

INTRODUCCIÓN

Antecedentes

La ciudad de Tarija presenta un crecimiento poblacional elevado, por lo que es de vital importancia la construcción de servicios básicos con la finalidad de beneficiar a todos los habitantes.

El drenaje pluvial en la ciudad de Tarija en la actualidad no cubre con las expectativas debido al incremento de la población, por lo que se puede evidenciar que muchos barrios todavía no cuentan con este servicio.

Ubicación del Área de Influencia del Proyecto

El área de influencia del proyecto es el Barrio Los Chapacos, ubicado en la zona Noreste de la ciudad de Tarija, que pertenece a la Primera Sección de la Provincia Cercado del Departamento de Tarija, a una altura de 1900 m.s.n.m. cuyas coordenadas geográficas son Longitud Oeste $64^{\circ}46'20''$ y Latitud Sur $21^{\circ}31'59''$.



Figura N° 1 Ubicación de la Ciudad de Tarija

Población del Área de Influencia del Proyecto

El área de influencia del proyecto que es el Barrio Los Chapacos, cuenta con 415 familias.

Identificación del Problema

El Barrio Los Chapacos en la actualidad no cuenta con un sistema de drenaje pluvial que permita la evacuación de la escorrentía superficial ocasionada por las lluvias, de manera que evitara las inundaciones y la acumulación de agua.

La carencia de este servicio básico puede provocar focos de infección en lo pobladores debido a la acumulación de agua en las calles, como así también al deterioro de las calles.

Objetivo General

El objetivo general de este proyecto es el de mejorar el nivel de vida de los habitantes del Barrio Los Chapacos, mediante un sistema de drenaje pluvial que permita la evacuación del agua proveniente de las lluvias.

Objetivos Específicos

- Permitir que las calles puedan evacuar rápidamente el agua proveniente de las lluvias.
- Evitar enfermedades ocasionadas por la acumulación y estancamiento de agua en las calles.
- Evitar la paralización del tráfico vehicular y peatonal durante una precipitación pluvial intensa.
- Evitar daños al medio ambiente debido a inundaciones que son ocasionadas por las aguas de lluvia.
- Disminuir el deterioro de las calles producido por el estancamiento y acumulación de las aguas pluviales.

Metas

- Contar con un sistema de drenaje pluvial en el Barrio Los Chapacos.
- Contar con el diseño de colectores.
- Contar con el diseño de sumideros y cámaras de inspección.

Alcance

El presente trabajo tiene la finalidad de mostrar las medidas a emplear para el control del drenaje pluvial y los parámetros de diseño que deben tomarse en cuenta. Primeramente se hará un análisis del trazo urbano del cual se compone una ciudad, luego se estudiará los parámetros hidrológicos que forman parte del drenaje urbano, como así también los parámetros hidráulicos que intervienen en el estudio del drenaje pluvial.

El drenaje pluvial se lo aplicará en el Barrio Los Chapacos, para lo cual se determinará los caudales de diseño en base a los datos hidrológicos, diseño del alcantarillado pluvial, diseño de sumideros, presupuesto general (cómputos métricos, precios unitarios), especificaciones técnicas, cronograma de ejecución, planos.

Justificación

El estudio del drenaje en pavimentos urbanos es de gran beneficio para cualquier tipo de urbanización. El tema de drenaje urbano es muy necesario analizarlo, ya que aporta al mejoramiento y mantenimiento de las calles de la ciudad en la cual se hará el proyecto. Cualquier zona ya sea urbana o rural tiene la necesidad de que sus calles tengan un buen drenaje. Sobre todo en los barrios marginales de la ciudad les hace bastante falta que se realicen estudios de este tema.

En nuestro medio carece la debida importancia que se le debe dar a la evacuación de la escorrentía superficial producida por las lluvias, sobretodo que en la actualidad se presentan todo tipo de inclemencias atmosféricas, resaltando el fenómeno de La Niña que azota en estos últimos años y ocasiona grandes inundaciones.

Es de vital importancia estar preparado para cualquier tipo de desastre natural, más aún que en los últimos tiempos se padece de fenómenos climatológicos catastróficos.

La ciudad de Tarija siempre se vio afectada por acontecimientos catastróficos, las grandes escorrentías producidas por las lluvias son inevitables, pero podemos disponer de medios para la mitigación y control de estos desastres.

CAPÍTULO I

LA HISTORIA DE LAS CIUDADES

1.1. RESEÑA DE LA URBANIZACIÓN DE LAS CIUDADES

1.1.1. El arte urbano

Los primeros signos de un planteamiento de la ciudad como estructura aparecieron en el siglo XV en Italia, paralelos al desarrollo de la burguesía comerciante. La utopía ligada al Renacimiento, fue la que dio origen al pensamiento sobre el urbanismo; teniendo como objetivo la consecución de la idealidad urbanística, los renacentistas eliminan las formas orgánicas que imperan en el diseño de la ciudad medieval con el fin de alcanzar la perfección a través de la armonía y el equilibrio, materializados en la línea recta, eje de todas las composiciones de la época.

Debido a la creciente necesidad de introducir lo imaginario a esta idea conceptual, es que nace la ciudad al estilo barroco en el siglo XVII, caracterizada por la importancia de lo pictórico, la imagen de la ciudad barroca y de su espectáculo se transforma con el tiempo, el arte urbano del siglo XVIII apunta nuevamente a la ciudad ideal como camino para el advenimiento de una sociedad feliz y sin fisuras.

1.1.2. El urbanismo

En las primeras décadas del siglo XX los problemas sociales y económicos invaden el arte urbano que, en consecuencia, se transforma en una ciencia social, el urbanismo.

A diferencia de otras revoluciones sufridas por el hombre en el transcurso de su historia, la Revolución Industrial actúa sobre el ambiente construido, modificando el equilibrio entre ciudad y territorio a través de una serie de factores. El primero de ellos es el aumento demográfico debido a la disminución del coeficiente de mortalidad que, por primera vez se aleja del de natalidad.

Las deficiencias urbanísticas de la *ciudad liberal* repercuten directamente en sus condiciones higiénicas, que aceleran la propagación de enfermedades infecciosas. Estas circunstancias, además de impulsar la elaboración de leyes sanitarias,

determinan el cuestionamiento de la efectividad y generan una serie de estudios de carácter social, político y económico encaminados a mejorar la calidad de vida en las ciudades, modificando a un tiempo la organización social y el conjunto de equipamientos.

El diseño de la ciudad posliberal se basa en las líneas de las fachadas, que actúan como ejes de demarcación entre el espacio público y el privado, las edificaciones que se encuentran fuera de la línea de fachada constituyen las zonas periféricas, destinadas a fines residenciales.

Luego nace el urbanismo contemporáneo el cual consiste en articular lo más acertadamente posible la periferia de la urbe, dado que la periferia de la actualidad será el centro o los centros vitales del futuro. En esta planificación lo más importante es la ordenación de los ejes de tráfico fundamentales y la localización de las diversas funciones: centros comerciales, negocios, barrios residenciales, zonas verdes, zonas de recreo, zonas de deporte y las industrias.

1.1.3. Periferia

El aumento de población determina la extensión de la ciudad hacia fuera, este fenómeno de desbordamiento se localiza en la periferia.

En algunos casos, los poderes públicos intervienen en la regulación de estas operaciones e imponen normas y establecen planes para conducir este desarrollo y poder programar la atención que la población va a requerir.

Estas formaciones periféricas en ciertas ocasiones se producen por ocupación ilegal del terreno, consolidándose a través de formas diversas de infravivienda, con toda la problemática que supone la ausencia de servicios mínimos.

Las zonas periféricas van adquiriendo el impulso necesario para lograr su incorporación a la estructura nuclear, intentando adaptar su morfología en lo posible a la disposición existente en los antiguos trazados urbanos.

1.2. ELEMENTOS DE FORMA DE TRAZO URBANO

1.2.1. Vehículos tipo

Tabla N° 1

Vehículo tipo

Tipo	Clase	Dimensiones (m)				
		Anchura a	Longitud L	b	c	d
1	Vehículo ligero de tamaño medio	1.7	4.2	0.7	2.7	0.8
2	Vehículo ligero de gran tamaño	1.8	4.9	0.8	2.8	1.3
3	Vehículo comercial ligero o microbús	2.2	7.0	1.4	3.8	1.8
4	Camión rígido de dos ejes	2.5	9.0	4.2	6.0	1.8
5	Camión rígido de tres ejes o autobús	2.5	12.0	2.4	6.0	3.6
6	Vehículo pesado articulado (Tipo A)	2.5	15.0	-	-	-
7	Vehículo pesado articulado (Tipo B)	2.5	16.5	-	-	-

Fuente: Felipe Manchón, Juan Santamera "Recomendaciones para el Proyecto y Diseño del Viario Urbano"

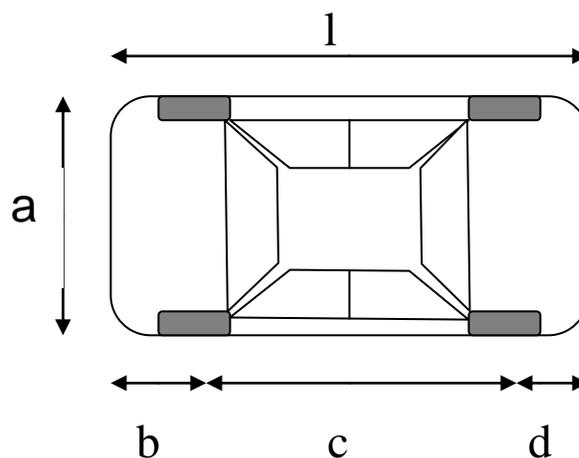


Figura N° 2 Dimensiones de vehículo tipo

1.2.2. Velocidad de diseño

Velocidad de diseño o velocidad específica, es la máxima velocidad que puede desarrollar un vehículo compatible con una situación admisible de seguridad y confort, y en condiciones favorables ambientales y de tráfico.

La velocidad de diseño en las calles, no es un factor tan determinante como en carreteras en campo abierto. En vías en las que el movimiento de los automóviles no

es el factor básico de proyecto (por ejemplo en vías locales de tráfico restringido) el concepto de velocidad de diseño pierde su sentido.

La velocidad de diseño recomendada se muestra en la siguiente tabla, los valores son meramente indicativos, las circunstancias concretas de cada calle determinarán su velocidad de diseño.

Tabla N° 2

Velocidades de diseño

Tipo de vía	Velocidad de diseño
<ul style="list-style-type: none"> • Autovías urbanas • Ramales de enlace <ul style="list-style-type: none"> - Directos - Semidirectos y lazos • Principales vías y avenidas • Otras vías colectoras • Calles locales 	80 Km/h (admisible hasta 60) Hasta 50 km/h Hasta 25-30 Km/h 60 Km/h (mínimo 50 Km/h) 50 Km/h No tiene aplicación
<ul style="list-style-type: none"> • Valor estándar para el diseño de vías urbanas 	50 Km/h

Fuente: Felipe Manchón, Juan Santamera "Recomendaciones para el Proyecto y Diseño del Viario Urbano"

1.2.3. Velocidad de circulación

Velocidad de circulación o velocidad práctica, suele ser un valor medio de un grupo de vehículos en movimiento fluido y continuo, y en circulación paralela.

1.2.4. Distancia de visibilidad y parada en vías urbanas

Tabla N° 3

Distancias de parada

Velocidad de diseño (km/h)	Distancia de parada (m)
0	0
20	15
30	20
40	32
50	50
60	70
70	90
80	110

Fuente: Felipe Manchón, Juan Santamera "Recomendaciones para el Proyecto y Diseño del Viario Urbano"

CAPITULO II

LA GEOMETRÍA O TRAZO URBANO

2.1. FORMA DE TRAZO URBANO

2.1.1. La calle

La naturaleza de la calle es doble: por un lado, es un camino, un canal de transporte, es decir, un soporte de viajes. Por otro, es el espacio de estancia, de juego, de trabajo, de reunión de espectáculo, de manifestación y lucha, espacio simbólico, marco de socialización, etc.; en suma, un espacio de relación e interacción social.

La calle, por lo tanto, es mucho más que una vía de tráfico. Por importantes que estos sean no pueden suplir la gran complejidad de intercambios humanos que en ella pueden realizarse: de ideas, bienes y servicios.

El diseño de la calle no ha de aparecer como una propuesta cerrada, en la que todos sus elementos queden absolutamente predeterminados, sino abierta y flexible, posibilitando un proceso de posteriores innovaciones y correcciones por parte de todos los agentes que intervienen en la definición de la calle.

2.1.2. La calle y su entorno: condicionantes de diseño

Los factores que condicionan el diseño de una calle y que deben ser considerados a la hora de proyectar una intervención, son los siguientes:

- **La calle y el medio físico natural (entorno físico):** Constituye el condicionante más inmediato del proyecto del viario urbano. Dentro del medio físico, los principales factores a considerar son el clima (lluvia, temperatura, régimen de vientos, hielo, soleamiento, etc.), la topografía (forma del terreno) y las características geotécnicas del suelo.
- **El tipo de núcleo de población en que se sitúa la calle:** No debe nunca prescindirse de la referencia última al tipo de ciudad o población en que se sitúa la calle. Calles morfológicamente semejantes pueden tener un papel

drásticamente diferente según formen parte de una pequeña ciudad o una gran urbe.

- **Los tráficos y otras actividades que se desarrollan en la calle:** Conviene que en la consideración de la calle no se primen unilateralmente las actividades relacionadas con el transporte sobre otras basadas en la interrelación (estancial, comercial, cultural, etc.), e incluso dentro de las de transporte, se establezca un equilibrio adecuado entre los distintos modos que concurren en el viario.

2.1.3. La clasificación de las calles

Algunos de los criterios más usuales de agrupación y clasificación de las calles son los siguientes:

1) Según el grado de integración de sus tráficos

Desde el punto de vista exclusivo de los tráficos que soportan, las calles pueden ser *monomodales* y *plurimodales*:

- ***Calles monomodales:*** aquellas que admiten un único modo de transporte, por ejemplo: calles peatonales, calles exclusivas de vehículos motorizados, calles exclusivas de transporte colectivo, etc.
- ***Calles plurimodales:*** aquellas en las que discurre más de un modo de transporte, pueden ser: *calles con segregación total de tráficos*, en que cada modo circula por su propia banda en exclusiva (calzada, acera, carriles-bus, carriles-bici, etc.), *calles con segregación parcial de tráficos*, con los modos motorizados en la calzada y los no motorizados en la acera y *calles de coexistencia de tráficos*, en las que hay una asignación genérica de espacios por funciones, con posibilidad de mezcla de tráficos.

2) Según la actividad dominante en la calle

Se atiende, principalmente, a la densidad de la actividad dominante, ya que raramente una calle presenta un único uso. De acuerdo a esto, las calles pueden ser:

1. *Calles residenciales.*
2. *Calles industriales.*
3. *Calles comerciales o de oficinas.*
4. *Otros usos predominantes (vías, parque, autovías urbanas, calles dotacionales, etc.)*

3) Según la función que desempeña en el sistema jerarquerizado de transportes.

A este proceso, es necesario considerar previamente el modo de transporte que va a determinar la clasificación. Suele ser habitual utilizar, como criterio básico, la jerarquía de las calles según la importancia de sus tráficos motorizados. Pueden distinguirse los tipos siguientes:

1. *Autopistas y autovías urbanas.*
2. *Vías principales o avenidas.*
3. *Calles colectoras o distribuidoras.*
4. *Calles locales.*

4) Según la anchura de la calle

La anchura de la calle (si bien guarda una indudable relación con su capacidad de tráfico e indirectamente con su importancia) no es, aisladamente considerada, un criterio excluyente de clasificación del viario.

No obstante, suele emplearse en algunos casos como criterio reduccionista para ciertos fines, basándose fundamentalmente en el objetivo de su medición. Según este criterio, puede hablarse de:

1. *Calles estrechas, de anchura igual o inferior a 6-8 m.*
2. *Calles medias, entre 6-8 y 15-20 m.*
3. *Calles anchas, superiores a 20 m.*

5) Según el paisaje urbano en que se inserta la calle

Según el tejido urbano en que se ubican (y por lo tanto según su paisaje) las calles pueden agruparse de forma muy variada:

- a) ***Calles en núcleos históricos:*** calles en general estrechas, de trazado irregular y con un entorno arquitectónico y urbano de gran valor histórico ambiental.
- b) ***Calles en núcleos tradicionales:*** de análogas características morfológicas, pero situadas en pequeños pueblos rurales o en núcleos urbanos periféricos.
- c) ***Calles del ensanche decimonónico:*** correspondientes a las extensiones urbanas del siglo pasado y de principio del actual; su concepción contempla habitualmente ya ciertas necesidades del tráfico rodado: ortogonalidad, anchuras medias, segregación, etc.
- d) ***Calles de los ensanches modernos o barrios de ciudades nuevos:*** también considera necesidades del transporte pero, en general, en el marco de paisajes urbanos de edificación abierta o unifamiliar extensa.
- e) ***Otros tipos:*** vías parque, rondas o vías periféricas, paseos marítimos, bulevares, paseos fluviales, etc.

2.1.4. La calzada

La calzada es el espacio de la sección transversal de la calle en el que tiene lugar la circulación de los vehículos.

2.1.5. Composición de la calzada: los carriles

La calzada suele estar dividida en carriles, bandas continuas de circulación de un vehículo individual definidas por señalización horizontal. El movimiento más denso de los vehículos en vías urbanas tiende a producir la ocupación más íntegra de la calzada por éstos que en las vías interurbanas, sirviendo la subdivisión en carriles como pauta de los movimientos, no siempre respetada. Por ello, la división de la

calzada en carriles pierde algo de importancia frente al valor de la anchura neta de la superficie de circulación.

2.1.6. Dimensionamiento de los carriles

De ello se deduce la conveniencia de realizar un dimensionamiento estricto, tanto de los carriles como del conjunto de la calzada. No solamente hay que evitar los anchos insuficientes sino también los excesivos que pueden inducir movimientos y ocupaciones indeseadas del espacio sobrante. La dimensión recomendable para cada carril depende fundamentalmente de los siguientes factores:

- Tipo de tráfico dominante en el mismo.
- Su intensidad.
- Su situación en la calzada (derecha, central, etc.).
- El rango jerárquico de la calle.

En la siguiente tabla se indican las dimensiones más usuales de carriles correspondientes a las vías urbanas:

Tabla N° 4
Dimensiones recomendadas de cada carril

Tipo de vía y situación	Dimensión de cada carril
Autopista y autovías urbanas	3.50 m Máximo: 3.60 m
Carriles de vehículos lentos	3.00 a 3.50 m
Principales avenidas y vías colectoras	Óptimo: 3.50 m Mínimo para vías de tráfico poco intenso: 3.00 m
Viario industrial (con alto porcentaje de vehículos pesados)	Óptimo: 3.50 a 3.75 m
Red local	Dimensiones muy estrictas: 3.25 a 3.00 m Excepcionalmente: 2.50 a 2.75 m
Carril derecho de grandes vías	3.50 a 3.75 m (vehículos lentos, ciclistas....)
Carril-bus	3.30 m (mínimo: 3.00 m)
Carriles de servicios de aparcamientos	Según su disposición

Fuente: Felipe Manchón, Juan Santamera "Recomendaciones para el Proyecto y Diseño del Viario Urbano"

2.1.7. Sobreanchos de carriles

La trayectoria de los vehículos obliga a disponer en las vías de orden superior (avenidas) un sobreancho de los carriles en las curvas.

En vías urbanas, pueden adoptarse los sobreanchos citados en la siguiente tabla:

Tabla N° 5

Dimensiones de sobreanchos

Radio de la curva	Sobreancho de cada carril
$R < 50$ m	0.75 m
$50 < R < 100$ m	0.60 m
$100 < R < 150$ m	0.25 m
$R > 150$ m	0

Fuente: Felipe Manchón, Juan Santamera "Recomendaciones para el Proyecto y Diseño del Viario Urbano"

2.1.8. El trazado de las calzadas

2.1.8.1. Factores diferenciadores del trazado en viario urbano

Los parámetros de diseño del trazado urbano son mucho menos rígidos y restrictivos que en el viario interurbano:

- Por las propias condiciones diferenciales de la circulación urbana (menor velocidad, mayor número de paradas, servidumbres de aparcamiento, incidencia de intersecciones, transporte público, circulación peatonal, etc.)
- Por condicionamientos urbanísticos (tramas urbanas preexistentes, edificaciones a las que hay que dar servicio, diferentes criterios paisajísticos y de percepción del medio urbano, etc.)

2.1.9. La mediana y reserva central

La mediana es la banda longitudinal de separación entre las calzadas de ciertas calles de anchura importante.

Las medianas transitables vienen a ser los paseos centrales de bulevares, lo que analizaremos a continuación serán las medianas no transitables.

2.1.10. Arcenes

Los arcenes son bandas longitudinales adyacentes a la calzada, dispuesta para posibilitar paradas eventuales, usos de servicio, seguridad de tráfico, circulación de emergencia, reserva para futuras ampliaciones, etc.

Los arcenes en vías urbanas

Suele limitarse su inclusión en autovías, vías periurbanas y aquellas otras en las que, excepcionalmente, no se dispongan aceras o bandas de aparcamiento.

Dimensiones de arcenes

Se consideran los valores de arcenes citados en la siguiente tabla:

Tabla N° 6

Valores de arcenes

Anchura de arcén	Funcionalidad
0.50 m	Mínimo en vías poco concurridas.
1 – 2 m	Recomendable.
2.50 m en arcén derecho 1.00 m en arcén izquierdo	Vías con grandes intensidades y calzadas separadas.

Fuente: Felipe Manchón, Juan Santamera "Recomendaciones para el Proyecto y Diseño del Viario Urbano"

2.2. PENDIENTE, TRAZADO EN ALZADO

2.2.1. Criterios de elección de pendientes

En la elección de las pendientes de las calles deben tenerse en cuenta al menos los siguientes criterios:

- Criterios funcionales (movilidad de los vehículos).
- Criterios urbanísticos (portales existentes, servidumbres, etc.)
- Criterios paisajísticos.
- Criterios económicos (movimiento de tierras, etc.)

2.2.2. Pendientes máximas recomendadas

Según el tipo de vía, las pendientes máximas se indican en la siguiente tabla:

Tabla N° 7

Pendientes máximas

Tipo de vía	Pendientes máximas y condiciones
Autovías y autopistas	<ul style="list-style-type: none"> • Máxima recomendable: 4%. • En terrenos accidentados: 5% (corta longitud, 6%).
Principales avenidas	<ul style="list-style-type: none"> • Mayor flexibilidad. • En casos excepcionales y tramos cortos, hasta el 7%. • Recomendable: 4%.
Otras colectoras urbanas	<ul style="list-style-type: none"> • Recomendable: 4%. • Admisible: hasta el 6-7%. • Excepcionalmente: 10%, en distancias cortas.
Vías locales	<ul style="list-style-type: none"> • Análogas a las anteriores. • Excesivos movimientos de tierra pueden justificar valores mayores.
Vías industriales	<ul style="list-style-type: none"> • Tender a los valores mínimos indicados anteriormente.
Pasos elevados e inferiores	<ul style="list-style-type: none"> • Recomendable: 4-5%. • Máximo: 7%. • Valor límite obligado: 10%.
Intersecciones	<ul style="list-style-type: none"> • Recomendable: 3%. • Con buena visibilidad, excepcionalmente un 6%.

Fuente: Felipe Manchón, Juan Santamera "Recomendaciones para el Proyecto y Diseño del Viario Urbano"

2.2.3. Pendientes mínimas de drenaje

Se tratará en cualquier tipo de vía de no bajar de una pendiente longitudinal en tramos largos de 0.8 a 1%, con objeto de facilitar el drenaje de los valles del viario. Estos planos relativamente horizontales serán lo más cortos posibles. La pendiente transversal mínima (bombeo, etc.) será del 1%.

2.2.4. Curvas de transición vertical

En los cambios de pendiente es necesario introducir curvas de transición vertical (en general parábolas) por exigencias de visibilidad, confort y estética.

También en este caso los condicionantes del trazado urbano son menos estrictos que los análogos interurbanos, pudiendo incluso reducirse el acuerdo a una curva de pocos metros entre dos alineaciones preexistentes.

2.2.5. Parámetros de diseño de acuerdos verticales

Son los siguientes:

- Aceleración vertical no superior a 0.5 m/s^2 .
- Por condicionamientos estéticos: Longitud de acuerdo (L) no menor de $K \cdot V$, siendo $K = 0.6$ a 1 y $V =$ Velocidad de diseño (Km/h).

2.2.6. Longitudes de los acuerdos verticales

Tabla N° 8

Longitudes de acuerdos verticales

Velocidad de diseño (Km/h)	60	50	40	30
Acuerdo convexo (cima) K_v	1400	750	300	150
Acuerdo cóncavo (columpio) K_v	1000	600	200	100
Longitud mínima del acuerdo L (m)	60 35	50 30	40 25	30 20

Fuente: Felipe Manchón, Juan Santamera "Recomendaciones para el Proyecto y Diseño del Viario Urbano"

$$L = K_v * \phi$$

Siendo:

$K_v =$ Parámetro del cuadro anterior.

$\phi =$ Diferencias algebraicas, en tanto por uno, entre las pendientes de las rasantes entrante y saliente.

2.3. TIPOS DE SECCIONES DE CALZADA URBANA

2.3.1. Dimensionamiento de las calzadas

El tráfico y el dimensionamiento de la calzada

Para el dimensionamiento de las calzadas pueden ser necesarios, en ciertos casos, estudios específicos de tráfico.

Los factores principales de dicho tráfico que influyen en el dimensionamiento son los siguientes:

- Intensidad del tráfico.
- Longitud de los viajes (viajes de largo y corto recorrido).
- Proporción de vehículos pesados.
- Factores de punta (mañana y tarde).
- Factor de direccionalidad (en caso de disponer carriles reversibles).

La capacidad del viario urbano

En vías urbanas la capacidad viene frecuentemente condicionada más por las intersecciones y enlaces que por la sección normal de calzada. Por lo tanto, es necesario equilibrar el tratamiento de ambos para evitar sobredimensionamientos ineficaces.

Tipos de cálculos de la capacidad

Se distinguen a continuación los siguientes tipos de cálculo, según su mayor o menor precisión:

a) Cálculo simplificado de la capacidad

Una fórmula simplificada para el cálculo de la capacidad según la anchura neta de la calzada puede ser la siguiente:

$$C = K * A * V$$

Donde:

C = Capacidad (veh/hora)

A = Anchura neta de la calzada (m)

K = 450 a 580 (valores más altos en vías estrechas y densas)

$V = \% \text{ de fase verde en las intersecciones.}$

b) Capacidad de los distintos tipos de calzadas

Para un dimensionamiento algo más preciso, pueden considerarse los valores del cuadro:

Tabla N° 9
Capacidad de las calzadas

Capacidad de proyecto de vías urbanas con doble sentido de circulación											
Tipo de vía	Anchura neta de calzada										
	2 carriles			3 carriles		4 carriles			6 carriles		
	6.00	7.00	7.50	9.00	10.00	12.00	13.50	15.00	18.00	20.00	22.00
	Capacidad de proyecto (vehículos ligeros por hora en dos sentidos)					Capacidad de proyecto (vehículos ligeros por hora en un sentido)					
Autovía								3000		4500	
Red secundaria	1200	1350	1500	2000	2200	2000	2200	2400	3000	3300	3600
Colectora-distribuidora local y calles céntricas	500	600	750	900	1100	800	900	1000	1300	1500	1600
	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a
	800	1000	1200	1600	1800	1200	1350	1500	2100	2300	2600
Capacidad de proyecto de vías urbanas con sentido único de circulación											
Tipo de vía	Anchura neta de calzada										
	6.00	7.00	7.50	9.00	10.00	11.00	12.00	13.50	15.00		
	Capacidad de proyecto (vehículos ligeros por hora)										
Autovía			3000			4500				6000	
Red secundaria	2200	2200	2400	3000	3300	3600	4000	4400	4800		
Colectora-distribuidora local y calles céntricas	800	950	1100	1650	1900	2150	2500	2800	3200		
	a	a	a	a	a	a	a	a	a		
	1300	1450	1600	2150	2400	2650	3000	3350	3700		

Fuente: Felipe Manchón, Juan Santamera "Recomendaciones para el Proyecto y Diseño del Viario Urbano"

2.3.2. Ejemplos de calzadas según tipos de calles

En los puntos siguientes se incluyen algunas secciones completas de calzadas según los diferentes tipos de calles.

a) Avenidas

Tabla N° 10

Ancho de las avenidas

Tipo de sección	N° de carriles	Mediana	Anchura total (entre paréntesis valores mínimos)
1) Sección mínima con calzada única	2 por sentido	No	14 m (12 m)
2) Sección estricta con calzadas separadas	2 por sentido	4 m (1 m)	17 m (13 m)
3) Sección amplia con calzadas separadas	3 por sentido	4 m	25 m (22 m)
4) Calzada central y vías de servicio	6 en calzada central, 2 en cada vía lateral	2 paseos intermedios de 9 m (4 m)	52 m (38 m)

Fuente: Felipe Manchón, Juan Santamera "Recomendaciones para el Proyecto y Diseño del Viario Urbano"

b) Otras vías colectoras

Tabla N° 11

Ancho de otras vías colectoras

Tipo de sección	N° de carriles	Mediana	Anchura total (entre paréntesis valores mínimos)
1) Sección estricta	1 por sentido	No	7 m (6 m)
2) Sección amplia con calle única	2 por sentido	No	13 m (12 m)
3) Sección amplia con calzadas separadas	2 por sentido	4 m (1 m)	17 m (13 m)
4) Colectora de sentido único	2 a 4 carriles	No	7 a 14 m (6 a 12 m)

Fuente: Felipe Manchón, Juan Santamera "Recomendaciones para el Proyecto y Diseño del Viario Urbano"

c) Viario industrial

Tabla N° 12

Ancho de viario industrial

Tipo de sección	N° de carriles	Mediana	Anchura total (entre paréntesis valores mínimos)
1) Sección estricta	1 por sentido	No	7.50 m (7 m)
2) Calle de gran intensidad	2 por sentido	4 m (1 m)	19 m (15 m)
3) Calle local industrial de único sentido de circulación	1 carril	No	4 m (3.50 m)

Fuente: Felipe Manchón, Juan Santamera "Recomendaciones para el Proyecto y Diseño del Viario Urbano"

d) Calles locales

Tabla N° 13

Ancho de calles locales

Tipo de sección	N° de carriles	Mediana	Anchura total (entre paréntesis valores mínimos)
1) Calle de sentido único	1 carril	No	3.20 m (3 m)
2) Calle de doble sentido de circulación	1 por sentido	No	6 m (5.50 m)

Fuente: Felipe Manchón, Juan Santamera "Recomendaciones para el Proyecto y Diseño del Viario Urbano"

e) Calle de coexistencia de tráfico

Tabla N° 14

Ancho de calle de coexistencia de tráfico

Tipo de sección	N° de carriles	Mediana	Anchura total (entre paréntesis valores mínimos)
1) Calle de sentido único	1 único carril (banda de circulación)	No	3 m (2.50 m)

Fuente: Felipe Manchón, Juan Santamera "Recomendaciones para el Proyecto y Diseño del Viario Urbano"

2.3.3. Calzadas estrechas de doble circulación

Frecuentemente se diseñan pasos estrechos de vías locales que admiten doble sentido de circulación. La anchura de la calzada viene determinada por la posibilidad del cruce de vehículos, aún a velocidad muy moderada.

Las anchuras de las calzadas estrechas se muestran en la siguiente tabla:

Tabla N° 15

Anchura estrecha de doble circulación

Anchura	Posibilidad de cruce
5.50 m	1) Dos vehículos cualesquiera.
4.80 m	2) Dos turismos o un turismo y un camión.
4.50 m	3) Dos turismos o camión y motocicleta.
3.00 m	4) Turismo y motocicleta.

Fuente: Felipe Manchón, Juan Santamera "Recomendaciones para el Proyecto y Diseño del Viario Urbano"

2.3.4. Recomendaciones para el diseño del espacio de la calzada

- Los parámetros de diseño del vehículo motorizado son, en el viario urbano, mucho menos rígidos y restrictivos que en el viario en campo abierto, debido a condicionantes urbanísticos y a las propias condiciones diferenciales de la circulación urbana.
- Evitar cimas y columpios demasiado cortos, y no incluir pequeños cambios de rasante, de manera que permitan un trazado vertical continuo.
- No diseñar curvas horizontales tras cambios de rasante pronunciados en cima.
- Armonizar y articular las fases de las curvas horizontales mediante curvas circulares y los acuerdos verticales mediante parábolas de transición. Los cambios de alineaciones rectas horizontales se resolverán mediante "puntos singulares", tales como plazas y glorietas. Si ello no fuera posible, se utilizarán curvas circulares.

- Es aconsejable concebir el trazado de la calle como una “unidad”, graduando ritmos y secuencias, pero sin abusar de los cambios de sección transversal ni de las sorpresas en el trazado.
- Realizar un dimensionamiento estricto, tanto de los carriles como del conjunto de la calzada, evitando los anchos insuficientes y excesivos que pueden inducir movimientos indeseados.
- Las soluciones de mediana o separador deben prescribirse en la práctica totalidad de las vías locales y colectoras de tráfico moderado, tomándose medidas para evitar el aparcamiento incontrolado en las mismas.
- En zonas urbanas, las medianas se realizarán con una pavimentación o ajardinamiento agradables, sin que impida una correcta visibilidad en las intersecciones. En vías de tráfico intenso, debe dificultarse el cruce incontrolado de peatones mediante barreras camufladas en la vegetación.

2.4. RELACIÓN DEL TRAZO URBANO CON EL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL

Las calles tienen como función principal permitir el tráfico de vehículos y peatones y a la vez sirven como medios que permiten el drenaje de las áreas urbanas.

Para poder aprovechar un sistema de drenaje urbano es necesario establecer la clase de uso y el tipo de construcción de las calles, debido a que los criterios del proyecto para la recolección y conducción de las aguas de lluvia, están basados en condiciones predeterminadas de interferencia con el tráfico de manera que se pueda proporcionar beneficios al tráfico y protección contra el deterioro del pavimento, lo que permite menores costos de mantenimiento de las calles.

Por esto se realiza una clasificación de las calles que está basada en volúmenes de tráfico, usos de estacionamiento, tonelajes, características del proyecto y construcción; además de las relaciones con calles transversales.

- *Calles secundarias*

Este tipo de vías está destinado al tráfico local de un área. Se caracterizan por existir dos fajas de circulación y estacionamiento permitido a lo largo de una acera.

El control de tráfico es realizado solo mediante el uso de señalización horizontal y vertical.

- ***Calles principales***

La calle principal tiene como función coleccionar y distribuir el tráfico de las vías de mayor movimiento para las vías secundarias.

Este tipo de calles puede tener de dos a cuatro fajas de tránsito y tener o no estacionamiento permitido junto a una acera. El tránsito de las calles principales tiene preferencia sobre las calles secundarias.

- ***Avenidas***

Las avenidas son vías que deben permitir un tránsito rápido y relativamente libre, a través de una ciudad.

Pueden tener de cuatro a seis fajas y el estacionamiento junto a la acera; no es permitido en general.

Las avenidas presentan con frecuencia una faja de separación de dos sentidos de tránsito y señales en los cruzamientos. El tránsito de las avenidas tiene preferencia sobre las vías secundarias.

- ***Vías expresas***

Este tipo de vías deben permitir el tráfico rápido y libre a través o entorno a una ciudad.

Puede ser hasta de ocho fajas de tránsito y estacionamiento no es permitido. El acceso a la vía expresa es parcial o totalmente controlado.

2.4.1. Interferencia entre el drenaje y el tráfico de las calles

Las interferencias al tráfico pueden ocurrir cuando existe agua en las calles, como resultado de los siguientes casos:

- Esguerrimiento superficial, transversal al pavimento y en dirección a las cunetas, que ocurre durante la lluvia e incide directamente en el pavimento.
- Esguerrimiento longitudinal y adyacente al cordón, por la cuneta, pudiendo invadir una parte de la pista.
- Charcos o depósitos de agua en las depresiones.
- Esguerrimiento transversal a la pista, proveniente de fuentes externas, distintas del agua de lluvia, directamente sobre el pavimento.
- Salpicaduras de agua sobre los peatones.

a) Interferencia por esguerrimiento transversal al pavimento

Con la caída de lluvia sobre el pavimento se origina el esguerrimiento superficial que se inicia transversalmente a la pista hasta llegar a las cunetas, las mismas que funcionan como canales.

Debido al esguerrimiento superficial, las interferencias al tráfico, son de dos tipos: deslizamiento y salpicadura de agua.

El deslizamiento e produce cuando se forma una película de agua entre los neumáticos del vehículo y el pavimento. Esto generalmente ocurre a velocidades elevadas y puede evitarse con la ejecución de un pavimento superficial rugoso.

Las salpicaduras de agua resultan de una profundidad excesiva del esguerrimiento superficial; causado por el tirante de agua que recorre una distancia larga, o escurre a una velocidad muy baja antes de alcanzar la cuneta. Aumentando la pendiente transversal se logra disminuir el tirante de agua y el tiempo necesario para que la misma alcance la cuneta. A la vez dicha

pendiente debe mantenerse dentro de límites aceptables para permitir la apertura de las puertas de los vehículos cuando estén estacionados a los cordones.

b) *Interferencia debida al escurrimiento en la cuneta*

Las cunetas transportan el agua que circula en la calle debido al agua de lluvia que cae sobre el pavimento y terrenos adyacentes, hasta alcanzar los sumideros o puntos de captación.

A medida que aumenta el caudal, se incrementa el ancho de distribución de agua sobre el pavimento, llegando progresivamente a las fajas de tránsito.

Si los vehículos están estacionados adyacentes a los cordones, el ancho de agua tiene poca influencia en el tránsito por la vía, hasta que dicho ancho excede el ancho del vehículo en algunas decenas de centímetros. En cambio, en aquellas vías donde no está permitido el estacionamiento; un ancho de distribución de agua excesivo afecta significativamente el tráfico ya que los vehículos tienden a moverse a fajas adyacentes originándose así riesgos de accidentes.

De acuerdo a la clasificación de calles se considera el grado de interferencia con el tráfico. Por ejemplo calles secundarias tienen un menor grado que una calle principal ya que puede ser inundada con poco efecto sobre el movimiento de los vehículos que circulan por estas vías.

c) *Interferencia debida a la acumulación de aguas*

La acumulación de aguas en la superficie de las calles por cambios de pendiente o cambios de inclinación de la cresta en calles que se cruzan, puede reducir de manera importante la capacidad de tráfico de la misma.

Dichas acumulaciones de agua pueden permanecer por periodos largos y según su localización los vehículos pueden transitar a velocidades altas aumentando los riesgos de accidentes e interrupción del tráfico.

d) Interferencia debida al escurrimiento en faja de tránsito

Una concentración de escurrimiento superficial en el sentido transversal produce serias restricciones al tráfico vehicular. Dicha concentración puede ser causada por cruzamiento inadecuado en badenes, super elevación en una curva o simplemente por un proyecto inadecuado de calles.

e) Efecto sobre los peatones

En aquellas zonas donde existe un tráfico intenso de peatones, las salpicaduras de agua producida por los vehículos, el hecho de que los peatones tengan que cruzar tirantes y charcos de agua es un problema. Considerando que durante la duración de la lluvia el tránsito de peatones es reducido, las incomodidades para los mismos se producen cuando una vez concluida la lluvia permanece agua acumulada en las vías.

CAPITULO III

LA HIDROLOGÍA EN EL DRENAJE URBANO

3.1. PRECIPITACIÓN

3.1.1. Definición

Precipitación se define como la caída de agua sobre la superficie terrestre; ya sea en forma líquida (lluvia, llovizna) o en forma sólida (granizo, nieve), la cual se origina en las nubes. La humedad siempre está presente en la atmósfera aún en los días sin nubes. Para que ocurra la precipitación, se requiere algún mecanismo que enfríe el aire lo suficiente para que llegue de esta manera a, o cerca del punto de saturación.

3.1.2. Formación de las precipitaciones

La formación de precipitación requiere la elevación de una masa de agua en la atmósfera de manera que se enfríe y parte de su humedad se condense, es decir, es necesario que el vapor de agua de la atmósfera se enfríe y condense de manera tal que forme gotitas que se agrupan en forma de las nubes, un mayor enfriamiento produce la unión de estas gotitas para formar las gotas de agua.

En forma general puede decirse que las nubes están formadas por pequeñísimas gotas de agua con diámetros que oscilan entre 0,01mm y 0,03mm, estando separadas unas de otras alrededor de 1mm. Como las gotas de lluvia son notablemente más grandes que las partículas que forman las nubes (su diámetro medio está comprendido entre 0,5mm y 2mm), para que se produzca una precipitación es necesario que el volumen de cada una de ellas aumente de 100.000 a 1.000.000 de veces a fin de que su peso llegue a ser superior al empuje al cual están sometidas a causa de las corrientes de aire turbulentas y a veces ascendentes que la rodean.

Dos fenómenos pueden hacer posible este proceso:

- Numerosas partículas pequeñas se aglomeran entre sí, para formar progresivamente las gotas de lluvia, por un proceso denominado coalescencia.

- Diversas partículas se agrandan por condensación sobre su superficie, del vapor de agua procedente del aire circundante o de gotas vecinas en proceso de condensación.

3.1.3. Mantenimiento de las precipitaciones

Las precipitaciones originadas en las nubes no siempre llegan al suelo (a veces son evaporadas totalmente al atravesar capas de aire caliente subyacentes), ni pueden justificar la abundancia de lluvias de larga duración.

En efecto, una nube llega a tener como máximo de 2 a 3 gramos de agua líquida o sólida por metro cúbico (generalmente de 0,5 a 1,0 g/m³), y por lo tanto la condensación completa de una masa de nubes de 4.000 metros de espesor, valor raramente alcanzado, llegaría a 12.000 g/m², que corresponde a una precipitación de 12 mm. Es evidente por lo tanto que en el transcurso de largos aguaceros las nubes reciben un aporte constante de vapor de agua atmosférico arrastrado por corrientes ascendentes, el cual al enfriarse se condensa recomponiendo las nubes.

3.1.4. Velocidad de caída y granulometría de las gotas de lluvia

En la tabla siguiente se muestra valores de velocidad extrema de caída, en aire en calma, de lluvia, nieve y granizo, obtenidas por los investigadores Law, Schaeffer y Humphrey respectivamente:

Tabla N° 16

Velocidad extrema de caída de precipitaciones

Lluvia		Nieve		Granizo	
Diámetro Gotas (mm)	Velocidad de Caída (m/s)	Tipo	Velocidad de Caída (m/s)	Diámetro Gotas (mm)	Velocidad de Caída (m/s)
1,0	4,4	Cristales en estrella	0,41	10	12
2,0	5,9				
3,0	7,0				
4,0	7,7	Placas hexagonales	0,55	20	16
5,0	7,9	Cristales en estrella aglomerados	1,00	76	52
5,5 (1)	8,0				

*las gotas de diámetro superior son deformadas y fraccionadas en gotas más chicas.

Fuente: Guillermo Cornero "Proyecto, Construcción y Conservación de Alcantarillas"

De acuerdo a las características de su estructura las precipitaciones pueden clasificarse de acuerdo a lo indicado en la siguiente tabla:

Tabla N° 17

Clasificación de las precipitaciones

Tipo de precipitación	Intensidad (mm/h)	Diámetro medio de las gotas (mm)	Velocidad media de caída (m/s)
Llovizna	0,25	0,2	---
Lluvia Ligera	1 a 5	0,5	2,0
Lluvia Fuerte	15 a 20	1,5	5,5
Tempestad	100	3,0	7,0

*las gotas de diámetro superior son deformadas y fraccionadas en gotas más chicas.

Fuente: Guillermo Cornero "Proyecto, Construcción y Conservación de Alcantarillas"

3.1.5. Tipos de precipitaciones

En relación a los fenómenos meteorológicos que las originan, las precipitaciones se pueden clasificar en tres tipos:

3.1.5.1. Precipitaciones por convección

Están causadas por elevación natural de las capas de aire cálido, rodeadas de aire más frío. La diferencia de temperatura puede provenir del desigual calentamiento de las capas superficiales o enfriamiento de las capas superiores.

En el curso de su ascenso, dichas capas de aire se enfrían hasta alcanzar su tensión de saturación, formándose nubes. Si la ascensión continúa pueden alcanzar zonas con temperatura suficientemente baja o un grado de turbulencia tal que origine la lluvia.

Estas precipitaciones ocurren en tiempo cálido, pueden estar acompañadas de relámpagos, truenos y vientos locales, y son de carácter regional, violentas y de corta duración.

3.1.5.2. Precipitaciones orográficas

Cuando los vientos cargados de humedad encuentran una barrera montañosa, las masas de aire húmedo son obligadas a elevarse, produciéndose un enfriamiento de las mismas que puede provocar la formación de nubes y originar precipitaciones.

Estas precipitaciones, denominadas orográficas, se presentan bajo forma de lluvia o nieve, son muy irregulares en importancia y localización, y dependen de las grandes perturbaciones ciclónicas.

3.1.5.3. Precipitaciones ciclónicas o de frentes

Son generadas por la brusca elevación del aire cálido y húmedo convergente en un área de baja presión o ciclónica. Resulta de ello un enfriamiento con la consiguiente condensación, que pueden ser causa suficiente para provocar precipitaciones.

Una fuerte circulación ciclónica produce generalmente precipitaciones importantes y prolongadas.

Comúnmente las precipitaciones reales resultan de una combinación de los tres tipos descritos; así, una perturbación ciclónica será, a menudo, origen de las precipitaciones orográficas o acentuará y prolongará las lluvias de convección.

3.2. CICLO DE ESCORRENTÍA

3.2.1. Definición

Ciclo de escorrentía es el término que describe la parte del ciclo hidrológico comprendida entre la precipitación que cae sobre una determinada área y la descarga subsiguiente de esa agua mediante cauces o a través de la evapotranspiración.

3.2.2. Tipos de escurrimiento

El caudal de derrame de una cuenca se genera por el escurrimiento de las aguas de una precipitación, el escurrimiento se presenta de las siguientes formas: escurrimiento superficial, escurrimiento sub superficial y escurrimiento subterráneo.

3.2.2.1. Esguerrimiento superficial

Es el caudal que llega esguerriendo por gravedad sobre la superficie del suelo y los cauces de agua. En un comienzo, y hasta que la intensidad de la precipitación no sobrepase la capacidad de infiltración y las retenciones producidas por el almacenaje superficial y la interceptación, no se produce el esguerrimiento. Al exceder la intensidad de la lluvia dichas tasas de retención, se forma una delgada película de agua sobre la superficie del suelo que esguerra por gravedad, en un movimiento retardado en mayor o menor grado por las irregularidades del suelo y la cobertura vegetal, hacia los cauces naturales que integran la cuenca en estudio.

La importancia de este componente del esguerrimiento sobre el total del caudal de derrame depende de la naturaleza de la cuenca, de su estado de humedad inicial, y de las características de la precipitación.

El esguerrimiento superficial es el principal aporte en la formación de los caudales de derrame.

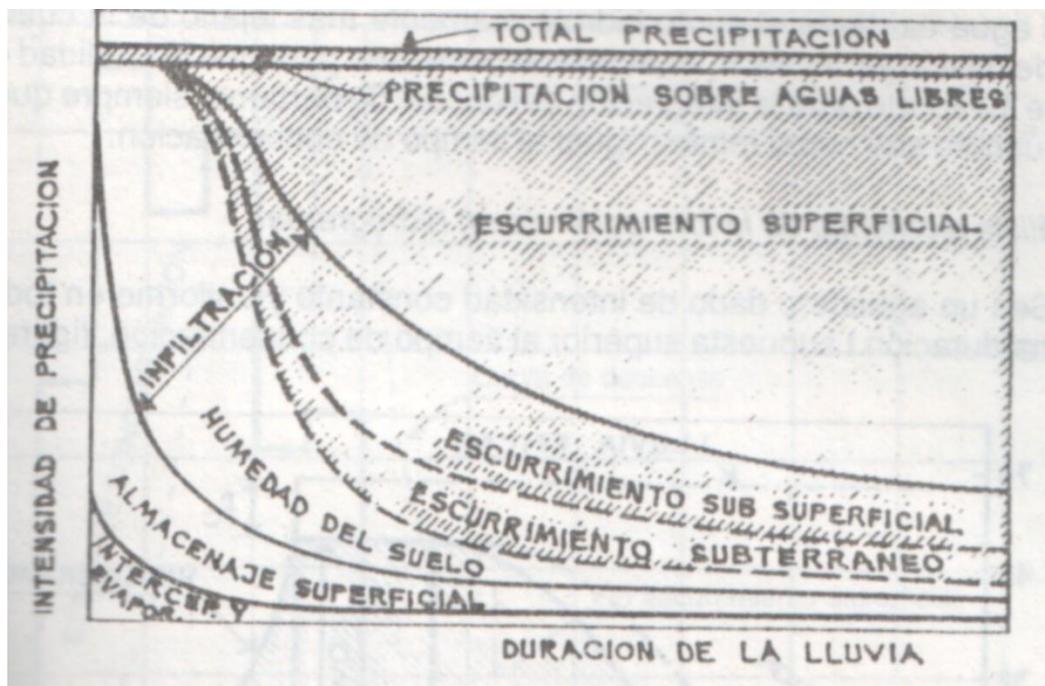


Figura N° 3 Esquema de distribución de una lluvia de intensidad constante

3.2.2.2. Escurrimiento sub superficial

Este tipo corresponde al escurrimiento de la parte de las precipitaciones infiltradas, que fluye primero casi horizontalmente sobre las capas superiores del terreno para reaparecer luego sobre la superficie del suelo en una cota inferior a la de su punto de infiltración.

El aporte de esta componente al caudal total de derrame depende esencialmente de la estructura del suelo. La presencia de un estrato relativamente impermeable a poca distancia de la superficie favorece este tipo de escurrimiento en detrimento de la alimentación de capas profundas.

3.2.2.3. Escurrimiento subterráneo

Cuando la humedad del suelo en la zona de aeración permite la percolación profunda del agua, ésta alcanza la napa freática u otras capas más hondas.

Salvo en ciertas zonas montañosas, la duración del recorrido del escurrimiento subterráneo es notablemente más largo que la de las otras componentes del escurrimiento en razón de la baja velocidad de filtración de los suelos, y por lo tanto, la contribución de las aguas subterráneas a los caudales máximos de descarga tiene escasa significación, suministrando en cambio la casi totalidad de los caudales durante el intervalo de tiempo que transcurre entre dos lluvias.

3.2.2.4. Precipitaciones que caen sobre superficies de aguas libres

Esta componente aporta su total contribución al caudal de derrame desde el comienzo de la precipitación. Salvo casos especiales (evaluación de caudales de grandes embalses) su importancia es pequeña, y se la considera integrada como parte del escurrimiento superficial.

3.3. INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN

Se define como *intensidad de lluvia o precipitación* a la mayor o menor cantidad de agua que cae en periodo de tiempo determinado.

La intensidad de lluvia se expresa como lámina de agua o altura de agua por lo tanto se mide en milímetros, centímetros o pulgadas por hora.

La intensidad es un parámetro muy variable, la cual puede variar durante el mismo periodo de tormenta.

La tormenta es el conjunto de lluvias que obedecen a una misma perturbación meteorológica y de características bien definidas. La duración de una tormenta puede variar desde unos minutos hasta varias horas, y algunas veces puede durar días. Una tormenta puede abarcar desde una pequeña región hasta una gran extensión de terreno.

- La intensidad de una precipitación pluvial es tanto mayor cuanto más corta sea su duración.
- Precipitaciones de elevada intensidad se dan en superficies pequeñas.
- Precipitaciones de baja intensidad se dan en grandes superficies.
- La intensidad de una precipitación está en función directa con su tiempo de recurrencia.

3.3.1. Método para la determinación de la intensidad de precipitación

Para el cálculo de las precipitaciones máximas, el método que se utilizará en este estudio es el método de la Ley de Gumbel modificada, teniendo el registro de datos de lluvias máximas anuales de estaciones pluviométricas.

$$Hd_T = Ed *(1 + Kd \text{ Log } T) \quad (3.1)$$

Donde:

Hd_T = Altura de lluvia máxima diaria (mm) para un determinado periodo de retorno.

Ed = Moda ponderada.

Kd = Característica ponderada.

T = Periodo de retorno (años)

Para lluvias máximas dadas en un tiempo mayor a 2 horas y menor a 24 horas.

$$Ht_T = Ed * (t / \alpha)^\beta * (1 + Kd \text{Log } T) \quad (3.2)$$

Donde:

Ht_T = Altura de lluvia máxima horaria (mm) para un determinado tiempo de duración y periodo de retorno.

Ed = Moda ponderada.

Kd = Característica ponderada.

T = Periodo de retorno (años)

β = Constante para la ciudad de Tarija = 0,2.

α = Equivalente de lluvia que depende de la magnitud de la cuenca:

$$\text{Área de la cuenca} \geq 20 \text{ Km}^2 \quad \alpha = 12$$

$$\text{Área de la cuenca} < 20 \text{ Km}^2 \quad \alpha = 2$$

t = Tiempo de duración de la lluvia (horas) (mayor o igual a 2 horas y menor a 24 horas).

Para lluvias menores a 2 horas se obtendrán mediante la gráfica en papel logarítmico de Altura de lluvia (mm) Vs. Tiempo de duración (horas).

$$Ed = \bar{X} - 0.45Sd \quad (3.3)$$

Donde:

Ed = Moda.

\bar{X} = Media de los datos de la estación pluviométrica.

Sd = Desviación estándar.

$$Kd = \frac{Sd}{0,557 Ed} \quad (3.4)$$

Donde:

K_d = Característica.

E_d = Moda.

S_d = Desviación estándar.

3.4. TIEMPO DE DURACIÓN DE LLUVIAS

Es el tiempo transcurrido entre el comienzo y el fin de una tormenta, este parámetro se mide en minutos o en horas.

Periodo de duración: Es un periodo de tiempo transcurrido, pero que se encuentra dentro del tiempo de duración de la lluvia y se escogen periodos de duración tipos, así por ejemplo 10 minutos, 30 minutos, 60 minutos, 120 minutos, 240 minutos.

Este periodo de duración de lluvias se lo utiliza para calcular intensidades máximas, con las cuales se forma las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia.

Frecuencia: Es la probabilidad de que una lluvia con determinada intensidad se presente, como término medio, una vez por cada determinado tiempo o periodo de retorno.

Tiempo de concentración: Es el tiempo que tarda en llegar una gota que cae desde el punto más lejano de una cuenca, hasta el punto de desembocadura, este parámetro depende de las condiciones climatológicas de la cuenca, pero principalmente depende de las características de la cuenca como ser: pendiente, topografía, vegetación, etc.

3.5. RELACIÓN INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA

Las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF) son curvas que resultan de unir los puntos representativos de la intensidad en intervalos de diferente duración y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o periodo de retorno.

Junto con la definición de las curvas, surgen otros elementos a considerar, como son la intensidad de precipitación, la frecuencia o la probabilidad de excedencia de un determinado evento. Por ello, es de suma importancia tener claro el concepto de cada una de estas variables, de modo de tener una visión más clara de las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia.

En este sentido, se debe destacar que la intensidad se define como la tasa temporal de precipitación, o sea, la profundidad por unidad de tiempo (mm/hr) y ésta se expresa como:

$$I = \frac{P}{Td} \quad (3.5)$$

Donde:

P = Profundidad de lluvia en mm.

Td = Tiempo de duración en hr.

Las determinaciones de intensidades de lluvia se deben calcular a partir de los registros proporcionados por los pluviógrafos.

Las relaciones intensidad – duración – frecuencia o periodo de retorno son representadas también mediante ecuaciones deducidas en función a los datos existentes para determinados lugares, ciudades, etc.

3.6. RELACIÓN PRECIPITACIÓN – ESCORRENTÍA

El agua de un río, en general, puede estar formada de dos partes: una parte de escorrentía directa, que comprende la escorrentía superficial y la escorrentía subsuperficial, y la otra parte de agua subterránea. Ambas partes son aguas que provienen de las lluvias, pero solo la escorrentía directa obedece a las precipitaciones recientes.

3.6.1. Coeficiente de escorrentía

No toda el agua de lluvia precipitada llega al sistema de drenaje pluvial, parte se pierde por factores tales como evaporación, evapotranspiración o intercepción vegetal, detención superficial en cunetas, zanjas o depresiones y por infiltración. De todos los factores mencionados, el de mayor importancia es el de infiltración, el cual es función de la impermeabilidad del terreno y es por esto que en algunos casos se llama coeficiente de impermeabilidad.

La determinación absoluta de éste coeficiente es muy difícil ya que existen hechos que pueden hacer que su valor varíe con el tiempo. Por una parte, las pérdidas por infiltración disminuyen con la duración de la lluvia debido a la saturación paulatina de la superficie del suelo y, por otra parte, la infiltración puede ser modificada de manera importante por la intervención del hombre en el desarrollo de la ciudad, por acciones tales como la tala de árboles y la construcción de nuevos sectores residenciales y comerciales.

El coeficiente de escorrentía se define como la relación entre la lluvia neta y la lluvia bruta:

$$C = \frac{P_{neta}}{P_{bruta}} \quad (3.6)$$

El coeficiente de escorrentía se obtiene de la siguiente fórmula:

$$C = \frac{\sum C_i * A_i}{\sum A_i} \quad (3.7)$$

Donde:

C_i = Coeficiente de escurrimiento superficial de cada sector.

A_i = Área de cada sector (Has).

A = Área total de la cuenca de drenaje (Has).

CAPÍTULO IV

LA HIDRÁULICA EN EL DRENAJE URBANO

4.1. PARÁMETROS HIDRÁULICOS DEL DRENAJE URBANO

4.1.1. Caudal o gasto

Caudal es la cantidad de agua que atraviesa por una determinada área en un cierto tiempo. La unidad que corresponde a la medida del caudal es m³/seg.

La obtención de caudales se realiza con la finalidad de obtener toda la información necesaria para efectuar el diseño de una determinada obra de drenaje.

Existen dos métodos consagrados que permiten el cálculo del caudal, ellos son: el *Método Racional*, aplicable a cuencas urbanas de áreas inferiores a 3 Km², y los métodos basados en la teoría del *Hidrograma Unitario*, aplicables en cuencas de áreas mayores.

a) *Método racional*

Cuando una determinada área no se dispone de datos pluviométricos y la importancia del problema no justifica la determinación de un hidrograma unitario, se aplica el método racional que da resultados satisfactorios para el diseño de sistemas de drenaje pluvial en áreas pequeñas y su empleo está generalizado para este objetivo.

El concepto básico del método racional consiste en asumir que el gasto en una sección considerada de una red de alcantarillado, es resultado de la suma de las diferentes áreas parciales del área tributaria, (Σa) multiplicada por la intensidad de precipitación (I) y por un coeficiente de escurrimiento o de impermeabilidad (C).

$$Q = C \Sigma a I$$

Normalmente la expresión anterior, se expresa para una descarga máxima (Q) en l/s de un área tributaria de superficie total (A) en hectárea, para una

precipitación de intensidad (I) en mm/h y un coeficiente de escorrentía (C) adimensional, siendo la expresión resultante la siguiente:

$$Q = 2.78 * C * A * I \quad (4.1)$$

Donde:

Q = Caudal máximo en l/s.

C = Coeficiente de escorrentía adimensional.

A = Área de aporte en Has.

I = Intensidad de precipitación en mm/hr.

b) Método del hidrograma unitario

- **Generalidades**

Se denomina hidrograma o hidrógrafo a la curva que indica la variación de la descarga con respecto al tiempo, esta curva se traza en un sistema de ejes coordenados donde el eje de las abscisas representa el tiempo y el de las ordenadas las descargas.

En todo hidrograma típico de la creciente producida por una lluvia aislada se presenta una rama ascendente, un segmento de cresta y una rama descendente, la rama ascendente se presenta como parte de la característica de la lluvia, en cambio la descendente es independiente de la misma, pero si depende de las particularidades de la cuenca.

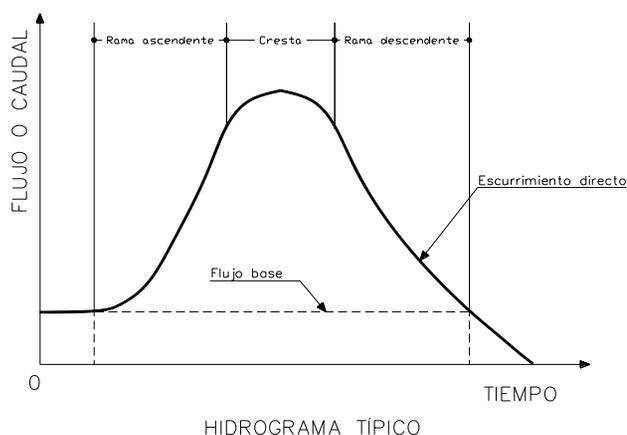


Figura N° 4 Hidrograma unitario

En el hidrograma se tienen dos componentes, el flujo base y el escurrimiento directo, la distribución entre ellos se hace en relación al tiempo de llegada a la corriente y no en función del camino recorrido. Se asume que el flujo base es considerado como componente del agua subterránea, y el escurrimiento directo consiste en flujo superficial.

En tiempo seco, el hidrógrafo de una corriente o río está determinado por el agua subterránea, el flujo de lagos o depósitos, lo que constituye el flujo base. Luego de una precipitación, la descarga sube sobre el flujo base en una cantidad equivalente al escurrimiento superficial que se introduce al sistema de drenaje, la porción que se eleva puede ser aislada y define el escurrimiento directo.

- **Hidrograma unitario**

El hidrograma unitario se puede definir como el hidrograma de una lluvia de duración determinada que produce un escurrimiento directo extendido en una cuenca con una altura de un centímetro (o una pulgada). En general el hidrograma unitario es utilizado en el cálculo de magnitudes de flujo de crecientes no normales y en la previsión de crestas de inundación durante las precipitaciones. Si bien se producen resultados útiles a partir de registros, éste

método por lo visto solo puede utilizarse en núcleos urbanos que dispongan de estudios sistemáticos sobre las crecientes superficiales. Por otra parte, en las ciudades intervienen más variables que deben cuantificarse, por lo anterior la aplicación del mismo en ciudades de Bolivia debe ser descartado por el momento.

c) Fórmulas empíricas

Existen muchos investigadores que han desarrollado expresiones que relacionan los factores del caudal de aporte de las aguas de lluvia de un sistema. Una de las expresiones más generalizadas, es la desarrollada por el Ing. Burkli Ziegler, que estableció una fórmula que tiene la misma estructura que la del método racional. No difiere en el concepto fundamental, sino en la forma de incorporar los factores, tal como se indica a continuación:

$$Q = 22.0 * C * A^{3/4} * S^{1/4} * I \quad (4.2)$$

Donde:

Q = Caudal o gasto en l/s

C = Coeficiente de escorrentía

A = Área de aporte en Ha

S = Pendiente media del área en milésimas

I = Precipitación de la lluvia más intensa en cm/h

Tabla N° 18

Valores del Coeficiente de Escorrentía C según Burkli Ziegler

Características	Coeficiente de Escorrentía (C)
Área comercial o residencial densamente construida	0.70 – 0.90
Áreas circundantes a las anteriores	0.50 – 0.70
Áreas sub urbanas	0.30 – 0.50
Campos	0.20 – 0.30
Parques, jardines	0.15 – 0.25

Fuente: Guido Capra Jemio "Ingeniería Sanitaria Alcantarillado Sanitario y Pluvial"

4.1.2. Análisis Hidráulico

El alcantarillado pluvial está conformado por el conjunto de colectores y canales necesarios para evacuar la escorrentía superficial producida por la lluvia. Inicialmente el agua es captada por los sumideros en las calles y las conexiones domiciliarias, y llevada a una red de tuberías. Posteriormente estos colectores se hacen demasiado grandes y entregan su caudal a una serie de canales, los que harán la entrega final al río.

Los componentes de un sistema de drenaje pluvial son los siguientes:

- Conjunto cordón de acera – cuneta.
- Boca de tormenta.
- Cámara de conexión.
- Tubería de conexión.
- Cámara de inspección.
- Colectores secundarios.
- Colector principal.

Caudal de proyecto: Es el máximo caudal que ocurrirá bajo las condiciones físicas de la cuneta de drenaje, debida a una lluvia de una frecuencia dada y varias duraciones, incluyendo la contribución de la napa freática.

Cordón de acera: Pieza de granito u hormigón destinada a separar la calzada de la acera, conformando la cuneta longitudinalmente.

Cuneta: Canal de sección triangular que se forma entre el cordón y la calzada destinada a conducir las aguas superficiales hacia las bocas de tormenta.

Rasante: Perfil del eje longitudinal de la superficie de pavimentación de la vía pública.

Boca de tormenta: Estructura hidráulica destinada a captar las aguas superficiales, consistente en una cámara de mampostería de piedra u hormigón, ubicada bajo la acera o bajo la cuneta.

Colector: Conducto destinado a transportar las aguas pluviales desde un punto de captación hasta la disposición final. Puede tener sección transversal circular, rectangular, oval u otra forma.

Tramo de colector: Porción o fracción de colector ubicado entre dos cámaras de inspección consecutivas.

Colector principal: Tubería que conduce la contribución del curso principal de agua y que queda ubicada en el fondo del valle principal de la cuenca de drenaje.

Colector secundario: Tubería que conduce la contribución del curso de agua afluente y queda ubicada en el fondo del valle secundario de la cuenca de drenaje.

Cámara de conexión: Cámara de mampostería de piedra u hormigón que recibe las aguas pluviales captadas por la rejilla de la boca de tormenta.

Tubería de conexión: Aquella destinada a conectar la boca de tormenta con una cámara de inspección.

Cámara de inspección: Cámara de mampostería de piedra u hormigón que une los diferentes tramos de colectores o recibe la tubería de conexión de las bocas de tormenta.

4.2. DISEÑO DE REDES DE DRENAJE

4.2.1. Parámetros de diseño para drenaje pluvial

Los parámetros determinantes en el diseño de los sistemas de drenaje pluvial son los siguientes:

- Intensidad, tiempo de duración y frecuencia de las precipitaciones.
- Tamaño y características de la cuenca o cuencas tributarias, coeficiente de escorrentía.

a) Intensidades de las precipitaciones

En las precipitaciones, la intensidad de la lluvia en general no permanece constante durante un periodo considerable de tiempo. Al contrario la precipitación puede variar desde una lluvia ligera hasta una tormenta.

En general la intensidad de lluvia medida en mm/hora ó cm/hora, se determina dividiendo la altura de precipitación por la duración de la misma, es decir, la intensidad varía inversamente a la duración de la precipitación. De lo anterior, se obtiene una intensidad media resultante de la relación entre la altura total de la precipitación (H) ocurrida en un tiempo (T), cuya expresión matemática es:

$$i_{med}=H/T \quad (4.3)$$

Y una intensidad máxima en un periodo corto de tiempo (Δt), en el cual se acumula una altura de precipitación (Δh), luego:

$$i_{med}=(\Delta h/\Delta t)$$

Que es la intensidad utilizada en los sistemas de cálculo de alcantarillado pluvial.

b) Tiempo de duración de las precipitaciones en áreas codificadas

Cuando se estudia un área tributaria que contribuye con un caudal a una sección considerada, siempre transcurre un cierto tiempo a contar desde la iniciación de la lluvia hasta que toda el área está contribuyendo. Este intervalo de tiempo se denomina tiempo de concentración de la lluvia y se compone de dos partes, un tiempo de entrada (t_e) y un tiempo de trayecto en la alcantarilla (t_p).

$$T_c = t_e + t_p \quad (4.4)$$

El tiempo de entrada (t_e) es el tiempo empleado para que las aguas precipitadas en el punto más alejado del área lleguen a una sección considerada. Entonces en los sistemas de alcantarillado pluvial para áreas edificadas, se considera el tiempo de entrada empleado para que las aguas

recorran sobre el tejado, las canaletas y calzadas hasta los sumideros. De acuerdo a muchos autores, este tiempo varía entre 3 a 20 minutos, siendo recomendable 5 minutos para zonas con pendientes pronunciadas y/o donde las alcantarillas se conectan directamente del sistema domiciliario al público y 10 minutos para zonas planas y/o donde los colectores domiciliarios descargan a las cunetas antes de ingresar al sistema público.

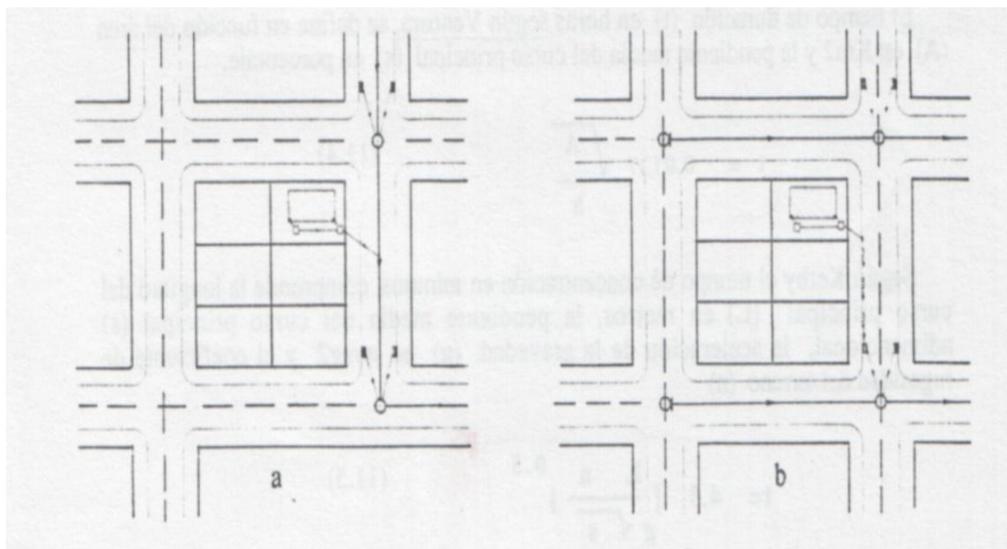


Figura N° 5 Dos Tipos de Sistemas de Conexión al Alcantarillado pluvial

a) Directo a la alcantarilla

b) Indirecto por la cuneta hacia el sumidero

El tiempo de trayecto de la alcantarilla (t_p) es el tiempo transcurrido desde la entrada del agua pluvial en una sección considerada hasta otra sección, este tiempo es rigurosamente calculado tomando la velocidad media de flujo en la alcantarilla.

$$T_p = \frac{L}{V * 60} \quad (4.5)$$

Donde:

L = Longitud de la alcantarilla (metros)

v = Velocidad media de flujo (m/s)

T_p = Tiempo de trayecto (minutos)

c) *Tiempo de duración de las precipitaciones en áreas no edificadas*

Existen fórmulas empíricas para el cálculo del tiempo de duración (concentración) en áreas edificadas, de las cuales las más importantes son:

- La de California Highway and Public Works:

$$t = \left[\frac{0.87 * L^3}{H} \right]^{0.385} \quad (4.6)$$

Donde:

El tiempo de duración (t) en horas es dado en función de la distancia de recorrido del curso principal desde el punto más alejado (L) en Km y el desnivel existente del punto más alejado a la sección considerada (H) en metros.

- La fórmula de Ventura:

$$t = 0.0127 \frac{\sqrt{A}}{s} \quad (4.7)$$

Donde:

El tiempo de duración (t) en horas se define en función del área (A) en Km^2 y la pendiente media del curso principal (s) en porcentaje.

- Según la fórmula de Kerby:

$$t = 4.3 \left[\frac{L * n^{0.5}}{g \sqrt{s}} \right] \quad (4.8)$$

Donde:

El tiempo de concentración (t) en minutos, comprende la longitud principal (L) en metros, la pendiente media del curso principal (s) adimensional, la aceleración de la gravedad (g) en m/seg^2 y el coeficiente de rugosidad (n).

Tabla N° 19

Coefficiente de Rugosidad (n)

Tipo de superficie	Coefficiente de Rugosidad (n)
Superficie impermeable	0.02
Superficie lisa sin cobertura	0.10
Superficie rugosa sin cobertura	0.20
Césped	0.20
Pasto ralo	0.40
Tierras con arborización	0.80
Pasto denso	0.80

Fuente: Guido Capra Jemio "Ingeniería Sanitaria Alcantarillado Sanitario y Pluvial"

d) Frecuencia de las precipitaciones

Cuando más intensa es una precipitación, menor es su frecuencia y mayor su periodo de retorno. En general la frecuencia se definirá como el tiempo en años en que una lluvia de cierta intensidad y duración se repite con las mismas características. Es decir si una precipitación se presenta una sola vez cada año tiene frecuencia 1, en un registro de 20 años la precipitación que se presenta 10 veces tendrá una frecuencia de 2 años.

Siendo la frecuencia un factor determinante de la capacidad de las redes de alcantarillado en su relación con la prevención de inundaciones en vías, áreas, plazas y por tanto de riesgos y daños con la propiedad, personales y de interrupción de tráfico, la elección de los periodos de retorno de una precipitación se definen en función de las características de las áreas de estudio.

Frecuencia de 1 a 2 años se utilizan para áreas suburbanas, frecuencias de 2 a 5 años para áreas urbanas (residenciales) y de 5 años o más para áreas comerciales. Frecuencias mayores o sea de 15, 20, 50 años se adoptan para el diseño de obras especiales como son: emisarios principales, presas, sifones.

En general la elección de la frecuencia de las precipitaciones se balancea entre inversión y riesgo. Por tanto, los sistemas de alcantarillado pluvial se

construyen para frecuencias normales dejando que los mismos se sobrecarguen en las precipitaciones excepcionales.

e) Áreas de aporte

Las áreas de aporte son determinadas por medición directa y su determinación se debe seguir verdaderas líneas de drenaje, definidas por los puntos de máxima pendiente correspondiente a las líneas de la divorsia aquarum, cuidando que el agua proveniente de la precipitación pueda llegar al mismo punto de captación.

Los límites también están fijados por las pendientes de los prados, jardines, vías y otras alteraciones de drenaje natural.

f) Coeficiente de escurrimiento

La relación entre el volumen del agua que llega a captarse en un sistema de alcantarillado pluvial y el volumen de agua que se precipita en el área tributaria se denomina coeficiente de escurrimiento, siendo su valor menor que la unidad, porque del volumen de agua que se precipita, una parte se infiltra, otra es retenida en la superficie y otra se evapora.

Tabla N° 20

Coefficientes de escurrimiento superficial

N°	Características generales de la cuenca receptora	Coefficiente de escurrimiento
1	Partes centrales, densamente construidas con calles y vías pavimentadas	0.70 a 0.90
2	Partes adyacentes al centro, de menor densidad de habitación con calles y vías pavimentadas	0.70
3	Zonas residenciales de construcciones cerradas y vías pavimentadas	0.65
4	Zonas residenciales medianamente habitadas	0.55 a 0.65
5	Zonas residenciales de pequeña densidad	0.35 s 0.55
6	Barrio con jardines y vías empedradas	0.30
7	Superficies arborizadas, parques, jardines y campos deportivos con pavimento	0.10 a 0.20

Fuente: Guido Capra Jemio "Ingeniería Sanitaria Alcantarillado Sanitario y Pluvial"

La determinación de este coeficiente C, debería hacerse mediante ensayos directos, ante la imposibilidad, su composición podrá obtenerse de los valores de la anterior tabla empleando la siguiente fórmula:

$$C = \Sigma(C_i A_i)/A \quad (4.9)$$

Donde:

C_i = Coeficiente de escurrimiento superficial de cada sector.

A_i = Área de cada sector en Has.

A = Área total de la cuenca de drenaje en Has.

Se recomienda en zonas rurales, adoptar el valor de C, valores entre 0.40 y 0.60.

El coeficiente de escurrimiento C para el proyecto será elegido considerando: el efecto de urbanización creciente, la posibilidad de realización de planes urbanísticos municipales y la legislación local referente al uso del suelo, así mismo, serán calculados los valores de C para la situación actual y para la situación futura al final de T años.

Tabla N° 21

Coeficientes de escurrimiento superficial

N°	Características detalladas de la superficie	Coeficiente de escurrimiento
1	Superficie de tejados (cubiertas)	0.70 a 0.95
2	Vías empedradas	0.25 a 0.40
3	Pavimentos	0.40 a 0.50
4	Vías y paseos enripiados	0.15 a 0.30
5	Superficies no pavimentadas, lotes vacíos	0.10 a 0.30
6	Parqueos, jardines, gramados, dependiendo de la pendiente de los mismos	0.00 a 0.25

Fuente: Guido Capra Jemio "Ingeniería Sanitaria Alcantarillado Sanitario y Pluvial"

El coeficiente de escurrimiento se compone de tres factores: un coeficiente de distribución (ϕ), un coeficiente de retardo (ψ) y un coeficiente de

impermeabilidad (γ). La expresión matemática que reúne a los tres coeficientes se muestra en la siguiente forma:

$$C = \varphi * \psi * \gamma \quad (4.10)$$

Donde:

C = Coeficiente de escurrimiento superficial.

φ = Coeficiente de distribución.

ψ = Coeficiente de retardo.

γ = Coeficiente de impermeabilidad.

g) *Coeficiente de distribución*

Considera la desigualdad de distribución de una precipitación en el área de aporte, donde las intensidades máximas abarcan zonas limitadas y en el área no existe uniformidad.

Tabla N° 22

Valores del Coeficiente de Distribución

	Coeficiente de Distribución
Área de 400 hectáreas	1.00
Área de 1000 hectáreas	0.95
Área de 2000 hectáreas	0.90
Tiempo de duración 60 minutos	0.85

Fuente: Guido Capra Jemio "Ingeniería Sanitaria Alcantarillado Sanitario y Pluvial"

h) *Coeficiente de retardo*

No todos los sectores de un área de aporte tributan al mismo tiempo a una sección dada, habrá sectores donde las aguas precipitadas tomarán mas tiempo en llegar a la sección y en áreas irregulares el aporte máximo se producirá cuando una fracción de dicha área esté contribuyendo.

La relación existe entre el área que proporciona el mayor escurrimiento, respecto al área total de aporte, para una determinada lluvia, se denomina coeficiente de retardo.

El coeficiente de retardo para áreas de drenaje tiene la siguiente expresión:

$$\psi = \frac{1}{\sqrt{A}} \quad (4.11)$$

Donde:

A = Área en hectáreas.

n = 4 (Bürkli Ziegler) para áreas con pendientes menores de 5/1000.

n = 5 (Mc Math) para áreas con pendientes hasta 1/100.

n = 6 (Brix) para áreas con pendientes superior a 1/100.

En los sistemas de alcantarillado pluvial, la descarga máxima procede de precipitaciones que tienen la suficiente duración para que toda el área de aporte esté contribuyendo, en otras palabras no se toma en cuenta el coeficiente de retardo.

i) Coeficiente de impermeabilidad

Es el factor determinante en el coeficiente de escurrimiento, es decir, en los sistemas de alcantarillado pluvial. Este coeficiente está relacionado con las características de la naturaleza de la superficie del flujo.

La determinación del coeficiente es compleja, por una parte, por la composición diversa de las superficies de flujo en un área de aporte y por otra, por la carencia de información de las condiciones que prevalecerán en el área de aporte al final del periodo de diseño. Para su determinación se recurre generalmente a valores establecidos, definidos en función a las características que predominan en un área de aporte, o en relación a las características de la superficie que componen el área, ver tablas respectivas.

Tabla N° 23

Valores del coeficiente de impermeabilidad según características del área

N°	Características del área	Coefficiente
1	Área residencial	
	Unifamiliar con casa aisladas	0.30 – 0.50
	Unifamiliar, conjunto de casas	0.40 – 0.60
2	Multifamiliar, edificios	0.50 – 0.70
	Área comercial	
	Zona central con vías y aceras pavimentadas	0.70 – 0.95
	Zona adyacente a la central	0.50 – 0.70
3	Área sub urbana	0.25 – 0.40
4	Área industrial ligera	0.50 – 0.80
	Área industrial pesada	0.60 – 0.90
5	Parques con jardines, campos de deporte, superficies arborizadas	0.10 – 0.25

Fuente: Guido Capra Jemio "Ingeniería Sanitaria Alcantarillado Sanitario y Pluvial"

Tabla N° 24

Valores del coeficiente de impermeabilidad basados en los tipos de superficie

N°	Características de la superficie	Coefficiente
1	Cubiertas	
	Tejados	0.80 – 0.90
	Calamina	0.85 – 0.95
	Concreto	0.80 – 0.95
2	Pavimentos	
	Asfalto	0.70 – 0.95
	Concreto	0.80 – 0.95
	Empedrado	0.40 – 0.70
	Ripiado	0.15 – 0.30
3	Superficies no pavimentados	0.10 – 0.20
4	Parques y jardines dependiente de la pendiente	0.10 – 0.25

Fuente: Guido Capra Jemio "Ingeniería Sanitaria Alcantarillado Sanitario y Pluvial"

Para su determinación es práctica usual el empleo de coeficientes globales, para ello es común desarrollar un coeficiente basado en el promedio ponderado de los coeficientes referidos a diferentes tipos de superficie.

En sistemas de drenaje de aguas pluviales para precipitaciones con frecuencia entre 2 a 10 años se acostumbra adoptar valores entre 0.40 y 0.60, en áreas de fuerte pendiente y suelo permeable se adoptan valores menores. Cuando una mayor parte de la cuenca corresponde a áreas densamente urbanizadas, se usan valores mayores para el coeficiente pudiendo llegar a 0.80 ó 0.95 en todo caso se confirma el acierto de tomar el valor de un coeficiente global y único para toda área de aporte, no correspondiendo proceder a dividir el área en zonas con diferentes coeficientes de impermeabilidad.

El coeficiente de escurrimiento depende también de las condiciones que anteceden a la precipitación, siendo mayor cuando la lluvia fue precedida de prolongadas precipitaciones, existiendo algunas fórmulas adecuadas a este razonamiento.

j) Coeficiente de escurrimiento en función de la duración de la precipitación

Investigaciones realizadas determinan que el coeficiente de escurrimiento puede ser obtenido en función del tiempo de duración de la lluvia, siendo las expresiones más utilizadas la de Horner y la de Hoad.

- Según Horner:

$$C = 0.364 \log t + 0.0042 \gamma - 0.145 \quad (4.12)$$

Donde:

t = Duración de la lluvia en minutos.

γ = Porcentaje de impermeabilidad.

- Según Hoad:

$$C = \frac{a t}{b + t} \quad (4.13)$$

Donde:

t = Duración de la lluvia en minutos.

$a = 1$ y $b = 8$ Para áreas impermeables.

$a = 0.5$ y $b = 15$ Para áreas semi impermeables.

$a = 0.3$ y $b = 20$ Para áreas permeables arenosas.

4.2.2. Métodos de cálculo para caudales de aporte en el drenaje pluvial

a) *Método racional*

Cuando una determinada área no se dispone de datos pluviométricos y la importancia del problema no justifica la determinación de un hidrograma unitario, se aplica el método racional que da resultados satisfactorios para el diseño de sistemas de drenaje pluvial en áreas pequeñas y su empleo está generalizado para este objetivo.

El concepto básico del método racional consiste en asumir que el gasto en una sección considerada de una red de alcantarillado, es resultado de la suma de las diferentes áreas parciales del área tributaria, (Σa) multiplicada por la intensidad de precipitación (I) y por un coeficiente de escurrimiento o de impermeabilidad (C).

$$Q = C \Sigma a I \quad (4.14)$$

Normalmente la expresión anterior, se expresa para una descarga máxima (Q) en l/s de un área tributaria de superficie total (A) en hectárea, para una precipitación de intensidad (I) en mm/h y un coeficiente de escorrentía (C) adimensional, siendo la expresión resultante la siguiente:

$$Q = 2.78 * C * A * I \quad (4.15)$$

Donde:

Q = Caudal máximo en l/s.

C = Coeficiente de escorrentía adimensional.

A = Área de aporte en Has.

I = Intensidad de precipitación en mm/hr.

b) Análisis de los parámetros del método racional

- ***Área de la cuenca tributaria (A)***

La determinación del área total de la cuenca tributaria (A) o la determinación de las áreas parciales (Σa), se realiza directamente por medida del área total tributaria o de las áreas parciales, a través de la medición por planímetro o mediante figuras geométricas regulares, esta medición se expresa en hectáreas (Ha).

En la determinación de las áreas tributarias es importante delimitar las áreas de drenaje, siendo el área de drenaje el área en la cual toda la precipitación que cae dentro de la misma pueda entrar en el mismo sumidero o recogerse por el mismo colector y el agua que cae en cualquier punto fuera de sus límites penetra por otro sumidero y se reúne en otro colector. Por lo anterior, la delimitación de las áreas de drenaje debe seguir verdaderas líneas de drenaje y no líneas de división artificial del terreno. Los límites de las áreas de drenaje están definidos por los puntos de máxima pendiente e una línea denominada línea de divorsia aquarum o divisoria de agua, la localización de zonas bajas, las pendientes de prados y jardines y toda alteración de drenaje natural que se presente.

- ***Coefficiente de escurrimiento (C)***

Para los sistemas de drenaje pluvial, es práctica común utilizar un coeficiente basado en la media ponderada de los coeficientes referidos al tipo de superficie y también a la característica del área. Por otra parte, se confirma el acierto de tomar un coeficiente global y único para toda el área de tributación y no proceder a la división de varias áreas de aporte con coeficiente de esorrentía variables.

- **Intensidad de lluvia (I)**

En general la intensidad de lluvia medida en mm/hora ó cm/hora, se determina dividiendo la altura de precipitación por la duración de la misma, es decir, la intensidad varía inversamente a la duración de la precipitación.

4.3. DISEÑO DE ELEMENTOS HIDRÁULICOS

4.3.1. Cunetas

Se debe tener en cuenta ciertos factores, tales como: tipo de material del cuerpo del canal, coeficiente de rugosidad, velocidad máxima y mínima permitida, pendiente del canal, taludes, etc.

La ecuación más utilizada es la de Manning o Strickler, y su expresión es:

$$Q = 1/n * A * R_h^{2/3} * S^{1/2} \quad (4.16)$$

Donde:

Q = Caudal (m³/s)

n = Coeficiente de rugosidad

A = Área (m²)

R_h = Radio hidráulico = Área de la sección húmeda / Perímetro húmedo

S = Pendiente longitudinal (m/m)

Criterios de diseño.- Se tienen diferentes factores que se consideran en el diseño de canales, aunque el diseño final se hará considerando las diferentes posibilidades y el resultado será siempre una solución de compromiso, porque nunca se podrán eliminar todos los riesgos y desventajas, únicamente se asegurarán que la influencia negativa sea la mayor posible y que la solución técnica propuesta no sea inconveniente debido a los altos costos.

Rugosidad.- Esta depende del cauce y el talud, dado a las paredes laterales del mismo, vegetación, irregularidad y trazado del canal, radio hidráulico y obstrucciones

en el canal, generalmente cuando se diseña canales en tierra se supone que el canal está recientemente abierto, limpio y con un trazado uniforme, sin embargo el valor de rugosidad inicialmente asumido difícilmente se conservará con el tiempo, lo que quiere decir que en la práctica constantemente se hará frente a un continuo cambio de la rugosidad.

Tabla N° 25
Valores de rugosidad "n" de Manning

n	Superficie
0.010	Muy lisa, <u>vidrio</u> , <u>plástico</u> , <u>cobre</u> .
0.012	Concreto muy liso.
0.013	Madera suave, metal, <u>concreto</u> frotachado,
0.015	Canales de mampostería de ladrillo.
0.017	Canales de mampostería de piedra cortada.
0.025	Canales naturales de tierra.
0.035	Canales naturales con abundante vegetación.
0.040	Arroyos de montaña con muchas piedras.

Fuente: Aguirre Pe, Julián, "Hidráulica de canales", Centro Interamericano de Desarrollo de Aguas y Tierras – CIDIAT, Merida, Venezuela, 1974

- ***Escurrimiento en las cunetas***

En el cálculo hidráulico de los sumideros, se debe considerar el escurrimiento en las cunetas de las vías, para ello se asume una sección transversal típica con pendiente transversal de 1%.

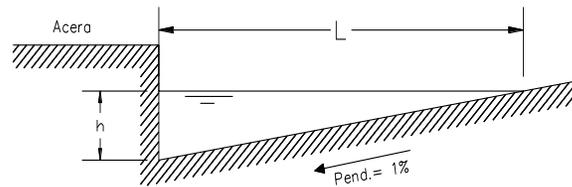


Figura N° 6 Sección Tipo de Cuneta

Donde:

$$\text{Área transversal} = 50 h^2$$

$$\text{Perímetro} = 101 h$$

$$\text{Radio hidráulico} = \left[\frac{50 h}{101} \right]^{2/3}$$

Aplicando Manning y la ecuación de continuidad, obtenemos la velocidad y el caudal de escurrimiento en la cuneta para diferentes valores de la carga de agua (h) o tirante de escurrimiento. Considerando diferentes pendientes longitudinales tendremos la siguiente tabla:

Tabla N° 26

Pendientes longitudinales

Tirante de escurrimiento h (m)	Pendientes longitudinales (s)			
	0.5%	1.0%	2.0%	5.0%
0.02	v = 0.163 q = 0.003	v = 0.230 q = 0.005	v = 0.325 q = 0.006	v = 0.515 q = 0.010
0.04	v = 0.256 q = 0.020	v = 0.365 q = 0.029	v = 0.531 q = 0.029	v = 0.838 q = 0.067
0.06	v = 0.339 q = 0.061	v = 0.481 q = 0.086	v = 0.679 q = 0.029	v = 1.075 q = 0.193
0.08	v = 0.410 q = 0.131	v = 0.580 q = 0.186	v = 0.691 q = 0.221	v = 1.297 q = 0.414

Fuente: Guido Capra Jemio "Ingeniería Sanitaria Alcantarillado Sanitario y Pluvial"

Un análisis similar permitirá establecer los valores de velocidad y gasto para cunetas con pendiente transversal de 2%.

Conocidos los caudales de escurrimiento para diferentes tirantes en la cuneta se puede seleccionar la capacidad de captación del sumidero.

4.3.2. Colectores

Las consideraciones más importantes para el diseño de los colectores de aguas pluviales, como diámetros mínimos, recubrimientos, límites de velocidad, tensión tractiva mínima, se darán a continuación:

- ***Tipos de sección admitidos***

Los conductos de secciones circulares deben ser únicos, en cambio se pueden adoptar secciones múltiples en el caso de conductos con secciones rectangulares. En este caso para equilibrar las alturas de láminas de agua, entre las secciones se dispondrán vertederos espaciados como máximo cada 50 metros.

- ***Altura de tirante de agua***

La altura del tirante de agua a considerar en el dimensionamiento de conductos circulares, será la correspondiente a sección plena. Las tuberías serán normalmente dimensionadas para funcionar como conductos libres sin presión.

En caso de secciones rectangulares, el funcionamiento de los colectores a sección plena será siempre como conductos libres, previendo un colchón de aire de 0.10 metros de altura encima del nivel máximo de la lámina de agua.

- ***Profundidad de instalación de colectores***

La profundidad mínima es de 0,90 m.

La profundidad máxima es de 6,00 m.

Sin embargo para asegurar un drenaje adecuado, con el fin de evitar interferencias con los conductos de otros servicios públicos se aconseja profundidades de 1,0 a 1,5 metros para alcantarillas pluviales y 1,5 a 2,0 metros para alcantarillas sanitarias.

- ***Diámetros mínimos***

Los tamaños mínimos de las alcantarillas o colectores no están dictados por los requerimientos hidráulicos sino para evitar la obstrucción y facilitar la limpieza de las mismas. Según la Norma Boliviana NB 688, la selección del diámetro de las tuberías debe ser tal que su capacidad a caudal máximo permita al agua escurrir sin presión interior y con tirante mínimo para un caudal mínimo de 0,20 veces el diámetro (0,20D), que logre transportar las partículas en suspensión. En casos excepcionales se podrá adoptar 0,15D, si la velocidad real del agua supera los 0,60 m/s.

Por lo tanto se recomienda usar como diámetro mínimo 150 mm para alcantarillado sanitario, para alcantarillado pluvial los colectores secundarios tendrán un diámetro mínimo de 200 mm y los colectores principales e interceptores un diámetro interno mínimo de 800 mm.

Las láminas de agua (tirantes) deben ser siempre calculados admitiendo que el escurrimiento es de régimen uniforme y permanente, siendo su valor máximo para caudal final menor o igual a 0,75D, para alcantarillado pluvial 0,80D.

- ***Criterios de velocidad***

1. ***Velocidad mínima***

En las alcantarillas pluviales, la materia sólida que entra en los colectores es arena y gravilla, siendo las velocidades de arrastre mayores a 0,30 m/s.

Las pendientes de fondo de los colectores deben ser tales que mantengan una velocidad satisfactoria de escurrimiento denominada de auto limpieza que impide la sedimentación de sólidos suspendidos, arena fina y gravilla, para lo cual se requiere una velocidad mínima cuando la alcantarilla trabaje a tubo lleno de 0,60 m/s.

2. ***Velocidad máxima***

Cuando la topografía presenta pendientes fuertes, las alcantarillas presentan altas velocidades de escurrimiento pluvial, ocasionando abrasión en las mismas al

contener sustancias tales como arena fina, grava y gravilla. Por esta razón se establece una velocidad máxima de 8,00 m/s para alcantarillado pluvial.

- ***Pendientes mínimas y máximas***

Los límites de velocidades mínimas y máximas fijadas para el funcionamiento de las alcantarillas determinan pendientes mínimas y máximas para los diferentes diámetros de tuberías.

- ***Tensión tractiva***

La fuerza tractiva o tensión de arrastre (τ) es el esfuerzo tangencial unitario ejercido por el líquido sobre el colector y en consecuencia sobre el material depositado.

La tendencia de los sólidos a sedimentarse cuando se encuentran formando parte de un medio sólido – líquido, que presenta dos o más clases de materiales (y que conserven en el sistema sus características propias), es compensado por la acción de otros efectos que se hacen presentes sobre un cuerpo, entre éstos el empuje del líquido sobre el sólido, el arrastre hidrodinámico y la turbulencia, factores que fundamentalmente proporcionan al flujo su capacidad de arrastre.

La pendiente mínima del colector, puede ser calculada con el criterio de la fuerza tractiva, considerando que el transporte de sólidos no es proporcional a la velocidad de flujo, pero si a la fuerza tractiva, y ésta a su vez es proporcional a la pendiente del conducto y al radio hidráulico, según la siguiente expresión:

$$\tau = \gamma * Rh * S \quad (4.17)$$

Donde:

τ = Fuerza tractiva (Kg/m^2)

γ = Peso específico del agua (Kg/m^3)

Rh = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente de la tubería (m/m)

La fuerza tractiva mínima del flujo debe superar la resistencia del sedimento al movimiento.

La experiencia realizada por SHIELDS para determinar la resistencia del sedimento, tiene la siguiente expresión:

$$\tau = f * (\gamma_a - \gamma_w) * d_{90-95\%} \quad (4.18)$$

Donde:

τ = Resistencia del sedimento al movimiento (Fuerza tractiva) (Kg/m²)

f = Constante 0,04 – 0,08 (adimensional)

γ_a = Peso específico del material de fondo (arena) (Kg/m³)

γ_w = Peso específico del agua (Kg/m³)

$d = 90 - 95\%$ Diámetro en metros, del 90 al 95% de las partículas que deben ser transportadas (valor obtenido de la frecuencia de distribución de un análisis granulométrico del material de fondo (arena) que ingresa al sistema de alcantarillado. En el colector quedaría retenidas partículas de un diámetro mayor al porcentaje indicado.

La constante f para colectores de alcantarillado con arena en suspensión es 0,05 – 0,06. Esta arena puede ser considerada limpia, aunque las partículas sean cubiertas con materia orgánica que les da una apariencia negra.

La pendiente mínima debe ser calculada despejando de la fórmula (4.17), introduciendo el valor de la fuerza tractiva mínima determinada previamente en función del diámetro de las partículas que se quiere transportar. La fuerza tractiva mínima debe ser suficiente para transportar entre el 90 al 95% del material granular que se estima entra al sistema de alcantarillado sanitario o pluvial.

La condición de auto limpieza de los colectores debe ser suficiente para crear una fuerza tractiva mínima:

$$\tau = 0,10 \text{ Kg/m}^2 \text{ para alcantarillado pluvial}$$

- ***Caudales de diseño***

Para el cálculo del caudal de diseño se utiliza el método racional debido a que la superficie es menor a 3 Km².

$$Q = 2.78 * C * A * I \quad (4.19)$$

Donde:

Q = Caudal máximo en l/s.

C = Coeficiente de escorrentía adimensional.

A = Área de aporte en Has.

I = Intensidad de precipitación en mm/hr.

- ***Diámetro de las alcantarillas***

Para conductos de dimensión interna hasta 1,20 m, es recomendable el empleo de una sección circular, para conductos de dimensiones internas mayores a 1,20 m, las uniones rectangulares son las más recomendables pudiendo ser adoptada con preferencia la sección cuadrada. Se debe cuidar que los lados verticales de las secciones rectangulares no sobrepasen los 3,00 m.

- ***Cotas de terreno***

Las cotas nos ayudarán a establecer la profundidad a la que estarán ubicadas las cámaras de inspección así como las cámaras de conexión.

4.3.3. Verificación hidráulica de los colectores

- ***Cálculos hidráulicos***

- a) **Ecuaciones de flujo**

La fórmula más utilizada es la de Manning:

$$V = 1/n * R_h^{2/3} * S^{1/2} \quad (4.20)$$

Donde:

V = Velocidad (m/s)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

R_h = Radio hidráulico = Área de la sección húmeda / Perímetro húmedo (m)

S = Pendiente longitudinal (m/m)

En función al caudal:

$$Q = 1/n * A * R_h^{2/3} * S^{1/2} \quad (4.21)$$

Donde:

Q = Caudal (m^3/s)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

A = Área de la sección transversal (m^2)

R_h = Radio hidráulico = Área de la sección húmeda / Perímetro húmedo (m)

S = Pendiente longitudinal (m/m)

b) Flujo en conductos cerrados

- Flujo en tuberías con sección llena:

En el diseño de conductos circulares, se utilizan tablas, nomogramas o programas de computadora, los mismos están basados en la fórmula de Manning y relacionan la pendiente, diámetro, caudal y velocidad.

Para tuberías con sección llena el radio hidráulico es:

$$R_h = D/4 \quad (4.22)$$

Donde:

R_h = Radio hidráulico (m)

D = Diámetro (m)

Sustituyendo el valor de R_h en la ecuación (4.20):

$$V = 0,397/n * D^{2/3} * S^{1/2} \quad (4.23)$$

En función al caudal:

$$Q = 0,312/n * D^{8/3} * S^{1/2} \quad (4.24)$$

Donde:

Q = Caudal (m³/s)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

D = Diámetro (m)

S = Pendiente longitudinal (m/m)

4.3.4. Sumideros

- **Generalidades**

Los sumideros son estructuras, de los sistemas de drenaje o alcantarillado pluvial, que captan el agua que fluye por las cunetas de las vías con el mínimo de interferencia para el tráfico vehicular y peatonal, evitando se introduzca a los colectores materiales de arrastre.

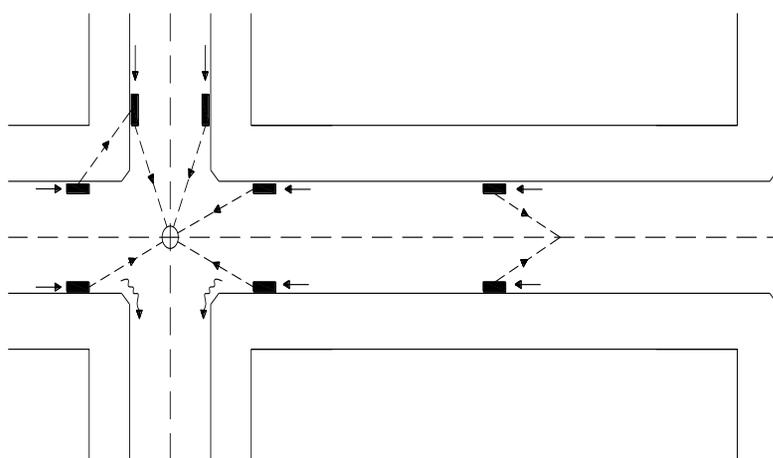
- **Ubicación de los sumideros**

Los sumideros se ubican próximos a las esquinas de las vías; en vías de longitud considerable y cuando el escurrimiento puede sobrepasar la capacidad de la cuneta se instala un sumidero intermedio. La ubicación en las esquinas de las vías tiene costo mínimo pero además de ser perjudicial para el cruce de peatones deterioran fácilmente los sumideros por efecto de los vehículos, por esta razón actualmente los sumideros se colocan próximos a los cruces permitiendo el paso peatonal sin problemas.

Se debe tomar en cuenta lo siguiente para la ubicación de los sumideros:

- Ubicar los sumideros en puntos bajos y depresiones.
- En lugares donde se produzca la pendiente longitudinal de las calles.
- Ubicar justo antes de puentes y terraplenes.

- Preferentemente antes de los cruces de calles (esquinas) o de pasos de peatones.
- Ubicar en vías de longitud considerable y cuando el escurrimiento puede sobrepasar la capacidad de la cuneta se instala un sumidero intermedio.



Localización de los sumideros

Figura N° 7 Localización de los sumideros

- ***Separación de los sumideros***

La separación entre sumideros se determina en función de la intensidad de la precipitación del tipo de calzada y del área de aporte. Sin embargo, en general se mantienen distancias fijas; 25 metros para zonas comerciales y centrales con pavimento de concreto 15 metros para vías de anchura de 30 metros, en pavimento de macadam o adoquín o en zonas de baja velocidad de tránsito se permite una separación de 50 metros. En todo caso, los sumideros se instalarán cerca a los cruces de vías, en los puntos bajos de las mismas, en los accesos a los puentes, en las entradas de rampas de estacionamiento, etc.

Tabla N° 27**Separación entre sumideros en función a la zona**

Distancia fija	Zonas
25 m	Comerciales y centrales con pavimento de concreto
30 m	Para vías de anchura de 15 m
50 m	En pavimento de adoquín o en zonas de baja velocidad de tránsito

Fuente: Reglamento Técnico de Diseño para Sistema de Alcantarillado

Tabla N° 28**Separación entre sumideros en función a la pendiente**

Pendiente	Espaciamiento
0,4%	50
0,4% a 0,6%	60
0,6% a 1,0%	70
1,0% a 3,0%	80

Fuente: Reglamento Técnico de Diseño para Sistema de Alcantarillado

- **Tipos de sumideros**

Los sumideros se clasifican en:

- Sumidero de cuneta o calzada.
- Sumidero de acera o banqueta.
- Sumidero combinado de cuneta y acera.

La selección de uno de ellos, es función de la pendiente longitudinal de las vías y del caudal a interferir. Los de acera o banqueta se instalan en vías con pendientes longitudinales menores a 2%, para pendientes entre 2% y 5% se instalan los de cuneta o acera, para pendientes mayores a 5% se instalan sólo de cuneta.

Para incrementar la capacidad de captación de agua cuando las pendientes de las vías con pronunciadas $> 3\%$, se deprimen las superficies de entrada, esta depresión se admite en zonas donde el tránsito debe moverse con lentitud.

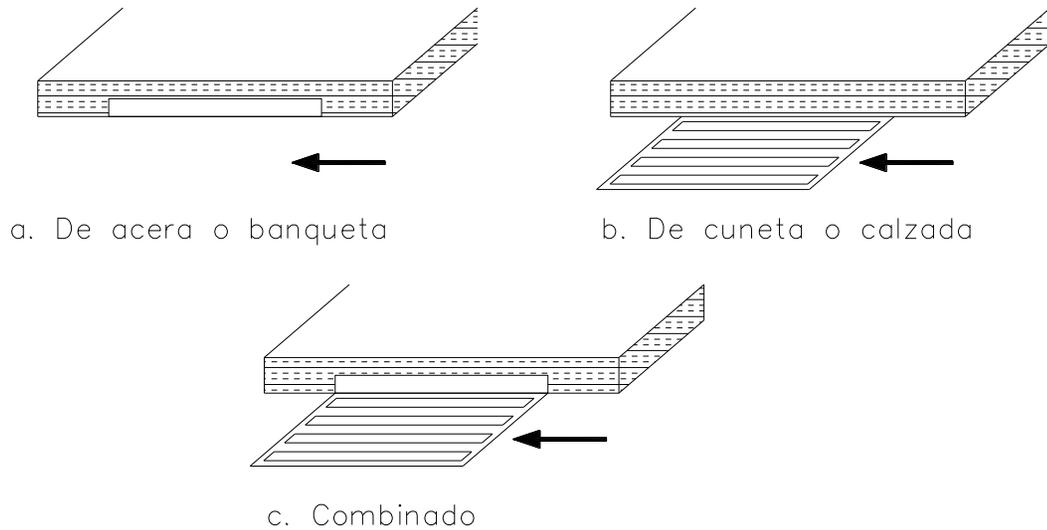


Figura N° 8 Tipo de sumideros

- **Características de los sumideros de cuneta o calzada**

Los sumideros de cuneta son más eficientes en la interceptación de agua que los de acera, pero presentan problemas de obstrucción por la basura. En el cálculo de flujo se utiliza la expresión siguiente:

$$Q = K C A \sqrt{2 g h} \quad (4.25)$$

Donde:

Q = Caudal de ingreso en m^3/s .

K = Coeficiente de reducción por obstrucción de la rejilla (hojas de árbol, papeles, etc.) varía de 0.5 a 0.6

A = Área de los orificios de la rejilla en m^2

g = Aceleración de la gravedad en m/s^2

h = Carga sobre la rejilla en m.

La estructura de la anterior fórmula, nos muestra que el caudal de captación depende del área de los orificios, es decir, del tipo de rejilla que obedece a normas de fabricación. Las rejillas en términos estándar tienen orificios de apertura de diámetro igual o menor a 5 cm, que evita el paso del material que puede obstruir la tubería de drenaje, el ancho de las rejillas varía de 30 a 50 cm y las longitudes entre 50 a 100 cm. Un sumidero tipo se muestra en la siguiente figura:

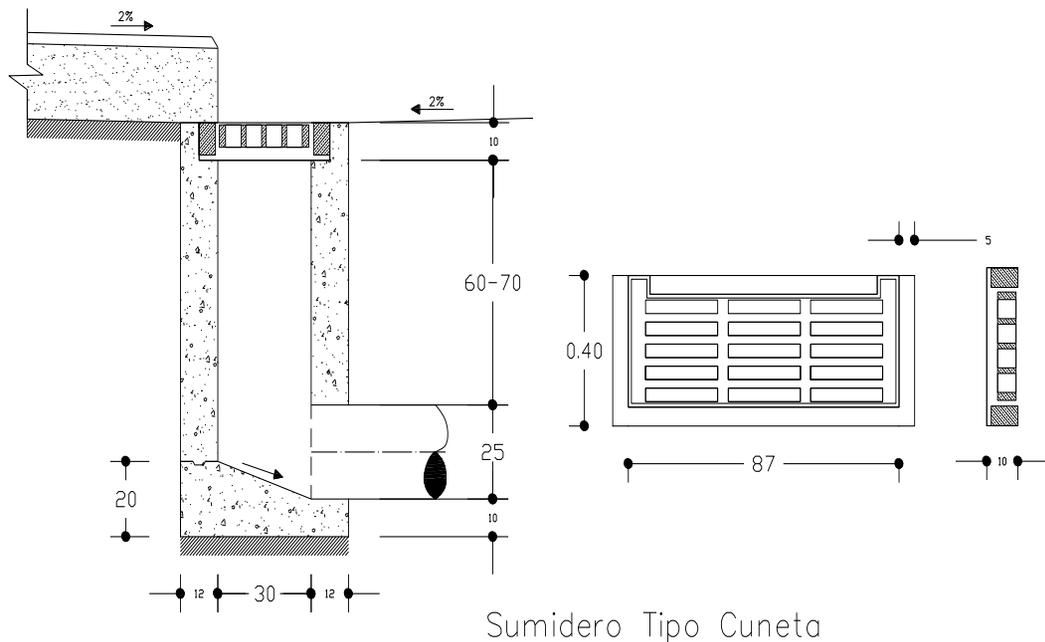


Figura N° 9 Sumidero tipo cuneta

- ***Características de los sumideros de acera o banquetta***

En los sumideros de acera, el agua penetra a través de una altura lateral situada en el pretil de la acera. El sumidero se encuentra bajo la acera y cubierto por una losa de hormigón. Para el cálculo del flujo a captarse se utiliza la expresión siguiente:

$$Q = K L h^{3/2} g^{1/2} \quad (4.26)$$

Donde:

Q = Caudal de ingreso en m^3/s

K = Coeficiente que varía de 0.20 a 0.25

L = Longitud del sumidero en m

h = Carga sobre el vertedero en m

g = Aceleración de la gravedad en m/s^2

Un sumidero tipo se muestra en la figura siguiente, en general en estos sumideros el caudal de ingreso depende de la longitud del vertedero, siendo definido el ancho de la abertura por las características de la altura de flujo permitido en la cuneta. Los sumideros mixtos se aplican frecuentemente para zonas con intensidades de precipitaciones apreciable y en vías con pendientes mayores a 2%.

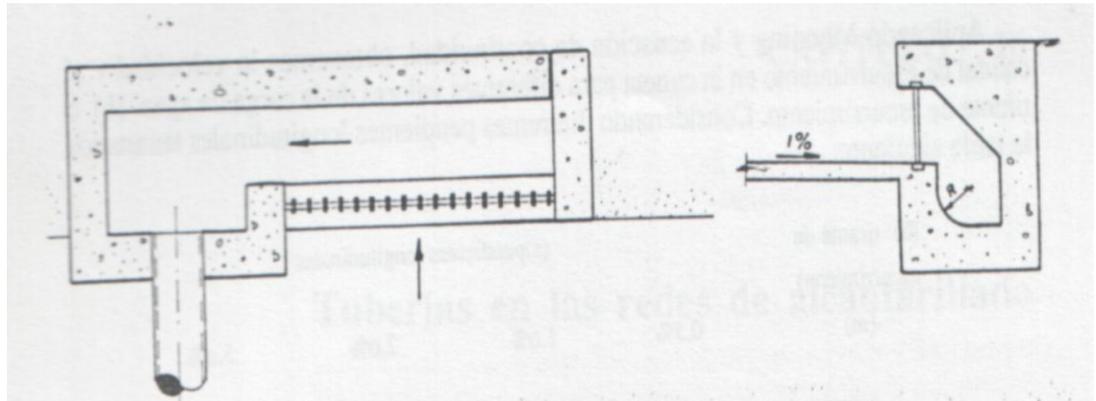


Figura N° 10 Sumidero tipo banquetta

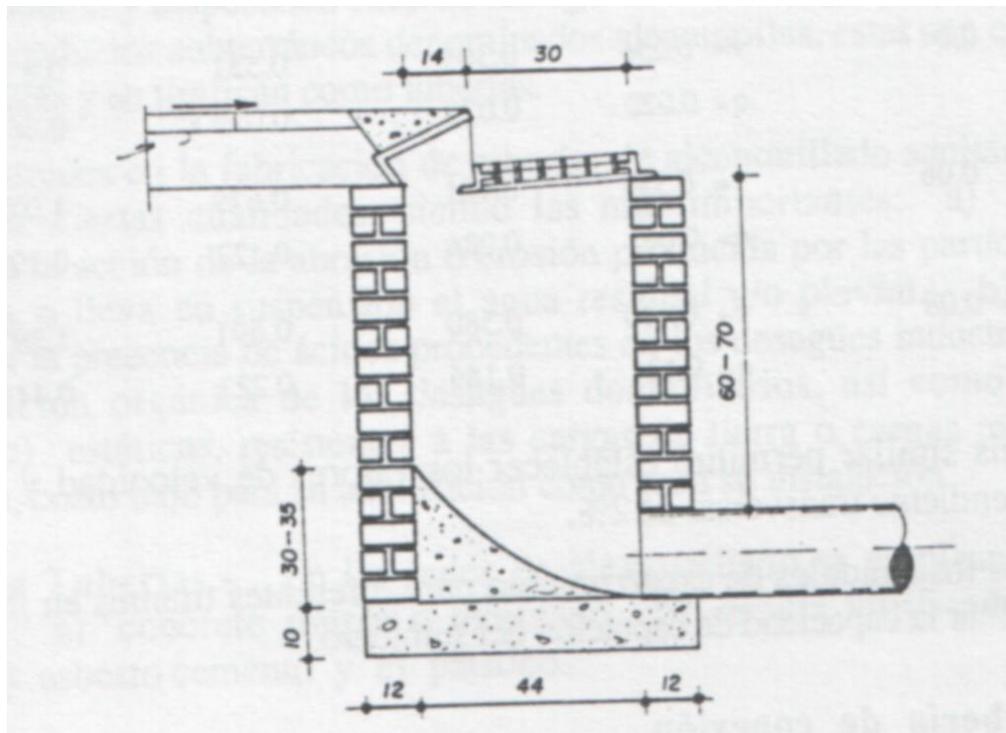


Figura N° 11 Sumidero tipo mixto

- ***Tubería de conexión***

El diámetro de la tubería que conecta el sumidero con la red de alcantarillado pluvial, puede ser de 20 cm (8 pulg), en otros casos puede llegar a diámetros de 25 cm (10 pulg) y 30 cm (12 pulg). Una fórmula que puede aproximar un diámetro es la siguiente:

$$Q = A^* \left[\frac{2gh}{1.43 + \frac{0.026L}{d^{1/2}}} \right]^{0.5} \quad (4.27)$$

Donde:

Q = Caudal interceptado en m³/s

A = Sección de la tubería de conexión en m²

g = Aceleración de la gravedad en m/s²

d = Diámetro de la tubería de conexión en m

L = Longitud de la tubería de conexión en m

h = Carga de agua sobre la tubería en m

4.3.5. Cálculo hidráulico de sumideros

Los sumideros son las estructuras encargadas de recoger la escorrentía de las calles. Se ubican lado y lado de la calle y en la esquina aguas debajo de cada manzana.

- ***Capacidad de agotamiento de una boca de tormenta***

La capacidad de una boca de tormenta o sumidero, cualquiera sea su tipo, depende de la altura de agua en el tramo de acera aguas arriba del sumidero. Si ésta estuviese ubicada en un tramo de pendiente uniforme, la altura de agua en la cuneta dependerá de sus características como conducto libre. Tales características incluyen la sección transversal, la pendiente y la rugosidad de la cuneta y de las superficies del pavimento sobre el cual escurre el agua.

En la determinación de la capacidad del sumidero la primera condición es que las características de escurrimiento en conducto libre de la cuneta aguas arriba sean conocidas.

- ***Capacidad de drenaje de los sumideros***

Se calcula mediante la fórmula de Manning modificada por IZZARD:

$$Q = 0,375 * 1/n * Z * Y^{8/3} * S^{1/2} \quad (4.28)$$

Donde:

Q = Capacidad hidráulica de la calle en (m^3/s)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

Z = Es el inverso de la pendiente transversal

Y = Profundidad máxima junto al cordón (m)

S = Pendiente longitudinal (m/m)

Se recomienda usar el Monograma de Izzard para valores de $Z > 8$, para valores de $Z < 8$ utilizar la fórmula Manning.

- ***Sumideros de acera o ventana***

- a) ***Cálculo de la capacidad:***

La capacidad de los sumideros de ventana depende de los siguientes factores:

1. Condiciones de flujo de aproximación, expresada por el caudal y la altura de agua en el cordón de acera, a su vez interrelacionados por la geometría de la vía, su pendiente longitudinal y su rugosidad n .
2. Longitud L de la ventana.
3. La capacidad de los sumideros de ventana aumenta con incrementos de la pendiente transversal de la vía S_x .

- b) ***Método de cálculo del sumidero de ventana normalizado***

Las limitaciones son las siguientes:

1. Longitud mínima de 1,50 m.
2. La depresión transversal de la calzada con un ancho mínimo de 0,30 m y un máximo de 0,60 m. la pendiente de esta depresión será hasta de 8%, con un valor mínimo de 2,5 cm de abertura para un ancho de depresión de 0,30 m.
3. La altura máxima de la ventana será de 0,15 m.
4. El fondo del sumidero deberá tener una pendiente mínima de 2% hacia la salida.

Para el cálculo de la capacidad de estos sumideros se requiere la magnitud del caudal que sobrepasa al sumidero, correspondiente a un caudal de aproximación establecido.

Se recomienda el empleo de sumideros de ventana preferiblemente para pendientes longitudinales de calles menores a 3%.

- **Sumideros de reja normalizado**

c) Cálculo de la capacidad:

Para determinar la capacidad de las rejas se requiere conocer tanto la pendiente transversal como la pendiente longitudinal de las calles, además de las características de la reja.

La reja tipo calzada tiene 1,50 m x 0,90 m pero sus dimensiones útiles son 1,32 m x 0,72 m; el área neta de ranuras es de 0,68 m² que representa el 72% de la superficie de la cámara.

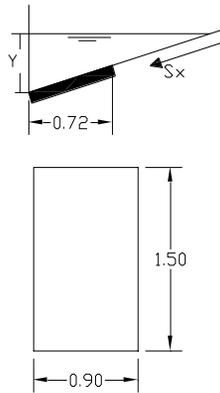


Figura N° 12 Sumidero reja tipo calzada

Para $0,01 < S_x < 0,05$

Fuente: Ingeniería Sanitaria II (Keiko Janneth Herrera Yamaguchi y Rodrigo Terán Amurrio)

$$Q_1 = 0,335 * 1/n * S_0^{1/2} * Y_p^{3/2} \quad (4.29)$$

$$Y_p = Y - 45.S_x \quad (4.30)$$

Donde:

Q_1 = Caudal interceptado por el sumidero (l/s)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

S_0 = Pendiente longitudinal de la calle (%)

Y = Altura de inundación de calzada (cm)

S_x = Pendiente transversal (m/m)

La reja Tipo Cuneta es más pequeña y tiene 0,66 m de ancho por 0,96 m de largo y 10 ranuras con un área neta de 0,27 m², que representa casi el 50% del área de la cámara.

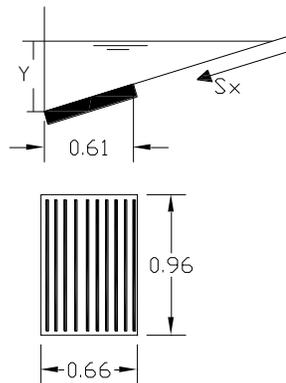


Figura N° 13 Sumidero reja tipo cuneta

Fuente: Ingeniería Sanitaria II (Keiko Janneth Herrera Yamaguchi y Rodrigo Terán Amurrio)

$$Q_1 = 0,248 * 1/n * S_0^{1/2} * Y_p^{3/2} \quad (4.31)$$

$$Y_p = Y - 33.S_x \quad (4.32)$$

Donde:

Q_1 = Caudal interceptado por el sumidero (l/s)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

S_0 = Pendiente longitudinal de la calle (%)

Y = Altura de inundación de calzada (cm)

S_x = Pendiente transversal (m/m)

4.3.6. Cámaras de inspección

- **Generalidades**

Las cámaras de inspección o pozos de visita forman parte de los sistemas de alcantarillado sanitario y/o pluvial y combinado, se utilizan para acceder a las alcantarillas con el objeto de realizar operaciones de inspección y limpieza.

Las cámaras de inspección son obras relativamente caras, debiendo tomarse en cuenta en el diseño de los sistemas de alcantarillado los conceptos básicos siguientes: a) disminución del número de cámaras de inspección, b) reducción de los costos de construcción, c) optimización del uso de materiales prefabricados, d) utilización de métodos de limpieza mecanizados.

El uso de las cámaras de inspección está actualmente reglamentado, siendo obligatoria su instalación en: los cruceros, los cambios de dirección, cambios de diámetro y pendiente, en toda intersección de alcantarillas, en todo tramo recto a distancia no mayor de 100 metros para alcantarillas menores o iguales a 60 cm (24”), y distancia no mayor a 150 metros para alcantarillas mayores a 60 cm (24”). En Bolivia estas distancias varían considerablemente por razones técnicas de operación y equipos de tecnología menor en el mantenimiento. En general están situados en el eje de las calzadas.

En la siguiente tabla se muestra la separación que deben tener las cámaras de inspección.

Tabla N° 29

Separación entre cámaras de inspección o pozos de visita

Separación entre cámaras de inspección	Mínima	Máxima
Tuberías desde 20 cm a 60 cm	15,00 m	60,0 m
Tuberías mayores a 60 cm	15,00 m	60,0 m

Fuente: Guido Capra Jemio “Ingeniería Sanitaria Alcantarillado Sanitario y Pluvial”

- *Aspectos constructivos de los pozos de visita*

Las cámaras de inspección o pozos de visita se construyen de concreto, mampostería de piedra y mampostería de ladrillo. Pueden ser de sección circular y cuadrada.

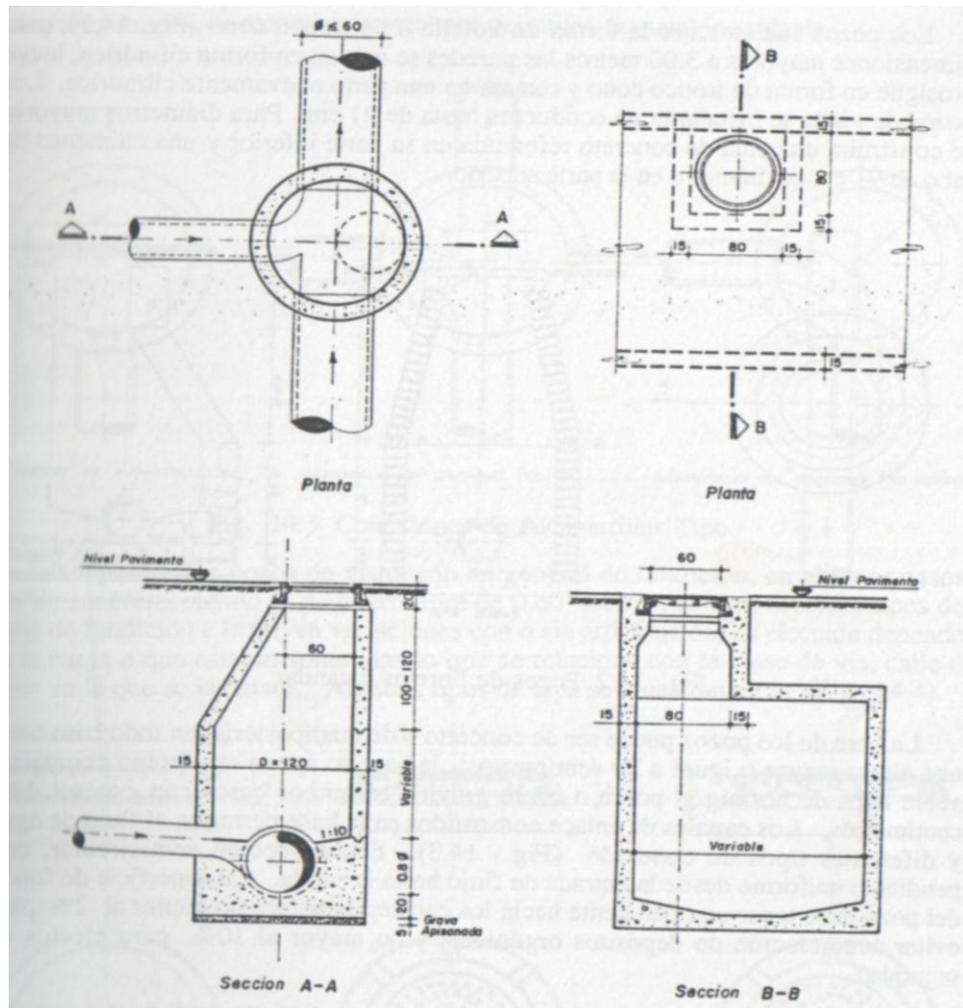


Figura N° 14 Cámaras de inspección de sección circular y cuadrada

Los de sección circular tienen 1.20 metros de ancho en su base inferior, actualmente se acepta hasta 1.00 metros, la base superior o entrada al pozo de visita o cámara de inspección tiene dimensión mínima de 0.60 metros. Las cámaras de sección cuadrada empleadas ocasionalmente como colectores de agua pluvial, presentan una sección común en la base inferior de 1.00 metros a

1.20 metros, para el acceso utilizan una reducción a sección circular de 0.60 metros.

Las cámaras suelen tener forma de botella o de tronco como la Figura N° 15, para dimensiones mayores a 3.00 metros las paredes se inician en forma cilíndrica, luego prosigue en forma tronco cono y remata en una parte nuevamente cilíndrica. Las cámaras de inspección se instalarán en conductos hasta de 91 cm. Para diámetros mayores se construirá una caja de concreto reforzada en su parte inferior y una chimenea de tubo de 91 cm de diámetro en la parte superior.

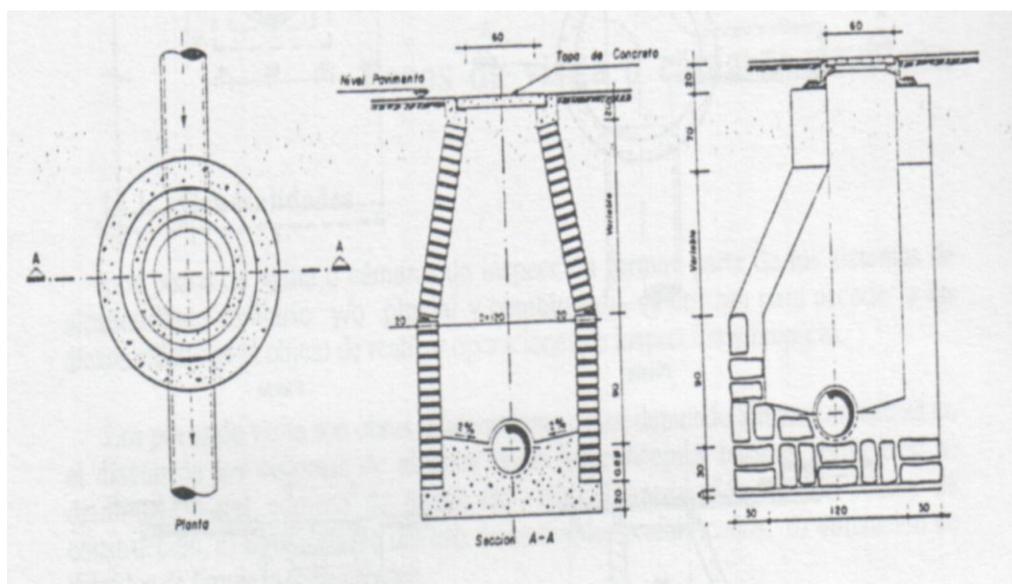


Figura N° 15 Cámaras de inspección de forma estándar

La base de la cámara puede ser de concreto o de mampostería, en todo caso tiene una altura mayor o igual a 20 cm; la base se apoya en terreno compacto, sobre una capa de hormigón pobre o sobre gravilla en ambos casos con espesor de 5 cm. Los canales de enlace construidos en la base permiten el flujo de agua y diferentes tipos de conexión (Figura N° 28), tienen sección semicircular con pendiente uniforme desde la entrada de flujo hasta la salida. La superficie de fondo del pozo debe tener una pendiente hacia los canales de

enlace no menor al 2% para evitar acumulación de depósitos orgánicos y no mayor al 10% para efectos de seguridad.

Para paredes de mampostería el espesor mínimo será de 20 a 25 cm, las juntas entre los elementos se hará con mortero cemento-arena en proporción 1:3 ó 1:4, las paredes internas se deben incluir con una capa de 2.0 cm de espesor en mortero de cemento-arena de proporción 1:2 ó 1:3.

Las paredes de concreto en sitio o prefabricadas mediante anillos modulares tendrían un espesor mínimo de 15 cm la parte interna, llevará enlucido de cemento-arena en proporción 1:2, hasta una altura de 40 cm a partir de la solera. Por razones de seguridad actualmente está prohibido el uso de peldaños de hierro empotrados, se recomienda escaleras portátiles de metal inoxidable.

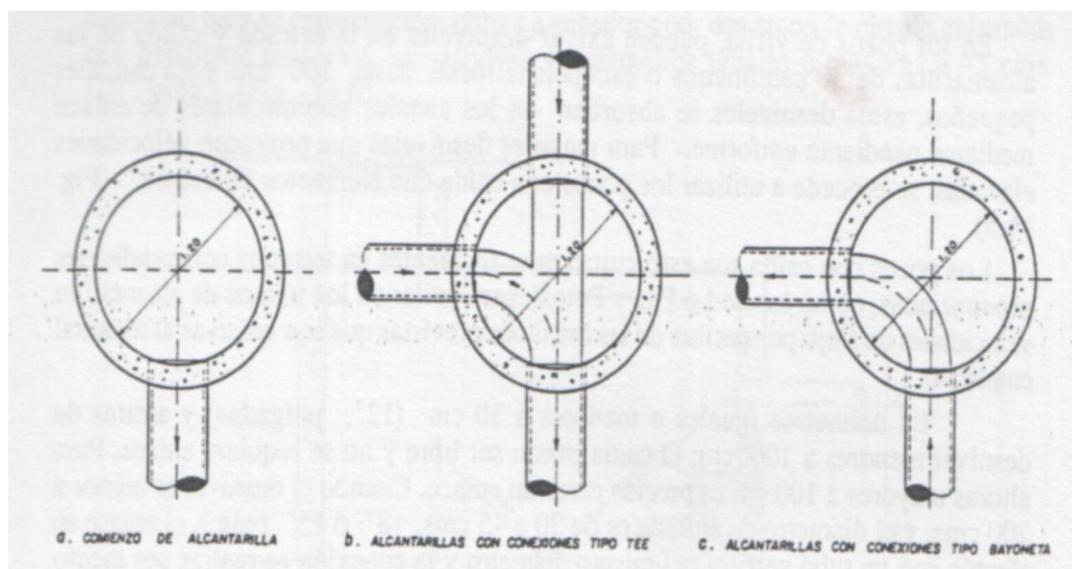


Figura N° 16 Conexiones de alcantarilla tipo

Las tapas de las cámaras de inspección son en general de fundición, en algunos casos son de concreto, siendo el diámetro libre de 0.60 metros, existen diversos tipos de tapas de fundición e incluyen variaciones con o sin articulación, su elección depende de la carga a que estarán sometidas lo que se relaciona con la clase de vía, calle ó lugar en la que se instalará. Algunos tipos de tapa se muestran en la Figura N° 17.

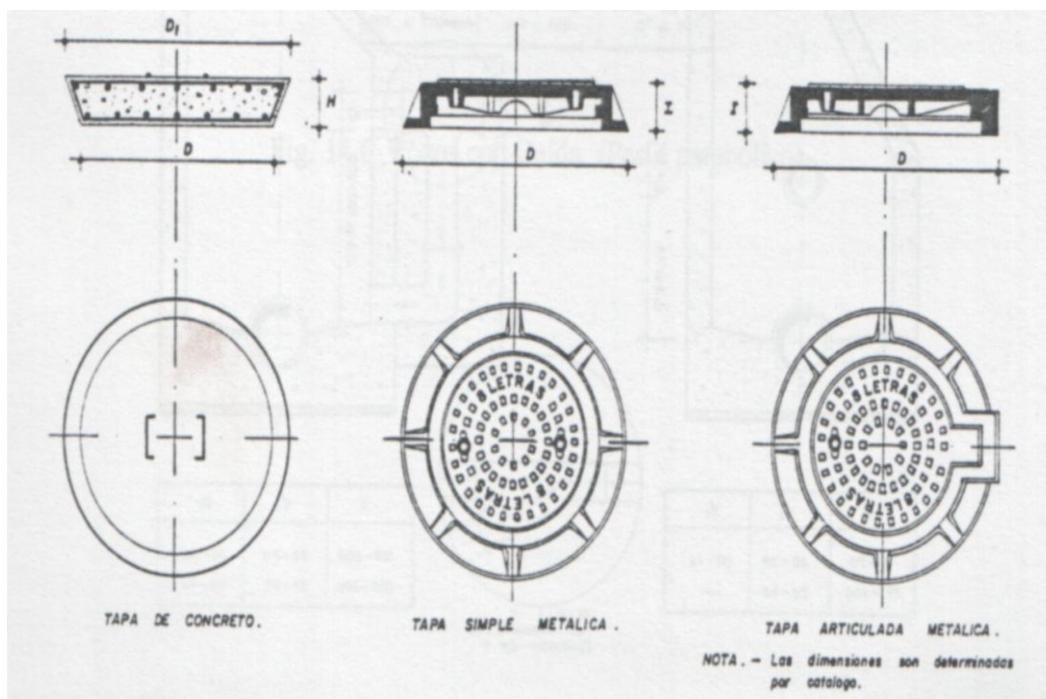


Figura N° 17 Tapas estándar para cámaras de inspección

- ***Cámaras de inspección o pozos de visita con caída***

En las cámaras de inspección, pueden existir desniveles en la entrada y salida de las alcantarillas de 30 cm ó excepcionalmente hasta 100 cm para caudales pequeños, estos desniveles se absorben en los canales semicirculares de enlace mediante pendiente uniforme. Para mayores desniveles que provocan velocidades elevadas, se procede a utilizar los pozos con caída con elementos de enlace (Figura N° 18).

Los pozos con caída son estructuras muy frecuentes en terrenos con pendientes pronunciadas, como los de La Paz y Potosí, para evitar en los tramos de alcantarilla velocidades de flujo por encima de las máximas previstas que son erosivas al material empleado.

En diámetros iguales o menores a 30 cm (12") y alturas de desnivel menores a 100 cm, la caída puede ser libre y no se requiere enlace. Para determinar alturas mayores a 100 cm es preciso crear un enlace. Cuando el desnivel es menor a 200 cm y el diámetro de entrada es de 20 a 45 cm (8" ó 15"), el

enlace se efectúa con un tubo vertical del mismo diámetro y la conexión se realiza por medio de una Te o una Ye, toda la conexión es envuelta en un dado de concreto para evitar fracturas en las piezas. Si el desnivel es mayor a los 200 cm, hasta los 400 cm el tubo descendente debe ser preferentemente oblicuo (Ye).

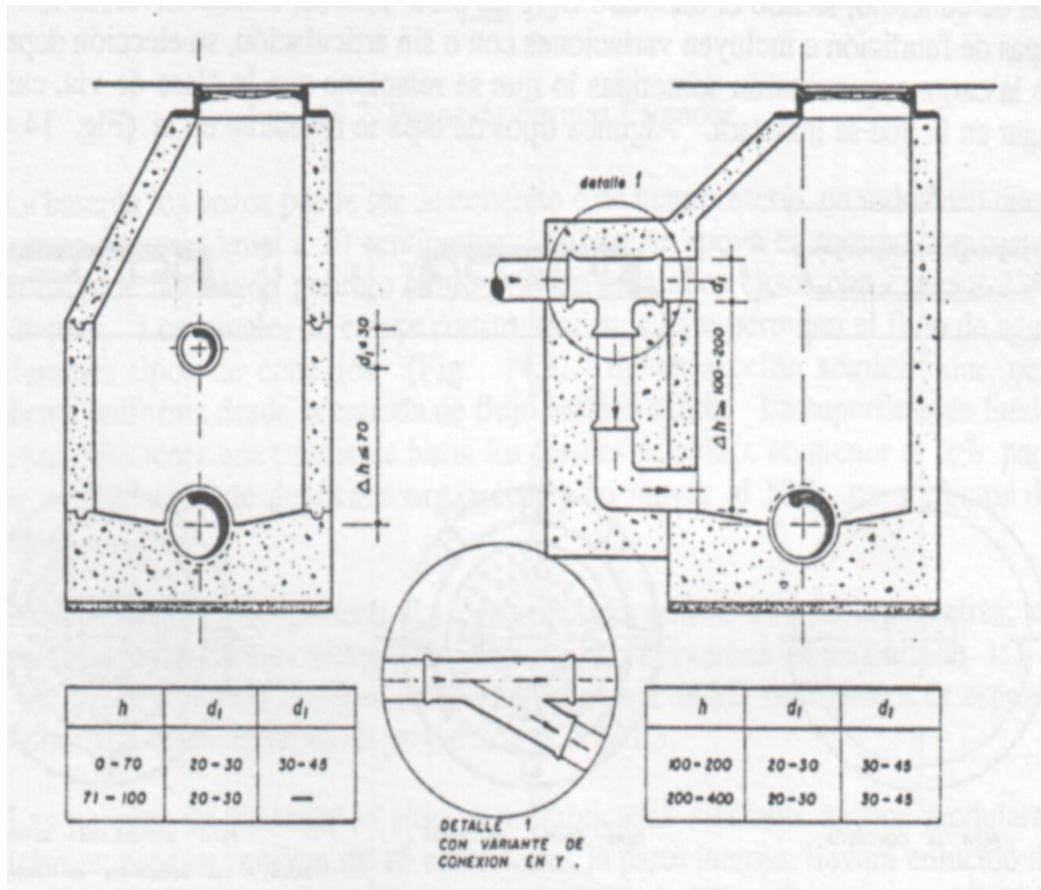


Figura N° 18 Cámaras de inspección con caída

El enlace ideal se conseguirá con un perfil parabólico. Sin embargo, la dificultad para su construcción, obliga a substituir por dos arcos de círculo enlazados con pendiente uniforme, utilizándose en diámetros iguales o mayores a 45 cm (18") (Figura N° 19).

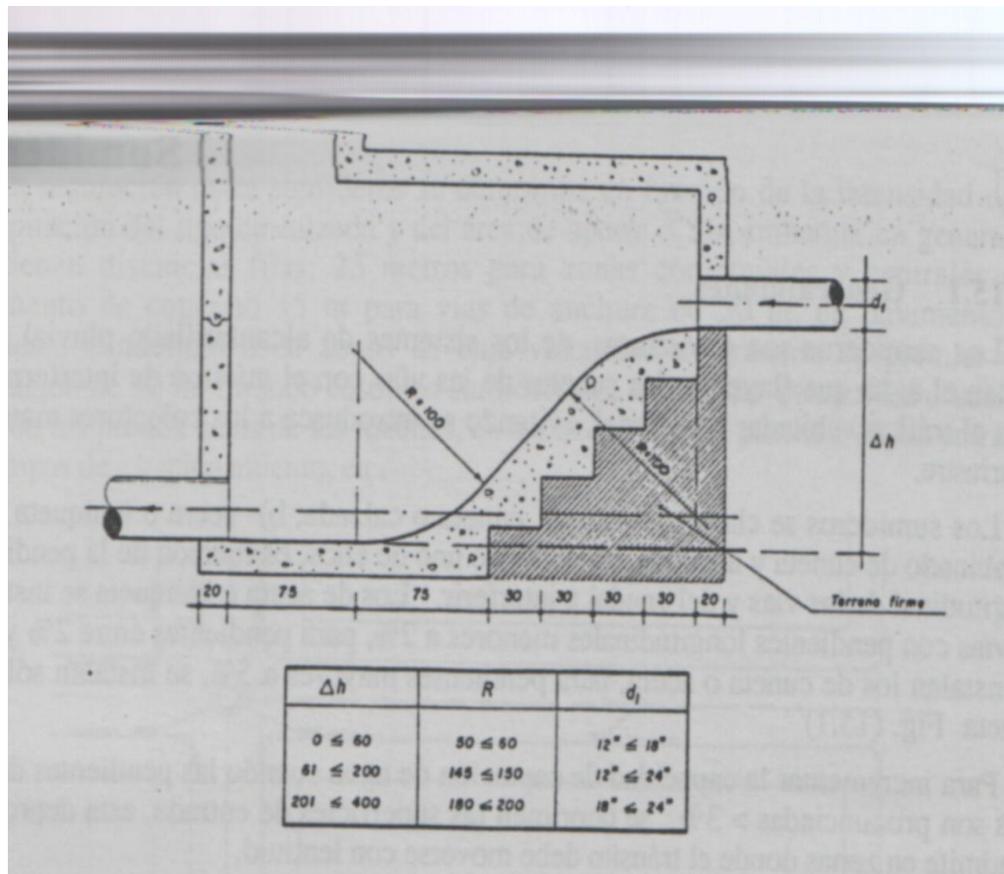


Figura N° 19 Cámaras de inspección con caída (Perfil parabólico)

CAPITULO V

APLICACIÓN PRÁCTICA

5.1. DETERMINACIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO

El área del proyecto se determinó en el Barrio Los Chapacos, el cual necesita un sistema de drenaje para la circulación del agua en época de lluvias.

5.2. CONDICIONES PRELIMINARES DEL ÁREA DEL PROYECTO

El Barrio Los Chapacos en la actualidad no cuenta con un sistema de drenaje pluvial, cuenta con un canal de desagüe de una quebrada en uno de los márgenes del barrio.

5.3. DETERMINACIÓN DE LA HIDROLOGÍA DEL PROYECTO

CÁLCULO DE LOS COLECTORES:

Para lluvias máximas horarias dadas en un tiempo mayor a 2 horas y menor a 24 horas.

$$Ht_T = Ed * (t / \alpha)^\beta * (1 + Kd \text{ Log } T)$$

Donde:

Ht_T = Altura de lluvia máxima horaria (mm) para un determinado tiempo de duración y periodo de retorno.

Ed = Moda ponderada.

Kd = Característica ponderada.

T = Periodo de retorno (años)

β = Constante para la ciudad de Tarija = 0,2.

α = Equivalente de lluvia que depende de la magnitud de la cuenca:

$$\text{Área de la cuenca} \geq 20 \text{ Km}^2 \quad \alpha = 12$$

$$\text{Área de la cuenca} < 20 \text{ Km}^2 \quad \alpha = 2$$

α = Como el área de estudio es menor a 20 Km² $\alpha = 2$.

t = Tiempo de duración de la lluvia (horas) (mayor a 2 horas y menor a 24 horas).

$$Ed = \bar{X} - 0.45Sd$$

Donde:

Ed = Moda.

\bar{X} = Media de los datos de la estación pluviométrica.

Sd = Desviación estándar.

$$Kd = \frac{Sd}{0,557 Ed}$$

Donde:

Kd = Característica.

Ed = Moda.

Sd = Desviación estándar.

El tiempo de concentración es la suma del tiempo de entrada (adoptado 10 min para el inicio de un tramo) más el tiempo de flujo en cada tramo:

$$T_c = t_e + t_f$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración (minutos).

t_e = Tiempo de entrada (asumido 10 minutos).

t_f = Tiempo de flujo en cada tramo (minutos).

El tiempo de flujo en cada tramo se calculó mediante la siguiente fórmula:

$$t_f = \frac{L}{60 * V}$$

Donde:

t_f = Tiempo en cada tramo en minutos.

L = Longitud de la tubería del tramo en metros.

V = Velocidad de circulación en m/seg.

El parámetro de la velocidad es $0,6 \text{ m/seg} \leq V \leq 8 \text{ m/seg}$

La velocidad se calculó mediante la siguiente ecuación de Manning:

$$V = 1/n * R_h^{2/3} * S^{1/2}$$

Donde:

V = Velocidad de circulación en m/seg.

n = Coeficiente de rugosidad, para tuberías de H^o $n=0,013$.

R_h = Radio hidráulico, para tubería $R_h=D/4$

S = Pendiente del tramo de la tubería.

El caudal de diseño se calculó mediante la fórmula racional:

$$Q = 2,78 * C * I * A$$

Donde:

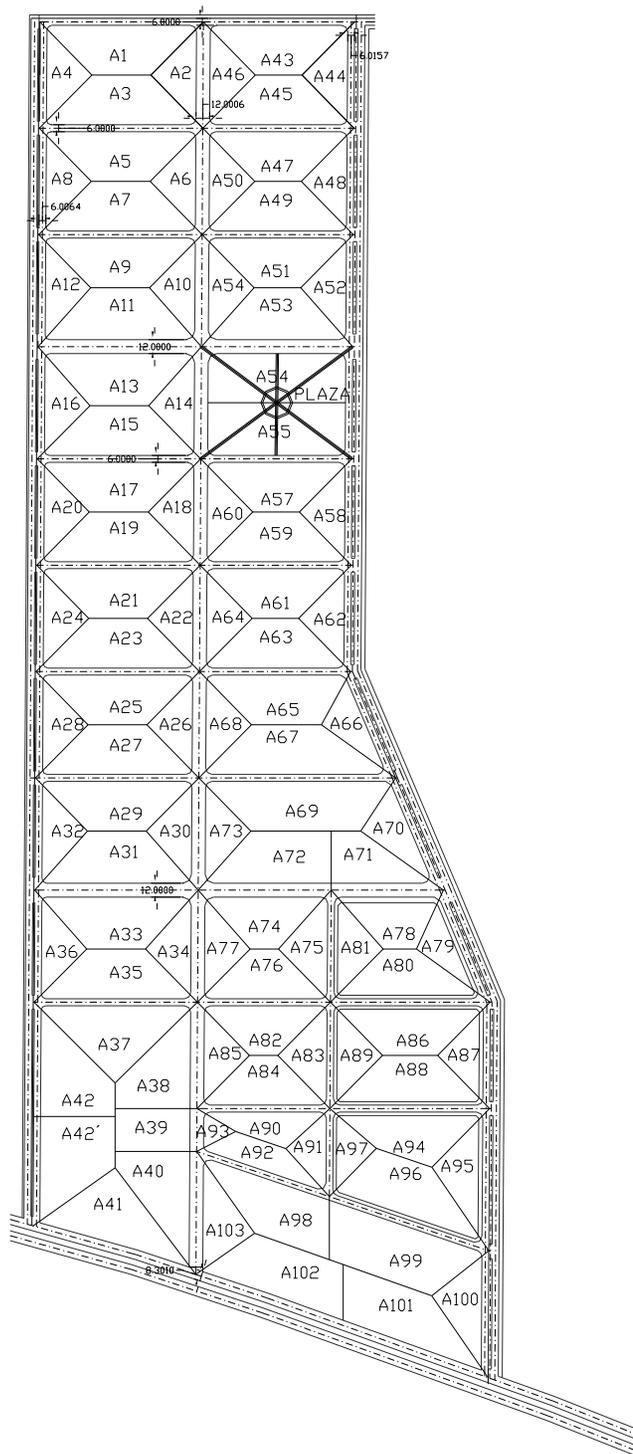
Q = Caudal en l/seg.

C = Coeficiente de escorrentía.

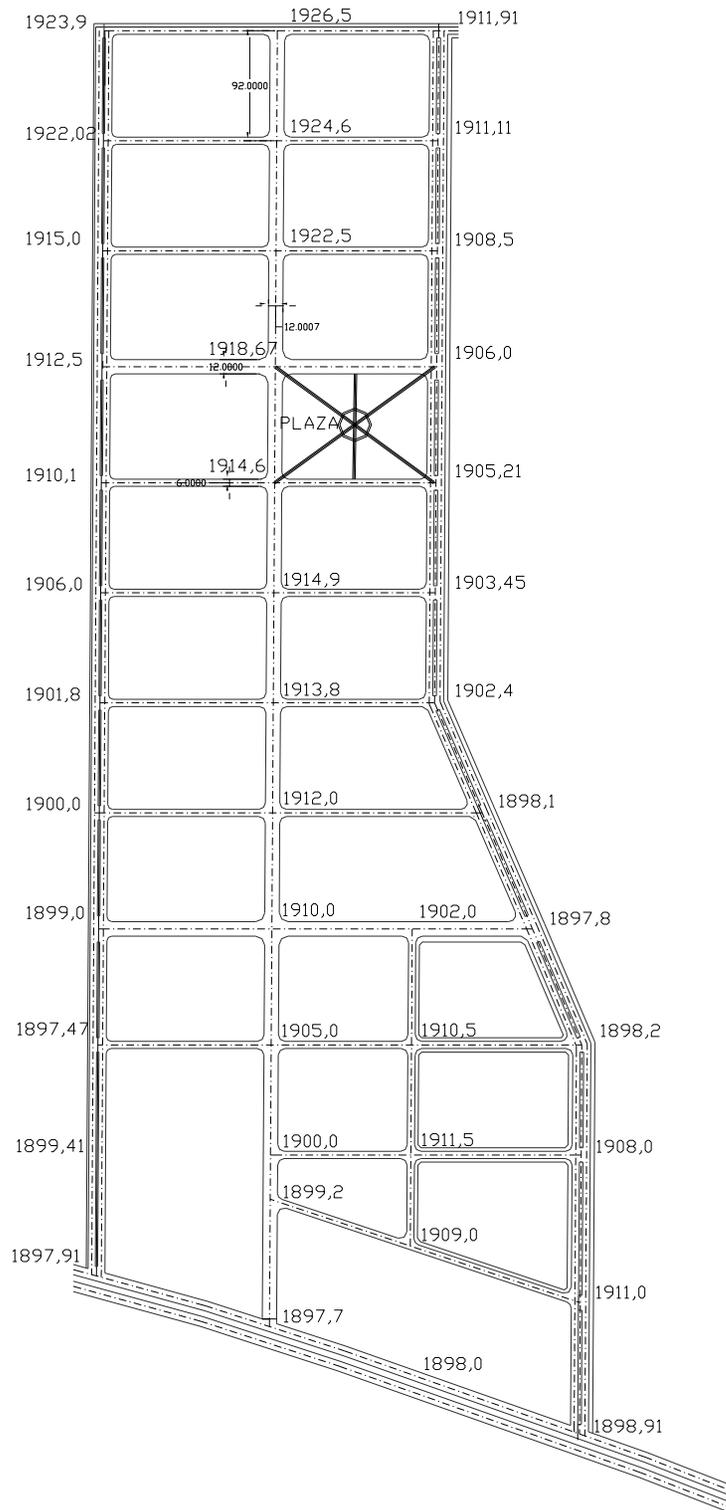
I = Intensidad en mm/hr.

A = Área de aporte en Has.

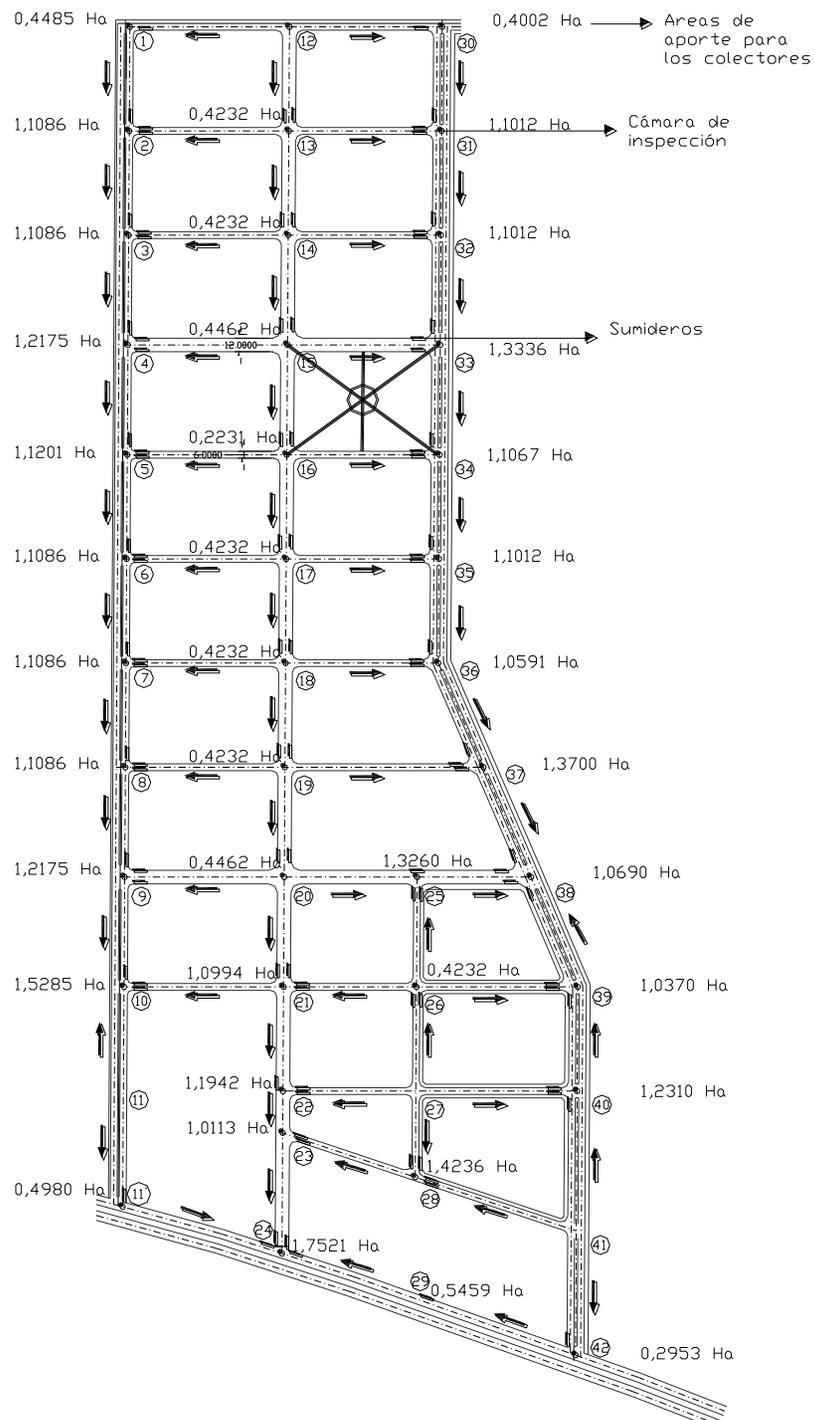
DISTRIBUCIÓN DE ÁREAS DEL BARRIO LOS CHAPACOS



COTAS DEL BARRIO LOS CHAPACOS



DISTRIBUCIÓN DE ÁREAS, CÁMARA DE INSPECCIÓN Y SUMIDEROS



Cuadro N° 1
Cálculo de áreas

N°	ÁREA m ²	ÁREA Has	N°	ÁREA m ²	ÁREA Has	N°	ÁREA m ²	ÁREA Has	N°	ÁREA m ²	ÁREA Has
1	4485,11	0,4485	26	2116,04	0,2116	52	2231,04	0,2231	78	3621,11	0,3621
2	2116,04	0,2116	27	4485,11	0,4485	53	4437,00	0,4437	79	2195,16	0,2195
3	4485,11	0,4485	28	2116,04	0,2116	54	2231,04	0,2231	80	3906,47	0,3906
4	2116,04	0,2116	29	4485,11	0,4485	55	6668,00	0,6668	81	2231,04	0,2231
5	4485,11	0,4485	30	2116,04	0,2116	56	6668,00	0,6668	82	3266,06	0,3266
6	2116,04	0,2116	31	4485,11	0,4485	57	4002,10	0,4002	83	2231,04	0,2231
7	4485,11	0,4485	32	2116,04	0,2116	58	2116,04	0,2116	84	3266,06	0,3266
8	2116,04	0,2116	33	4485,11	0,4485	59	4002,10	0,4002	85	2231,04	0,2231
9	4485,11	0,4485	34	2116,04	0,2116	60	2116,04	0,2116	86	4347,12	0,4347
10	2231,04	0,2231	35	4485,11	0,4485	61	4002,10	0,4002	87	2116,04	0,2116
11	4980,00	0,4980	36	2116,04	0,2116	62	2116,04	0,2116	88	4334,17	0,4334
11'	2231,04	0,2231	37	5022,55	0,5023	63	4002,10	0,4002	89	2231,04	0,2231
12	2231,04	0,2231	38	4214,36	0,4214	64	2116,04	0,2116	90	2346,48	0,2346
13	4972,56	0,4973	39	2809,57	0,2810	65	4473,44	0,4473	91	1464,23	0,1464
14	2231,04	0,2231	40	4214,36	0,4214	66	2096,18	0,2096	92	2183,14	0,2183
15	4485,11	0,4485	41	5108,50	0,5109	67	5396,00	0,5396	93	633,03	0,0633
16	2231,04	0,2231	42	9403,63	0,9404	68	2116,04	0,2116	94	4877,28	0,4877
17	4485,11	0,4485	43	4002,10	0,4002	69	6207,74	0,6208	95	3099,00	0,3099
18	2116,04	0,2116	44	2116,04	0,2116	70	2447,68	0,2448	96	4477,44	0,4477
19	4485,11	0,4485	45	4002,10	0,4002	71	2787,54	0,2788	97	1563,28	0,1563
20	2116,04	0,2116	46	2116,04	0,2116	72	5176,85	0,5177	98	4487,37	0,4487
21	4485,11	0,4485	47	4002,10	0,4002	73	2231,04	0,2231	99	6731,05	0,6731
22	2116,04	0,2116	48	2116,04	0,2116	74	3621,11	0,3621	100	2952,72	0,2953
23	4485,11	0,4485	49	4002,10	0,4002	75	2231,04	0,2231	101	5459,26	0,5459
24	2116,04	0,2116	50	2116,04	0,2116	76	3266,06	0,3266	102	5459,26	0,5459
25	4485,11	0,4485	51	4002,10	0,4002	77	2231,04	0,2231	103	2738,80	0,2739

CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA:

Área Total:	$A_T = 34,1610$ Has
Área Plaza:	$A_P = 1,0592$ Has
Área Cancha de Tierra:	$A_C = 2,7828$ Has
Área Calles:	$A_{Cl} = 5,4249$ Has
Área Calles de Tierra:	$A_{CTr} = 2,71245$ Has
Área Calles C/Empedrado:	$A_{CE} = 2,71245$ Has
Área de Lotes Vacíos:	$A_{Lv} = 9,95644$ Has
Área Techos:	$A_T = 14,93466$ Has

VALORES DE COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA SEGÚN TABLA N° 21:

Coefficiente para plaza:	$C_{jardín} = 0,15$
Coefficiente para cancha de tierra:	$C_{cancha} = 0,20$
Coefficiente para calles de tierra:	$C_{tierra} = 0,20$
Coefficiente para calles empedradas:	$C_{empedrado} = 0,30$
Coefficiente para lotes vacíos y patios:	$C_{lotes vacíos} = 0,20$
Coefficiente para techos:	$C_{techos} = 0,70$

COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA PONDERADO:

$$C = \frac{A_P * C_{Jardin} + A_C * C_{Cancha} + A_{CTr} * C_{Tierra} + A_{CE} * C_{Empedrado} + A_{TC} * C_{Lotes vacíos} + A_{TT} * C_{Techos}}{A_T}$$

$$C = \frac{1,0592*0,15 + 2,7828*0,20 + 2,71245 * 0,20 + 2,71245*0,30 + 9,95644*0,20 + 14,93466*0,70}{34,161}$$

C = 0,425

Cuadro N° 2

Datos Pluviométricos Estación Aeropuerto

PRECIPITACION MAXIMA DIARIA (mm)

Estación: AEROPUERTO

Lat. S.: 21° 32' 48"

Provincia:

Long. W.: 64° 42' 39"

CERCADO

Departamento:

Altura: 1,849 m.s.n.m.

TARIJA

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	Máxima
1954					0,0	0,0	0,0	0,0	3,0	3,5	125,0	39,9	
1955	15,0	56,0	37,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	8,1	21,0	16,3	56,0
1956	32,2	55,3	6,6	0,0	0,0	0,0	0,0	2,4	17,2	57,2	26,6	20,0	57,2
1957	54,2	35,2	40,2	4,5	0,0	0,0	0,0	3,1	4,0	30,0	7,3	32,0	54,2
1958	56,0	50,0	33,0	3,0	0,0	0,0	3,0	0,0	5,0	24,4	32,3	30,0	56,0
1959	24,6	51,0	13,0	23,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,6	34,5	26,0	60,1	60,1
1960	44,3	48,6	46,0	11,6	0,0	0,0	0,0	0,0	6,6	14,0	42,6	54,0	54,0
1961	36,0	46,4	70,0	50,0	2,0	0,0	0,0	0,0	1,8	35,6	7,6	27,5	70,0
1962	35,0	37,0	20,0	23,0	0,0	0,0	0,6	0,0	0,0	14,5	25,3	31,2	37,0
1963	51,0	31,2	40,8	35,0	2,6	4,0	0,0	0,0	0,0	6,6	14,5	48,0	51,0
1964	52,0	17,0	25,3	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	3,5	11,0	40,0	19,4	52,0
1965	37,0	26,0	15,0	22,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	11,4	4,0	23,4	37,0
1966	32,5	14,0	40,3	13,5	11,1	0,0	0,0	0,0	0,0	11,0	23,2	106,0	106,0
1967	20,0	36,7	22,0	18,5	0,0	0,0	0,0	0,1	13,0	12,6	18,6	56,0	56,0
1968	49,0	55,0	25,0	14,0	9,0	0,0	0,0	34,0	4,0	7,0	32,3	11,0	55,0
1969	34,0	57,0	8,6	10,0	0,0	0,0	0,0	0,0	17,0	17,0	52,0	50,0	57,0
1970	37,0	30,0	83,3	43,0	1,4	0,0	0,0	0,0	23,0	20,0	3,0	67,5	83,3
1971	45,0	55,1	25,0	11,0	0,0	0,0	0,0	1,0	0,0	17,0	38,0	28,2	55,1
1972	26,0	29,0	26,6	11,6	6,0	22,0	0,0	1,0	2,4	10,2	18,0	45,0	45,0
1973	51,0	17,8	82,6	16,6	25,6	0,0		2,0	0,0	16,0	17,0		
1974	48,5	42,6	19,0	19,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	7,1	11,0	42,3	48,5
1975	58,9	37,0	14,4	13,0	0,0	0,0	0,0	0,0	17,3	6,5	38,6	88,3	88,3
1976	40,6	19,4	40,6	0,0	1,0	0,0	0,0	2,7	3,5	1,0	28,0	26,2	40,6
1977	36,0	19,0	27,0	1,4	6,5	0,0	0,0	2,0	5,0	59,0	27,6	17,1	59,0
1978	51,0	31,0	13,0	35,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	17,6	26,0	49,0	51,0
1979	34,6	23,0	27,8	9,7	0,0	5,0	20,0	0,0	0,0	16,7	31,4	28,5	34,6
1980	21,6	31,8	29,0	7,0	6,0	0,0	0,0	3,0	0,0	10,0	16,6	39,7	39,7
1981	35,4	24,0	26,9	13,3	0,2	0,0	2,0	7,0	1,9	20,0	64,4	38,8	64,4
1982	36,0	13,5	18,4	23,5	2,4	0,0	0,0	0,0	0,2	16,3	8,7	41,0	41,0
1983	12,0	24,3	2,0	3,4	2,0	0,0	0,7	0,8	7,0	11,0	34,0	23,0	34,0
1984	19,2	41,2	38,8	1,0	0,0	0,0	0,0	19,6	0,6	15,0	20,0	59,0	59,0
1985	84,7	32,2	14,2	30,4	0,0	0,0	1,3	7,8	4,1	5,0	20,6	37,8	84,7
1986	19,8	40,5	25,0	17,0	0,0	0,0	0,0	0,0	6,8	13,0	37,5	42,0	42,0
1987	97,8	69,8	21,2	12,8	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	19,2	23,6	19,0	97,8
1988	37,2	13,6	29,6	40,1	0,3	0,6	1,0	0,0	1,0	11,0	4,4	29,8	40,1
1989	45,2	15,8	31,0	16,8	0,0	1,0	0,2	0,0	1,0	17,0	74,0	28,4	74,0
1990	27,2	44,0	13,2	3,2	0,0	0,0	0,0	1,0	2,0	8,2	43,8	35,0	44,0
1991	47,0	30,2	34,6	18,5	0,0	0,0	0,0	1,2	1,8	45,2	40,0	17,2	47,0
1992	68,1	23,5	34,0	2,0	0,0	0,0	0,0	0,0	4,5	18,8	25,0	17,5	68,1
1993	22,2	26,0	31,0	21,2	0,0	0,0	1,3	2,2	0,0	23,0	27,5	50,1	50,1

Continuación de cuadro anterior:

1994	38,2	26,5	13,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	13,4	12,9	26,2	29,0	38,2
1995	35,6	10,2	20,0	0,0	1,0	0,0	0,0	0,0	8,4	26,2	24,6	45,0	45,0
1996	44,0	35,6	52,0	0,8	8,2	1,0	0,0	4,4	8,2	3,0	37,0	38,4	52,0
1997	22,6	23,2	27,0	10,2	4,2	0,0	0,0	0,3	6,2		27,7	24,0	
1998	39,0	17,7	48,0	6,9	1,4	0,3	0,0	0,4	0,4	15,4	26,9	13,9	48,0
1999	23,8	74,7	52,0	4,5	2,4	1,4	0,0	0,0	20,0	28,0	5,0	31,0	74,7
2000	78,0	34,2	23,3	5,4	0,1	0,0	0,0	0,7	0,0	3,0	14,6	25,2	78,0
2001	22,2	37,0	15,3	5,6	0,0	0,1	0,0	1,2	5,4	47,6	14,4	82,0	82,0
2002	15,4	25,0	29,5	6,5	0,4	0,0	0,0	0,3	0,0	20,2	60,0	35,7	60,0
2003	23,8	7,8	21,8	0,3	1,6	0,0	0,0	0,0	1,5	8,6	21,6	48,8	48,8
2004	17,4	21,8	26,3	9,4	0,7	0,0	0,0	5,2	5,2	52,4	43,0	34,7	52,4
2005	35,0	41,5	54,2	4,6	0,0	0,0	0,2	0,2	2,2	1,2	28,4	26,2	54,2
2006	49,5	24,2	23,4	7,6	1,2	0,0	0,0	0,0	1,3	16,2	17,8	19,4	49,5
2007	48,3	16,2	28,9	4,3	0,0	0,0	0,0	0,0	12,4	34,2	28,6	25,2	48,3
2008	20,3	18,3	32,3	18,1	0,0	0,0	0,0	0,2	0,2	30,8	33,0	49,5	49,5
2009	20,2	16,8	20,7	11,8	0,2	0,0	0,0	0,5	11,9	1,6	22,6	43,2	43,2
2010													
Máxima	97,8	74,7	83,3	50,0	25,6	22,0	20,0	34,0	23,0	59,0	125,0	106,0	125,0

Cuadro N° 3

Datos Pluviométricos Estación El Tejar

PRECIPITACION MAXIMA DIARIA (mm)

Estación: EL TEJAR
 Provincia: CERCADO
 Departamento:
 TARIJA

Lat. S.: 21° 32' 35"
 Long. W.: 64° 43' 16"

Altura: 1,859 m.s.n.m.

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	Máxima
1970	20,0	18,0	60,0	33,0	0,5	0,0	0,0	0,0	11,0	15,0	4,5	62,0	62,0
1971	46,5	68,5	39,0	8,0	0,0	0,0	0,0	0,0	6,5	14,0	24,0	20,5	68,5
1972	16,0	23,0	34,5	6,0	7,0	19,0	0,0	0,0	3,0	13,0	18,5	28,0	34,5
1973	59,0	30,0	71,0	17,5	20,0	0,0	0,0	3,0	0,0	22,0			
1974													
1975	56,5	21,1	15,7	10,5	1,5	0,0	1,3	0,0	6,5	6,5	46,0	26,7	56,5
1976	28,7	11,5	27,0	9,3	1,8	0,0	0,0	3,4	4,0	2,4	21,5	34,3	34,3
1977	33,3	27,5	22,5	9,5	4,7	0,0	0,0	10,8	4,3	48,6	21,7	24,0	48,6
1978	21,8	35,0	13,3	26,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	17,0	22,5	38,3	38,3
1979	20,0	27,0	17,3	10,2	0,0	6,0	17,5	8,7	0,0	19,2	29,5	32,0	32,0
1980	21,8	24,6	26,6	3,0	10,8	0,0	0,0	1,8	0,0	9,0	9,5	46,0	46,0
1981	49,5	36,0	23,0	27,0	0,0	0,0	0,4	6,7	3,0	17,0	25,0	49,5	49,5
1982	58,0	19,0	14,2	32,5	3,4	0,0	0,0	0,0	2,3	12,0	38,0	55,5	58,0
1983	22,2	16,0	3,6	6,0	0,8	0,0	1,3	0,0	6,5	19,0	29,7	30,0	30,0
1984	27,5	41,0	36,0	1,2	0,0	0,0	0,0	23,0	0,4	14,2	20,0	47,3	47,3
1985	91,5	30,1	17,5	31,0	0,0	0,0	2,7	4,6	1,0	4,8	22,0	41,7	91,5
1986	29,5	34,0	20,3	14,2	1,0	0,0	0,0	0,0	6,6	36,5	40,0	64,0	64,0
1987	80,0	53,3	30,0	11,8	0,8	0,0	0,3	0,0	0,2	26,8	16,2	30,6	80,0
1988	56,0	15,3	47,4	3,9	0,5	0,0	2,0	0,0	1,0	9,4	10,3	66,5	66,5
1989	37,0	14,0	26,0	17,7	0,0	1,3	0,0	0,0	6,7	17,8	105,7	16,0	105,7
1990	23,2	49,8	13,2	2,9	1,0	0,0	0,0	0,5	3,2	4,7	25,9	37,4	49,8
1991	70,6	22,5	36,0	19,6	0,2	0,2	0,0	4,5	1,6	47,8	35,2	36,3	70,6
1992	39,0	31,0	27,3	5,1	0,0	0,0	0,0	0,0	5,8	14,0	21,0	33,0	39,0
1993	17,7	32,7	22,8	11,8	0,0	0,0	2,0	2,0	0,2	25,0	30,8	84,0	84,0
1994	38,2	44,0	12,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	11,0	12,0	29,0	32,7	44,0
1995	35,0	10,2	36,5	0,5	1,0	0,0	0,0	0,0	10,4	21,5	25,7	30,6	36,5
1996	48,5	67,0	57,3	4,1	8,3	0,0	0,0	5,0	9,5	5,3	57,0	44,5	67,0
1997	31,6	49,7	24,4	9,2	3,0	0,0	0,0	0,0	6,6	5,2	29,0	23,3	49,7
1998	41,8	22,2	47,5	11,2	2,5	1,0	1,0	0,0	0,4	22,6	29,5	37,4	47,5
1999	25,8	80,0	65,0	7,0	4,3	2,2	0,0	0,0	15,4	23,5	8,4	33,6	80,0
2000	81,3	45,2	26,0	11,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	3,5	12,0	30,4	81,3
2001	29,0	50,0	15,8	4,6	0,0	0,0	0,0	0,7	4,7	41,0	22,2	90,0	90,0
2002	13,2	25,4	24,8	7,8	0,7	0,0	0,0	0,0	0,3	22,0	49,0	38,0	49,0
2003	24,4	6,5	30,5	0,0							13,2	53,2	
2004	17,5	24,5	27,3	8,5	1,1	0,0	0,0	4,0	5,7	41,6	45,5	49,6	49,6
2005	31,3	43,0	32,2	7,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,8	1,5	35,4	26,0	43,0
2006	39,0	27,3	21,8	7,0	1,5	0,0	0,0	0,0	1,8	20,0	12,2	23,8	39,0
2007	43,3	19,2	27,0	5,5	0,5	0,0	0,0	0,6	13,4	34,8	30,0	37,0	43,3
2008	21,0	15,0	25,5	26,0	0,0	0,0	0,0	1,0	0,4	24,0	30,7	56,5	56,5
2009	16,0	16,8	23,5	18,5	0,4	0,0	0,0	0,0		1,5	17,0	34,8	
2010	35,0												
Máxima	91,5	80,0	71,0	33,0	20,0	19,0	17,5	23,0	15,4	48,6	105,7	90,0	105,7

Estación Aeropuerto:

Número de Datos $N = 53$

Media $\bar{X} = 56,105$

Desviación Estándar $Sd = 16,056$

Moda $Ed = Hd - 0,45 * Sd = 48,881$

Característica $Kd = \frac{Sd}{0,557 * Ed} = 0,59$

Estación El Tejar:

Número de Datos $N = 36$

Media $\bar{X} = 56,47$

Desviación Estándar $Sd = 18,976$

Moda $Ed = Hd - 0,45 * Sd = 47,931$

Característica $Kd = \frac{Sd}{0,557 * Ed} = 0,71$

Moda ponderada = $\frac{48,881 * 53 + 47,931 * 36}{53 + 36} = 48,497$

Característica ponderada = $\frac{0,59 * 53 + 0,71 * 36}{53 + 36} = 0,64$

Para lluvias máximas dadas en un tiempo mayor o igual a 2 horas y menor a 24 horas.

$$Ht_T = Ed * (t / 2)^{0,2} * (1 + Kd \text{ Log } T)$$

Cuadro N° 4**Cálculo de alturas de precipitación para tiempo mayor o igual a 2 horas**

Periodo de Retorno T (años)	Tiempo de duración de la lluvia (horas)								
	0,25	0,5	1	1,5	2	4	6	8	12
2					57,84	66,44	72,05	76,32	82,77
5					70,19	80,63	87,44	92,62	100,44
10					79,54	91,36	99,08	104,95	113,81
20					88,88	102,09	110,72	117,28	127,18

GRAFICA PAPEL LOGARITMICO

De la gráfica se obtiene los siguientes resultados:

Cuadro N° 5

Cálculo de alturas de precipitación para tiempo menor a 2 horas

Periodo de Retorno T (años)	Tiempo de duración de la lluvia (horas)								
	0,25	0,5	1	1,5	2	4	6	8	12
2	10,00	18,00	33,00	45,00	57,84	66,44	72,05	76,32	82,77
5	11,00	20,50	38,00	54,00	70,19	80,63	87,44	92,62	100,44
10	12,00	23,00	42,00	60,00	79,54	91,36	99,08	104,95	113,81
20	13,00	25,00	47,00	68,00	88,88	102,09	110,72	117,28	127,18

Utilizando la gráfica para un Periodo de Retorno T = 2 años, se obtienen las precipitaciones para diferentes tiempos de concentración, con las cuales se calcula las intensidades de precipitación:

$$I = \frac{P}{t}$$

Donde:

I = Intensidad de precipitación en mm/hr.

P = Precipitación en mm.

t = Tiempo de duración en horas.

El caudal a tubo lleno se lo calculó mediante la fórmula de Manning:

$$Q = 1/n * A * R_h^{2/3} * S^{1/2}$$

Donde:

Q = Caudal (m³/s)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

A = Área de la sección transversal (m²)

R_h = Radio hidráulico = Área de la sección húmeda / Perímetro húmedo (m)

S = Pendiente longitudinal (m/m)

Cuadro N° 6

Planilla de cálculo de intensidad

Tramo		Tiempo de Concentración Tc(min)		Precipitación	Intensidad
Entrada	Salida	Entrada	Tramo	P (mm)	I (mm/hr)
1	2	10,00	1,03	7,00	42,00
2	3	11,03	0,53	7,50	40,81
3	4	11,56	0,96	7,70	39,97
4	5	12,52	0,98	8,30	39,76
5	6	13,51	0,70	9,00	39,98
6	7	14,20	0,69	9,50	40,13
7	8	14,89	1,05	10,00	40,29
8	9	15,94	1,53	10,80	40,65
9	10	17,47	1,23	12,00	41,22
10	11	18,70	1,08	12,50	40,11
11	11'	19,78	1,37	13,00	39,44
12	13				
13	14	10,00	0,97	7,00	42,00
14	15	10,97	0,78	7,50	41,01
15	16	11,75	0,76	8,00	40,85
16	17	12,51	2,38	8,30	39,82
17	18	14,89	2,10	9,80	39,49
18	19	16,99	1,05	11,50	40,62
19	20	18,04	1,08	12,20	40,58
20	21	19,12	0,68	12,70	39,86
21	22	19,80	0,63	12,90	39,09
22	23	20,43	0,46	13,10	38,47
23	24	20,89	0,85	13,30	38,21
26	25	10,00	0,52	7,00	42,00
25	38	10,52	0,76	7,20	41,05
28	23	10,00	0,70	7,00	42,00
29	24	10,00	1,31	7,00	42,00
30	31	10,00	1,58	7,00	42,00
31	32	11,58	0,87	7,70	39,91
32	33	12,45	0,96	8,20	39,53
33	34	13,41	1,72	8,90	39,82
34	35	15,13	1,06	10,10	40,06
35	36	16,19	1,37	11,50	42,62
36	37	17,56	0,86	12,00	40,99
37	38	18,42	1,64	12,30	40,06
38	-				
41	40	10,00	1,26	7,00	42,00
40	39	11,26	0,45	7,60	40,48
39	38	11,71	3,86	7,80	39,96

Cuadro N°7 Planilla de cálculo de Colectores

Tramo		Long.	Área Tributaria A(Has)		Tiempo de Concentración T(min)		Intens.	Coef. de Escorr.	Caudal de Diseño	Diám.	Pend.	Radio Hid.	Veloc.	Caudal tubería	Fuerza Tractiva	Cota Entrada (m.s.n.m.)		Altura	Cota Salida (m.s.n.m.)		Altura
Ent.	Sal.	L (m)	Parcial	Acum.	Ent.	Tramo	I (mm/hr)	C	Q (l/s)	D (mm)	S (m/m)	Rh (m)	V (m/s)	q (l/s)	τ (Kg/m ²)	CT	CR	h (m)	CT	CR	h (m)
1	2	92,00	0,4485	0,4485	10,00	1,03	42,00	0,425	22,26	200	0,020	0,05	1,49	46,89	1,022	1923,90	1922,40	1,50	1922,02	1920,52	1,50
2	3	92,00	1,1086	1,5571	11,03	0,53	40,81	0,425	75,07	200	0,076	0,05	2,88	90,60	3,815	1922,02	1920,52	1,50	1915,00	1913,50	1,50
3	4	97,00	1,1086	2,6657	11,56	0,96	39,97	0,425	125,88	200	0,026	0,05	1,68	52,65	1,289	1915,00	1913,50	1,50	1912,50	1911,00	1,50
4	5	97,00	1,2175	3,8832	12,52	0,98	39,76	0,425	182,44	200	0,025	0,05	1,64	51,59	1,237	1912,50	1911,00	1,50	1910,10	1908,60	1,50
5	6	92,00	1,1201	5,0033	13,51	0,70	39,98	0,425	236,31	200	0,045	0,05	2,20	69,24	2,228	1910,10	1908,60	1,50	1906,00	1904,50	1,50
6	7	92,00	1,1086	6,1119	14,20	0,69	40,13	0,425	289,79	200	0,046	0,05	2,23	70,08	2,283	1906,00	1904,50	1,50	1901,80	1900,30	1,50
7	8	92,00	1,1086	7,2205	14,89	1,05	40,29	0,425	343,73	200	0,020	0,05	1,46	45,88	0,978	1901,80	1900,30	1,50	1900,00	1898,50	1,50
8	9	97,00	1,1086	8,3291	15,94	1,53	40,65	0,425	400,02	200	0,010	0,05	1,06	33,30	0,515	1900,00	1898,50	1,50	1899,00	1897,50	1,50
9	10	97,00	1,2175	9,5466	17,47	1,23	41,22	0,425	464,96	200	0,016	0,05	1,31	41,19	0,789	1899,00	1897,50	1,50	1897,47	1895,97	1,50
11	10	96,00	1,5285	11,075	18,70	1,08	40,11	0,425	524,83	200	0,020	0,05	1,48	46,63	1,010	1899,41	1897,91	1,50	1897,47	1895,97	1,50
11	11'	96,85	0,4547	0,4547	19,78	1,37	39,44	0,425	21,19	200	0,013	0,05	1,18	37,11	0,640	1899,41	1897,91	1,50	1898,17	1896,67	1,50
12	13	92,00														1926,50			1894,50		
13	14	92,00	0,4232	0,4232	10,00	0,97	42,00	0,425	21,00	200	0,023	0,05	1,58	49,55	1,141	1924,60	1923,10	1,50	1922,50	1921,00	1,50
14	15	97,00	0,4232	0,8464	10,97	0,78	41,01	0,425	41,01	200	0,039	0,05	2,07	65,17	1,974	1922,50	1921,00	1,50	1918,67	1917,17	1,50
15	16	97,00	0,4462	1,2926	11,75	0,76	40,85	0,425	62,38	200	0,042	0,05	2,14	67,18	2,098	1918,67	1917,17	1,50	1914,60	1913,1	1,50
16	17	92,00	0,2231	1,5157	12,51	2,38	39,82	0,425	71,30	200	0,004	0,05	0,64	20,23	0,190	1914,60	1913,1	1,50	1914,90	1912,8	2,15
17	18	92,00	0,4232	1,9389	14,89	2,10	39,49	0,425	90,47	200	0,005	0,05	0,73	22,94	0,245	1914,90	1912,8	2,15	1913,80	1912,3	1,50
18	19	92,00	0,4232	2,3621	16,99	1,05	40,62	0,425	113,35	200	0,020	0,05	1,46	45,88	0,978	1913,80	1912,3	1,50	1912,00	1910,5	1,50
19	20	97,00	0,4232	2,7853	18,04	1,08	40,58	0,425	133,54	200	0,021	0,05	1,50	47,10	1,031	1912,00	1910,5	1,50	1910,00	1908,5	1,50
20	21	97,00	0,4462	3,2315	19,12	0,68	39,86	0,425	152,19	200	0,052	0,05	2,37	74,47	2,577	1910,00	1908,5	1,50	1905,00	1903,5	1,50

Tramo		Long.	Área Tributaria A(Has)		Tiempo de Concentración T(min)		Intensidad	Coef. de Escorr.	Caudal de Diseño	Diám.	Pend.	Radio Hid.	Veloc.	Caudal tubería	Fuerza Tractiva	Cota Entrada (m.s.n.m.)		Altura	Cota Salida (m.s.n.m.)		Altura
Ent.	Sal.	L (m)	Parcial	Acum.	Ent.	Tramo	I (mm/hr)	C	Q (l/s)	D (mm)	S (m/m)	Rh (m)	V (m/s)	q (l/s)	τ (Kg/m ²)	CT	CR	h (m)	CT	CR	h (m)
21	22	92,00	1,0994	4,3309	19,80	0,63	39,09	0,425	200,04	200	0,054	0,05	2,43	76,46	2,717	1905,00	1903,5	1,50	1900,00	1898,5	1,50
22	23	40,30	1,1942	5,5251	20,43	0,46	38,47	0,425	251,16	200	0,020	0,05	1,47	46,21	0,993	1900,00	1898,5	1,50	1899,20	1897,70	1,50
23	24	112,00	1,0113	6,5364	20,89	0,85	38,21	0,425	295,07	200	0,044	0,05	2,19	68,95	2,210	1899,20	1897,70	1,50	1894,25	1892,8	1,50
26	25	97,00	0,4232	0,4232	10,00	0,52	42,00	0,425	21,00	200	0,088	0,05	3,09	97,09	4,381	1910,50	1909,00	1,50	1902,00	1900,50	1,50
25	38	98,00	1,3260	1,7492	10,52	0,76	41,05	0,425	84,84	200	0,043	0,05	2,16	67,90	2,143	1902,00	1900,5	1,50	1897,80	1896,30	1,50
28	23	123,00	1,4236	1,4236	10,00	0,70	42,00	0,425	70,64	200	0,080	0,05	2,95	92,58	3,984	1909,00	1907,5	1,50	1899,20	1897,70	1,50
29	24	136,00	0,5459	0,5459	10,00	1,31	42,00	0,425	27,09	200	0,028	0,05	1,73	54,46	1,379	1898,00	1896,50	1,50	1894,25	1892,8	1,50
30	31	92,00	0,4002	0,4002	10,00	1,58	42,00	0,425	19,86	200	0,009	0,05	0,97	30,58	0,435	1911,91	1910,41	1,50	1911,11	1909,61	1,50
31	32	92,00	1,0120	1,4122	11,58	0,87	39,91	0,425	66,60	200	0,028	0,05	1,76	55,24	1,418	1911,11	1909,61	1,50	1908,50	1907,00	1,50
32	33	97,00	1,0120	2,4242	12,45	0,96	39,53	0,425	113,21	200	0,026	0,05	1,68	52,65	1,289	1908,50	1907,00	1,50	1906,00	1904,50	1,50
33	34	97,00	1,3336	3,7578	13,41	1,72	39,82	0,425	176,78	200	0,008	0,05	0,94	29,60	0,407	1906,00	1904,50	1,50	1905,21	1903,71	1,50
34	35	92,00	1,0670	4,8248	15,13	1,06	40,06	0,425	228,36	200	0,019	0,05	1,44	45,36	0,957	1905,21	1903,71	1,50	1903,45	1901,95	1,50
35	36	92,00	1,0120	5,8368	16,19	1,37	42,62	0,425	293,92	200	0,011	0,05	1,12	35,04	0,571	1903,45	1901,95	1,50	1902,40	1900,90	1,50
36	37	100,20	1,0591	6,8959	17,56	0,86	40,99	0,425	333,99	200	0,035	0,05	1,95	61,21	1,742	1902,40	1900,90	1,50	1898,91	1897,41	1,50
37	38	105,60	1,3700	8,2659	18,42	1,64	40,06	0,425	391,26	200	0,011	0,05	1,07	33,63	0,526	1898,91	1897,41	1,50	1897,80	1896,30	1,50
38	-															1897,80	1896,30	1,50			
41	40	123,50	0,2953	0,2953	10,00	1,26	42,00	0,425	14,65	200	0,024	0,05	1,63	51,12	1,215	1911,00	1909,50	1,50	1908,00	1906,50	1,50
40	39	92,00	1,2310	1,5263	11,26	0,45	40,48	0,425	73,00	200	0,107	0,05	3,41	107,05	5,326	1908,00	1906,50	1,50	1898,20	1896,70	1,50
39	38	105,40	1,0370	2,5633	11,71	3,86	39,96	0,425	121,03	200	0,004	0,05	0,64	20,21	0,190	1898,20	1896,70	1,50	1897,80	1896,30	1,50

CÁLCULO DE LOS SUMIDEROS:

El caudal de aporte se calculó mediante la fórmula racional:

$$Q = 2,78 * C * I * A$$

Donde:

Q = Caudal de aporte en l/seg.

C = Coeficiente de escorrentía.

I = Intensidad máxima en mm/hr.

A = Área de aporte en Has.

El ancho de inundación T se asumió de 2 m.

La altura de inundación se calculó mediante la siguiente expresión:

$$Y = T/Z$$

Donde:

Y = Altura de inundación (cm)

T = Ancho de inundación (cm)

Z = Inverso de la pendiente transversal (adimensional)

La capacidad de drenaje de la calle se calcula mediante la fórmula de Manning modificada por IZZARD:

$$Q = 0,375 * 1/n * Z * Y^{8/3} * S^{1/2}$$

Donde:

Q = Capacidad de drenaje de la calle en (m³/s)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

Z = Es el inverso de la pendiente transversal

Y = Profundidad máxima junto al cordón (m)

S = Pendiente longitudinal (m/m)

La capacidad de los sumideros tipo cuneta se calculó mediante la siguiente fórmula:

$$Q_1 = 0,248 * 1/n * S_0^{1/2} * Y_p^{3/2}$$

$$Y_p = Y - 33.Sx$$

Donde:

Q_1 = Caudal interceptado por el sumidero (l/s)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

S_0 = Pendiente longitudinal de la calle (%)

Y = Altura de inundación de calzada (cm)

Sx = Pendiente transversal (m/m)

Cuadro N° 8 Planilla de cálculo de Sumideros

Calle	Tramo		Cota Entrada	Cota Salida	Long.	Ancho	Pend. Long.	Área de Influen.	Intens. Máx.	Coef. de Escorr.	Caudal de Aporte	Ancho de Inund.	Pend. Transv.	Inverso de Pend. Trans.	Altura de Inund.	Coef. de Rugos.	Capac. De la Calle	Sumid. De Rēja	Prof. Media	Capac. Del Sumid.
	Ent.	Sal.	(m.s.n.m.)	(m.s.n.m.)	L (m)	a (m)	S (m/m)	A(Has)	I (mm/hr)	C (adim)	Q (l/s)	T (m)	Sx (m/m)	Z (adim)	Y (cm)	n (adim)	Q (l/s)	Tipo	Yp (cm)	Q (l/s)
Calle15	12	1	1926,50	1923,90	140,50	6,00	0,019	0,4485	42,00	0,425	22,256	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	19,09	Cuneta	3,34	82,372
Calle1	1	2	1923,90	1922,02	92,00	6,00	0,020	0,2116	42,00	0,425	10,500	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	29,51	Cuneta	3,34	127,29
Calle14	13	2	1924,60	1922,02	140,50	6,00	0,018	0,897	42,00	0,425	44,512	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	19,02	Cuneta	3,34	82,055
Calle14	13	2	1924,60	1922,02	140,50	6,00	0,018	0,897	42,00	0,425	44,512	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	19,02	Cuneta	3,34	82,055
Calle1	2	3	1922,02	1915,00	92,00	6,00	0,076	0,2116	42,00	0,425	10,500	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	57,01	Cuneta	3,34	245,98
Calle13	14	3	1922,50	1915,00	140,50	6,00	0,053	0,8970	42,00	0,425	44,512	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	32,43	Cuneta	3,34	139,9
Calle13	14	3	1922,50	1915,00	140,50	6,00	0,053	0,8970	42,00	0,425	44,512	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	32,43	Cuneta	3,34	139,9
Calle1	3	4	1915,00	1912,50	97,00	6,00	0,026	0,2231	42,00	0,425	11,071	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	33,14	Cuneta	3,34	142,96
Calle12	15	4	1918,67	1912,50	140,50	12,00	0,044	0,9945	42,00	0,425	49,351	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	29,41	Cuneta	3,34	126,89
Calle12	15	4	1918,67	1912,50	140,50	12,00	0,044	0,9945	42,00	0,425	49,351	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	29,41	Cuneta	3,34	126,89
Calle1	4	5	1912,50	1910,10	97,00	6,00	0,025	0,2231	42,00	0,425	11,071	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	32,47	Cuneta	3,34	140,07
Calle11	16	5	1914,60	1910,10	140,50	6,00	0,032	0,8970	42,00	0,425	44,512	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	25,12	Cuneta	3,34	108,37
Calle11	16	5	1914,60	1910,10	140,50	6,00	0,032	0,8970	42,00	0,425	44,512	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	25,12	Cuneta	3,34	108,37
Calle1	5	6	1910,10	1906,00	92,00	6,00	0,045	0,2116	42,00	0,425	10,500	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	43,57	Cuneta	3,34	187,98
Calle10	17	6	1914,90	1906,00	140,50	6,00	0,063	0,897	42,00	0,425	44,512	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	35,32	Cuneta	3,34	152,4
Calle10	17	6	1914,90	1906,00	140,50	6,00	0,063	0,897	42,00	0,425	44,512	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	35,32	Cuneta	3,34	152,4
Calle1	6	7	1906,00	1901,80	92,00	6,00	0,046	0,2116	42,00	0,425	10,500	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	44,10	Cuneta	3,34	190,26
Calle9	18	7	1913,80	1901,80	140,50	6,00	0,085	0,897	42,00	0,425	44,512	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	41,02	Cuneta	3,34	176,96
Calle9	18	7	1913,80	1901,80	140,50	6,00	0,085	0,897	42,00	0,425	44,512	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	41,02	Cuneta	3,34	176,96
Calle1	7	8	1901,80	1900,00	92,00	6,00	0,020	0,2116	42,00	0,425	10,500	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	28,87	Cuneta	3,34	124,56
Calle8	19	8	1912,00	1900,00	140,50	6,00	0,085	0,897	42,00	0,425	44,512	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	41,02	Cuneta	3,34	176,96
Calle8	19	8	1912,00	1900,00	140,50	6,00	0,085	0,897	42,00	0,425	44,512	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	41,02	Cuneta	3,34	176,96
Calle1	8	9	1900,00	1899,00	97,00	6,00	0,010	0,2231	42,00	0,425	11,071	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	20,96	Cuneta	3,34	90,414
Calle7	20	9	1910,00	1899,00	140,50	12,00	0,078	0,9945	42,00	0,425	49,351	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	39,27	Cuneta	3,34	169,43
Calle7	20	9	1910,00	1899,00	140,50	12,00	0,078	0,9945	42,00	0,425	49,351	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	39,27	Cuneta	3,34	169,43
Calle1	9	10	1899,00	1897,47	97,00	6,00	0,016	0,2231	42,00	0,425	11,071	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	25,92	Cuneta	3,34	111,84
Calle6	21	10	1905,00	1897,47	140,50	6,00	0,054	0,9508	42,00	0,425	47,179	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	32,49	Cuneta	3,34	140,18
Calle6	21	10	1905,00	1897,47	140,50	6,00	0,054	0,9508	42,00	0,425	47,179	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	32,49	Cuneta	3,34	140,18
Calle1	11	10	1899,41	1897,47	96,00	6,00	0,020	0,4572	42,00	0,425	22,688	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	29,34	Cuneta	3,34	126,59

Calle	Tramo		Cota Entrada	Cota Salida	Long.	Ancho	Pend. Long.	Área de Influen.	Intens. Máx.	Coef. de Escorr.	Caudal de Aporte	Ancho de Inund.	Pend. Transv.	Inverso de Pend. Trans.	Altura de Inund.	Coef. de Rugos.	Capac. De la Calle	Sumid. De Rēja	Prof. Media	Capac. Del Sumid.
	Ent.	Sal.	(m.s.n.m.)	(m.s.n.m.)	L (m)	a (m)	S (m/m)	A(Has)	I (mm/hr)	C (adim)	Q (l/s)	T (m)	Sx (m/m)	Z (adim)	Y (cm)	n (adim)	Q (l/s)	Tipo	Yp (cm)	Q (l/s)
Calle1	11	11'	1899,41	1898,17	96,85	6,00	0,013	0,498	42,00	0,425	24,712	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	23,35	Cuneta	3,34	100,76
Calle2	12	13	1926,50	1924,60	92,00	12,00	0,021	0,2116	42,00	0,425	10,500	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	29,66	Cuneta	3,34	127,97
Calle2	12	13	1926,50	1924,60	92,00	12,00	0,021	0,2116	42,00	0,425	10,500	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	29,66	Cuneta	3,34	127,97
Calle2	13	14	1924,60	1922,50	92,00	12,00	0,023	0,2116	42,00	0,425	10,500	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	31,18	Cuneta	3,34	134,54
Calle2	13	14	1924,60	1922,50	92,00	12,00	0,023	0,2116	42,00	0,425	10,500	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	31,18	Cuneta	3,34	134,54
Calle2	14	15	1922,50	1918,67	97,00	12,00	0,039	0,2231	42,00	0,425	11,071	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	41,01	Cuneta	3,34	176,94
Calle2	14	15	1922,50	1918,67	97,00	12,00	0,039	0,2231	42,00	0,425	11,071	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	41,01	Cuneta	3,34	176,94
Calle2	15	16	1918,67	1914,60	97,00	12,00	0,042	0,2231	42,00	0,425	11,071	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	42,28	Cuneta	3,34	182,4
Calle2	15	16	1918,67	1914,60	97,00	12,00	0,042	0,2231	42,00	0,425	11,071	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	42,28	Cuneta	3,34	182,4
Calle2	17	16	1914,90	1914,60	92,00	12,00	0,003	0,2116	42,00	0,425	10,500	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	11,79	Cuneta	3,34	50,85
Calle2	17	16	1914,90	1914,60	92,00	12,00	0,003	0,2116	42,00	0,425	10,500	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	11,79	Cuneta	3,34	50,85
Calle2	17	18	1914,90	1913,80	92,00	12,00	0,012	0,2116	42,00	0,425	10,500	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	22,57	Cuneta	3,34	97,37
Calle2	17	18	1914,90	1913,80	92,00	12,00	0,012	0,2116	42,00	0,425	10,500	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	22,57	Cuneta	3,34	97,37
Calle2	18	19	1913,80	1912,00	92,00	12,00	0,020	0,2116	42,00	0,425	10,500	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	28,87	Cuneta	3,34	124,56
Calle2	18	19	1913,80	1912,00	92,00	12,00	0,020	0,2116	42,00	0,425	10,500	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	28,87	Cuneta	3,34	124,56
Calle2	19	20	1912,00	1910,00	97,00	12,00	0,021	0,2231	42,00	0,425	11,071	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	29,64	Cuneta	3,34	127,86
Calle2	19	20	1912,00	1910,00	97,00	12,00	0,021	0,2231	42,00	0,425	11,071	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	29,64	Cuneta	3,34	127,86
Calle2	20	21	1910,00	1905,00	97,00	12,00	0,052	0,2231	42,00	0,425	11,071	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	46,86	Cuneta	3,34	202,17
Calle2	20	21	1910,00	1905,00	97,00	12,00	0,052	0,2231	42,00	0,425	11,071	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	46,86	Cuneta	3,34	202,17
Calle2	21	22	1905,00	1900,00	92,00	12,00	0,054	0,4214	42,00	0,425	20,911	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	48,12	Cuneta	3,34	207,59
Calle2	21	22	1905,00	1900,00	92,00	12,00	0,054	0,2116	42,00	0,425	10,500	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	48,12	Cuneta	3,34	207,59
Calle2	22	23	1900,00	1899,20	40,30	12,00	0,020	0,2810	42,00	0,425	13,942	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	29,08	Cuneta	3,34	125,46
Calle2	22	23	1900,00	1899,20	40,30	12,00	0,020	0,0633	42,00	0,425	3,141	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	29,08	Cuneta	3,34	125,46
Calle2	23	24	1899,20	1894,25	112,00	12,00	0,044	0,4214	42,00	0,425	20,911	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	43,39	Cuneta	3,34	187,2
Calle2	23	24	1899,20	1894,25	112,00	12,00	0,044	0,2739	42,00	0,425	13,592	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	29,51	Cuneta	3,34	127,3
Calle15	12	30	1926,50	1911,91	130,00	6,00	0,112	0,4002	42,00	0,425	19,859	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	47,02	Cuneta	3,34	202,86
Calle3	30	31	1911,91	1911,11	92,00	6,00	0,009	0,2116	42,00	0,425	10,500	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	19,25	Cuneta	3,34	83,037
Calle14	13	31	1924,60	1911,11	130,00	6,00	0,104	0,4002	42,00	0,425	19,859	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	45,21	Cuneta	3,34	195,06
Calle14	13	31	1924,60	1911,11	130,00	6,00	0,104	0,4002	42,00	0,425	19,859	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	45,21	Cuneta	3,34	195,06

Calle	Tramo		Cota Entrada	Cota Salida	Long.	Ancho	Pend. Long.	Área de Influen.	Intens. Máx.	Coef. de Escorr.	Caudal de Aporte	Ancho de Inund.	Pend. Transv.	Inverso de Pend. Trans.	Altura de Inund.	Coef. de Rugos.	Capac. De la Calle	Sumid. De Rėja	Prof. Media	Capac. Del Sumid.
	Ent.	Sal.	(m.s.n.m.)	(m.s.n.m.)	L (m)	a (m)	S (m/m)	A(Has)	I (mm/hr)	C (adim)	Q (l/s)	T (m)	Sx (m/m)	Z (adim)	Y (cm)	n (adim)	Q (l/s)	Tipo	Yp (cm)	Q (l/s)
Calle3	31	32	1911,11	1908,50	92,00	6,00	0,028	0,2116	42,00	0,425	10,500	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	34,76	Cuneta	3,34	149,99
Calle13	14	32	1922,50	1908,50	130,00	6,00	0,108	0,4002	42,00	0,425	19,859	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	46,06	Cuneta	3,34	198,71
Calle13	14	32	1922,50	1908,50	130,00	6,00	0,108	0,4002	42,00	0,425	19,859	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	46,06	Cuneta	3,34	198,71
Calle3	32	33	1908,50	1906,00	97,00	6,00	0,026	0,2231	42,00	0,425	11,071	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	33,14	Cuneta	3,34	142,96
Calle12	15	33	1918,67	1906,00	130,00	12,00	0,097	0,4437	42,00	0,425	22,018	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	43,82	Cuneta	3,34	189,04
Calle12	15	33	1918,67	1906,00	130,00	12,00	0,097	0,4437	42,00	0,425	22,018	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	43,82	Cuneta	3,34	189,04
Calle3	33	34	1906,00	1905,21	97,00	6,00	0,008	0,2231	42,00	0,425	11,071	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	18,63	Cuneta	3,34	80,362
Calle11	16	34	1914,60	1905,21	130,00	6,00	0,072	0,4002	42,00	0,425	19,859	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	37,72	Cuneta	3,34	162,74
Calle11	16	34	1914,60	1905,21	130,00	6,00	0,072	0,4002	42,00	0,425	19,859	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	37,72	Cuneta	3,34	162,74
Calle3	34	35	1905,21	1903,45	92,00	6,00	0,019	0,2116	42,00	0,425	10,500	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	28,55	Cuneta	3,34	123,16
Calle10	17	35	1914,50	1903,45	130,00	6,00	0,085	0,4002	42,00	0,425	19,859	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	40,92	Cuneta	3,34	176,54
Calle10	17	35	1914,50	1903,45	130,00	6,00	0,085	0,4002	42,00	0,425	19,859	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	40,92	Cuneta	3,34	176,54
Calle3	35	36	1903,45	1902,40	92,00	6,00	0,011	0,2116	42,00	0,425	10,500	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	22,05	Cuneta	3,34	95,131
Calle9	18	36	1913,80	1902,40	130,00	6,00	0,088	0,4002	42,00	0,425	19,859	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	41,56	Cuneta	3,34	179,31
Calle9	18	36	1913,80	1902,40	130,00	6,00	0,088	0,4473	42,00	0,425	22,196	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	41,56	Cuneta	3,34	179,31
Calle3	36	37	1902,40	1898,91	100,20	6,00	0,035	0,2096	42,00	0,425	10,401	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	38,52	Cuneta	3,34	166,19
Calle8	19	37	1912,00	1898,91	169,80	6,00	0,077	0,5396	42,00	0,425	26,777	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	38,97	Cuneta	3,34	168,13
Calle8	19	37	1912,00	1898,91	169,80	6,00	0,077	0,6208	42,00	0,425	30,806	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	38,97	Cuneta	3,34	168,13
Calle3	37	38	1898,91	1897,80	105,60	6,00	0,011	0,2448	42,00	0,425	12,148	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	21,16	Cuneta	3,34	91,296
Calle7	25	38	1902,00	1897,80	95,40	12,00	0,044	0,2288	42,00	0,425	11,354	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	29,45	Cuneta	3,34	127,05
Calle7	25	38	1902,00	1897,80	95,40	12,00	0,044	0,3262	42,00	0,425	16,187	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	29,45	Cuneta	3,34	127,05
Calle3	39	38	1898,00	1897,80	105,40	6,00	0,002	0,2195	42,00	0,425	10,892	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	8,99	Cuneta	3,34	38,79
Calle6	26	39	1910,00	1898,00	137,50	6,00	0,087	0,3906	42,00	0,425	19,383	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	41,46	Cuneta	3,34	178,88
Calle6	26	39	1910,00	1898,00	137,50	6,00	0,087	0,4347	42,00	0,425	21,571	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	41,46	Cuneta	3,34	178,88
Calle3	40	39	1908,00	1898,00	92,00	6,00	0,109	0,2116	42,00	0,425	10,500	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	68,05	Cuneta	3,34	293,58
Calle5	27	40	1911,50	1908,00	137,50	6,00	0,025	0,4334	42,00	0,425	21,507	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	22,39	Cuneta	3,34	96,608
Calle5	27	40	1911,50	1908,00	137,50	6,00	0,025	0,4877	42,00	0,425	24,201	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	22,39	Cuneta	3,34	96,608
Calle3	41	40	1911,00	1908,00	123,50	6,00	0,024	0,3099	42,00	0,425	15,378	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	32,17	Cuneta	3,34	138,79
Calle4	41	28	1911,00	1909,00	144,70	6,00	0,014	0,4477	42,00	0,425	22,216	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	16,50	Cuneta	3,34	71,189

Calle	Tramo		Cota Entrada	Cota Salida	Long.	Ancho	Pend. Long.	Área de Influen.	Intens. Máx.	Coef. de Escorr.	Caudal de Aporte	Ancho de Inund.	Pend. Transv.	Inverso de Pend. Trans.	Altura de Inund.	Coef. de Rugos.	Capac. De la Calle	Sumid. De Reja	Prof. Media	Capac. Del Sumid.
	Ent.	Sal.	(m.s.n.m.)	(m.s.n.m.)	L (m)	a (m)	S (m/m)	A(Has)	I (mm/hr)	C (adim)	Q (l/s)	T (m)	Sx (m/m)	Z (adim)	Y (cm)	n (adim)	Q (l/s)	Tipo	Yp (cm)	Q (l/s)
Calle4	41	28	1911,00	1909,00	144,70	6,00	0,014	0,6731	42,00	0,425	33,400	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	16,50	Cuneta	3,34	71,189
Calle3	41	42	1911,00	1898,91	109,60	6,00	0,110	0,2953	42,00	0,425	14,654	2,00	0,020	50,0	4,00	0,017	68,55	Cuneta	3,34	295,75
Calle7	20	25	1910,00	1902,00	117,00	12,00	0,068	0,5177	42,00	0,425	25,690	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	36,70	Cuneta	3,34	158,34
Calle7	20	25	1910,00	1902,00	117,00	12,00	0,068	0,3621	42,00	0,425	17,968	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	36,70	Cuneta	3,34	158,34
Calle6	26	21	1910,50	1905,00	117,00	6,00	0,047	0,3621	42,00	0,425	17,968	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	30,43	Cuneta	3,34	131,29
Calle6	26	21	1910,50	1905,00	117,00	6,00	0,047	0,3266	42,00	0,425	16,207	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	30,43	Cuneta	3,34	131,29
Calle5	27	22	1911,50	1900,00	117,00	6,00	0,098	0,3266	42,00	0,425	16,207	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	44,00	Cuneta	3,34	189,84
Calle5	27	22	1911,50	1900,00	117,00	6,00	0,098	0,2346	42,00	0,425	11,642	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	44,00	Cuneta	3,34	189,84
Calle4	28	23	1909,00	1899,20	123,00	6,00	0,080	0,2183	42,00	0,425	10,833	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	39,62	Cuneta	3,34	170,92
Calle4	28	23	1909,00	1899,20	123,00	6,00	0,080	0,4487	42,00	0,425	22,267	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	39,62	Cuneta	3,34	170,92
Calle16	26	25	1910,50	1902,00	97,00	6,00	0,088	0,2231	42,00	0,425	11,071	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	41,55	Cuneta	3,34	179,25
Calle16	26	25	1910,50	1902,00	97,00	6,00	0,088	0,2231	42,00	0,425	11,071	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	41,55	Cuneta	3,34	179,25
Calle16	27	26	1911,50	1910,50	92,00	6,00	0,011	0,2231	42,00	0,425	11,071	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	14,63	Cuneta	3,34	63,13
Calle16	27	26	1911,50	1910,50	92,00	6,00	0,011	0,2231	42,00	0,425	11,071	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	14,63	Cuneta	3,34	63,13
Calle16	27	28	1911,50	1909,00	76,00	6,00	0,033	0,1464	42,00	0,425	7,265	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	25,46	Cuneta	3,34	109,82
Calle16	27	28	1911,50	1909,00	76,00	6,00	0,033	0,1563	42,00	0,425	7,756	2,00	0,020	50,0	4,00	0,025	25,46	Cuneta	3,34	109,82
Av. Circ.	11'	24	1898,17	1894,25	146,20	8,30	0,027	0,5108	42,00	0,425	25,347	2,00	0,020	50,0	4,00	0,013	44,20	Cuneta	3,34	190,68
Av. Circ.	42	29	1898,91	1898,00	140,00	8,30	0,007	0,5459	42,00	0,425	27,089	2,00	0,020	50,0	4,00	0,013	21,76	Cuneta	3,34	93,883
Av. Circ.	29	24	1898,00	1894,25	134,00	8,30	0,028	0,5459	42,00	0,425	27,089	2,00	0,020	50,0	4,00	0,013	45,15	Cuneta	3,34	194,8

Número Total de Sumideros = 106

Cuadro N° 9 Planilla de cálculo de Tuberías de Conexión

Calle	Tramo		Ancho de la Calle	Long. De la Tub.	Pend.	Área	Intens.	Coef. de Escorr.	Caudal de Diseño	Diám.	Radio Hid.	Veloc.	Caudal tubería	Fuerza Tractiva	Cota Sumidero	Altura Sumid.	Cota Tub. Entrada
	Ent.	Sal.	a (m)	L (m)	S (m/m)	A(Has)	I (mm/hr)	C	Q (l/s)	D (mm)	Rh (m)	V (m/s)	q (l/s)	τ (Kg/m ²)	(m.s.n.m.)	h (m)	(m.s.n.m.)
Calle15	12	1	6,00	3,09	0,030	0,4485	42,00	0,425	22,26	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1923,90	0,85	1923,05
Calle1	1	2	6,00	3,09	0,030	0,2116	42,00	0,425	10,50	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1922,02	0,85	1921,17
Calle14	13	2	6,00	3,09	0,030	0,897	42,00	0,425	44,51	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1922,02	0,85	1921,17
Calle14	13	2	6,00	3,09	0,030	0,897	42,00	0,425	44,51	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1922,02	0,85	1921,17
Calle1	2	3	6,00	3,09	0,030	0,2116	42,00	0,425	10,50	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1915,00	0,85	1914,15
Calle13	14	3	6,00	3,09	0,030	0,8970	42,00	0,425	44,51	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1915,00	0,85	1914,15
Calle13	14	3	6,00	3,09	0,030	0,8970	42,00	0,425	44,51	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1915,00	0,85	1914,15
Calle1	3	4	6,00	3,09	0,030	0,2231	42,00	0,425	11,07	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1912,50	0,85	1911,65
Calle12	15	4	12,00	6,18	0,030	0,9945	42,00	0,425	49,35	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1912,50	0,85	1911,65
Calle12	15	4	12,00	6,18	0,030	0,9945	42,00	0,425	49,35	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1912,50	0,85	1911,65
Calle1	4	5	6,00	3,09	0,030	0,2231	42,00	0,425	11,07	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1910,10	0,85	1909,25
Calle11	16	5	6,00	3,09	0,030	0,8970	42,00	0,425	44,51	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1910,10	0,85	1909,25
Calle11	16	5	6,00	3,09	0,030	0,8970	42,00	0,425	44,51	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1910,10	0,85	1909,25
Calle1	5	6	6,00	3,09	0,030	0,2116	42,00	0,425	10,50	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1906,00	0,85	1905,15
Calle10	17	6	6,00	3,09	0,030	0,897	42,00	0,425	44,51	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1906,00	0,85	1905,15
Calle10	17	6	6,00	3,09	0,030	0,897	42,00	0,425	44,51	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1906,00	0,85	1905,15
Calle1	6	7	6,00	3,09	0,030	0,2116	42,00	0,425	10,50	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1901,80	0,85	1900,95
Calle9	18	7	6,00	3,09	0,030	0,897	42,00	0,425	44,51	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1901,80	0,85	1900,95
Calle9	18	7	6,00	3,09	0,030	0,897	42,00	0,425	44,51	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1901,80	0,85	1900,95
Calle1	7	8	6,00	3,09	0,030	0,2116	42,00	0,425	10,50	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1900,00	0,85	1899,15
Calle8	19	8	6,00	3,09	0,030	0,897	42,00	0,425	44,51	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1900,00	0,85	1899,15
Calle8	19	8	6,00	3,09	0,030	0,897	42,00	0,425	44,51	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1900,00	0,85	1899,15
Calle1	8	9	6,00	3,09	0,030	0,2231	42,00	0,425	11,07	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1899,00	0,85	1898,15
Calle7	20	9	12,00	6,18	0,030	0,9945	42,00	0,425	49,35	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1899,00	0,85	1898,15
Calle7	20	9	12,00	6,18	0,030	0,9945	42,00	0,425	49,35	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1899,00	0,85	1898,15
Calle1	9	10	6,00	3,09	0,030	0,2231	42,00	0,425	11,07	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1897,47	0,85	1896,62
Calle6	21	10	6,00	3,09	0,030	0,9508	42,00	0,425	47,18	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1897,47	0,85	1896,62
Calle6	21	10	6,00	3,09	0,030	0,9508	42,00	0,425	47,18	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1897,47	0,85	1896,62
Calle1	11	10	6,00	3,09	0,030	0,4572	42,00	0,425	22,69	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1897,47	0,85	1896,62

Calle	Tramo		Ancho de la Calle	Long. De la Tub.	Pend.	Área	Intens.	Coef. de Escorr.	Caudal de Diseño	Diám.	Radio Hid.	Veloc.	Caudal tubería	Fuerza Tractiva	Cota Sumidero	Altura Sumid.	Cota Tub. Entrada
	Ent.	Sal.	a (m)	L (m)	S (m/m)	A(Has)	I (mm/hr)	C	Q (l/s)	D (mm)	Rh (m)	V (m/s)	q (l/s)	τ (Kg/m ²)	(m.s.n.m.)	h (m)	(m.s.n.m.)
Calle1	11	11'	6,00	3,09	0,030	0,498	42,00	0,425	24,71	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1898,17	0,85	1897,32
Calle2	12	13	12,00	6,18	0,030	0,2116	42,00	0,425	10,50	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1924,60	0,85	1923,75
Calle2	12	13	12,00	6,18	0,030	0,2116	42,00	0,425	10,50	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1924,60	0,85	1923,75
Calle2	13	14	12,00	6,18	0,030	0,2116	42,00	0,425	10,50	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1922,50	0,85	1921,65
Calle2	13	14	12,00	6,18	0,030	0,2116	42,00	0,425	10,50	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1922,50	0,85	1921,65
Calle2	14	15	12,00	6,18	0,030	0,2231	42,00	0,425	11,07	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1918,67	0,85	1917,82
Calle2	14	15	12,00	6,18	0,030	0,2231	42,00	0,425	11,07	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1918,67	0,85	1917,82
Calle2	15	16	12,00	6,18	0,030	0,2231	42,00	0,425	11,07	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1914,60	0,85	1913,75
Calle2	15	16	12,00	6,18	0,030	0,2231	42,00	0,425	11,07	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1914,60	0,85	1913,75
Calle2	17	16	12,00	6,18	0,030	0,2116	42,00	0,425	10,50	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1914,60	0,85	1913,75
Calle2	17	16	12,00	6,18	0,030	0,2116	42,00	0,425	10,50	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1914,60	0,85	1913,75
Calle2	17	18	12,00	6,18	0,030	0,2116	42,00	0,425	10,50	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1913,80	0,85	1912,95
Calle2	17	18	12,00	6,18	0,030	0,2116	42,00	0,425	10,50	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1913,80	0,85	1912,95
Calle2	18	19	12,00	6,18	0,030	0,2116	42,00	0,425	10,50	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1912,00	0,85	1911,15
Calle2	18	19	12,00	6,18	0,030	0,2116	42,00	0,425	10,50	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1912,00	0,85	1911,15
Calle2	19	20	12,00	6,18	0,030	0,2231	42,00	0,425	11,07	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1910,00	0,85	1909,15
Calle2	19	20	12,00	6,18	0,030	0,2231	42,00	0,425	11,07	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1910,00	0,85	1909,15
Calle2	20	21	12,00	6,18	0,030	0,2231	42,00	0,425	11,07	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1905,00	0,85	1904,15
Calle2	20	21	12,00	6,18	0,030	0,2231	42,00	0,425	11,07	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1905,00	0,85	1904,15
Calle2	21	22	12,00	6,18	0,030	0,4214	42,00	0,425	20,91	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1900,00	0,85	1899,15
Calle2	21	22	12,00	6,18	0,030	0,2116	42,00	0,425	10,50	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1900,00	0,85	1899,15
Calle2	22	23	12,00	6,18	0,030	0,2810	42,00	0,425	13,94	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1899,20	0,85	1898,35
Calle2	22	23	12,00	6,18	0,030	0,0633	42,00	0,425	3,14	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1899,20	0,85	1898,35
Calle2	23	24	12,00	6,18	0,030	0,4214	42,00	0,425	20,91	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1894,25	0,85	1893,40
Calle2	23	24	12,00	6,18	0,030	0,2739	42,00	0,425	13,59	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1894,25	0,85	1893,40
Calle15	12	30	6,00	3,09	0,030	0,4002	42,00	0,425	19,86	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1911,91	0,85	1911,06
Calle3	30	31	6,00	3,09	0,030	0,2116	42,00	0,425	10,50	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1911,11	0,85	1910,26
Calle14	13	31	6,00	3,09	0,030	0,4002	42,00	0,425	19,86	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1911,11	0,85	1910,26
Calle14	13	31	6,00	3,09	0,030	0,4002	42,00	0,425	19,86	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1911,11	0,85	1910,26

Calle	Tramo		Ancho de la Calle	Long. De la Tub.	Pend.	Área	Intens.	Coef. de Escorr.	Caudal de Diseño	Diám.	Radio Hid.	Veloc.	Caudal tubería	Fuerza Tractiva	Cota Sumidero	Altura Sumid.	Cota Tub. Entrada
	Ent.	Sal.	a (m)	L (m)	S (m/m)	A(Has)	I (mm/hr)	C	Q (l/s)	D (mm)	Rh (m)	V (m/s)	q (l/s)	τ (Kg/m ²)	(m.s.n.m.)	h (m)	(m.s.n.m.)
Calle3	31	32	6,00	3,09	0,030	0,2116	42,00	0,425	10,50	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1908,50	0,85	1907,65
Calle13	14	32	6,00	3,09	0,030	0,4002	42,00	0,425	19,86	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1908,50	0,85	1907,65
Calle13	14	32	6,00	3,09	0,030	0,4002	42,00	0,425	19,86	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1908,50	0,85	1907,65
Calle3	32	33	6,00	3,09	0,030	0,2231	42,00	0,425	11,07	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1906,00	0,85	1905,15
Calle12	15	33	12,00	6,18	0,030	0,4437	42,00	0,425	22,02	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1906,00	0,85	1905,15
Calle12	15	33	12,00	6,18	0,030	0,4437	42,00	0,425	22,02	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1906,00	0,85	1905,15
Calle3	33	34	6,00	3,09	0,030	0,2231	42,00	0,425	11,07	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1905,21	0,85	1904,36
Calle11	16	34	6,00	3,09	0,030	0,4002	42,00	0,425	19,86	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1905,21	0,85	1904,36
Calle11	16	34	6,00	3,09	0,030	0,4002	42,00	0,425	19,86	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1905,21	0,85	1904,36
Calle3	34	35	6,00	3,09	0,030	0,2116	42,00	0,425	10,50	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1903,45	0,85	1902,60
Calle10	17	35	6,00	3,09	0,030	0,4002	42,00	0,425	19,86	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1903,45	0,85	1902,60
Calle10	17	35	6,00	3,09	0,030	0,4002	42,00	0,425	19,86	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1903,45	0,85	1902,60
Calle3	35	36	6,00	3,09	0,030	0,2116	42,00	0,425	10,50	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1902,40	0,85	1901,55
Calle9	18	36	6,00	3,09	0,030	0,4002	42,00	0,425	19,86	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1902,40	0,85	1901,55
Calle9	18	36	6,00	3,09	0,030	0,4473	42,00	0,425	22,20	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1902,40	0,85	1901,55
Calle3	36	37	6,00	3,09	0,030	0,2096	42,00	0,425	10,40	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1898,91	0,85	1898,06
Calle8	19	37	6,00	3,09	0,030	0,5396	42,00	0,425	26,78	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1898,91	0,85	1898,06
Calle8	19	37	6,00	3,09	0,030	0,6208	42,00	0,425	30,81	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1898,91	0,85	1898,06
Calle3	37	38	6,00	3,09	0,030	0,2448	42,00	0,425	12,15	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1897,80	0,85	1896,95
Calle7	25	38	12,00	6,18	0,030	0,2288	42,00	0,425	11,35	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1897,80	0,85	1896,95
Calle7	25	38	12,00	6,18	0,030	0,3262	42,00	0,425	16,19	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1897,80	0,85	1896,95
Calle3	39	38	6,00	3,09	0,030	0,2195	42,00	0,425	10,89	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1897,80	0,85	1896,95
Calle6	26	39	6,00	3,09	0,030	0,3906	42,00	0,425	19,38	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1898,00	0,85	1897,15
Calle6	26	39	6,00	3,09	0,030	0,4347	42,00	0,425	21,57	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1898,00	0,85	1897,15
Calle3	40	39	6,00	3,09	0,030	0,2116	42,00	0,425	10,50	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1898,00	0,85	1897,15
Calle5	27	40	6,00	3,09	0,030	0,4334	42,00	0,425	21,51	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1908,00	0,85	1907,15
Calle5	27	40	6,00	3,09	0,030	0,4877	42,00	0,425	24,20	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1908,00	0,85	1907,15
Calle3	41	40	6,00	3,09	0,030	0,3099	42,00	0,425	15,38	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1908,00	0,85	1907,15
Calle4	41	28	6,00	3,09	0,030	0,4477	42,00	0,425	22,22	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1909,00	0,85	1908,15

Calle	Tramo		Ancho de la Calle	Long. De la Tub.	Pend.	Área	Intens.	Coef. de Escorr.	Caudal de Diseño	Diám.	Radio Hid.	Veloc.	Caudal tubería	Fuerza Tractiva	Cota Sumidero	Altura Sumid.	Cota Tub. Entrada
	Ent.	Sal.	a (m)	L (m)	S (m/m)	A(Has)	I (mm/hr)	C	Q (l/s)	D (mm)	Rh (m)	V (m/s)	q (l/s)	τ (Kg/m ²)	(m.s.n.m.)	h (m)	(m.s.n.m.)
Calle4	41	28	6,00	3,09	0,030	0,6731	42,00	0,425	33,40	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1909,00	0,85	1908,15
Calle3	41	42	6,00	3,09	0,030	0,2953	42,00	0,425	14,65	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1898,91	0,85	1898,06
Calle7	20	25	12,00	6,18	0,030	0,5177	42,00	0,425	25,69	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1902,00	0,85	1901,15
Calle7	20	25	12,00	6,18	0,030	0,3621	42,00	0,425	17,97	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1902,00	0,85	1901,15
Calle6	26	21	6,00	3,09	0,030	0,3621	42,00	0,425	17,97	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1905,00	0,85	1904,15
Calle6	26	21	6,00	3,09	0,030	0,3266	42,00	0,425	16,21	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1905,00	0,85	1904,15
Calle5	27	22	6,00	3,09	0,030	0,3266	42,00	0,425	16,21	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1900,00	0,85	1899,15
Calle5	27	22	6,00	3,09	0,030	0,2346	42,00	0,425	11,64	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1900,00	0,85	1899,15
Calle4	28	23	6,00	3,09	0,030	0,2183	42,00	0,425	10,83	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1899,20	0,85	1898,35
Calle4	28	23	6,00	3,09	0,030	0,4487	42,00	0,425	22,27	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1899,20	0,85	1898,35
Calle16	26	25	6,00	3,09	0,030	0,2231	42,00	0,425	11,07	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1902,00	0,85	1901,15
Calle16	26	25	6,00	3,09	0,030	0,2231	42,00	0,425	11,07	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1902,00	0,85	1901,15
Calle16	27	26	6,00	3,09	0,030	0,2231	42,00	0,425	11,07	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1910,50	0,85	1909,65
Calle16	27	26	6,00	3,09	0,030	0,2231	42,00	0,425	11,07	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1910,50	0,85	1909,65
Calle16	27	28	6,00	3,09	0,030	0,1464	42,00	0,425	7,26	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1909,00	0,85	1908,15
Calle16	27	28	6,00	3,09	0,030	0,1563	42,00	0,425	7,76	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1909,00	0,85	1908,15
Av. Circ.	11'	24	8,30	4,27	0,030	0,5108	42,00	0,425	25,35	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1894,25	0,85	1893,40
Av. Circ.	42	29	8,30	4,27	0,030	0,5459	42,00	0,425	27,09	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1898,00	0,85	1897,15
Av. Circ.	29	24	8,30	4,27	0,030	0,5459	42,00	0,425	27,09	250	0,06	2,10	103,00	1,875	1894,25	0,85	1893,40

Longitud Total de Tubería D (250 mm) = 457,78 m

CÁMARA DE INSPECCIÓN TIPO:

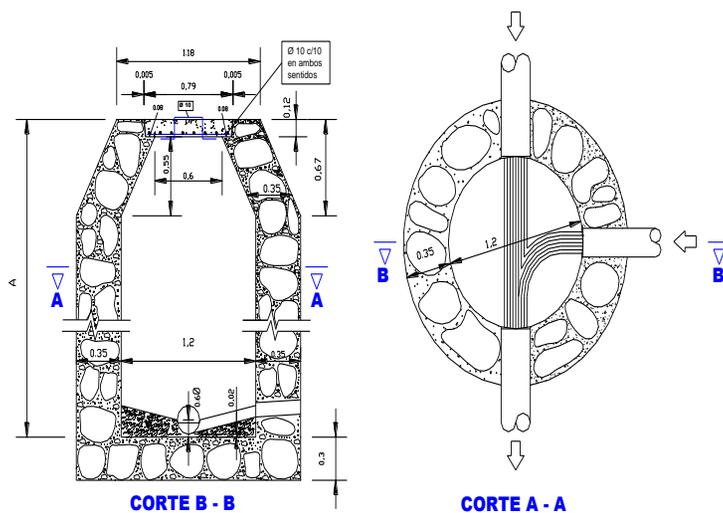


Figura N° 30 Cámara de inspección tipo

Cuadro N° 10

Volúmenes de cámaras tipo

VOLUMENES DE CONSTRUCCION DE CAMARAS TIPO

ESPESOR DE MURO	0,35
DIAMETRO DE TUBO	0,20

No	Descripción	Unidad	Valores de A				
			1,00	1,25	1,50	2,00	2,50
1	Excavación	M 3	3,83	4,54	5,25	6,66	8,08
2	Contrapiso de piedra	M 2	2,84	2,84	2,84	2,84	2,84
3	Elevación de Ho Co	M 3	1,44	1,87	2,29	3,14	4,00
4	Tapa de Ho Ao	M 3	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06
5	Hormigón simple (PISO)	M 3	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21
6	Compactado y relleno	M 3	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67

5.4. PRESUPUESTO TOTAL

El presupuesto total se muestra el siguiente cuadro:

Cuadro N° 11

Presupuesto Total

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario Bs.	Precio Total Bs.
1	Instalación de faenas	Glb.	1,00	4.989,56	4.989,56
2	Replanteo y control de líneas de tubería	MI	4.133,63	2,83	11.686,46
3	Excavación suelo semiduro 0 - 2 m	M ³	6.039,45	19,11	115.423,99
4	Cama de arena	M ³	147,03	153,78	22.611,28
5	Provisión y tendido de tubería D=200mm	MI	3.675,85	60,42	222.080,09
6	Provisión y tendido de tubería D=250mm	MI	995,44	88,05	87.650,68
7	Relleno con tierra cernida	M ³	4.651,58	64,40	299.573,82
8	Sumideros	Pza.	106,00	1.374,16	145.661,07
9	Cámara de inspección	Pza.	38,00	3.825,49	145.368,78
Costo Total					1.055.045,72

Son: Un Millón Cincuenta y Cinco Mil Cuarenta y Cinco 72/100 Bolivianos

5.5. CROMOGRAMA DE EJECUCIÓN

El presupuesto total se muestra el siguiente cuadro:

Cuadro N° 12 Cronograma de Ejecución

Ítem	Descripción	SEMANA																								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
1	Instalación de faenas	■																								
2	Replanteo y control de líneas de tubería		■	■	■	■	■																			
3	Excavación suelo semiduro 0 - 2 m							■	■	■	■	■	■	■	■											
4	Cama de arena															■	■	■								
5	Provisión y tendido de tubería D=200mm																			■	■	■	■	■	■	
6	Provisión y tendido de tubería D=250mm																						■	■	■	
7	Relleno con tierra cernida																								■	■
8	Sumideros																					■	■	■	■	
9	Cámara de inspección																					■	■	■	■	

PLAZO DE EJECUCIÓN 175 DÍAS CALENDARIO

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

Desde el punto de vista técnico, se puede afirmar que dicho estudio tiene una respuesta positiva; debido a que mejorara el nivel de vida de las familias a beneficiarse contemplando un 100% de cobertura.

El Drenaje en Pavimentos Urbanos en el Barrio Los Chapacos es de vital importancia, debido a que en época de lluvias las calles o zonas urbanas carecen de un sistema de drenaje pluvial el agua proveniente de lluvias no tiene circulación ocasionando de esta manera un estancamiento de agua en las calles.

La falta de drenaje en las calles ocasiona conflictos tanto en peatones como así también en conductores, impidiendo la buena circulación y la libre transitabilidad de vehículos sobre todo cuando se producen lluvias de gran intensidad, puesto que el agua fluye libremente por las calles por la ausencia de un sistema de drenaje.

El terreno muestra pendientes relativamente pronunciados con accidentes topográficos tolerables, que hacen técnicamente viable la construcción del presente proyecto.

En conclusión la disponibilidad de nuevas vías con sistema de drenaje pluvial garantizara la intercomunicación entre los pobladores, especialmente en época de lluvias.

El costo total del proyecto es de 1.055.045,72 Bs. (Un Millón Cincuenta y Cinco Mil Cuarenta y Cinco 72/100 Bolivianos) y el plazo de ejecución del proyecto es de 175 Días Calendario.

6.2. RECOMENDACIONES

Se recomienda que para todo diseño de pavimentos urbanos se debe diseñar conjuntamente un sistema drenaje pluvial para que en época de lluvias el agua proveniente de las mismas tengan una óptima circulación, el buen funcionamiento de un drenaje impedirá que se produzcan estancamientos de agua, por lo tanto las calles tendrán un tiempo de vida útil mayor y se mantendrán en mejor estado.

Para tener un buen funcionamiento de drenaje pluvial nos debemos regir a la Norma Boliviana NB 688 “Instalaciones Sanitarias, Alcantarillado Sanitario, Pluvial y Tratamiento de Aguas Residuales” elaborado por el Ministerio de Vivienda y Servicios Básicos, Viceministerio de Servicios Básicos, Dirección General de Saneamiento Básico.

Si se ejecuta el proyecto se deberá tener un plan operación y mantenimiento de alcantarillado pluvial de manera constante, se debe realizar constantes limpiezas en las bocas de tormenta y en las cámaras de inspección.

Para mejorar el nivel de vida de los habitantes del Barrio Los Chapacos se determina que el estudio es técnicamente viable y factible, por lo que se recomienda su ejecución.

BIBLIOGRAFÍA

1. FELIPE MANCHÓN,
JUAN SANTAMERA *Recomendaciones para el Proyecto y Diseño del Viario Urbano. Segunda Edición, España 2001.*
2. GUILLERMO CORNERO *Proyecto, Construcción y Conservación de Alcantarillas.*
3. GUIDO CAPRA JEMIO *Ingeniería Sanitaria, Alcantarillado Sanitario y Pluvial.*
4. MÁXIMO VILLÓN *Hidráulica de Canales. Dpto. de Ingeniería Agrícola – Instituto Tecnológico de Costa Rica, Editorial Hozlo, Lima 1981.*
5. JULIÁN AGUIRRE *Hidráulica de Canales. Centro Interamericano de Desarrollo de Aguas y Tierras – CIDIAT Venezuela 1974.*
6. KROCHIN SVIATOSLAV *Diseño Hidráulico. Ed. MIR, Moscú 1978.*

ÍNDICE

Dedicatoria
Agradecimiento
Resumen

	Página
INTRODUCCIÓN	1
Antecedentes	1
Ubicación del Área de Influencia del Proyecto	1
Población del Área de Influencia del Proyecto.....	2
Identificación del Problema.....	2
Objetivo General	2
Objetivos Específicos	2
Metas	3
Alcance.....	3
Justificación.....	3
CAPÍTULO I.....	5
LA HISTORIA DE LAS CIUDADES	5
1.1. RESEÑA DE LA URBANIZACIÓN DE LAS CIUDADES	5
1.1.1. El arte urbano.....	5
1.1.2. El urbanismo	5
1.1.3. Periferia	6
1.2. ELEMENTOS DE FORMA DE TRAZO URBANO.....	7
1.2.1. Vehículos tipo	7
1.2.2. Velocidad de diseño.....	7
1.2.3. Velocidad de circulación	8
1.2.4. Distancia de visibilidad y parada en vías urbanas.....	8
CAPITULO II	9

LA GEOMETRÍA O TRAZO URBANO	9
2.1. FORMA DE TRAZO URBANO	9
2.1.1. La calle	9
2.1.2. La calle y su entorno: condicionantes de diseño	9
2.1.3. La clasificación de las calles	10
2.1.4. La calzada	12
2.1.5. Composición de la calzada: los carriles	12
2.1.6. Dimensionamiento de los carriles	13
2.1.7. Sobreanchos de carriles	14
2.1.8. El trazado de las calzadas	14
2.1.9. La mediana y reserva central	14
2.1.10. Arcenes	15
2.2. PENDIENTE, TRAZADO EN ALZADO	15
2.2.1. Criterios de elección de pendientes.....	15
2.2.2. Pendientes máximas recomendadas	16
2.2.3. Pendientes mínimas de drenaje.....	16
2.2.4. Curvas de transición vertical.....	16
2.2.5. Parámetros de diseño de acuerdos verticales	17
2.2.6. Longitudes de los acuerdos verticales.....	17
2.3. TIPOS DE SECCIONES DE CALZADA URBANA	17
2.3.1. Dimensionamiento de las calzadas	17
2.3.2. Ejemplos de calzadas según tipos de calles	20
2.3.3. Calzadas estrechas de doble circulación	22
2.3.4. Recomendaciones para el diseño del espacio de la calzada	22
2.4. RELACIÓN DEL TRAZO URBANO CON EL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL.....	23
2.5.1. Interferencia entre el drenaje y el tráfico de las calles	25
CAPITULO III	28
LA HIDROLOGÍA EN EL DRENAJE URBANO	28
3.1. PRECIPITACIÓN	28

3.1.1. Definición	28
3.1.2. Formación de las precipitaciones	28
3.1.3. Mantenimiento de las precipitaciones	29
3.1.4. Velocidad de caída y granulometría de las gotas de lluvia	29
3.1.5. Tipos de precipitaciones	30
3.2. CICLO DE ESCORRENTÍA	31
3.2.1. Definición	31
3.2.2. Tipos de escurrimiento	31
3.3. INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN	33
3.3.1. Método para la determinación de la intensidad de precipitación	34
3.4. TIEMPO DE DURACIÓN DE LLUVIAS	36
3.5. RELACIÓN INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA	36
3.6. RELACIÓN PRECIPITACIÓN – ESCORRENTÍA	37
3.6.1. Coeficiente de escorrentía	37
CAPÍTULO IV	39
LA HIDRÁULICA EN EL DRENAJE URBANO	39
4.1. PARÁMETROS HIDRÁULICOS DEL DRENAJE URBANO	39
4.1.1. Caudal o gasto	39
4.1.2. Análisis Hidráulico	43
4.2. DISEÑO DE REDES DE DRENAJE	44
4.2.1. Parámetros de diseño para drenaje pluvial	44
4.2.2. Métodos de cálculo para caudales de aporte en el drenaje pluvial	55
4.3. DISEÑO DE ELEMENTOS HIDRÁULICOS	57
4.3.1. Cunetas	57
4.3.2. Colectores	60
4.3.3. Verificación hidráulica de los colectores	64
4.3.4. Sumideros	66
4.3.5. Cálculo hidráulico de sumideros	73

4.3.6. Cámaras de inspección	77
CAPITULO V	84
APLICACIÓN PRÁCTICA	84
5.1. DETERMINACIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO	84
5.2. CONDICIONES PRELIMINARES DEL ÁREA DEL PROYECTO	84
5.3. DETERMINACIÓN DE LA HIDROLOGÍA DEL PROYECTO	84
5.4. PRESUPUESTO TOTAL	112
5.5. CROMOGRAMA DE EJECUCIÓN	112
CAPITULO VI	114
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	114
6.1. CONCLUSIONES	114
6.2. RECOMENDACIONES	115