0.0300	0.009	0.016	0.224	4.00	49.38	0.46	91.45	91.10
P71	P72	750	0.0125	0.009	0.074	1.513	4.57	68.07	1.88	90.00	89.25
P72	P73	750	0.0125	0.009	0.086	1.603	4.62	71.00	1.88	87.85	86.99
P74	P75	375	0.0450	0.009	0.248	0.248	4.77	46.58	0.56	90.75	86.69
P73	P75	750	0.0150	0.009	0.0000	1.603	4.98	66.32	2.05	86.75	86.16
P75	DESCARGA	900	0.0150	0.012	0.0000	1.847	4.18	63.84	2.51	85.25	84.04

Esquema VI.1-Planta/Perfil de eje 35 diseño final

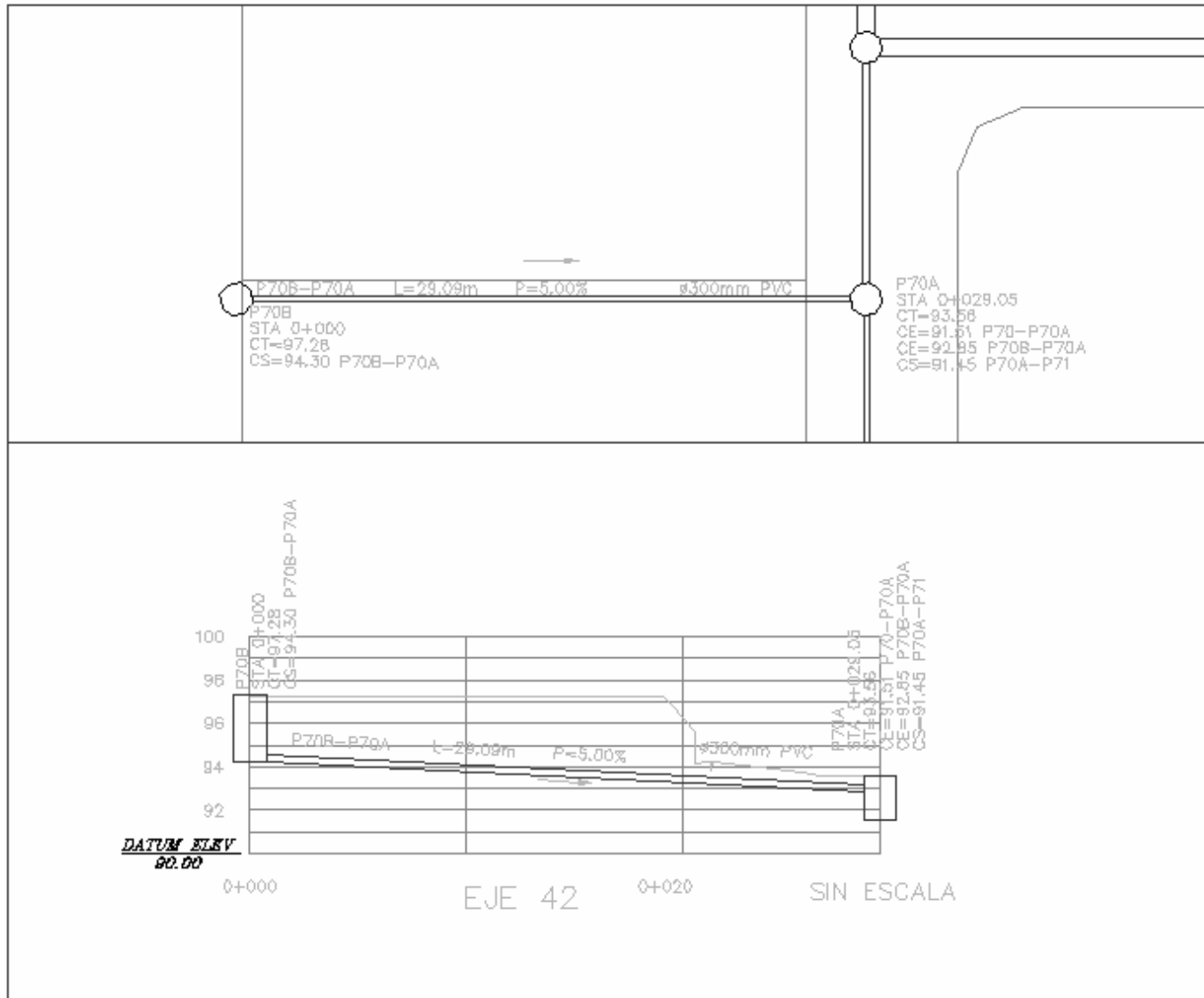


Esquema VI.2-Planta/Perfil de eje 41 diseño final

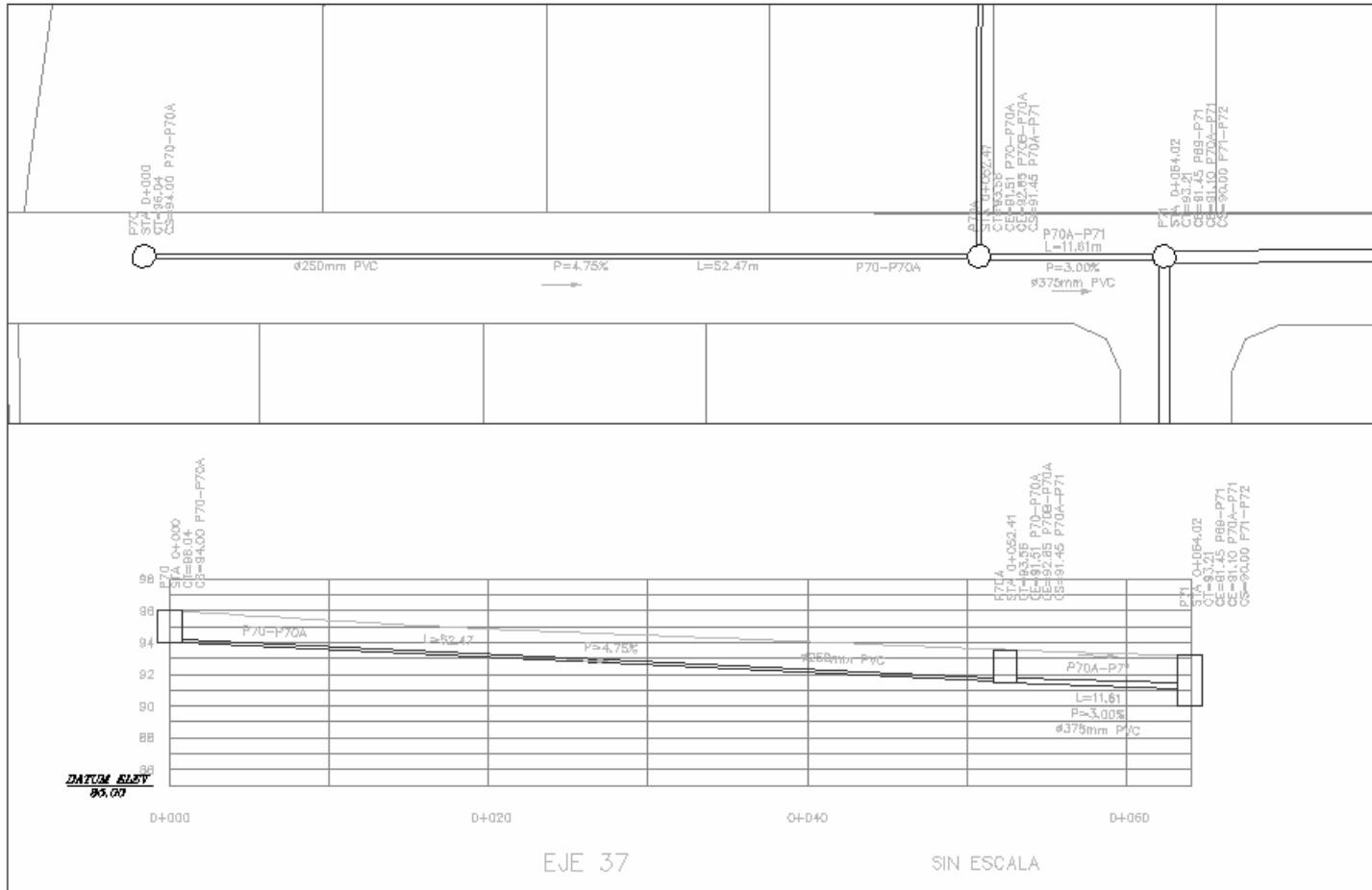




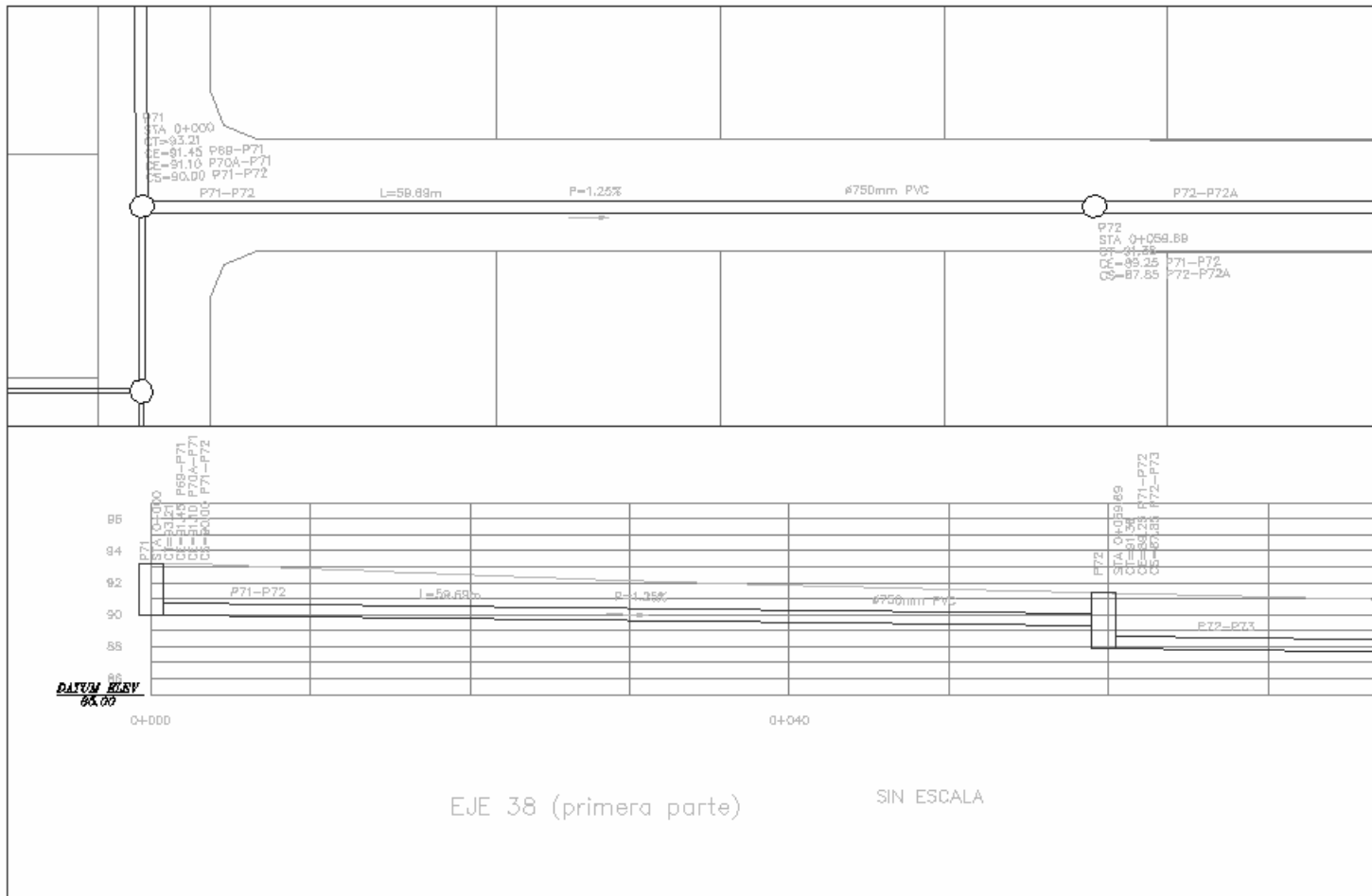
Esquema VI.4-Planta/Perfil de eje 42 diseño final



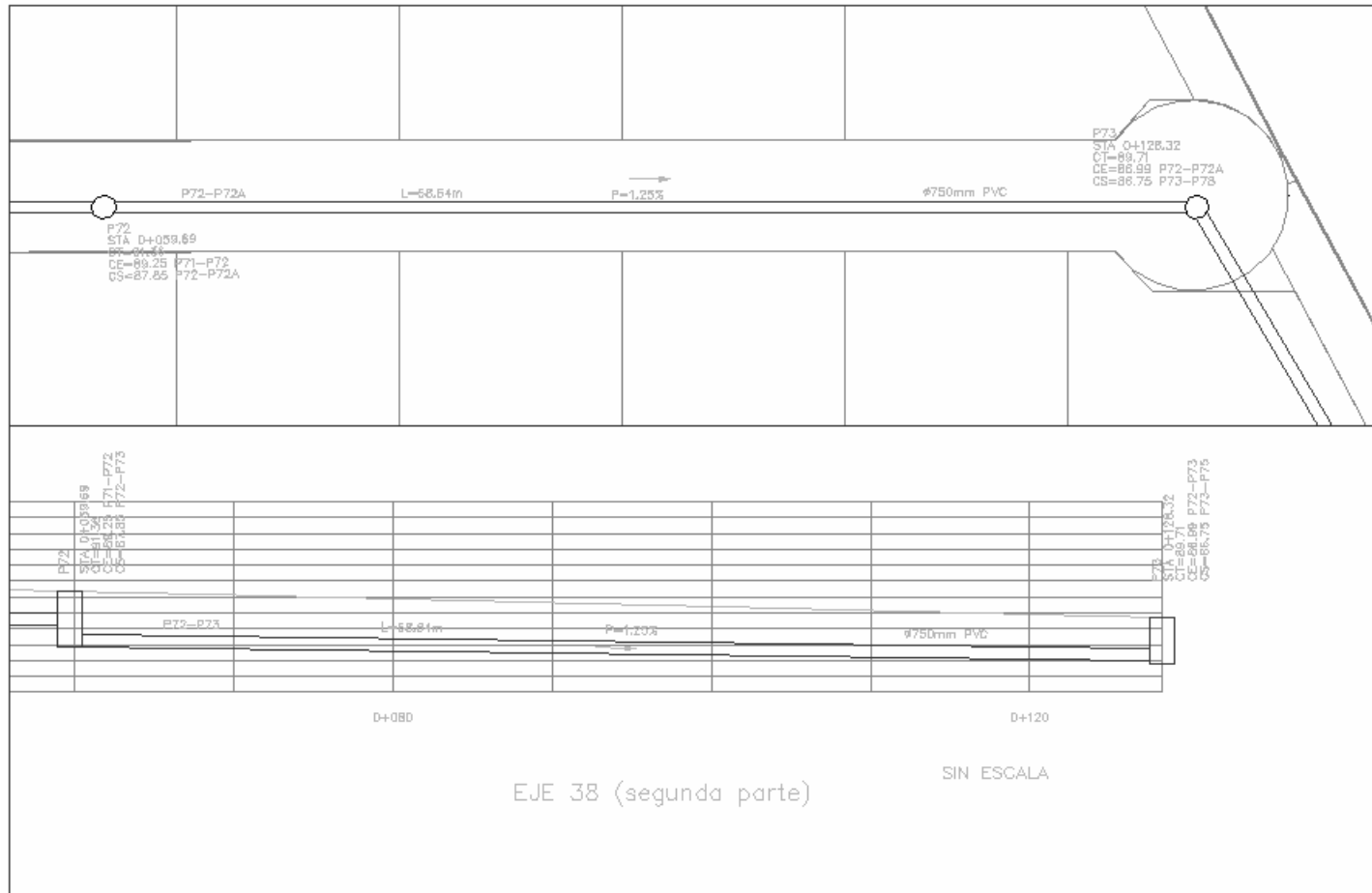
Esquema VI.5-Planta/Perfil de eje 37 diseño final



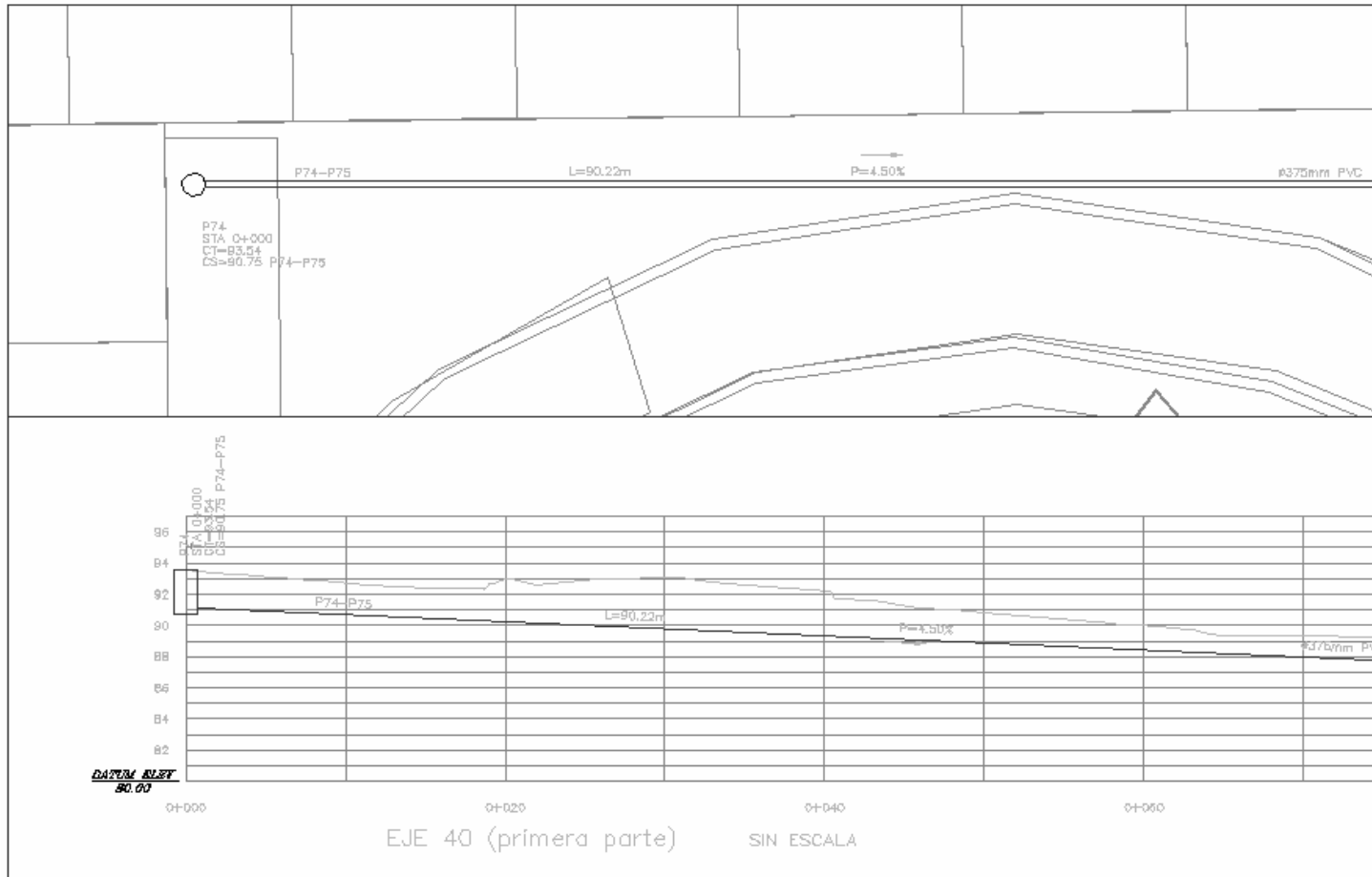
Esquema VI.6-Planta/Perfil de eje 38 diseño final



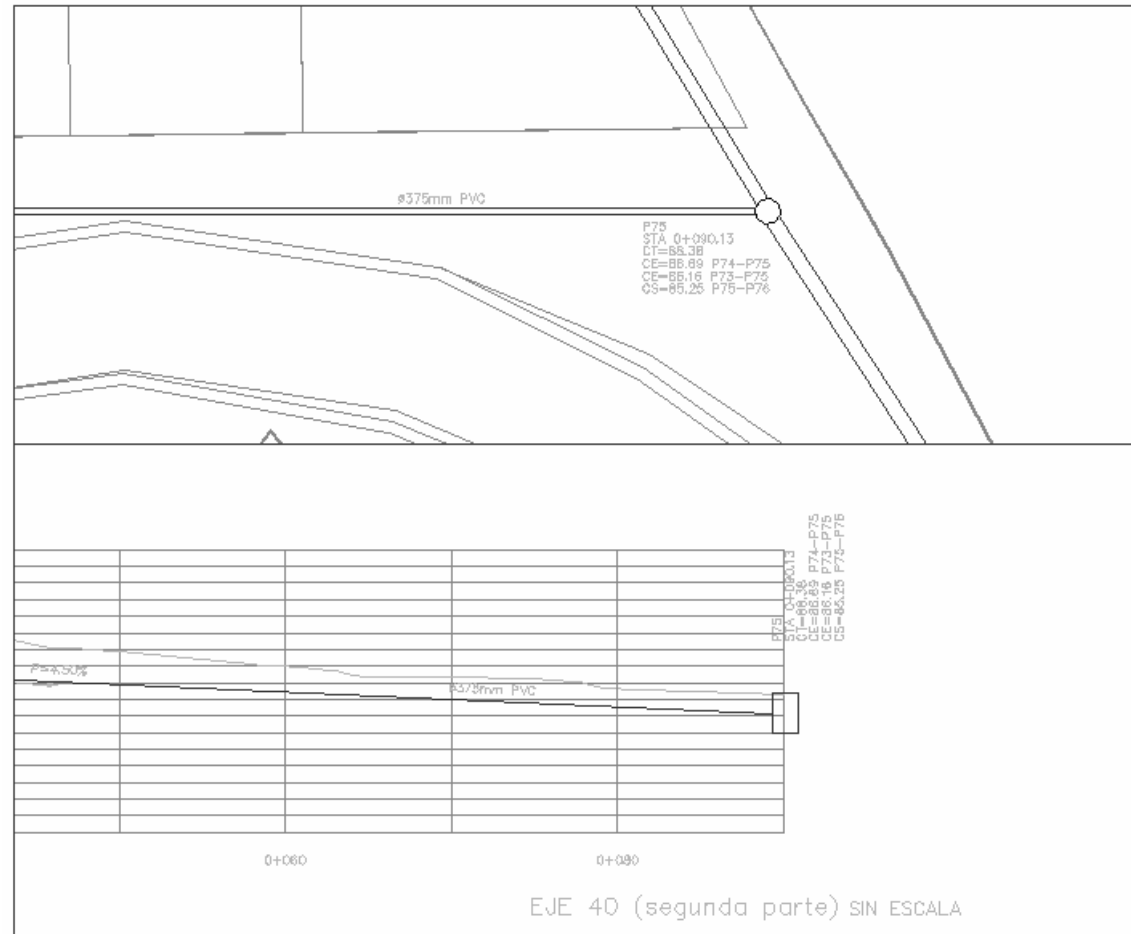
Esquema VI.7-Planta/Perfil de eje 38 diseño final



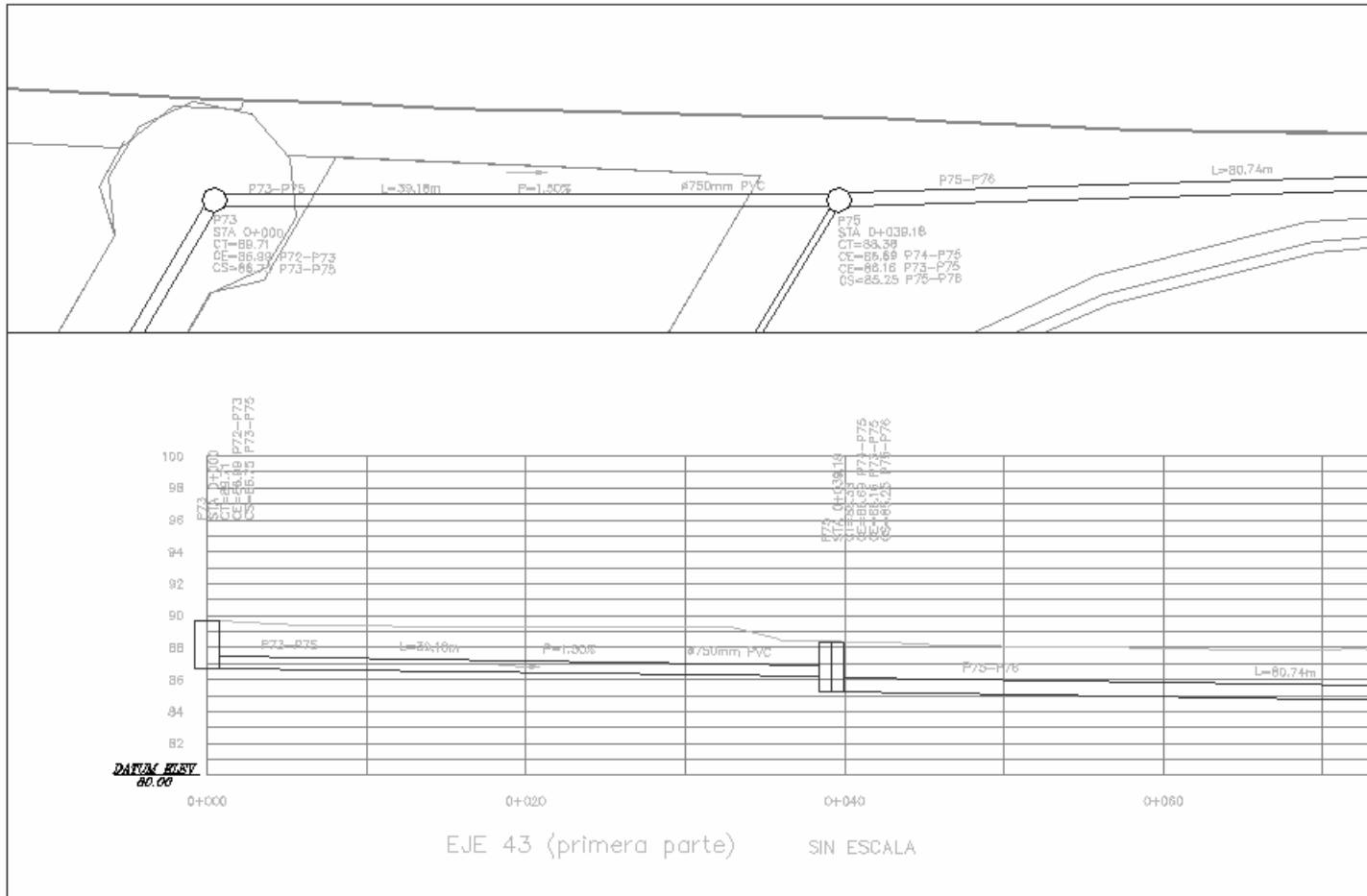
Esquema VI.8-Planta/Perfil de eje 40 diseño final



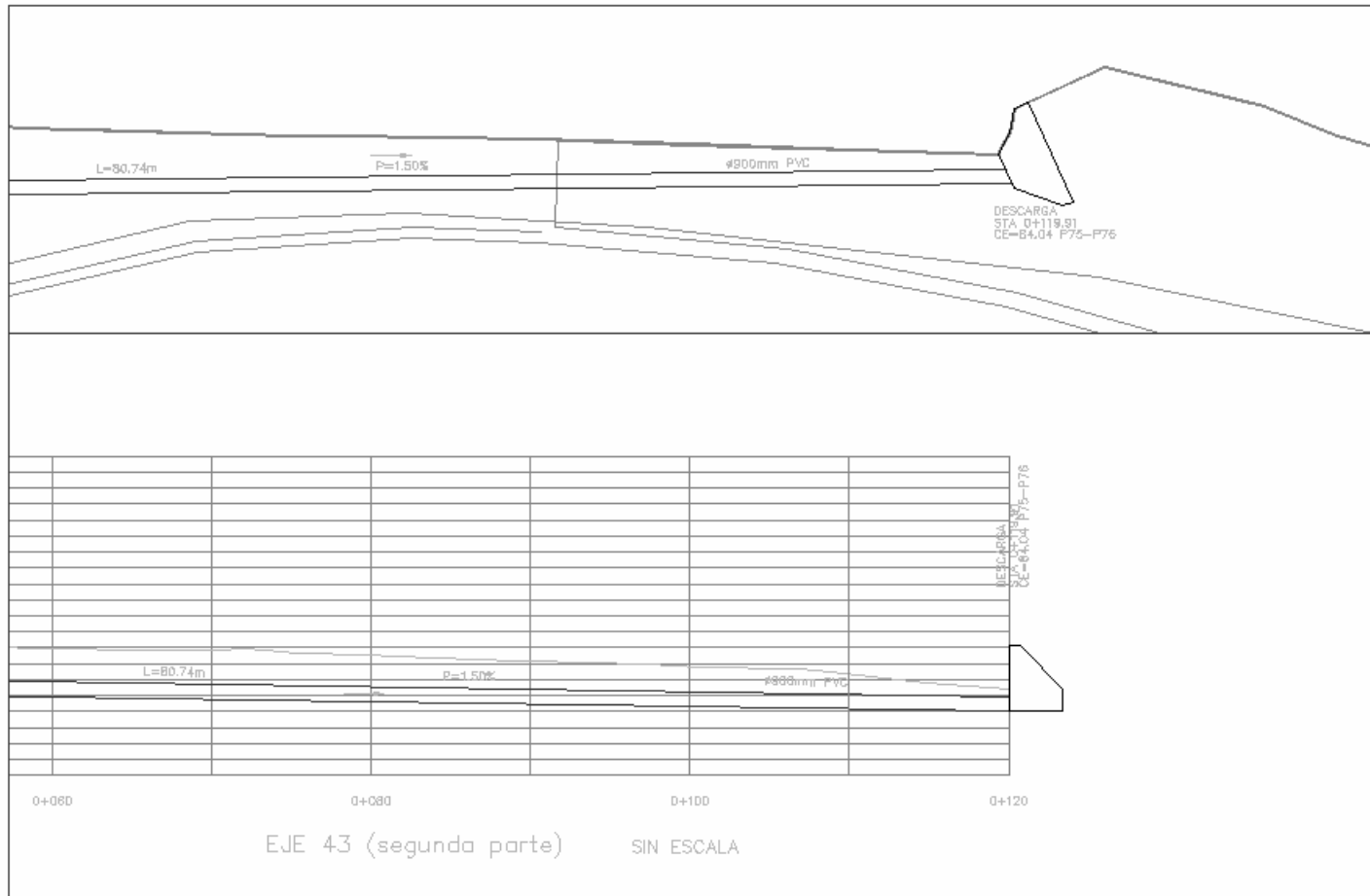
Esquema VI.9-Planta/Perfil de eje 40 diseño final



Esquema VI.10-Planta/Perfil de eje 43 diseño final



Esquema VI.11-Planta/Perfil de eje 43 diseño final



## VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A través de los cálculos realizados aquí se concluye que:

- Se recomienda hacer uso del método racional para desarrollos urbanísticos que posean microcuencas de extensión moderada, este método es bastante conservador por lo que quedará a criterio del ingeniero decidir si utiliza un método más refinado en base a un análisis de riesgo para el proyecto. Conociendo que este proyecto es de clase media-alta, se puede contar con un presupuesto que permite hacer consideraciones conservadoras respecto a la intensidad de lluvia.
- Cabe notar las prolongadas tormentas ocurridas recientemente en nuestro país y sus nefastas consecuencias en muchas regiones, es por ello importante tener el cuidado y la capacidad de evaluar el balance entre un proyecto económico y un proyecto seguro, para prevenir daños a las personas y propiedades. Es recomendable evitar los sistemas de pozo de absorción o de bombeo dado que en circunstancias extremas como las ocurridas recientemente colapsan su capacidad con tormentas prolongadas.
- El uso del programa Autodesk Civil Design 2i produce resultados exactos según los modelos matemáticos planteados, lo cual lo convierte en una herramienta confiable, pero que bajo ninguna circunstancia sustituye el criterio ingenieril que gobierna toda decisión importante de diseño.
- El desarrollo de programas de computadora aplicados a ingeniería civil permiten una gran flexibilidad en cuanto a la evaluación de distintas alternativas a considerar durante el diseño del alcantarillado pluvial, dado que toda la información se encuentra amarrada en planta como en perfil.
- Como se logró comprobar en los cálculos aquí realizados para el sector de la entrada al proyecto, es muy importante realizar un análisis cuidadoso de las áreas afluentes al proyecto, dado que en caso de eventuales tormentas de gran intensidad pueden representar un caudal elevado (arriba de  $1\text{m}^3/\text{s}$ ) en relación a los caudales internos generados.

## VIII. BIBLIOGRAFÍA

- 1) INSIVUMEH. 2002. *Estudio de intensidades de preparación en la republica de Guatemala*. Guatemala: Instituto de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología. Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. 5008.
- 2) López, Ricardo. 1999. *Diseño de acueductos y alcantarillados*. "Alcantarillado pluvial". 2ª Edición. Colombia. Editorial Alfaomega. 388 págs.
- 3) Mays, Larry. 2001. *Stormwater collection systems design handbook*. United States of America. Editorial McGraw-Hill. 23.10 págs.
- 4) Metcalf & Eddy. 2000. *Ingeniería de aguas residuales. Redes de Alcantarillado y bombeo*. 3ª Edición. México. Editorial McGraw-Hill. 1485 págs.
- 5) P. Novak; A.I.B. Moffat; C. Nalluri. 2001. *Estructuras hidráulicas*. "Estructuras de caída". 2ª Edición. Colombia. Editorial McGraw-Hill. 599 págs.
- 6) Steel, Ernest W.; McGhee, Terence J. 1981. *Abastecimiento de agua y alcantarillado*. "Cantidad de agua y agua residual", "Caudal de aguas pluviales". 5ª Edición. Barcelona, España. Editorial Gustavo Gili, S.A. 610 págs.

