

INTRODUCCIÓN

1. JUSTIFICACIÓN

En el presente milenio, hemos ingresado a un periodo importante y respecto al cuidado de la ecología de nuestro planeta, debido principalmente al calentamiento global resultando cambios bruscos de las condiciones climatológicas sobre toda la faz de la tierra.

En el tema de la erosión el estado ha venido alarmando también a las autoridades Bolivianas que, según últimos estudios, ha determinado que el proceso de erosión de este territorio tiene un importante e inquietante avance que pone en peligro el futuro de la agricultura, la estabilidad de obras de drenaje (alcantarillado), reduciendo la vida útil de la plataforma en las carreteras por tener cortes de talud muy grandes, ya que la escorrentía generalmente, se concentran en corrientes de agua que pueden fluir por los taludes produciendo la erosión.

La degradación de la tierra, en consecuencia, no es sólo un fenómeno físico sino también un problema social y económico, disminuyendo la vida útil las obras de drenaje.

Más del 60 por ciento del territorio Boliviano afronta un proceso de erosión, según datos estadísticos computados recientes dados a conocer por las autoridades de la Organización de Estados Iberoamericanos (OEI)

Es decir los datos estadísticos, el territorio Boliviano es de 1.098.660 km², de cuyo total, el 62 por ciento sufre, en algunas medida, problemas de erosión. El 25 por ciento de ese total está afectado seriamente y tiene una catalogación de la erosión fuerte o muy grave, lo que equivale decir que más de 275.000 km² tiene una fuerte degradación. Al sur del estado Boliviano es el más afectado con este fenómeno.

Nuestra zona de estudio se caracteriza por ser un predominio de un lugar montañoso, de abrupta topografía y laderas muy empinadas, desde las cuáles escurre el agua por precipitaciones.

Si bien estos garantizan abundantes fuentes de agua, la actividad antrópica como edificación de ciudades, la construcción de vías de media ladera, las

deforestaciones, es las malas prácticas de siembras, el inadecuado manejo de las aguas superficiales y subterráneos, la falta de control de los torrentes, entre otras, todo esto desencadena procesos erosivos que si no se enfrentan adecuadamente, generan otros como deslizamiento, avalancha, daños en infraestructuras, sedimentos en los sistemas de drenaje, pérdidas económicas y lo que es más grave, pérdidas de vidas Humanas.

Todo lo anterior amerita el diseño y construcción de obras hidráulicas adecuadas, tales como estructuras de vertimiento que recogen, conduzcan y manejen el agua que escurre por las laderas de nuestras montañas de fuerte y media pendiente, disipando su energía y previniendo la erosión.

2. OBJETIVOS

2.1 Objetivos Generales

- Extender nuestro conocimiento en el diseño y funcionamiento de las estructuras de vertimiento como ser los disipadores de energía, fundamentalmente para el control de erosión en los taludes de corte y relleno
- Concientizar y destacar la importancia que tiene las estructuras de vertimiento para el control de la erosión.

2.2 Objetivos Específicos

- Establecer o dotar estructuras de vertimiento *adecuados* para las progresivas en análisis.
- Comparación *económica* entre las estructuras tradicionales como ser las rápidas lisas, escalonadas y las de estudio: Canal de pantallas deflectoras (CPD), canal de rápidas con tapa y columpio (CRTC).
- Comparación *técnica* entre las estructuras tradicionales como ser las rápidas lisas, escalonadas y la de investigación: Canal de pantallas deflectoras (CPD), canal de rápidas con tapa y columpio (CRTC).
- Disminuir los derrumbes en los Taludes de corte y relleno por el tema de la erosión en épocas de lluvia, dotando de estructuras de vertimiento.
- Minimizar el daño ecológico por la erosión aguas abajo (sedimento).

- Garantizar el tránsito para la comercialización en las comunidades beneficiadas Laderas Norte, Cieneguillas y Cristalinas.

3. Metas y Alcance del proyecto.

- Garantizaremos la vida útil de las cunetas, alcantarillas y el paquete estructural del camino.
- Comparación técnica y económica con las estructuras tradicionales (rápidas escalonadas y inclinadas) Vs (CPD), (CRTC)
- Capacitar adecuadamente a la comunidad para la operación y mantenimiento de las estructuras de vertimiento

4. Información necesaria para el proyecto

La información a recopilar y sistematizar es las progresivas de estudio son las siguientes:

- Información primaria, proporcionada por la Sub Alcaldía de Santa Ana del distrito 20.
- Información pluviométrica e hidrológica registrada por Servicio Nacional de Meteorología e hidrología SENAMHI (Departamento de Tarija).
- Cartas geográficas, proporcionada por el Instituto Geográfico Militar IGM.
- Mapas satelitales del Land Cover (Lansat).
- MDT, modelo digital de terreno
- Visión satelital del Google Earth.
- Planos Topográficos y Geológicos de la Zona.

CAPÍTULO I

FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

1.2 ANTECEDENTES

1.2.1 Introducción a la Erosión

La erosión del suelo es la remoción del material superficial por acción del viento o del agua. El proceso se introduce gracias a la presencia del agua en las formas: Pluvial (lluvia) o de escorrentía (escurrimiento), que con el contacto con el suelo (las primeras con impacto y las segundas con fuerzas atractivas), vencen la resistencia de las partículas (Fricción o cohesión) del suelo generándose el proceso de erosión, la pérdida de suelos es el suelo desprendido de un campo o pendiente determinados. La producción de sedimentos es la pérdida de suelos depositada en un punto que está bajo evacuación. Por ejemplo, la mayor parte de las pendientes exteriorizan irregularidades topográficas que hacen que ocurra tanto la erosión como la sedimentación. Así pues, las erosiones en ciertos puntos de la pendiente a menudo difieren de las pérdidas de suelos en la base de las pendientes.

La construcción de la carretera como nosotros lo conocemos hoy es una actividad de alto riesgo con respecto a generar la erosión de la tierra. Cuando el derecho de vía sea habitualmente estrecho y las excavaciones principalmente poco profundas, la erosión raramente era un problema serio. Sólo de vez en cuando era considerado necesario en el diseño y aplicar las medidas específicas para el control de erosión.

Con el advenimiento de la carretera que involucran anchuras mayores de derecho de vía, y una perturbación mucho más profunda de tierras naturales para permitirse el lujo de una geometría de la carretera horizontal y vertical indispensable para el viaje de gran velocidad, vino el aumento de la erosión potencial y una necesidad directa para especificaciones de la construcción para incluir muchas medidas proteccionistas. El conocimiento público creciente de la conveniencia de proteger el ambiente ha sido una fuente de apoyo y ha presionado en la aplicación del control de erosión en la ejecución de la carretera, en especial en taludes de corte muy elevado.

Si la “velocidad” de escorrentía es superior a la velocidad máxima erosionante, se obtiene erosión superficial. La velocidad de escorrentía depende de la pendiente, la intensidad de la lluvia, la cantidad de agua presente y la rugosidad de la superficie del terreno. En las fotografías se muestran los deslizamientos provocados por la erosión.

Fotografía N° 1 Erosión en Taludes Fotografía N° 2 Deslizamiento en Taludes



1.2.2 Definición de Erosión

Se han dado muchas definiciones pero que todas habitualmente apuntan a un mismo significado. La erosión (del latín erosio, que significa roedura), se define en el Diccionario de la lengua Española de la Real Academia Española (RAE) como: “Desgaste o destrucción producidos en la superficie de un cuerpo por la fricción continua o violenta de otro”.

La erosión desde el punto de vista de la Ingeniería Civil abarca en campo de la modificación de las pendientes naturales con el objeto de construir obras de infraestructura vial.

Pendientes altas, se buscan el talud máximo estable. El agua circula por los taludes a mayor velocidad, incrementando así su capacidad erosiva. El crecimiento de la pendiente hace más compleja la protección de los mismos.

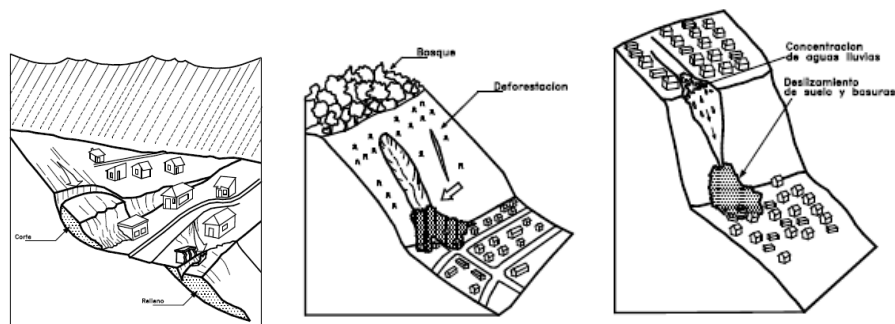
Erosión es el fenómeno que comprende el desprendimiento y traslado o arrastre de las partículas del suelo por acción del agua, del viento o de la actividad biológica en general.

La erosión puede ser natural (normal o geológica) y acelerada.

La erosión es natural cuando se obtiene por los cambios naturales en el ambiente y en largos periodos geológicos, contribuyéndose a las formaciones de los suelos y relieve terrestres. Se considera como una erosión normal porque se presenta en una situación de balance natural entre la formación del suelo y la erosión en sí.

La erosión acelerada es uno de los problemas más serios que tiene que enfrentar cualquier acción encaminada a lograr el desarrollo agropecuario, ya que además de ser la causa de bajos rendimientos de los cultivos, acorta la vida útil de las obras de regulación por la cantidad de sedimentos que acarrea el agua que se almacena colmatando el lecho de los ríos, favoreciendo, en muchos casos, las inundaciones, los problemas de drenaje y la salinización de las tierras.

Fig. N° 1 Esquema de deslizamiento en los Taludes.



1.2.3 Principales agentes y tipos de Erosión

Los principales agentes de la erosión son el agua, viento y el hombre.

Existen dos tipos de erosión: *EÓLICA E HÍDRICA*.

Erosión Eólica

Es la erosión causada por el viento. Este tipo de erosión se presenta mayormente en zonas planas y áridas.

Erosión hídrica

Es la erosión causada por el agua que más incide en zonas de ladera, donde la precipitación es de alta intensidad puesto que influyen primordialmente en la erosión hídrica.

La erosión hídrica se subdivide en **erosión pluvial y fluvial**, respectivamente.

Erosión Pluvial

Es provocada por el impacto de las gotas de lluvia y por la corriente que se forma sobre la superficie (escorrentía), generando desprendimiento del suelo. La fuerza de caída de las gotas de lluvia, su tamaño y la calidad y cantidad de vegetación existente en la zona, son factores determinantes de este tipo de erosión y se manifiestan gradualmente así: erosión por salpicadura, erosión laminar, erosión en surco y erosión en cárcavas.

Erosión Fluvial

Es la erosión que se presenta en los cursos del agua (quebradas y ríos). La fuerza tractiva del agua vence la resistencia de los materiales, produciéndose procesos de socavación lateral y de fondo. Los procesos movilizan además de arcillas y limos, otros materiales como arenas, gravas, cantos y bloques, en las formas de acarreo e disolución, suspensión y acarreo de fondo. Los volúmenes movilizados por la erosión fluvial son altos, en cauces erosionados. Ver: Fotografía N° 3.

Fotografía N° 3 Erosión Fluvial



También podemos nombrar que los principales factores que inciden en este tipo de erosión son: El suelo, la topografía, el clima, la vegetación y el hombre mismo.

- **El suelo.** Las peculiaridades físicas del suelo (estructuras, textura, y contenido de materia orgánica, etc.) delimitan el grado de resistencia de las partículas del suelo al desprendimiento y transporte por efecto del impacto del agua sobre el suelo, de la escorrentía y la capacidad de infiltración del suelo.
- **La topografía.** Las propiedades orográficas topográficas que inciden en la erosión hídrica son la pendiente y la longitud de la ladera, así como la forma y tamaño del área de drenaje.
- **El clima.** Entre los factores climáticos que más inciden en la erosión hídrica están la precipitación, el viento y la temperatura. Existe una estrecha relación entre las características de la precipitación y la escorrentía. El viento en muchos casos cambia de la velocidad de la lluvia y su ángulo de impacto sobre el suelo, afectando su fuerza erosiva.
- **La vegetación.** La espesura resguarda a la superficie del suelo del impacto directo del agua, sea ésta proveniente de lluvia o escorrentía. La flora preserva al suelo mediante:
 - La intercepción y disminución o anulamiento de la energía con la que caen las gotas de lluvia ya sea mediante las hojas, tallos o los residuos de las plantas.
 - La reducción de las velocidades del agua de escorrentía por efecto de la resistencia hidráulica debido al “colchón” que forman los residuos vegetales o cubierta arbolada.
 - El aumento de la capacidad de infiltración y almacenamiento del agua debido al mejoramiento de la estructura y porosidad del suelo por efecto de las raíces, los residuos selváticos.
 - El incremento de la resistencia del suelo a la erosión debido al “amarre” de las partículas que ocasionan las raíces de los arbustos.

1.2.4 Formas de Erosión Hídrica

La erosión hídrica se presenta en diferentes formas: Laminar, por surcos, por cárcavas.

- **EROSIÓN LAMINAR**

El impacto de las gotas de la lluvia contra la superficie descubierta del suelo obtienen los desprendimientos de sus partículas, las que al encontrarse sueltas y al ser trasladadas. “sellas” los poros del suelo, formando una delgada capa o costra poco permeable. Cuando la cantidad de lluvia que cae excede a la tasa de infiltración del suelo, el agua empieza a fluir correr como escorrentía en el sentido de la pendiente, transportando las porciones finas del suelo que inicialmente ya fueron desprendidas. Existe una relación directa entre la cantidad y la velocidad de la escorrentía y la capacidad erosiva.

- **EROSIÓN POR SURCOS**

En las pequeñas ondulaciones de la superficie del terreno se concentra el agua de escorrentía y luego por efecto de la pendiente, el suelo y el estado de la cubierta vegetal, se obtienen el movimiento del agua en el sentido de la pendiente y, en consecuencia, el arrastre y transporte de las partículas de suelo, pueden originar pequeñas zanjas o surcos.

- **EROSIÓN POR CÁRCAVAS**

Una vez formados los pequeños surcos o zanjas, éstos se van agrandando por efecto de la escorrentía ya que continúa el arrastre de suelo en el lecho de los surcos o zanjas y el consecuente desprendimiento en los taludes, con lo cuál se van ampliando los surcos permitiendo las pérdidas de grandes masa de suelo como ser:

- Pérdidas de suelo.
- Pérdida en la calidad de relieve.
- Pérdidas en la capacidad de reserva de agua.
- Cambio en el régimen térmico.

Cuadro N° 1 Acción y Efectos de la Erosión

TIPO	ACCIÓN	EFECTOS
EROSIÓN POR LLUVIA: La acción de las aguas de lluvias, con la contribución de otros agentes climáticos, sobre la superficie del interfluvio. Nota: Las crestas del interfluvio son laderas (naturales) y taludes (construidos)	<i>Saltación pluvial:</i> Desalojo y dispersión por gotas de lluvia.	<ul style="list-style-type: none"> • Impacto de la gota de agua. • Reducción de la capa de infiltración. • Destrucción de los poros y de las fisuras del suelo expuesto.
	ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL DIFUSO	
	<i>Erosión Laminar:</i> Arrastre uniforme de capas de suelo a muy corta distancia	<ul style="list-style-type: none"> • Escurrimiento de suelos limosos y arenosos. • Es fuente importante de sedimentos.
	ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL CONCENTRADO	
	<i>Surcos de erosión:</i> El escurrimiento concentrado forma pequeños canales paralelos.	<ul style="list-style-type: none"> • Destrucción de taludes y laderas. • Alto aporte de sedimentos.
<i>Cárcavas:</i> Son zanjones profundos y de gran tamaño, por lo tanto son difíciles de controlar.	<ul style="list-style-type: none"> • Acentuar el relieve promoviendo otras formas de inestabilidad • Fuentes importantes de sedimentos. • Corrección de alto costo. 	
EROSIÓN INTERNA: Por flujo subterráneo	ESCURRIMIENTO SUBSUPERFICIAL	
	<i>Tubificación y cavernas:</i> Debilitamiento interno	<ul style="list-style-type: none"> • Puede originar manantiales, cárcavas y hundimiento.
EROSIÓN FLUVIAL	<i>Socavación de fondo</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Profundiza el fondo de los cauces naturales
	<i>Socavación lateral</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Eliminación del soporte de laderas
	<i>Descarga Torrencial</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Efectos devastadores en las márgenes del cauce.

1.2.5 Clasificación de la Erosión

1. Sin Erosión.- Corresponden a suelos planos de valles, de uso preferentemente agrícola. Ver: Fotografía N° 4



2. Erosión Ligera.- Conciernen a suelos ligeramente inclinados u ondulados o con cobertura de vegetación nativa semidensa (mayor a 50% y menor a 75%). Ver:

Fotografía N° 5



3. Erosión Moderada.- Se caracteriza por la existencia del 15% de la superficie de unidad homogénea con presencia de subsuelo o al menos el 15% de la extensión con pedestales y pavimento erosión o presencia de canaliculos o regueros de profundidad menor a 50 cm. o pérdidas de más del 30% del horizonte.

Ver:

Fotografía N° 6



4. Erosión Severa.- Es una clase que agrupa los suelos con un porcentaje de superficie con presencia de subsuelo entre 15 a 60% del total de la unidad homogénea a la superficie presentada entre 15 a 60% de pedestales y pavimentos o existen zanjas o cárcavas distanciadas con profundidad de 50 cm a 1m. o se tiene una pérdida hasta un 30% del horizonte, ver: Fotografía N° 7

Fotografía N° 7



5. Erosión muy Severa.- Clase que asocia a suelos donde se tiene en forma visible el subsuelo y el material de origen en más del 60% de la zona, o existe presencia de pedestales y pavimentos de erosión en más del 60% de la superficie o, concurren

cárcavas con más de 1 m de profundidad o, se evidencia pérdida de más del 30% del horizonte.

Ver:

Fotografía N° 8



1.2.6 Principios básicos para el control de la Erosión Hídrica

Para que la práctica de control de la erosión hídrica sea efectiva se deberá cumplir con los siguientes requisitos.

- Suprimir o reducir la velocidad del agua.
- Eliminar o mermar el escurrimiento del agua sobre la extensión del suelo.
- Proteger la superficie del suelo contra la erosión
- Aumentar la infiltración del agua en el suelo.

Las prácticas de control de la erosión deben iniciarse siempre de las partes más altas de la cuenca o laderas hacia abajo, nunca en sentido contrario; salvo que inicialmente en la cabecera de la zona al ser tratada se construya una zanja o acequia a nivel o con una ligera pendiente, a fin de que intercepte el agua procedente de la parte más alta. Cuando la zanja o acequia tiene una ligera pendiente, las aguas deben drenarse hacia lugares apropiados a fin de no generar cárcavas en su parte final.

Aplicando estos principios básicos se logra un efectivo control de la erosión hídrica. En caso contrario, se aconseja una revisión de la práctica conservacionista ubicando

las fallas para corregirlas. El método más adecuado para evaluar la efectividad de estas prácticas, es la observación durante las lluvias o inmediatamente después de ocurridas estas.

La escorrentía generalmente, se concentra en corrientes de agua, las cuáles pueden formar surcos o cárcavas de erosión o pueden correr hacia los taludes. Para cuantificar la cantidad de escorrentía que llega a un punto limitado, se debe calcular la cantidad de agua disponible después de una lluvia, de acuerdo a la cuenca tributaria, teniendo en cuenta las características de la superficie del terreno, cobertura vegetal e infiltración.

El control de la erosión hídrica tiene que ver con la necesidad planteada a partir de lo expuesto en el numeral anterior de diseñar y construir obras de ingeniería y bioingeniería con criterios de sostenibilidad ambiental que recojan, conduzcan y depositen de manera controlada (frecuentemente en un cauce natural debajo de las laderas) ver Figura N° 9 el agua que escurre por las laderas de las montañas, y que protejan a su vez otras obras de infraestructura ya construidas (edificaciones, vías, y líneas vitales), ordenen cauces fluviales y mantengan las condiciones de vida silvestre en pequeñas áreas.

Las obras de las cuáles trata este documento, y que permiten controlar la erosión hídrica en laderas de media a fuerte pendiente, se basan en la aminoración de la energía del agua y los sedimentos transportados por ella (suelo y roca habitualmente) mediante el uso de **estructuras de disipación o disipadores de energía**, las cuáles se ubican en forma normal a la dirección del flujo y se complementan con estructuras de captación, vegetación y manejo de aguas de escorrentía sobre las laderas. Estas estructuras colectan y entregan el agua a los cauces de manera disipada ver fotografía N° 10.

Los **disipadores de energía** son elementos cuyo objetivo es transformar la energía cinética o parte de ella en calor. Estos elementos son manejados para generar fricción entre el agua y la superficie del canal, saltos hidráulicos e impactos o golpes del agua

contra el fondo del canal, permitiendo así disminuir al máximo la socavación del cauce receptor aguas abajo o el daño de la estructura misma.

Fotografía N° 9



Fotografía N° 10



1.2.7 Causas y Consecuencia de la Erosión Hídrica en Taludes

El hombre con el afán de buscar la integración entre población construye vías de comunicación terrestre que constituyen los pilares fundamentales para el desarrollo económico y social de las regiones. La calidad de vida de sus habitantes mejora considerablemente al efectuarse el tráfico de personas y mercancías de forma más cómoda, económica y segura. Sin embargo, la construcción de estructuras suponen casi siempre una fuerte alteración del medio por el que discurren rompiendo así el equilibrio natural de una zona determinada. Se modifica el paisaje primitivo al realizarse importantes movimientos de tierras, se destruyen suelos agrícolas o forestales, se fragmenta el territorio, se afecta a la flora y la fauna, se altera el drenaje de las aguas superficiales y subterráneas, etc.

Es así, que entre los impactos más destacados se hallan las creaciones de nuevas superficies desprovistas de protección y carentes de vegetación que conforman los desmontes, taludes y terraplenes, estos últimos generalmente tienen fuertes pendientes y quedan expuestos a la acción directa de los agentes atmosféricos, sufriendo de un continuo proceso de erosión. El suelo superficial se meteoriza por acción extrema del clima y, posteriormente, las finas partículas minerales son arrastradas por salpicaduras de las gotas de lluvia, por la escorrentía superficial o por

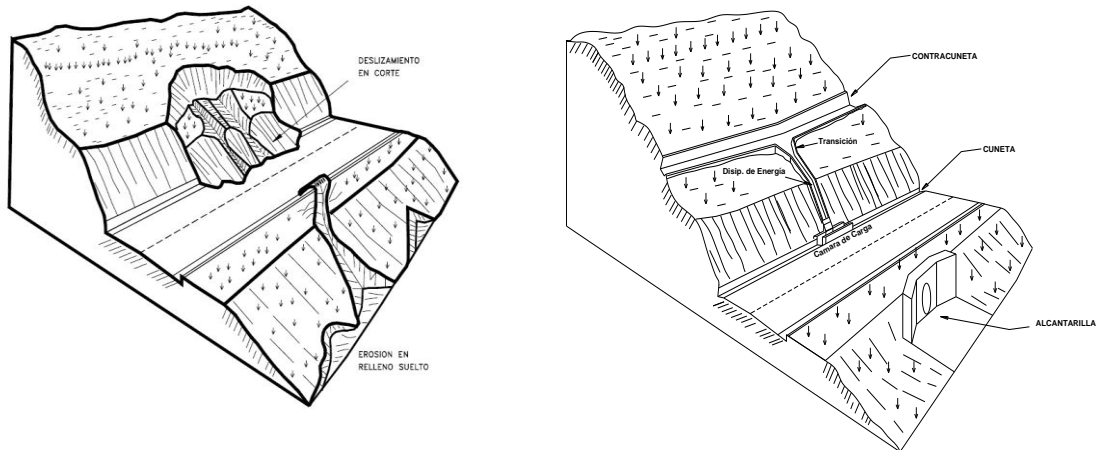
los vientos en periodos secos. De la experiencia en el medio y la investigación podemos concluir que las principales causas que producen erosión son la lluvia y el viento. Pero también debemos hacer mención al hielo, cambios de temperatura, procesos químicos y biológicos, etc.

Las consecuencias de la erosión hídrica y eólica resultante son claramente negativas, aunque la primera lo es en mayor grado, y entre sus efectos se destacan:

- Aterramiento de las cunetas y pasos de agua por los sedimentos, lo que conlleva a un continuo y costoso mantenimiento para limpiar las secciones de evacuaciones de las corrientes pluviales.
- Peligro para el tráfico rodado, por inundación de la calzada, cuando se ciegan los drenajes, o por la aparición de lodo y piedras sobre el firme, por el deslizamiento del material de los taludes
- Desmoronamiento de las vías. Por la pérdida de capacidad cortante de los terraplenes ante la erosión de regueros y cárcavas.
- Pérdida de fertilidad edáfica por la erosión laminar y en regueros y consiguiendo retrasos en la recuperación de la flora y fauna del entorno.
- Impacto paisajismo: La sensación de monotonía en los alrededores de las carreteras, por falta de una enriquecedora cubierta vegetal, incrementa los riesgos de la conducción por aburrimiento y somnolencia.
- Pérdidas desagregación: dispersión del agente cementante.
- Pérdidas de la cohesión y aumento en la humedad.
- Pérdidas económicas sobre las plataformas de las vías de comunicación

La determinación de los procesos erosivos en el entorno de las vías de comunicación es una acción primordial que se debe tener en cuenta en los proyectos de restauración y mantenimiento de las carreteras. Para promover esta actitud es interesante evaluar de alguna forma cuáles son las tasas de erosión hídrica en los taludes carentes de una adecuada vegetación protectora. Conocida la magnitud e identificando el problema, se pueden diseñar las medidas correctoras pertinentes para cada situación.

Fig. N° 2 Esquema del daño de la erosión en el Talud **Fig. N° 3** Esquema: Disipador de energía para evitar la erosión para evitar la erosión

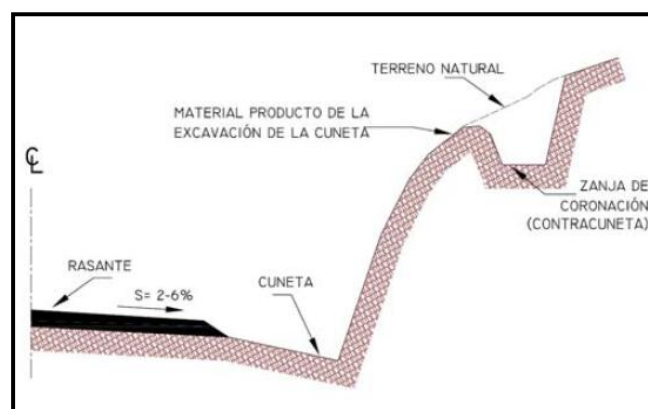


1.2.8 Obras para el control de Erosión en Taludes.

1.2.8.1 Canales de conducción.- Son estructuras para recolectar las aguas captadas hasta entregarlas adecuadamente en cauces naturales u otras áreas sin que origine daños o contaminación. En este grupo de obras están las zanjas de coronación y los canales colectores.

1.2.8.2 Zanjas de coronación o contracunetas. Son utilizadas a media ladera para captar las aguas de escurrimiento de taludes y bermas en un terraplén. Estos canales reciben agua por una sola de sus orillas o márgenes.

Fig. N° 4 Zanja de Coronación



Se construyen a una distancia tal que impida la formación de corrientes de agua que erosionen el talud a proteger. Es común ubicarlas con una separación vertical que fluctúa entre 3,0 y 10,0 m. Su dirección y pendiente debe ser tal que se descargue proporcionalmente el agua de esorrentía en canales colectores cuando se trata de zonas de tratamientos de taludes o cuando no se tenga un cauce natural definido y estable.

En el caso de los canales interceptores en cortes, si las aguas recogidas por los taludes de cortes que viertan hacia el camino dan lugar a la erosión o a deslizamiento de los mismos se proyectará una zanja protectora sobre la coronación del corte para recoger las aguas que bajan por las pendientes naturales y conducir las hacia la quebrada o descargar más próxima del sistema general de drenaje.

Los canales interceptores cuyas pendientes induzcan velocidades superiores a lo señalado en la tabla N° 1.

Deberán revestirse con el objeto de prevenir la erosión. Si la pendiente longitudinal del canal excede del 25% se insinúa disponer de bajantes de agua.

La pendiente mínima recomendable para canales longitudinales es de 0,25 % en canales de tierra y de 0,12% en canales revestidos.

La velocidad de las aguas deberá limitarse para evitar la erosión, sin reducirla tanto que puede dar lugar a depósito o sedimentación. La velocidad mínima aconsejable es de 0,25 m/s, siendo las velocidades máximas admisibles.

Tabla N° 1 Velocidades Máximas Admisibles para Cunetas

TIPO DE REVESTIMIENTO	VEL. ADM. (m/s)
Mezcla asfáltica en sitio y tratamiento superficial	3,00
Mampostería de piedra	4,50
Hormigón asfáltico y de cemento Pórtland	4,50

Parámetros a revisar en canales de conducción. Se presentan a continuación los parámetros a tener en cuenta en la revisión de este tipo de estructura.

- Secciones transversales. En este tipo de conducción, las formas triangulares y trapezoidales son las más utilizadas, entendiéndose que la forma rectangular es

una condición particular de la forma trapezoidal, cuyas paredes laterales tienen una inclinación igual a 90° .

- *Canales de forma triangular o en "V"*: Son recomendados para pequeñas áreas, en pendientes suaves, ya que permite mayores velocidades, impiden la depositación de sedimentos y soportan pequeñas depresiones.
- *Canales de forma trapezoidal*: Son sugeridos para pendientes acentuadas; en función de la forma de su base de fondo plano, la lámina de agua es dispersada provocando una reducción considerable de la velocidad de la escorrentía. Los taludes del canal deben ser construidos en la relación 4:1, lo que facilitara la construcción y el posterior mantenimiento.

Las secciones trapezoidales son las más comunes en canales sin recubrimiento ya que dan mayor estabilidad al terreno intervenido.

- **Revestimiento.** Se debe identificar el tipo de recubrimiento en donde los más comunes son los siguientes.

Canales mampostería de piedra: Son empleados en cauces más estables pero donde los suelos que conforman el lecho presentan susceptibilidad a la erosión. Este tipo de canales se aconsejan para cauces con pendiente intermedias.

Canales de concreto simple: los canales en concreto simple se utilizan para proteger los tramos iniciales de las líneas de drenaje o para evacuar caudales bajos en drenajes de pendiente suaves.

Canales en concreto reforzados: Sus secciones son variadas, desde canal liso hasta estructuras disipadoras de energía cuando se requiere corregir cauces o líneas de drenaje de pendientes fuertes y caudales intermedios.

1.2.9 Criterio de diseño de cunetas longitudinales

La frecuencia de diseño y tolerancia a las inundaciones o desbordes dependerán de la importancia del camino y de los riegos y costo que ellos implican.

La pendiente mínima recomendable para canales longitudinales es de 0,25 % en canales de tierra y de 0,12% en canales revestidos.

La capacidad hidráulica de las cunetas se puede emplear la ecuación de Manning. Expresada de la siguiente manera:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

Q= Caudal [m³/s]

n= Coeficiente de Rugosidad de Manning.

A= Área de sección en [m²]

R= Radio Hidráulico (m) del escurrimiento (Razón entre el área y el perímetro mojado).

i = Pendiente Longitudinal [m/m]

1.2.10 Estructuras de Vertimiento

Estas estructuras son canales abiertos que se construyen desde la corona hasta el pie del talud. Se diseñan con el objetivo de trasladar las aguas de escorrentía que llegan de cunetas o canales interceptores, y su buen funcionamiento depende de la correcta selección, combinación y ubicación de éstas (disipadores).

1.2.11 Disipadores

Son estructuras que permiten la conducción de agua desde un nivel superior a otro inferior, manteniendo la energía cinética constante. Su función principal es la de disipar la energía del flujo por impacto con los escalones, por la formación de resaltos hidráulicos.

Estructuras de vertimiento:

- Canal de rápidas lisas
- Canal de rápidas escalonadas
- Canal de pantallas deflectoras (CPD)
- Canal de rápidas con tapa y columpio (CRTC)

1.2.11.1 Canal de Rápida Lisa.- Son canales de fondo liso con pendiente adecuadas a las condiciones topográficas del terreno y donde el agua escurre a velocidades

apreciables, llegando al pie de la ladera o talud con gran cantidad de energía cinética que requiere ser disipada mediante tanques amortiguadores con dentellones o bloques, para no erosionar el lecho del cauce receptor del agua, ni poner en peligro la estructura por socavación de su pie. Son apropiados cuando la pendiente del terreno es superior al 30% la estructura de este tipo de canales debe ser fuerte para soportar velocidades mayores a 6 m/s.

El diseño de las rápidas lisas principalmente está en función del caudal de diseño por evacuar, de las características geométricas escogidas para el canal, de la pendiente del terreno y del material a utilizar.

El canal diseñado debe ser capaz de resistir las velocidades que se desarrollen en él y de transportar el agua sin rebosarse para el periodo de retorno seleccionado

Este tipo de canales (Ver Fotografía N° 11) generalmente se construye en concreto reforzado, lo que garantiza una buena resistencia ante altas velocidades de flujo, por ejemplo, entre 10 y 20 m/s, y en particular para los tipos de concreto (según su resistencia a la compresión) que normalmente se usan en el país. Además, por los caudales que se manejan en estos canales, muy difícilmente se alcanzan velocidades que superen las indicadas atrás.

Tabla N° 2 Velocidades máximas permisibles en algunos materiales.

MATERIAL	VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)
Ladrillo común	3
Ladrillo vitrificado	5
Arcilla vitrificada (gres)	4
Concreto 175 Kg/cm ² (17.2 Mpa)	6
Concreto 210 Kg/cm ² (20.6 Mpa)	10
Concreto 280 Kg/cm ² (27.5 Mpa)	15
Concreto 350 Kg/cm ² (34.3 Mpa)	20

Fotografía N° 11 Rápida Lisa de Concreto



1.2.11.2 Canal de Rápidas Escalonadas.- Son canales escalonados con gradas o escalones, que mientras conducen el agua, van disipando la energía cinética del flujo por impacto con los escalones, llegando al pie de la rápida con energía disipada, por lo que no se hace necesaria alguna estructura adicional, o dado el caso se construirá una estructura pequeña. Funcionan bien cuando la relación entre el tramo horizontal y el tramo vertical es mayor de 5 a 1. Cuando las condiciones del terreno no permiten este tipo de diseño, se puede reducir la relación hasta 3 a 1, pero deberán incluirse pantallas que reciban el chorro de agua y eviten que se disparen.

Primero, se debe definir el régimen preferencial del flujo para el caudal de diseño, en cuanto a si este sería **saltante** (se caracteriza por una sucesión de chorros en caída libre que chocan en el siguiente escalón, seguidos por un resalto hidráulico parcial o totalmente desarrollado) o **rasante** (en él, el agua fluye sobre los escalones como una corriente estable rasando sobre ellos y amortiguándose por el fluido circulante atrapado entre los escalones), teniendo en cuenta que la disipación de la energía, en el régimen saltante, se produce en cada escalón, al romperse el chorro en el aire, al mezclarse en el escalón o por formación de resaltos hidráulicos; y en el régimen rasante, se produce en la formación de vórtices en las gradas, debido a que las gradas actúan como una macro rugosidad en el canal.

Para el diseño de rápidas escalonadas se aconseja los siguientes pasos, sin profundizar en el tema por no ser el propósito de este documento:

- Estimar el caudal de diseño.
- Evaluar la geometría del canal (pendiente, altura y ancho).
- Escoger la altura óptima del escalón, para obtener el régimen de flujo seleccionado
- Evaluar las características hidráulicas del flujo.
- Calcular el contenido de aire disuelto aguas de la estructuras. En los regímenes de flujo saltante se debe airear el salto de su caída libre de un escalón a otro.
- Diseñar la cresta de la rápida.
- Calcular la altura de las paredes del canal considerando un borde libre, para recoger las posibles salpicaduras o aumentos de caudales no previstos.

Si se desea disipar mayor energía se pueden adicionar elementos para este propósito como bloques de cemento o salientes en la grada (que bloquean el flujo), rápidas escalonadas con tapas (que interceptan los chorros de agua) o rápidas escalonadas con vertedero y pantalla (forman resalto hidráulico y atenúan el golpe del agua).

Fotografía N° 12 Rápidas escalonas de Concreto



1.2.11.3 Canal de Pantallas Deflectoras (CPD).- Es un canal de sección rectangular y fondo liso que incluyen pantallas deflectoras alternas colocadas a 45° con el eje del

canal, las cuáles cumplen los papeles de elementos disipadores de energía, y pestañas longitudinales sobre los bordes de ambas paredes del canal que impiden que la estructura rebose. (Ver: Figura N° 13).

Las pantallas deflectoras desvían el flujo lateralmente disminuyendo la velocidad en el caso de que el caudal sea pequeño (por ejemplo, que no rebase la altura de las pantallas), y si el caudal es grande actúan como grandes rugosidades permitiendo la disipación de la energía en el fondo del canal.

Fotografía N° 13 Canal de Pantallas Deflectoras (CPD)



El CPD es “Aplicable al caso de conducciones a lo largo de pendientes pronunciadas (entre el 10% y el 50%), que evitan velocidades exageradas y entrega el flujo con energía disipada, sea cuál fuere la longitud del canal y la diferencia de nivel entre sus extremos.

Tiene la propiedad de conservar prácticamente constante su capacidad al variar la pendiente dentro de un amplio rango, razón por la cuál son adaptables a las sinuosidades de los perfiles sin necesidad de variar la sección y sin exigir excavaciones excesivas para su construcción.

Ya que el diseño no presenta ninguna arista horizontal ni zonas de estancamiento, la estructura previene la sedimentación de material en suspensión y la obstrucción con cuerpos flotantes, siendo apta para la conducción de aguas negras y aún de lodos.

Las principales características del CPD son, según su mismo diseñador:

- Capacidad prácticamente constante para el rango de pendiente entre el 10 % y 50 %.
- Adaptabilidad a las sinuosidades de los perfiles, sin necesidad de variar la sección.
- Economía notable en la excavación, como consecuencia de la característica anterior.
- Bajar velocidad en relación con la del canal sin pantallas, y dentro de los límites tolerables para el concreto.
- Disipación de energía dentro del canal, sin requerir estructuras disipadoras especiales a la entrada o a la salida.
- Facilidad y sencillez en la formaletería.

1.2.11.4 Canal de Rápidas con Tapa y Columpio (CRTC).- Es un canal aplicable al caso de conducciones a lo largo de pendientes altas o muy altas (entre el 50% y el 173%) conformado por una serie de rápidas lisas de sección rectangular, que se interrumpen en las terrazas de un talud tratado o cada cierto tramo, de tal forma que en la transición de una rápida a otra se tiene un columpio que deflecta el chorro y lo proyecta contra una tapa existente en el inicio de la siguiente rápida aguas abajo. El sistema columpio – tapa es complementado con un deflector que obliga al flujo a volver al canal. (Ver Fotografía N° 14).

Gran parte de la energía se disipa en el módulo columpio-tapa, al generarse una turbulencia y aireación del flujo en el punto de impacto del chorro de agua con la tapa, lo cuál proporciona que en el momento de llegada del agua al pie de la ladera o talud el porcentaje de energía disipada en toda la trayectoria de la estructura sea lo más alto posible.

Las principales características del CRTC son:

- Es complementario con el Canal de Pantalla Deflectoras.
- El diseño especial del columpio en el escalón evita la presencia de obstáculos en el flujo.
- Proporcionar una gran capacidad de descarga, a pesar de la fuerte pendiente.
- Capacidad prácticamente constante para el rango de pendientes entre el 50% y el 173%.
- Puede adaptarse fácilmente al perfil del talud o drenaje haciendo que los escalones del canal coincidan con las zanjas o cunetas construidas..
- Impide y permite altos niveles de disipación de energía.
- Previene la sedimentación y la obstrucción con basuras.
- Admiten colectores laterales en el escalón.
- Las tapas sirven de puente en las terrazas.
- Es de fácil mantenimiento.
- Ofrece economía y viabilidad en la construcción (con el uso de formaletas tipo y pocas excavaciones).
- Es práctico en el tema de construcción por su sinuosidad.

Fotografía N° 14 Canal de Rápidas con Tapas y Columpio



1.2.12 Combinación de Rápidas Lisas y Escalonadas.- Son estructuras conformadas por canales de rápidas lisas que incluyen en su desarrollo longitudinal una transición y un escalón u otro elemento disipador de la energía cinética del flujo, prescindiendo en la mayoría de los casos del empleo de estructuras disipadoras en el pie de la estructura.

1.2.13 Combinación de CRTC y CPD.- La combinación de estas estructuras elimina la posibilidad de una transición entre uno y otro cuando tengan un mismo ancho de canal.

El canal de pantallas deflectoras (CPD) y el canal de rápidas con tapa de columpio (CRTC). Estas estructuras requieren de un diseño especial debido a que disipan la energía del flujo a lo largo del canal y no al pie de ésta.

Fotografía N° 15 Combinación de un CRTC y CPD



CAPÍTULO II

CARACTERÍSTICAS GENERALES EN LA ZONA DE ESTUDIO

2.1 Localización del proyecto Geográfico y Política

El área del proyecto de Cieneguillas se encuentra comprendida dentro de la Provincia Cercado Departamento de Tarija en el estado plurinacional de Bolivia, correspondiente a la sub alcaldía de Santa Ana en el distrito N°20 es decir entre los paralelos 64°20' y 64°40' de Longitud Oeste 21°15' y 21°40' de Latitud Sur.

Políticamente la provincia Cercado se halla dividida en ocho cantones, veintiún distritos y 66 comunidades y la sub alcaldía de Santa Ana se encuentra dividida en 5 distritos con 35 comunidades.

Cuadro N° 2 Altura sobre el nivel del mar del Proyecto

ZONA DE ESTUDIO	ALTITUD	UNIDAD DE MEDIDA
CIENEGUILLAS	2243,56	m.s.n.m.

Fig. N° 5 Mapa de la Provincia Cercado y la zona de Cieneguillas

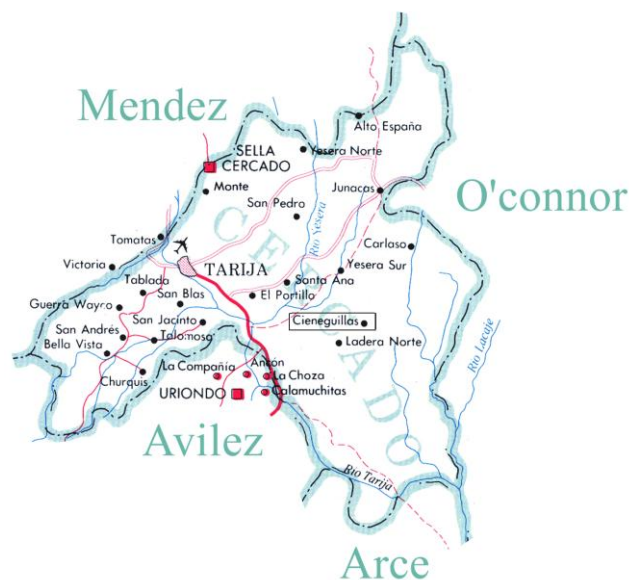




Fig. Nº 6 Departamento de Tarija y la zona de estudio



Fig. Nº 7 Vista Isométrica en 3D en la Ubicación del Proyecto Cieneguillas

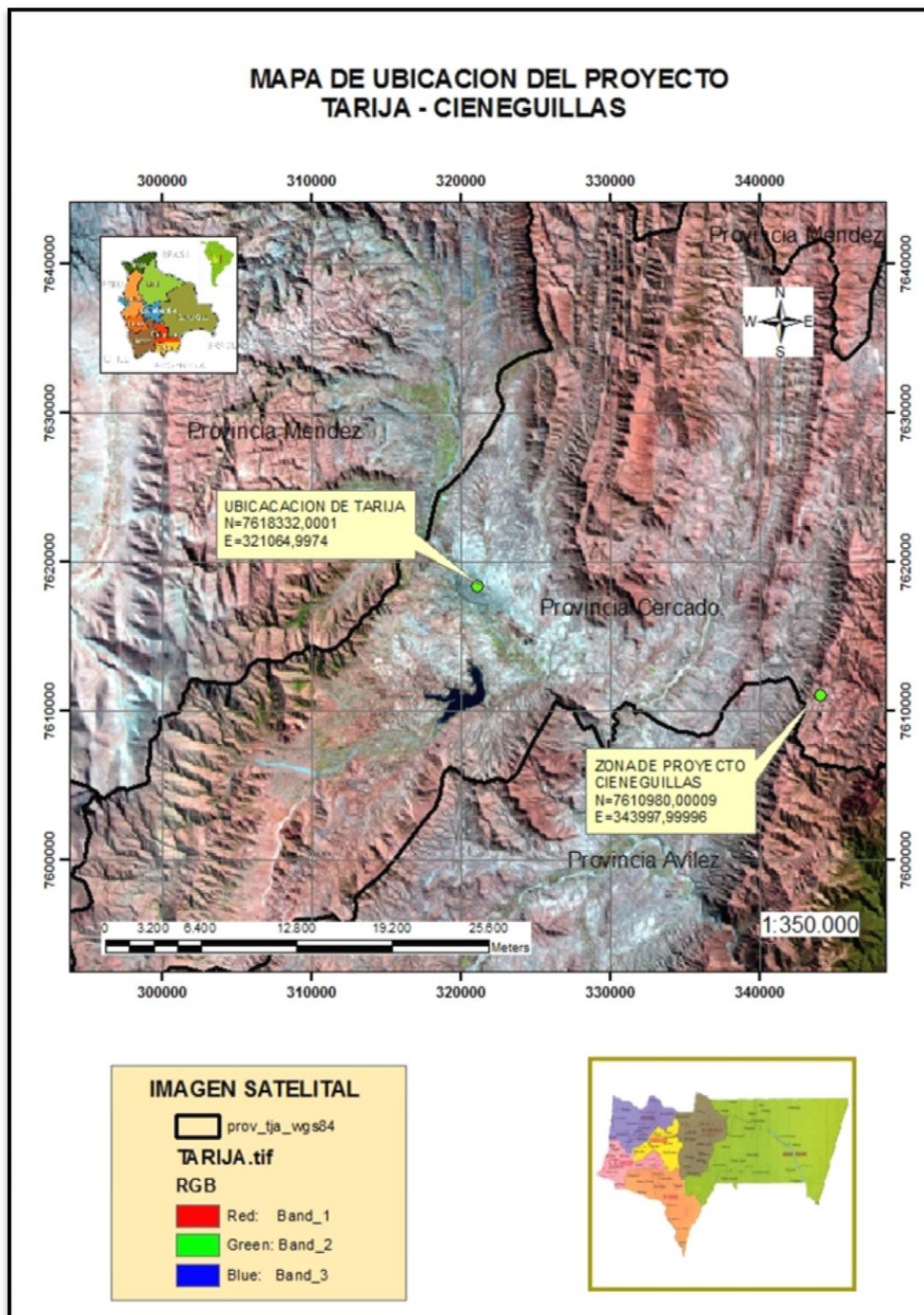


Fig. N° 8 Ubicación del proyecto con coordenadas Geográfica UTM

2.2 Progresivas de la zona de estudio

El estudio de los disipadores están ubicados entre caminos de las comunidades de laderas norte y cristalinas los cuáles son también beneficiados directamente.

Ubicación de las estructuras de vertimiento en la zona de estudio de Cieneguillas.

Cuadro N° 3 Progresivas en la Zona de Estudio

ZONA DE ESTUDIO	PROGRESIVA DE CAMINO	ESTRUC. DE VERTIMIENTO
Cieneguillas	8+040	Canal de Rápidas con Tapa y Columpio (CRTC)
Cieneguillas	10+060	Canal de Pantallas deflectoras (CPD)
Cieneguillas	10+700	Combinación (CPD Y CRTC)

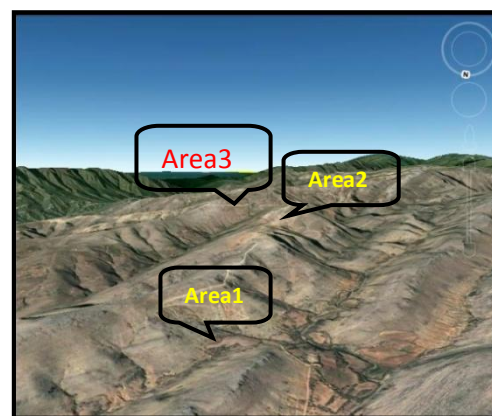
Fuente: Empresa Constructora AITA "Proyecto: Apertura de Camino Laderas Norte, Alto potreros".

El camino principal de esta zona es de apertura con ripiado y con sus respectivas alcantarillas. A continuación observaremos la figura 5 y figura 6 de progresivas y área de drenaje

Fig. N° 9 Progresivas y Áreas de estudio



Fig. N°10 Vista Isométrica



2.3 Características socioeconómicas

2.3.1 Beneficiados

Las comunidades beneficiarias directamente con el proyecto son Laderas Norte, **Cieneguillas**, Cristalina y Alto Potreros, además de la ciudad de Tarija. Estas comunidades se encuentran a altitudes detalladas en el siguiente cuadro.

Cuadro N° 4 Comunidades Beneficiadas

COMUNIDADES	ALTITUD	UNIDAD DE MEDIDA
Laderas Norte (San Agustín), CIENEGUILLAS, Cristalinas, Alto Potreros.	1887-2451	m.s.n.m.

Fuente: Diagnostico Sub Alcaldía de Santa Ana. GMT.

Las comunidades de Laderas Norte, Cieneguillas, Cristalina y Alto potreros que corresponden al distrito N° 20 del municipio de Tarija, como a si también se favorecerían de manera indirecta todas las comunidades próximas al distrito N° 20.

De manera concreta la población beneficiada asciende a 124 familias y 138 persona con un promedio de 3,53 personas/familia.

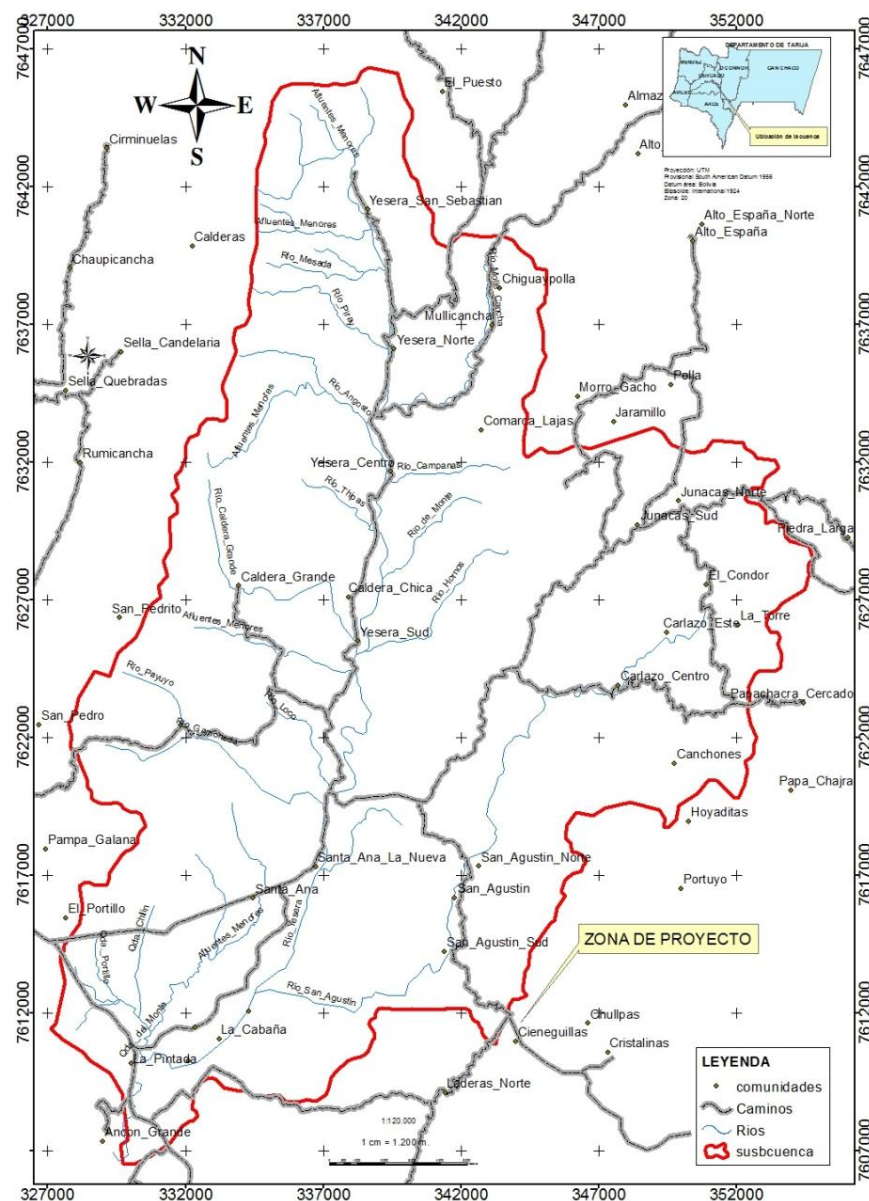
2.3.2 Transporte y Comunicación

Los caminos están en condiciones precarias por derrumbes de escombros en la calzada del camino en época de lluvias, por tener taludes muy elevados dejando sin acceso a los comunaríos por varios días, perjudicando la negociación de los productos agropecuarios que se obtienen en el área de influencia del proyecto, generalmente los comunaríos utilizan como medios de transportes camionetas y colectivos.

Dentro de la red vial los caminos que vinculan Tarija con El Chaco y Bermejo se constituyen en la red fundamental más importante para la Sub Alcaldía. A esta red principal se conecta la red de caminos vecinales, la misma que se constituye el principal medio de comunicación de las distintas comunidades con los demás centros de comercialización y mercados de consumo.

En la zona de la Sub Alcaldía de Santa Ana existe 384 km de camino, sólo el 363 km son transitable todo el año, siendo el 179 km de caminos vecinales considerados principales, 87 Km secundarios y 118 Km de camino de herradura. Del total de caminos, 49 Km se encuentran en buen estado, 122 Km en regular estado y 213 Km en mal estado. A continuación veremos en la siguiente figura las vías de comunicación sobre el proyecto.

Fig. N° 11 Mapa de Vías de Comunicación y Transporte
**MAPA DE VIAS DE COMUNICACION DE TRANSPORTE
 EN LA ZONA DE PROYECTO SOBRE LA CUENCA SANTA ANA**



PRINCIPALES ACTIVIDADES DE LA POBLACIÓN, USO Y TENDENCIA DE TIERRA.

2.4 Producción agrícola

La agropecuaria es la primordial actividad de esta zona, constituyéndose en el sustento fundamental de las familias y de generación económica, se identifican como esenciales cultivos el maíz, papa, cebolla, trigo, arveja, tomate, vid, durazno y otros, convirtiéndose en la crucial fuente de ocupación y mano de obra de la zona; la misma que no presenta una significativa migración hacia otras regiones.

Para esto es de vital importancia en transporte terrestre.

2.4.1 Tamaño y uso de la tierra

De acuerdo a las características geográficas del distrito 20 se ha definido la siguiente utilización de la tierra detallada en el siguiente cuadro.

Cuadro N° 5 Uso actual de la tierra en (Has)

DIST	CANTÓN	AGRICUL	GANADER.	FRUTICUL.	EROSIÓN	OTROS	TOTAL
18	Santa Ana	1511.52	320	1680	1440	5413.48	10365
19	Yesera	1556.47	58	2730	1145	22015.53	27505
20	San Agustín	951.8	20	1780	710	129078.2	16440
21	Junacas	1253.3	6	1890	490	29056.7	32696
22	Alto España	357	0.5	586	101	14941.5	15986
TOTAL		5630.09	404.5	8666	3886	84405.41	102992
PORCENTAJE (%)		5.47	0.39	8.41	3.77	3.77	100

Fuente: Diagnóstico Sub Alcaldía de Santa Ana. GMT.

2.5 Identificación del problema

Una vez recorrido la zona de estudio se observaron los problemas que atraviesan las comunidades, como es la inestabilidad de los taludes en épocas de lluvia especialmente, causando derrumbes esto se debe generalmente por la falta de estructuras de vertimiento.

Lo cuál perjudica la libre comunicación vial entre las comunidades, además por la partículas desprendidas en gran cantidad las que producen el llenado total de sedimentos en las alcantarillas disminuyendo su vida útil, también obteniendo el daño ecológico agua abajo por el transporte de sedimento.

En este sentido nos vemos obligados a prevenir la erosión en dicha zona.

2.6 Solución del problema

Las pésimas condiciones en las que se encuentra dicho camino vecinal, limitado en gran medida por el tránsito vecinal por no contar con estructuras de vertimiento, imposibilitando el traslado de la producción agrícola a los centros comerciales a tiempo, principalmente en épocas de lluvia, para ello se plantea dar como solución un mejoramiento al camino vecinal en el tramo de Cieneguillas con las obras de Estructuras de Vertimiento para así establecer una libre comunicación vial.

2.7 Metodología de Análisis en el proyecto

Se hará un análisis técnico y económico entre disipadores tradicionales y los planteados para poder tomar la mejor decisión de implementación en las progresivas de estudio:

- Verificación técnica y económica entre una estructura de vertimiento Canal de pantalla deflectoras (CPD) vs rápidas lisas.
- Comparación técnica y económica entre una estructura de vertimiento Canal de rápida con tapa de columpio (CRTC) vs rápidas escalonadas, por tener casi igual ángulo de funcionamiento.
- Comparación general entre estructura de vertimiento en igual pendiente.

2.8 TOPOGRAFIA

2.8.1 Importancia de la Topografía

La topografía tiene un rol importante en la elaboración de los proyectos de ingeniería ya que sobre estos planos topográficos se diseñan la mayoría de los planos y si estos no han sido ejecutados con un adecuado control de calidad, los errores afectan necesariamente en el diseños, creando problemas al momento de la ejecución de la obra, durante la cuál se tendrán que adecuar o modificar los planos para adaptarlos a la forma real del terreno, causando mayor mente pérdidas económicas a los costos del proyecto.

La mejor manera de lograr que los trabajos topográficos se desarrollen de forma correcta es cuando los topógrafos conocen bien los alcances del trabajo a ejecutar, es decir conocer el grado de precisión exigido de acuerdo al uso para el cual se pide la topografía, lo que definirá el sistema de trabajo y tipo de equipo a emplear y tenga un claro concepto de cómo funcionan los sistema de procesamiento de información topográfica, especialmente el proceso de formación del modelo espacial del terreno para la interpolación de las curvas de nivel para que tengan el criterio correcto de cómo distribuir los puntos de relleno y el modo de tomar los datos planimétrico que faculten un proceso ordenado y lógico de la data de campo.

2.8.2 Control Topográfico

Todos los trabajos de levantamiento deberán efectuarse de acuerdo a los procedimientos y principios generales constituidos para el estudio planimétrico del análisis de drenaje.

La forma más adecuada de trabajar la topografía de un proyecto, debe seguir los siguientes pasos:

Pasó 1.- Establecimiento de una poligonal de apoyo enlazada al sistema de coordenadas UTM, mediante un enlace directo a puntos existentes del IGM u otro

organismo que los haya instituidos o mediante puntos de control satelital GPS que permitan conformar un sistema de poligonal cerrada.

Pasó 2.- Instituir una red de nivelación diferencial, con niveles de ida y vuelta, colocando BENCH MARKS cada 500 m. aproximadamente los BMs deben ser convenientemente monumentados mediante varillas de fierro o placa de bronce empotrada en concreto, o señalización en roca firme, y situados en lugares fuera de las áreas de movimiento de tierra a fin de no ser distribuidos durante las obras. Se hará una descripción del punto para una fácil ubicación.

Pasó 3.- Establecimiento de la poligonal del trazo debe ser enlazada a la poligonal de apoyo para el cálculo de las coordenadas respectivas y el control de la precisión de la misma.

Pasó 4.- El estacado del eje de emplazamiento. Dada la facilidad de uso de los software que facultan obtener las coordenadas correspondientes al estacado del eje del trazo, es más aconsejable realizar el estado del eje por radicación a partir de los puntos de la poligonal, empleando la función de replanteo de la Estación Total set 610, luego de transferir la relación de coordenadas de la computadora a la estación total.

Pasó 5.- Levantamiento de sección transversales de la cuenca. Las secciones deberán levantarse en una longitud suficiente para poder definir exactamente los volúmenes de tierra a mover, tanto en corte como en relleno, siendo recomendable que se extienda por lo menos 10 metros más allá del borde del talud en cortes y en pie del talud de relleno. Se levantarán las secciones transversales de la cuenca después de señalar la línea perpendicular al eje en cada estaca. Se tendrá especial cuidado para levantar secciones en posiciones intermedias cuando existan variaciones de relieve del terreno importantes que no hayan sido tomadas por el seccionamiento efectuados sobre el estacado. Así mismo, en lugares con fuertes pendientes transversales, se extremará el cuidado en la toma de las secciones transversales ya que errores de metros.

Pasó 6.- Los levantamientos topográficos son necesarios para el diseño de obras de arte o estructuras especiales, ya que pueden ser ejecutados por radiación a partir de la poligonal de apoyo o puntos auxiliares establecidos para el efecto. Es también importante dejar un *BM*, n cada zona donde se proyectará alguna obra de arte.

2.8.3 Inspección para el Levantamiento Topográfico

Se realizo una inspección o un chequeo de pendientes en los taludes en donde existe una mayor erosión en la zona de estudio y tomamos criterios de emplazamiento de la estructura de vertimiento, así como la colocación de una línea de trazo para su posterior análisis.

En esta etapa se fijaron los criterios básicos para el levantamiento topográfico, considerando las pendientes y alineamiento de la ubicación de obra de arte, de tal forma que se puedan conseguir rápidamente todos los datos planimétricos y altimétricos como ser también secciones transversales, secciones longitudinales, área de aporte y pendiente para su posterior análisis.

2.8.4 Aplicación de Software

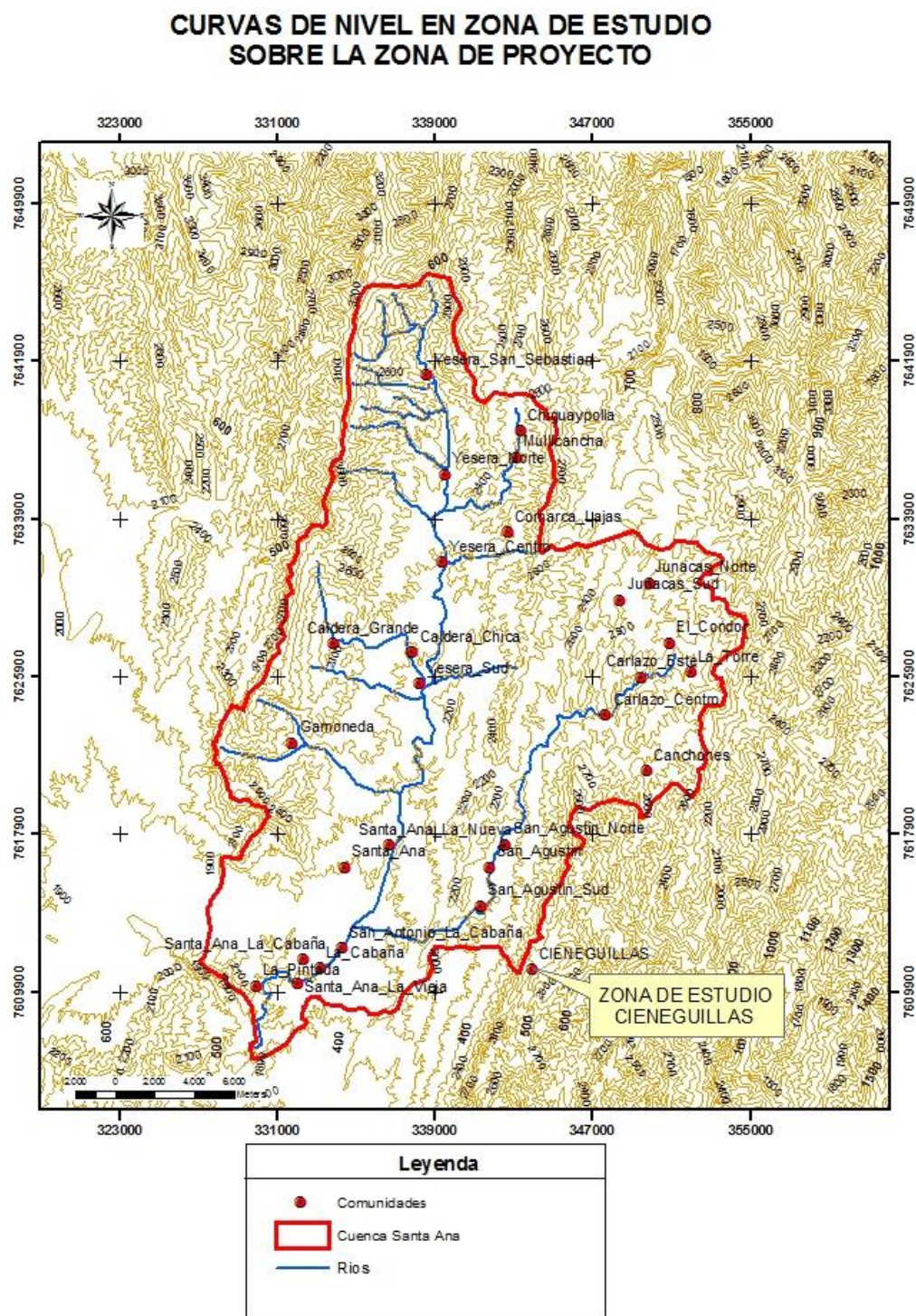
Se utilizó un programa computacional para establecer los parámetros de diseño con es software de *Land Cad 3D* este programa se mantiene entre los líderes de tecnología empleando las mejores herramientas para desarrollar el software y transfiriendo esa tecnología a sus usuarios.

También usamos otro software el *Prolink* este programa accede el bajado de datos (Coordenadas) de la Estación Total set 610, para así poder trabajar el con el software de *Land Cad*.

El programa de *Land Cad 3D* no sólo ofrecen mejores herramientas de la interfaz, sino que también tiene una perfecta integración con los distintos motores CAD al facultar seleccionar gráficamente los objetos de CAD y extraer las distintas propiedades de los datos obtenidos de campo como ser: Curvas de nivel, área de aporte, volumen de corte y relleno, Etc. También se manejó el programa de *Arc Gis 9.3*

con imágenes satelitales, para su posterior verificación y ubicación. La figura N° 12 muestra las curvas de nivel en la zona de cuenca en investigación.

Fig. N° 12 Mapa de Curvas de nivel sobre el proyecto



2.9 GEOLOGÍA

2.9.1 Características Geológicas

La topografía actual es el producto de millones de años de desarrollo y modificación a lo largo de diferentes procesos geológicos. Este proceso es continuo y los deslizamientos de taludes constituyen unos de los mecanismos de modificaciones (Schuster en Krizek 1976). La geología representa un factor primordial en la estabilidad de un talud y existen muchos factores geológicos que ilustran el potencial del deslizamiento de taludes.

En la estratigrafía de la zona de estudio afloran rocas pertenecientes a las siguientes unidades geológicas: Paleozoica, Mesozoica y Cenozoica.

- **Paleozoica**

Rocas del paleozoico están representadas por los sistemas: Pérmico areniscas calcáreas y calizas areniscas de coloración gris blanquecina y rojiza., Carbonífero Areniscas de coloración rojiza, en unos casos de aspectos masivo y en otros con estratificación de forma sub vertical. Y Devónico lutitas grises bien laminadas, intercaladas con areniscas grisáceas y limotitas de color gris oscuro con grano fino.

- **Mesozoica**

Las rocas de la era mesozoica están representadas por el sistema Jurásico, bancos gruesos de areniscas de colores rojizos y blanquecinos, de granulometría media a gruesa.

- **Cenozoica o Terciaria**

Finalmente sedimentos terciarios, representados por una alternancia de estratos de areniscas poco consolidados y limonitas.

La estratificación en las efloraciones rocosas presentan un rumbo general variable entre 10 y 45 grados en dirección al Noreste y un buzamiento entre 20 y 50 grados en dirección al subeste en la parte inicial del tramo y posteriormente de 60 a 80 grados.

Sin embargo, en esta parte del proyecto, es donde se registran más tramos con buzamientos desfavorables, entre las progresivas 8+040, 10+060 y 10+700.

Para realizar una valoración del tramo, se analizarán solo, los taludes más críticos, es decir los que presentan una amenaza a la circulación en la vía.

-Taludes escarpados (inclinados): En terrenos escarpados los deslizamientos pueden ocurrir en cualquier tipo de material geológico. Sin embargo, la causa más común de derrumbes en taludes escarpados es el deslizamiento a lo largo de los contactos con las rocas de suelos residuales o coluviales. Este material meteorizado o suelo no pueden mantener la misma pendiente que la roca, por ello, una fuerte lluvia o un corte al pie del talud pueden activar el deslizamiento.

-Áreas de concentración de drenaje y filtración: Un estudio cuidadoso de la red de drenaje y áreas de concentración de agua es extremadamente importante. Es probable que ocurran filtraciones con el subsecuente deslizamiento en áreas debajo de reservorios, canales de irrigaciones o depresiones con aguas estancadas. Es importante reconocer el peligro potencial de las áreas derivadas de drenajes superficiales, especialmente en las rocas porosas y fracturadas.

Áreas de concentración de fracturas: El movimiento de taludes pueden estar estructuralmente condicionado por superficies débiles tales como fallas, diaclasas, planos de deposición y foliación. Estas estructuras pueden dividir un macizo rocoso en una serie de unidades individuales que pueden actuar independientemente una de la otra.

Por ello, el macizo rocoso no puede ser considerado como un medio continuo sino como una serie de bloques individuales; estos planos de debilidad facilitan el flujo de aguas y desarrollo de vegetación, lo cuál debilitan los bloques y reducen la resistencia al deslizamiento. Por lo tanto, se debe buscar cuidadosamente las áreas con pequeño espaciamiento de diaclasas, especialmente cuando éstas se cruzan y dividen los macizos rocosos en pequeños bloques que lo hacen más inestables.

2.9.2 Topografía y Estabilidad

Los mapas topográficos representan una excelente fuente de información para la detección de deslizamiento y, algunas veces, se puede determinar en ellos grandes áreas del deslizamiento. En los mapas topográficos, la escala y el intervalo de las curvas de nivel facilitan la identificación de ellos. Esta asemejaación se puede llevar a cabo mediante:

- Característica topográfica evidentes, por ejemplo, pendiente empinadas (curvas de nivel con poco espaciamiento) en el escarpe de un deslizamiento, topográfico con pequeñas elevaciones o montículos dentro de la masa deslizante (curvas de nivel que siguen un patrón irregular y no simétricos con depresiones poco profundas), presencia de masa separada y características de flujo en las parte baja.
- Curvas de niveles ondulados, vías locales dañadas con niveles desiguales y otros lineamientos superficiales tales como líneas de transmisión o cercas.
- Movimientos menores o irregularidades en zonas de pendientes empinadas, acantilados, bancos, áreas de concentración de drenaje, etc.

La identificación de deslizamientos en mapas topográficos se verá ayudada por la escala y el intervalo de las curvas de nivel en el mapa.

2.9.3 Pluviosidad

La pluviosidad tiene un efecto primordial en la estabilidad de los taludes ya que influyen en la forma, incidencia y magnitud de los deslizamientos. En suelos residuales, generalmente no saturados, el efecto acumulativo puede llegar a saturar el terreno y activar un deslizamiento.

Con respecto a la pluviosidad hay tres aspectos importantes:

- a) El ciclo climático en un periodo de años, por ejemplo, alta precipitación anual y baja precipitación anual.

- b) La acumulación de pluviosidad en un año determinado en relación con la acumulación normal.
- c) Intensidad de una tormenta específica.

Los resultados de la pluviosidad y estudio indican que la acumulación de precipitación causa un incremento en la saturación del terreno que eleva el nivel freático, por lo tanto, una tormenta durante la estación seca o al comienzo de la estación húmeda tendría un efecto menor en la estabilidad del talud que una tormenta de la misma al final de la estación húmeda.

La erosión es también provocada por la pluviosidad y pueden causar la pérdida de soporte de fundación de estructuras, pavimentos, rellenos y otras obras de Ingeniería. En terrenos, se incrementan las incidencias de taludes inestables y puede deducirse en la pérdida de vías u otras estructuras.

Por lo tanto es importante considerar su estabilidad, en casos que el ángulo de estabilidad o ángulo de fricción del terreno sea menor que el ángulo de fundación se pondrá dentellones.

Fig. N° 13 Mapa de Erosión Dep. de Tarija

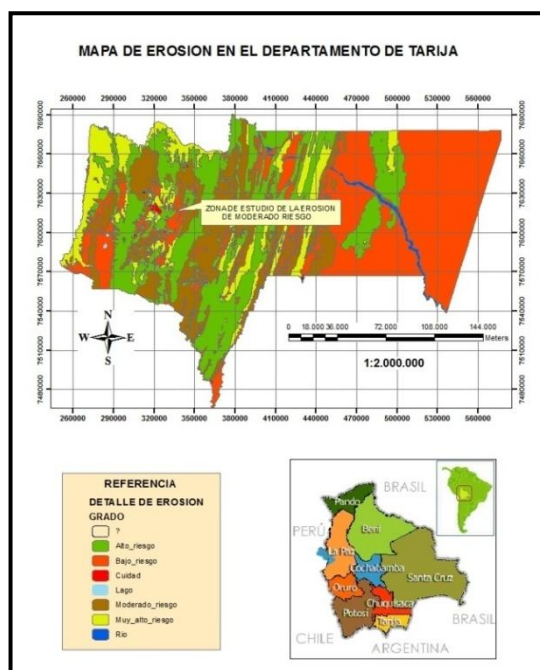


Fig. N° 14 Mapa Geológico de Bolivia

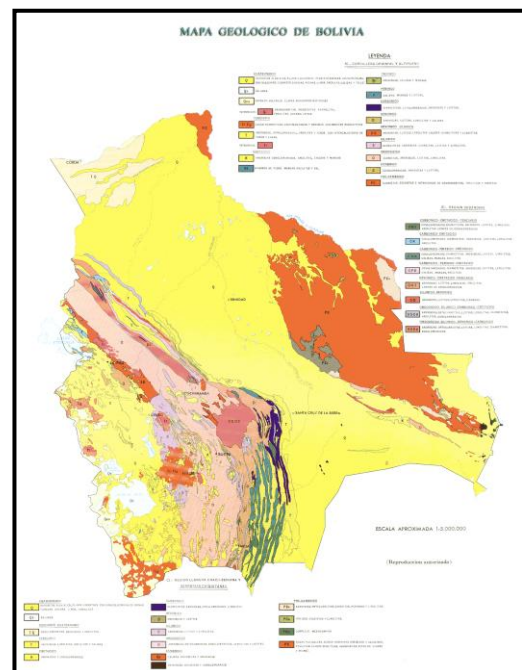
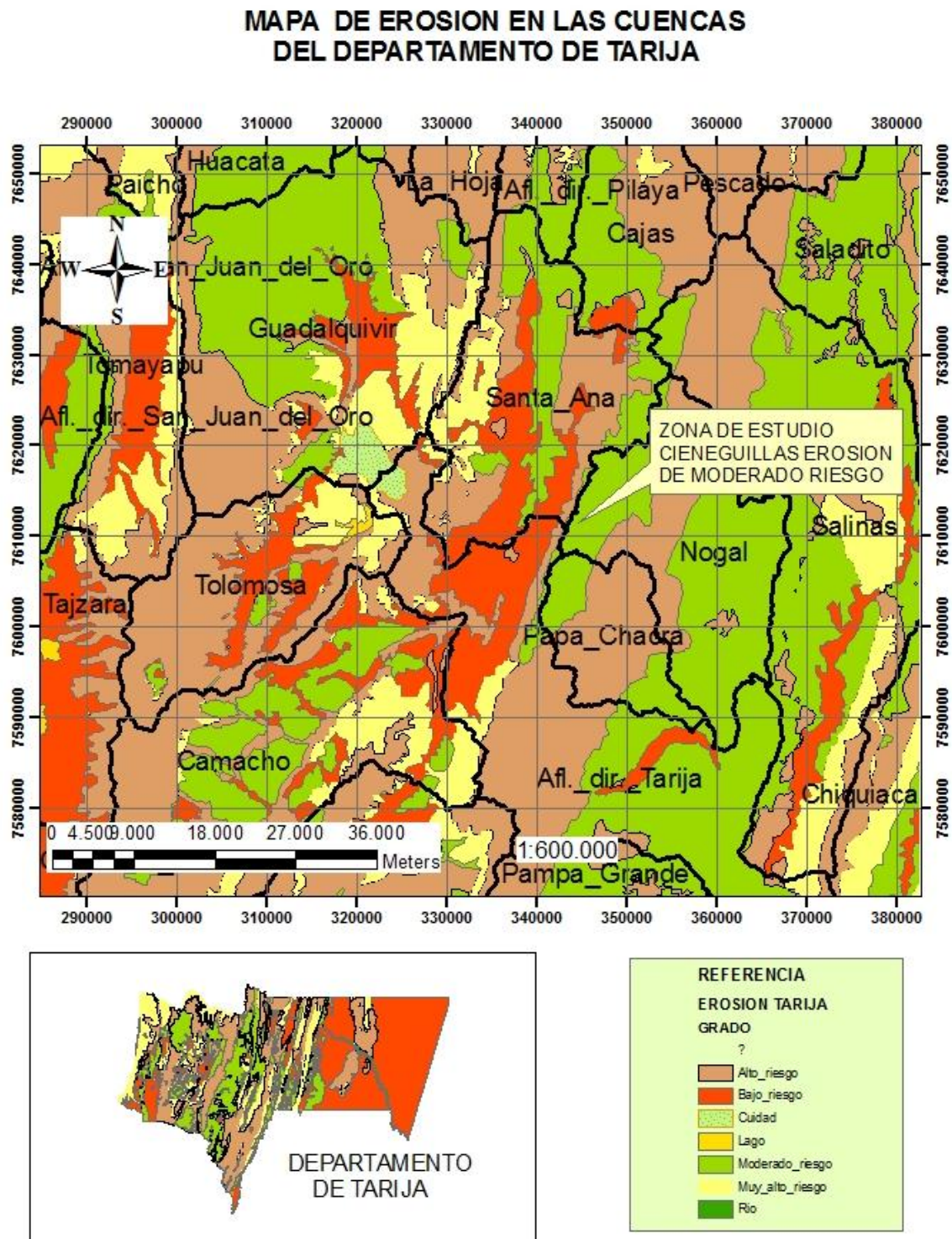


Fig. N° 15 Mapa Geológico en la zona de estudio (satelital)



2.10 ANÁLISIS HIDROLÓGICO DE LA CUENCA

2.10.1 Introducción

Los factores que intervienen en los exámenes hidrológicos son muy variados como ser la topografía, geología, clima y vegetación. La influencia de los diversos factores no podrían reducirse a expresiones puramente matemáticas, pero si al análisis de ciertas relaciones que puedan dar una idea cualitativa del problema.

En síntesis se trata de definir relaciones entre las características básicas de la cuenca, geología, geomorfología, vegetación, y las peculiaridades físicas de superficie de la cuenca como, forma de la cuenca, pendiente y red de drenaje.

Para la determinación de las particularidades físicas de la cuenca se ha recurrido a hacer un levantamiento topográfico con estación Total (Sokkia) y un Gps, para luego comprobar en las cartas geográficas elaboradas por el IGM (Instituto Geográfico Militar) a escala 1:50000 y disposición de imágenes satelitales (Lansat), en las cuales se delimitó la línea divisoria de las aguas y se pudo fijar todas las propiedades y singularidades de la cuenca en investigación.

Para prescribir las singularidades características hidrológicas de una cuenca con una serie de conceptos y metodologías que ayudan en el desarrollo de la misma, la falta de instrumentos de mediciones en los lugares específicos de aplicación obligan a emplear técnicas y herramientas utilizadas en otros lugares del mundo adaptarlas a este medio. En el caso único de la estimación de caudales, la hidrología proporciona una serie de métodos que sirven para estimar caudales en lugares donde no existen registros; estos métodos van desde las simples fórmulas hasta los más complejos programas para computadoras.

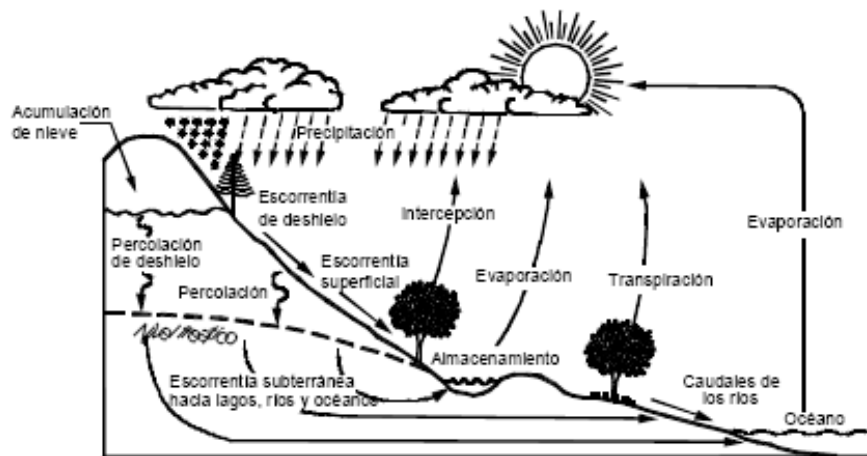
2.10.2 Definición de Hidrología

La hidrología es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y su distribución en la superficie, sus propiedades físicas, químicas y su influencia sobre el medio ambiente.

2.10.3 Ciclo Hidrológico

El ciclo hidrológico es la circulación continua de humedad de la tierra. El ciclo hidrológico mostrado en la **fig. N° 16**, ilustra la distribución de agua en el ambiente, así como las fases del “Ciclo del agua” incluyendo la precipitación, infiltración, intercepción, transpiración, y evaporación. Cuando llueve, el agua es interceptada por la vegetación, infiltrada en la tierra y escurre por la humedad en el terreno, en la misma, y en los cuerpos de agua se transpira y evapora de nuevo a la atmósfera.

Fig. N° 16 Ciclo Hidrológico



2.10.4 Aspectos Climáticos cercanos al proyecto

La temperatura en el lugar del proyecto se caracteriza por presentar un clima frío semiárido, templado árido (detallados en el siguiente cuadro).

Cuadro N° 6 Aspectos Climáticos de Cantones Cercanos al Proyecto.

CANTON	CLIMATOLOGÍA
Santa Ana	Templado-Árido
Yesera	Frio-Semiárido
San Agustín	Frio-Árido, Templado-Árido
Junacas	Frio-Semiárido
Alto España	Frio-Semiárido

Fuente: SENAMHI Cercado Tarija

2.10.5 Temperatura

La temperatura media anual es de 15.5°C mientras que la máxima media fue de 24°C y la mínima de 6.9°C.

Asimismo la temperatura Media mensual se encuentra entre 12.4°C y 19°C.

Por otro lado la Temperatura mínima extrema media fue de 3.5°C llegando la Temperatura Externa a menos de 3.8°C entre los meses de junio y septiembre.

La máxima extrema fue de 39°C, en el mes de enero de 1993 y febrero 1992, mientras que la mínima extrema registrada en el mes de julio de 1994 fue de – 8°C.

2.10.6 Precipitación

De las informaciones disponibles en las estaciones meteorológicas ubicadas en las proximidades del área del proyecto, donde el 97% de las precipitaciones caen en los meses de *octubre a abril*, la zona se caracterizan por la variabilidad de las precipitaciones, diferenciándose años lluviosos y años secos, además varía la cantidad de precipitación en el espacio.

El área donde se localiza el proyecto se caracteriza por un clima semi frío, con precipitaciones medias anuales del orden de 684,33 mm.

2.10.7 Datos disponibles de SENAMHI

La red pluviométrica de la cuenca del río Santa Ana, cuenta con 8 estaciones, a las que se incorporan las de Tarija (AASANA) y el Tejar. La ubicación de las mismas, se muestra en el Cuadro N° 7.

El conjunto de estas estaciones permite una mejor apreciación de las variaciones de la precipitación.

La información fue analizada detalladamente, evidenciándose que existen datos mensuales dudosos, casos en los cuales, se anuló el dato mensual y por tanto el anual. Se trabajó directamente con la información original, descartando como indicamos, los datos dudosos.

Así mismo para las estaciones ubicadas en la cuenca de Santa Ana, se efectuó el análisis de consistencia, tomando como base la estación de AASANA, por ser la más representativa y que ofrece garantía en sus datos, aunque se encuentra fuera de la cuenca al igual que la estación de El Tejar.

También contamos con Precipitaciones máximas diarias de lluvias máximas registradas en una estación de acuerdo a la experiencia, se distribuyen de acuerdo a una ley cuyo mejor ajuste se obtiene con la ley de Gumbel.

En las estaciones pluviométricas de la cuenca solo se dispone de datos de la precipitación máxima diaria.

Por tanto se utilizó el valor de las máximas precipitaciones diarias del año hidrológico, en dichos cálculos posteriores.

En el siguiente cuadro describiremos las características de las estaciones:

Cuadro N° 7 Ubicación de las estaciones pluviométricas en la Cuenca
Santa Ana

No	Estación	Latitud Sur	Longitud W	Altura m.s.n.m.	Años de observación
1	Alto Cajas (*)	21° 18´	64° 28´	2.440	24
2	Yesera Norte	21° 21´	64° 33´	2.320	31
3	San Pedro B. V.	21° 26´	64° 30´	2.195	23
4	Gamoneda	21° 30´	64° 37´	2.155	30
5	Santa Ana	21° 31´	64° 34´	1.935	21
6	Junacas	21° 26´	64° 28´	2.300	31
7	San Agustín Norte	21° 30´	64° 49´	2.120	25
8	Laderas Centro	21° 39´	64° 32´	2.080	30
9	Tarija (Aasana) (*)	21° 33´	64° 43´	1.860	61
10	El Tejar (*)	21° 32´	64° 43´	1.851	39

(*) Estaciones ubicadas fuera de la cuenca pero próximas. Fuente: Servicio nacional de meteorología e hidrología

Fig. N° 17 Mapa de Ubicación de las Estaciones Pluviométricas

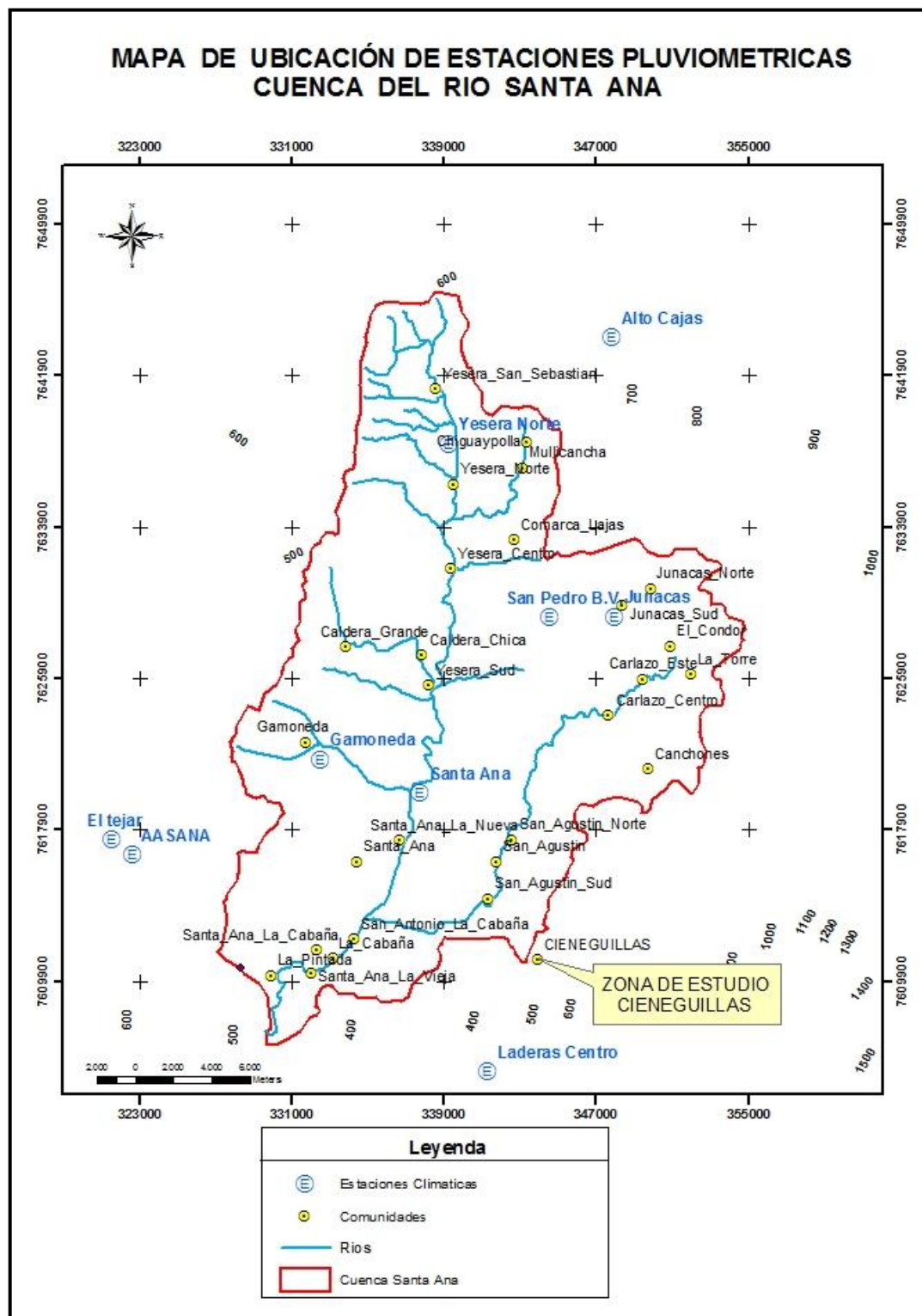
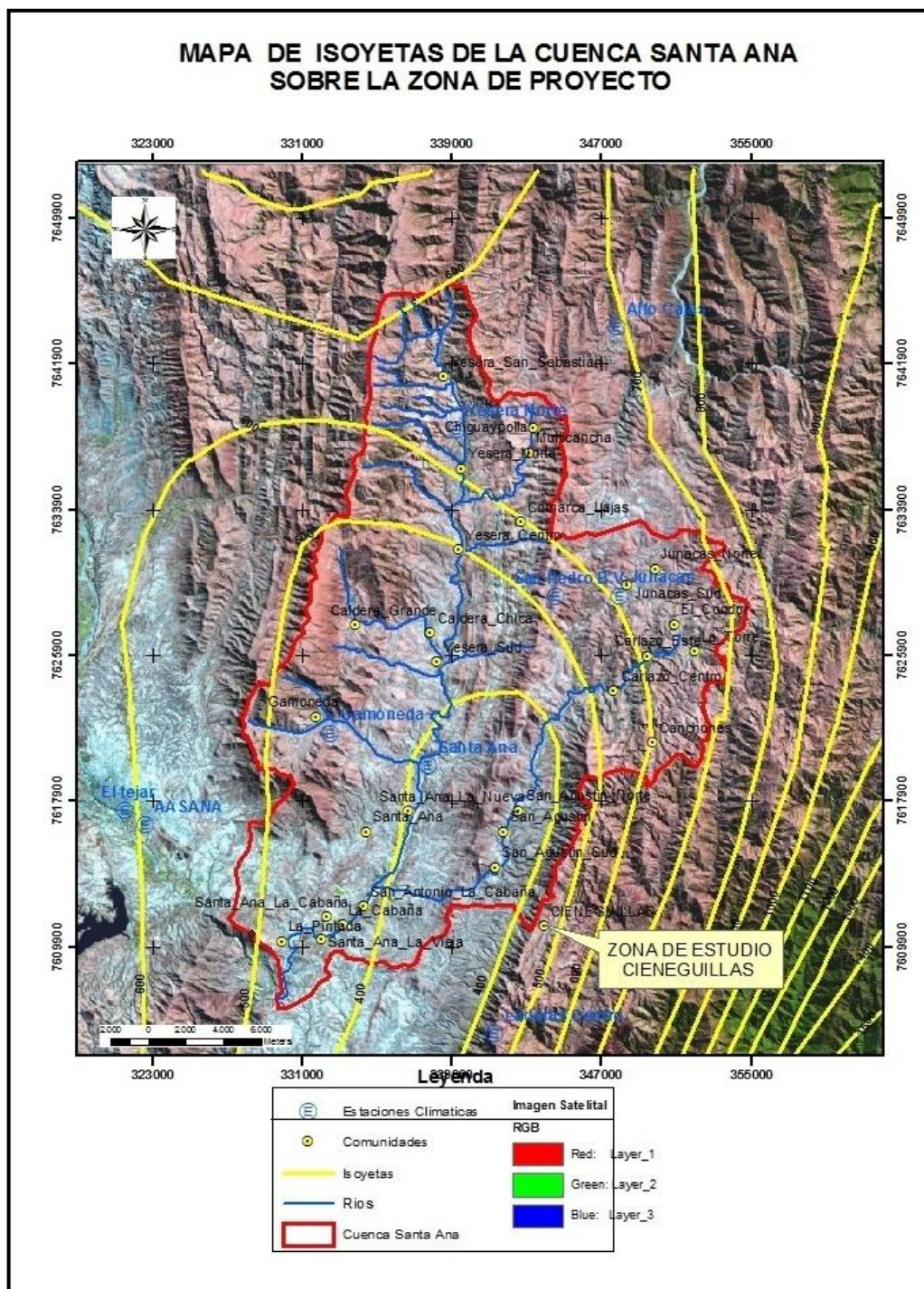


Fig. N° 18 Mapa de Isoyetas en la Cuenca de Santa Ana



El conjunto de estas estaciones permiten una mejor apreciación de las variaciones de las precipitaciones.

La información del SENAMHI de precipitaciones máximas fueron analizadas detalladamente, evidenciándose que existen datos dudosos y ordenándolos en años hidrológicos de octubre a septiembre, de esta información sacamos un dato por año, el máximo valor.

Así mismo las estaciones ubicadas en la cuenca de Santa Ana, se tomo la estación de Yesera Norte por ser la más cercana y por tener casi la misma altura sobre el nivel del mar y por ofrecer garantía en sus datos, aunque se encuentre fuera de la cuenca de Santa Ana.

2.10.8 Información de la estación meteorológica

La información de estación de Yesera Norte es la siguiente

-Altura	2200 m.s.n.m.
-Precipitación Media	684,3 mm/año
-Tipo de clima	Frió a desértico
-Temperatura	15,4°C
-Temperatura máxima	39,0°C
-Temperatura mínima	-8,0°C
-Periodo lluvioso	Octubre a abril
-Periodo seco	Mayo a Septiembre
-Heladas	Junio a Agosto
-Riadas	Diciembre a Febrero
-Número de días con lluvia	69 días/año

2.10.9 Estudio Hidrológico

El estudio o análisis hidrológico nos permitirá alcanzar algunos parámetros hidrológicos, como ser factores climáticos, atmosféricos; para así deducir los caudales máximos para los cálculos de las estructuras de vertimientos.

La estimación de las crecidas, se basas en los estudios de las precipitaciones máximas de corta duración y gran intensidad, determinadas en función de los datos de precipitaciones máximas diarias de la estación termo pluviométrico de Yesera Norte.

2.10.10 Precipitación Máxima

De los datos pluviométricos de la estación yesera norte, se tomó la precipitación máxima durante el año, ordenados en años hidrológicos (octubre a septiembre), para su posterior cálculo de distribución de probabilidades.

2.10.11 Distribución de Probabilidad

En principio se han evaluado los parámetros de la distribución normal de cada una de la serie de datos correspondientes al año hidrológico, es decir de octubre-septiembre.

Se conoce por experiencia que la precipitación anual en un punto se ajusta mejor a la ley de Gumbel por la cual se analizará más adelante esta ley.

2.11 ANÁLISIS DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS

2.11.1 Introducción

El objetivo del estudio de lluvia máxima es conseguir la frecuencia y la magnitud de las avenidas que se van a presentar en la cuenca, para alcanzar dicho objetivo se seguirán los pasos siguientes:

- Lograr los valores de las precipitaciones máximas en 24 hrs, registrada por la estación de Yesera Norte por cada año hidrológico. (SENAMHI)
- Determinación de la precipitación máxima en 24 hrs. De duración para diferentes periodos de retorno.
- Determinación de la precipitación máxima correspondiente a las precipitaciones de duraciones inferiores a las 24 hrs. Que también se analizan para diferentes periodos de retorno.
- Determinación de intensidades máximas (mm/hr)

2.11.2 Precipitación Máxima en 24 horas

Para el correspondiente análisis se consideró las precipitaciones máximas diarias basadas en la información de pluviómetros de las distintas estaciones.

Dependiendo los registros de datos pluviométricos, que en este caso es el de precipitaciones máximas en 24 hrs. Se escogerá un modelo estadístico, que represente en forma satisfactoria del comportamiento de la variable. La ley estadística que se empleará es la *distribución Gumbel la cual se ajusta mejor a las otras distribuciones.*

De las funciones de distribución de probabilidad más usadas en hidrología, estas son algunas de ellas para la evaluación de caudales máximos:

1. Normal
2. Log-normal
3. Pearson III
4. log-Pearson III
5. Gumbel

La función Log-Normal es apropiada para variables aleatorias que cubren todo el rango de valores de los resultados posibles del experimento bajo análisis (volúmenes de escurrimiento mensual); la función Gumbel hace un estudio de los valores extremos de dichos desenlaces, como los gastos máximos o mínimos anuales; y la función Log-Pearson III ya que ocupa un lugar intermedio.

2.11.3 Distribución de Gumbel

La ley de distribución de las precipitaciones de máxima intensidad está definida a partir de la ley Gumbel, es una distribución de eventos hidrológicos extremos en su examen se emplean secuencias de observación máximas y mínimas de un conjunto de datos, esta asignación toma en cuenta que el número de estaciones, cuyas características de distribución de probabilidad (K_{di}) y moda (E_{di}) de la altura de lluvia máxima caída en un día (h_{dt}), asuma un único valor (K_d) y (E_d).

La ley de Gumbel se expresa:

El desarrollo de dicha distribución es la $\phi_{hTd} = e^{-e^{-y}}$ siguiente:

- La probabilidad de no ocurrencia ϕ_{hTd} en función del periodo de retorno T , es:

$$\phi_{hTd} = 1 - \frac{1}{T}$$

T= periodo de retorno

Periodo de retorno.- Es un intervalo promedio del tiempo dentro del cual un evento de magnitud x puede ser superado o igualado al menos una vez en promedio.

El periodo de retorno normal empleando para las estructuras de drenaje es de 1 a 50 años, así como el periodo de retorno utilizado para estructuras grandes como puentes es de 50 a 100 años. Si se dispone un periodo de retorno más grande, tendrá riesgo que ocurra un evento grande que el diseño no ha considerado durante la vida útil de la estructura.

- La ley de Gumbel (modificada) para valores grandes de T, puede expresarse como:

$$1 - e^{-y} = e^{-e^{-y}} \quad \text{o sea.} \quad \frac{1}{T} = e^{-y}$$

- Aplicando logaritmo queda: $\ln(T)=y$, pero como la variable reducida se define como:

$$y = \alpha \cdot (h_{Td} - \mu)$$

- Transformando a logaritmo $\frac{\ln(T)}{\log(e)} = \frac{\log(T)}{0,434}$ y el parámetro de escala está

definido como: $\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot S = \frac{1,28255}{S}$

Reemplazando valores resulta.

$$h_{Td} = \mu \cdot \left[1 + \frac{\log T}{0,434 \cdot \alpha \cdot \frac{1,28255}{s}} \right] = \mu \cdot \left[1 + \frac{s \cdot \log T}{0,557 \cdot \alpha} \right]$$

Donde la característica es:

$$K_d = \frac{S_d}{0,557.E_d}$$

Donde la moda es:

$$E_d = h_d - 0,45.S_d$$

Donde:

h_D = Valor promedio de la precipitación.

S_D = Desviación Estándar

Gumbel propone h_{dT} como la precipitación máxima diaria para un determinado periodo de retorno:

$$h_{dT} = E_d.(1 + K_d.\log T)$$

De las precipitaciones máximas en 24 Hrs. registrada en la estación de yesera se encuentra en anexo.

Para evaluar las alturas de las lluvias máximas diarias referidas a diferentes periodos de retorno, debe obtenerse la moda y característica ponderada.

Confiabilidad de la estación: Donde el peso de cada estación se calcula a partir del número de años de registro (n_i) que ésta tenga. Las ecuaciones son las siguientes:

$$E_d = \frac{\sum E_{di} \cdot n_i}{\sum n_i}$$

$$K_d = \frac{\sum K_{di} \cdot n_i}{\sum n_i}$$

E_D = Moda ponderada en [mm]

K_D = Característica ponderada en [mm]

n_i = Numero de años de registro

2.11.4 Precipitación máxima Horaria para periodos de tiempos inferiores a las 24 horas

Para conseguir los valores de las lluvias máximas horarias en periodos menores a las 24 hrs, es decir 1, 2,3. etc., horas y ante la carencia de pluviógrafos en la zona, se estimaron éstos a partir del desarrollo de la fórmula de Gumbel que no es nada más que la ley de regresión de valores modales.

- La ecuación de Gumbel está descrita de la siguiente forma:

$$\log(h_{iT}) = \log E_D + \beta \cdot (\log t - \log t_d)$$

- Desarrollando la ecuación se tiene:

$$\log\left(\frac{h_{iT}}{E_D}\right) = \beta \cdot \log\left(\frac{t}{t_d}\right)$$

- Eliminando logaritmos se obtienen:

$$\left(\frac{h_{iT}}{E_D}\right) = \left(\frac{t}{t_d}\right)^\beta$$

- Finalmente la ecuación queda de la siguiente forma:

$$h_{iT} = E_D \cdot \left(\frac{t_i}{t_d}\right)^\beta$$

Donde:

h_{iT} = Precipitación máxima horaria para una duración t horas y un periodo de retorno.

E_D = Valor modal de la precipitación máxima diaria.

t_i = Tiempo en horas.

t_d = Equivalente de lluvia diaria, para cuencas menores a 20 Km² posee un valor igual a 2, y para cuencas mayores a 20 km², posee un valor de 12. En el presente estudio se adoptó el valor de 2.

β = Coeficiente angular que varía entre 0,2 y 0,3 (depende de la región). En éste análisis se acepto el valor de 0,2, ya que son con éste se incrementan los valores de la precipitación y el cálculo estará del lado de la seguridad.

Agregando el período de retorno, la fórmula de precipitación máxima para una duración de lluvia inferior a la diaria, es la siguiente:

$$h_{iT} = E_d \cdot \left(\frac{t_i}{t_d} \right)^\beta \cdot (1 + K_d \cdot \log T)$$

Esta fórmula limita al cálculo de precipitación igual o mayor a 2 horas; para ello estos intervalos pueden calcularse mediante el método gráfico:

- **MÉTODO GRÁFICO:** Se representan las precipitaciones menores a 2 hrs. (para diferentes periodos de retorno); luego se une mediante una recta al inicio de la precipitaciones de 2 hrs. Con el origen y se procede a leer gráficamente las precipitaciones de (0,5-1-1,5) hrs.

2.11.5 Curvas Intensidad Duración y Frecuencia (I.D.F.)

Las precipitaciones, como variable de estado hidrológico, se pueden caracterizar a través de la intensidad, de su distribución en el espacio y tiempo, su frecuencia o probabilidad de ocurrencia.

En este caso la lluvia local se encuentra disponible en la zona de estudio, es por ello que las curvas I.D.F. se desarrollan a partir del análisis de frecuencia por medio de la distribución Gumbel.

Para encontrar las curvas intensidad, duración y frecuencia interviene la definición de intensidad que determina:

$$i_{mT} = \frac{h_{iT}}{t}$$

Donde:

i_{mT} : Intensidad máxima en un periodo de T años (mm/hr)

h_{tT} : Máximo valor de h_m en función de Tc, un periodo de T años (mm)

t : Tiempo de Duración de la precipitación igual al Tc (hr)

2.12 CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACION

2.12.1 Definición

El tiempo de concentración se puede explicar como el tiempo que tardaría un agota de agua de llegar de las partes más alejadas de la cuenca al sitio de interés. El tiempo de concentración (Tc) es uno de los parámetros más importantes en los modelos precipitación – escorrentía, pues la duración de la tormenta de diseño se define con base a él. La duración crítica de la lluvia debe asumirse como igual al tiempo de concentración, pues para duraciones menores que Tc, no toda el área de la cuenca contribuye, y para duraciones más grandes que Tc, no incremento en el área contribuyente; en cambio la intensidad de la lluvia de una frecuencia dada disminuye. Es clara, entonces, la dependencia de este parámetro de variables morfológicas, tales como el área, pendiente de la cuenca, longitud del cauce principal, etc. En la literatura, existen diferentes maneras de definir el tiempo de concentración a partir de registros simultáneos de precipitación y caudal.

El tiempo de concentración para cuencas muy pequeñas, un tiempo mínimo de concentración recomendado es de 10 minutos, para encontrar la intensidad manejando una determinada descarga de diseño.

Metodología: Para una mejor apreciación del tiempo de concentración, en su recorrido a través de los quiebres del río se siguen los siguientes pasos:

- a) Discretizar la pendiente del río principal a partir del plano del perfil longitudinal: en el siguiente plano de perfil se discretizan los quiebres que caracterizan la pendiente.

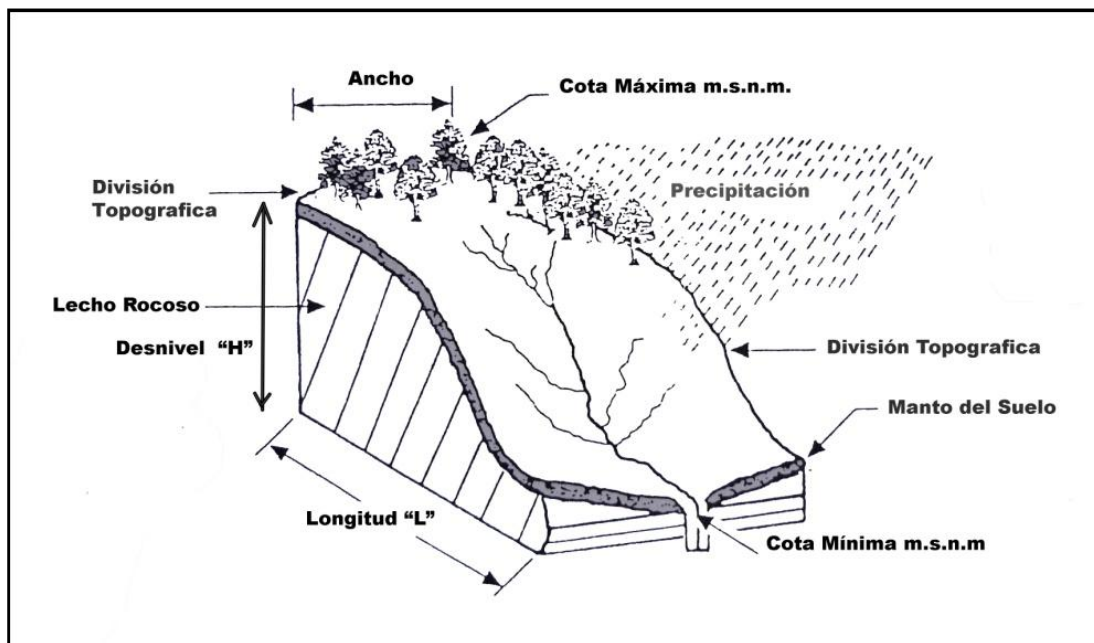
- b) Determinar el desnivel para cada quiebre: A través de la cota superior e inferior del tramo correspondiente al quiebre.
- c) Especificar el área para cada quiebre: A través del mapa de nivel del terreno de la cuenca se delimita las áreas de cada quiebre, mediante las curvas de nivel correspondientes a las cotas superior e inferior.

Cuadro N° 8 Datos necesarios para el cálculo de Tiempo de Concentración

Parámetros	Símbolos	Unidad
Área del Cauce	A	Km ²
Longitud del cauce principal	L	Km
Desnivel del cauce	H	m.s.n.m
Pendiente del cauce	S,J	m/m

Desnivel: $H = (\text{Cota Máxima} - \text{Cota Mínima})$
 Pendiente: $S = H/L$ $H = \text{Km}, L = \text{Km}$

Fig. N° 19 Esquema de una Cuenca Hidrográfica



2.12.2 Fórmulas Empíricas para Tiempos de Concentración “Tc”

Hay numerosas expresiones para determinar el tiempo de concentración, algunas expresiones que se utilizaron, para el cálculo del tiempo de concentración se ha propuesto, las siguientes ecuaciones empíricas que a continuación, se muestran:

- Fórmula de V.T. CHOW
- Fórmula de KIPRISH.
- Fórmula de TEMEZ PARA PEQUEÑA CUENCA ($A < 75 \text{ km}^2$).

2.12.2.1 Fórmula de V.T. CHOW

$$T_c = 0,273 \cdot \left(\frac{L}{S^{0,5}} \right)^{0,64}$$

Tc: Tiempo de concentración del cauce en (horas).

L: Longitud del afluente principal del cauce en (Km).

S,J: Pendiente Total del cauce principal, en metros por metro (m/m).

2.12.2.2 Fórmula de KIPRISH

$$T_c = 0,2 \cdot L^{0,75} \cdot I^{-0,4}$$

Tc: Tiempo de concentración del cauce en (hrs).

L: longitud del afluente principal de la cuenca en (Km).

I : Pendiente media del cauce principal en tanto por uno.

2.12.2.3 Fórmula de Temez para pequeñas cuencas ($A < 75 \text{ km}^2$)

$$T_c = 0,3 \left(\frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76}$$

Tc: Tiempo de concentración (hrs).

L: Longitud del curso del agua principal (km).

J: Pendiente media (m/m).

2.13 ANALISIS DE CAUDALES MÁXIMOS

2.13.1 Introducción

En el diseño hidrológico, para el control de aguas está unido con la mitigación de los efectos adversos causados por caudales altos o crecidas. Se considera que una crecida es cualquier caudal alto que desborde los terraplenes, ya sean artificiales o naturales.

Las crecidas asociadas a un determinado periodo de retorno pueden ser valorados por diferentes métodos, dependiendo de la disponibilidad de registros hidrométricos. Básicamente existen las siguientes alternativas para el diseño hidrológico de caudales máximos.

- a) **Métodos Directo:** A este grupo pertenece los métodos que tienen como puntos de partida los datos de una estación hidrométrica, es decir que parten de datos de escurrimiento observados y se ajustan a alguna ley de probabilidades, entre las cuáles hay algunas recomendaciones para cuando se analizan eventos extremos como la ley de Gumbel, la ley de Pearson tipo III, la ley Log Normal, etc. Para dicho efecto se cuentan con programas de computadoras que ayudan a pruebas de bondad de ajuste. Para el caso de nuestro estudio, lamentablemente no existen registros de caudales de una estación hidrométrica, es así que se acuden a los métodos indirectos en base a información pluviométrica de la zona.
- b) **Métodos Indirectos:** Para resolver el problema de la falta de información se han planteado varios métodos que facultan evaluar el escurrimiento basado en relaciones del caudal con algunas características de la cuenca, que luego se usan como valores de diseño. Salta a la vista que el grado de precisión y por consiguiente de confiabilidad está conectado con la cantidad de parámetros

que implican para el cálculo o aceptación del escurrimiento. También es evidente que a medida que involucran más parámetros. A la vez requieren de más datos para el evaluó. A continuación se describen algunos de los métodos más difundidos para este cálculo.

2.13.2 Método Indirecto

Para resolver el problema de la falta de información se han planteado varios métodos que acceden conceptualizar el escurrimiento basado en relaciones del caudal con algunas características de la cuenca, que luego se manejan como valores de diseño. Salta a la vista que el grado de precisión y por consiguiente de confiabilidad está relacionada con la cantidad de parámetros que mezclan para el cálculo o estimación del escurrimiento. También es evidente que a medida que comprometen más parámetros, a la vez requieren de datos para los cálculos. A continuación se describen algunos de los métodos más difundidos para este cálculo.

2.13.3 Método Racional

La fórmula Racional es una herramienta muy utilizada para medir descargas de pequeños drenajes. Se adapta muy bien para la determinación de la escorrentía para drenaje superficial de caminos y descargas para alcantarillas de pequeñas cuencas. Se consiguen mejores resultados para cuencas no mayores a 25 Km², pero puede manejarse para estimarse cuencas grandes, con menos precisión.

Es el método más conocido y empleado en el diseño de estructuras hidráulicas de conducción de caudales altos. Este método data del siglo XIX, pero tal vez es uno de los más eficiencia por su sencillez, y porque se ha probado su bondad con datos reales y con métodos más avanzados.

De acuerdo a las premisas de su origen, la fórmula racional tiene validez únicamente en cuencas pequeñas, porque es un modelo que responde bien a lluvias de alta intensidad y de corta duración, y esto generalmente ocurren en cuencas pequeñas. Además supone que la intensidad de lluvia es constante durante un tiempo igual o mayor que el tiempo de concentración (T_c) y es uniforme en toda la cuenca.

La ecuación de la fórmula Racional es la siguiente:

$$Q = \frac{C.I.A.}{3,60}$$

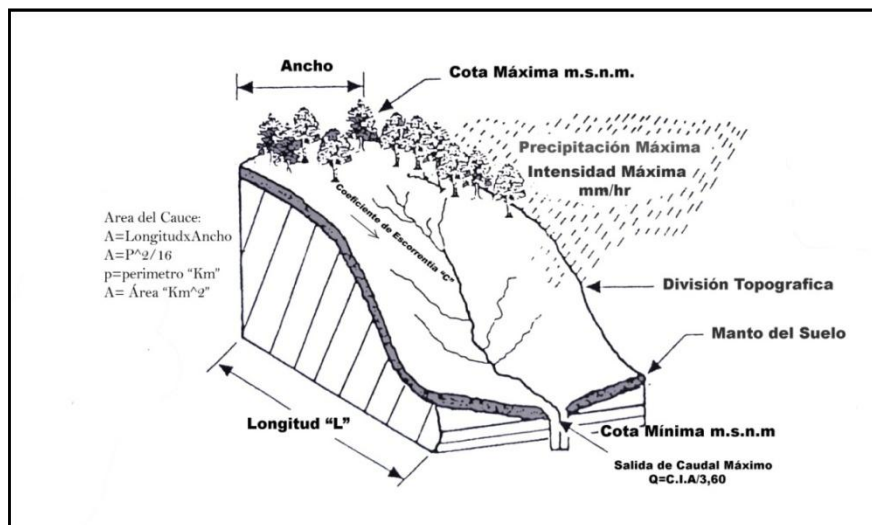
Q = Caudal máximo de escorrentía [m³/s].

C = Coeficiente de escorrentía. Sacar de Tabla.

I = Intensidad máxima de lluvia, para un tiempo de duración de lluvia igual al tiempo de concentración (mm/hrs) de la cuenca. La intensidad se obtiene las curvas I.D.F.

A = Área de la cuenca (km²).

Fig. N° 20 Esquema del cauce para la determinación de Caudal Máximo (Método Racional)



Coeficiente de escorrentía o escurrimiento "C"

El coeficiente de escorrentía es la relación entre la escorrentía directa y la intensidad promedio de lluvia. Se entiende como escorrentía directa el exceso de precipitación que se obtiene luego que el agua fluye para toda la cuenca. El coeficiente de escorrentía también puede expresarse como la relación entre la escorrentía y la precipitación en un periodo.

$$C = \frac{P_n}{P} = \frac{E_s + E_{ss}}{P} = \frac{\text{Escorrentia Directa}}{\text{Precipitación Caída}}$$

P_n = Precipitación neta o escorrentía directa [mm].

P= Precipitación total o lluvia bruta [mm]

Es= Escorrentía superficial [mm]

Ess= Escorrentía sub superficial [mm]

El coeficiente de escorrentía depende, además de la intensidad de la lluvia, de la característica del suelo, la vegetación y pendiente del suelo.

El diseñador utilizará su juicio para seleccionar el valor apropiado de “C” dentro del rango mostrado por tablas. En cuencas complejas pueden usarse un promedio ponderado de las diferentes áreas y los correspondientes valores de “C” y fijar el valor completo de “C”.

$$C = \frac{\sum A_i \cdot C_i}{\sum A_i}$$

Área “A”

Es simplemente el área de la cuenca, o los límites que van desde la divisoria de aguas a los pies de talud de la obra de arte. (Área de drenaje).

La intensidad de la lluvia “I” curvas de intensidad-duración-frecuencia.

Es el tercer factor y uno de los más difíciles de obtener y esta expresado como el promedio de intensidad de lluvia en mm/hr para una selección de frecuencia de recurrencia y una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca.

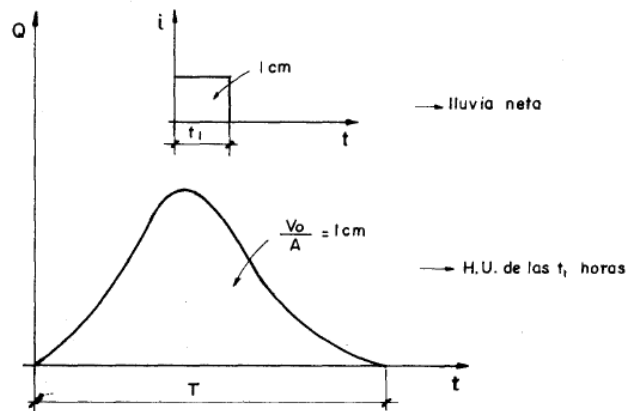
En cuencas pequeñas el tiempo de concentración es muy pequeño, por lo tanto se deberá diseñarse para eventos relativamente de alta intensidad.

2.13.4 Método de Hidrograma Unitario

El hidrograma unitario de las t1 horas de una cuenca se define como el hidrograma de escorrentía directa resultante de 1 cm. de lluvia neta caída en t1 horas, generada uniformemente sobre el área de la cuenca a una tasa uniforme. Para las cuales sin registros, han sido sugeridos los hidrogramas unitarios sintéticos, que se construyen en base a fórmulas conseguidas empíricamente. Los esfuerzos han sido orientados a

obtener fórmulas para el tiempo al pico. El caudal pico, y el tiempo base. Estos datos y el hecho de que la lámina de escorrentía directa debe ser la unidad, que facultan el trazado del hidrograma.

Fig. N° 21 Esquema de un Hidrograma Unitario



El concepto de hidrograma unitario, fue introducido por Sherman, en el año de (1932); este es un gráfico que muestra las variaciones que sufren con el tiempo la escorrentía producida por una lluvia de duración y profundidad unitaria, distribuida uniformemente sobre toda la cuenca.

La hidrografía unitaria, es un sistema lineal e invariante en el tiempo en el cual la longitud permanece constante, pero su volumen crece, el tiempo base de la respuesta no se altera, pero las ordenadas de la respuesta suben en proporción al volumen.

Este procedimiento fue realizado por U.S. Conservation Service, que hace el análisis de los parámetros siguientes:

Tiempo de Retardo: Tiempo Pico: Tiempo Base: Caudal Pico:

$$T_L = 0,6.T_c \qquad T_p = \frac{d}{2} + T_L \qquad T_b = 2,67.T_p \qquad Q_p = \frac{2,08.A.h}{T_p}$$

En el posterior esquema, se muestra la representación gráfica que presenta el hidrograma unitario triangular:

Donde:

Q_p : Caudal pico [m^3/s]

T_p : Tiempo al pico [hrs]

T_r : Tiempo después del pico [hrs]

T_b : Tiempo Base [hrs]

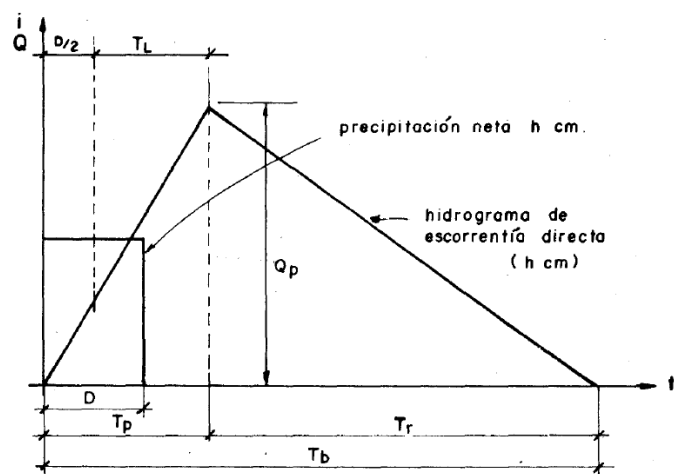
T_L : Tiempo de retardo [hrs]

D : Periodo de lluvia neta [hrs]

h : Altura de lluvia neta= l " [cm]

T_c : Tiempo de concentración [hrs]

Fig. N° 22 Esquema de un Hidrograma Triangular



2.14 RÁPIDA INCLINADA

2.14.1 Fundamento

Una rápida es un canal de gran pendiente que conectan dos tramos de un canal con pendiente suave entre los que existen un desnivel considerable en una longitud corta. Obliga a conducir el agua en ese tramo sobre pendientes pronunciadas y con altas velocidades. Cuando la longitud de la rápida es corta, se la denomina caída inclinada y su diseño hidráulico y estructural es el mismo que el de la rápida.

En los sistemas de riego de montaña el empleo de rápidas es común debido a que en muchos casos la topografía del terreno es más inclinada que la pendiente máxima que se le quiere dar a un tramo del canal. En casos debe pasarse el desnivel de forma súbita. Cuando el desnivel y la distancia son estimables, suelen manejables este tipo de caídas.

Las rápidas son muy comunes al inicio de canales secundarios que se alimentan del canal principal que sigue una curva de nivel superior. También se disponen en combinaciones con aliviadores.

Una ventaja de las rápidas es que es posible ajustar su pendiente natural del terreno y por ende requieren menos movimiento de tierra que por ejemplo una serie de caídas verticales. Su principal desventaja es que trasladan el agua a gran velocidad lo que desgasta más rápidamente la solera e impide operación de derivación.

2.14.2 Componentes de una Rápida Inclinada

Una rápida se compone generalmente de:

1.- Transición de entrada

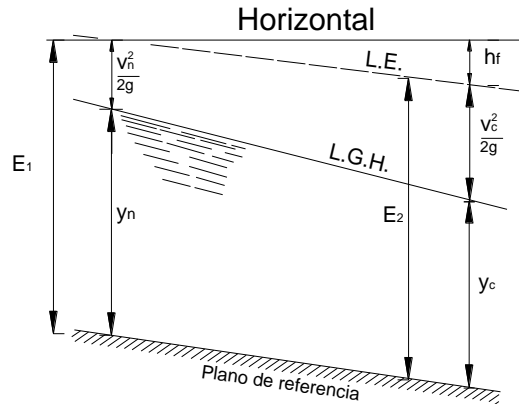
Es la estructura que de forma gradual cambia la sección del canal para hacerla coincidir con las dimensiones de la sección de control, evitando la formación de remolinos y flujo inestable en el canal. Su necesidad es exclusivamente importante en canales de tierra.

2.- Sección de control

Es la sección donde la conducción aumenta bruscamente su pendiente. Aquí las condiciones del flujo son las de régimen crítico. Mediante la sección de control, se intentan disminuirse las altas velocidades en la entrada a la rápida producidas por el abatimiento de la superficie del agua y lograr que el efecto del remanso sea el mínimo posible. Sirve también para darle al flujo un ingreso adecuado a la rápida, con un flujo simétrico respecto del eje para evitarse salpicaduras, oleajes e inclusive un salto de agua fuera del cauce.

En la sección del cambio de pendiente se verifica:

Fig. N° 23 Esquema de línea de Energías



$$y_n + \frac{v_n^2}{2 \cdot g} = y_c + \frac{v_c^2}{2 \cdot g} + h_f$$

y_n = Tirante normal en el canal de entrada [m]

v_n = Velocidad normal en el canal de entrada [m/s]

y_c = Tirante crítico [m]

v_c = Velocidad crítica [m/s]

g = Aceleración de la gravedad [m/s²]

h_f = Pérdida de carga por abatimiento de la superficie del agua [m]

La forma más común de lograr las condiciones adecuadas de flujo es mediante el estrechamiento del ancho del canal, haciendo que h_f sea cero. La otra alternativa es sobre elevar el fondo del canal con un escalón de altura igual a h_f o combinar ambas soluciones. Se aconseja el estrechamiento de la sección del canal en lugar de una sobre elevación, para así tener una rápida de sección más angosta que la sección del canal y por lo tanto más barata. La ventaja de la conducción a régimen supercrítico

debe traducirse en una economía del volumen de obras, más aún porque la rápida exige un incremento en la calidad del revestimiento.

3.- Canal de la rápida

Es el tramo comprendido entre la sección de control y el colchón disipador. La pendiente de sus tramos se adecuan a las condiciones topográficas del terreno, pero evitando reducciones de la pendiente. El régimen de flujo en la rápida es supercrítico y la superficie del agua sigue una curva que se acerca asintóticamente al tirante normal.

Se sugiere seguir una alineación recta en planta y utilizar canales prismáticos de secciones rectangulares, dado que el flujo a altas velocidades es muy sensible a todo cambio de sección y de dirección. El flujo es peculiarmente inestable cuando el régimen es cercano al crítico o sea para los valores del número de Froude entre [1-1,5]

Para determinar el borde libre de una rápida debe considerarse:

- Que en el flujo incorporan burbujas de aire en directa relación a su velocidad. A medida que el aire es introducido dentro del agua, la mezcla crece de volumen. La sección mojada del flujo aireado es mayor y por tanto se requiere una mayor altura de las paredes del canal que para el flujo no-aireado.

Para compensar este aumento de volumen se recomienda multiplicar el valor de la rugosidad de Manning por un coeficiente α , que está en función de la pendiente según el siguiente cuadro de tabla propuesta por *Nichiporovich (Krochin, 1978)*:

Tabla N° 3 Coeficiente de Corrección n de Manning

Pendiente	Coeficiente α
10% a 20%	1.33
20% a 40%	2.00
Mayor a 40%	3.33

- Que el flujo que escurre por la rápida es supercrítico con un tirante pequeño. Ante la aparición de algún obstáculo. Por ejemplo de una piedra caída en el canal de la rápida, el flujo se convierte bruscamente y durante un pequeño tramo en subcrítico con un tirante mucho mayor.

4.- Colchón disipador

Se ubica en el extremo inferior del canal de la rápida. Es la estructura que absorbe el exceso de energía cinética generada en la rápida mediante la reducción de la velocidad del agua en una poza de disipación. En el colchón, el régimen del flujo pasa de supercrítico a subcrítico mediante un resalto hidráulico. La salida del colchón debe ser una rampa con una pendiente de entre 2:1 o más tendida para permitir la autolimpieza del colchón. *Esto evita la acumulación de arena, grava, ramas y desechos.*

5.- Transición de salida

Cambia en forma gradual la sección del colchón disipador para hacerle coincidir con las dimensiones del canal de salida. Conviene incluir la transición en el mismo colchón para incrementar los efectos de la disipación mediante su ensanchamiento y ayudar a conseguir un tirante conjugado de menor elevación.

En la siguiente fotografía N° 16 les ilustramos unas Rápidas Lisa en Funcionamiento

Fotografía N° 16 Rápida Lisa en funcionamiento



Fig. N° 24 Partes de una Rápida Lisa

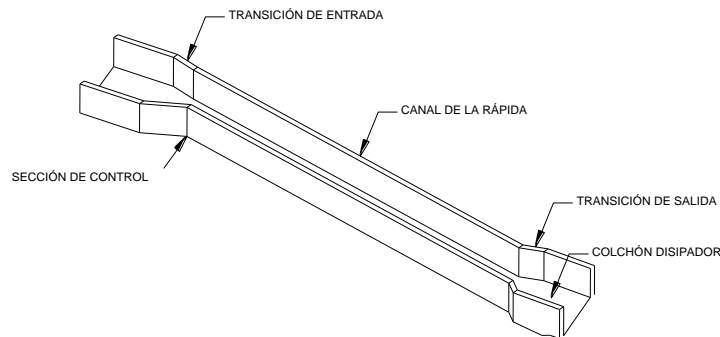
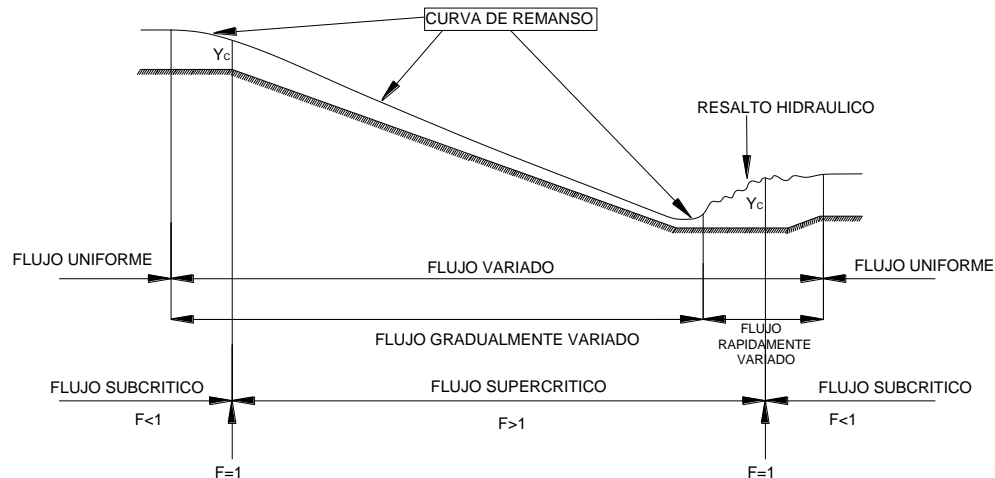


Fig. N° 25 Esquema de Flujo en una Rápida Lisa.



2.15 RÁPIDAS ESCALONADAS

2.15.1 Fundamento

Una rápida escalonada es una estructura de conducción de pendiente mucho más empinada que la del canal, normalmente en el orden del 30% a 50% o más, con solera en forma de gradas. Su existencia es un sistema de riego deriva de la necesidad de conectar dos tramos de canal de cotas muy distintas mediante una estructura de conducción abierta. Por su topografía esta necesidad es bastante habitual en el entorno andino. Se opta por las rápidas escalonadas cuando la pendiente es tan grande

que recurrir a la rápida lisa suponen velocidades de flujo demasiado elevadas o cuando no se dispone del espacio suficiente para instalar una poza de disipación al final de la estructura.

Fotografía N° 17 Rápidas escalonadas en Funcionamiento.



El uso hidráulico de la rápida escalonada fueron desarrollados por civilizaciones, persiguiendo principalmente dos propósitos: Disipar de una manera segura y controlada la energía cinética del flujo cuando este debía ser conducido por terrenos de pendiente pronunciada y para airear el agua. También las civilizaciones andinas preincaicas e incaicas, diseñaban rápidas escalonadas para la conducción del agua.

Las rápidas escalonadas han ganado nuevos intereses en el mundo de la hidráulica, especialmente en el diseño de vertederos de presas, a raíz de la aparición de nuevas técnicas constructivas como el RCC (hormigón compactado con rodillo) y de nuevos materiales como los gaviones de alambre recubierto con polímero.

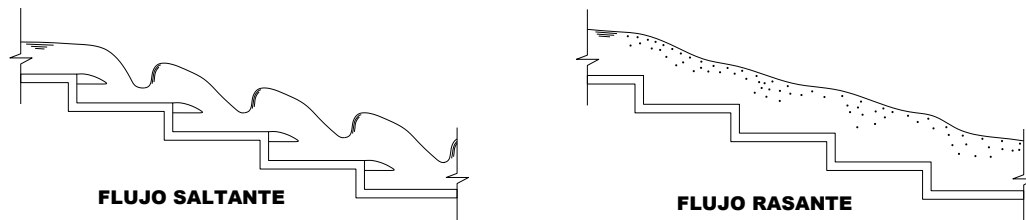
Las rápidas escalonadas normalmente requieren mayores volúmenes de movimientos de tierras y mayores volúmenes de materiales de construcciones respecto de una

rápida, pero son en ciertos casos las formas menos riesgosas para conducir el agua desde un canal a otro a través de pendientes elevadas, especialmente cuando éstas alcanzan valores de un 40% o mayores. En las rápidas lisas, la diferencia de energía potencial entre el tramo del canal superior y el tramo inferior, menos las pérdidas por fricción, se convierte en energía cinética que debe ser disipada por una fosa al final de la rápida. Allí, la disipación ocurre exclusivamente por la formación de un resalto hidráulico. En las rápidas escalonadas, la energía se disipa a lo largo del desarrollo de la estructura y la necesidad de una fosa de disipación al final de la misma es casi nula. La figura siguiente muestra una rápida escalonada.

2.15.2 Clases de Flujo

En función al caudal y a la geometría de los escalones (ancho, altura y longitud) el flujo puede ser de régimen saltante o de régimen rasante. Existen estados intermedios, como el flujo saltante sin la formación de resalto hidráulico, pero su comportamiento no ha sido aún bien estudiado.

Fig. N° 26 Esquema de Flujo Saltante y Flujo Rasante



La transición de flujo saltante a flujo rasante es una función del caudal, la altura del escalón y su longitud.

El régimen de flujo se vuelve rasante si:

$$\frac{y_c}{h} > 1.057 - 0.465 \cdot \frac{h}{l}$$

y_c = Tirante crítico [m]

h = Altura del escalón [m]

l = Longitud del escalón [m]

Estas limitaciones se cumplen para secciones prismáticas rectangulares y para relaciones:

$\frac{h}{l}$ Entre el rango [0,2-1,4].

A su vez, dentro del flujo saltante conviene destacar al flujo con formación completa de resalto hidráulico en cada escalón, lo que ocurre cuando se cumple:

$$\frac{y_c}{h} < 0,09 \left(\frac{h}{l} \right)^{-13}$$

A lo largo de una escalonada con flujo saltante, las condiciones de flujo crítico ocurren cerca del final de cada escalón, seguido por una napa en caída libre y un impacto del chorro en el escalón aguas abajo. En cada escalón, el impacto del chorro sale seguido por un resalto hidráulico, una región de flujo subcrítico y un flujo crítico cerca al borde del escalón, (Chanson, 2002). En éstas cláusulas, la pérdida de carga en cada escalón intermedio es igual a la altura de éste último. La disipación de energía ocurre debido al impacto (rompiendo y mezclando el chorro) y por la formación de un resalto hidráulico en cada escalón. Esto implica que al final de la estructura no es necesario disponer un colchón disipador, como en las rápidas lisas.

Para caudales grandes, el flujo saltante se convierte en flujo rasante. La superficie del agua al inicio de la rápida escalonada es clara y transparente. Más adelante se desarrolla desde el fondo una lámina de flujo turbulento que va ganando espesor hasta alcanzar la superficie libre. A partir de ese punto, llamado punto de inyección, aparecen burbujas de aire confinadas por las fuerzas centrífugas del remolino asociado al escalón y luego todos los flujos se llenan de burbujas de aire aumentando considerablemente los tirantes. Aguas abajo, el flujo es gradualmente variado hasta

un punto en que fluye en equilibrio uniforme (Chanson, 2001). En este último tramo la componente del peso en la dirección del flujo iguala la fricción del fondo y se cumple que:

$$v_n = \sqrt{\frac{8 \cdot g}{f} \cdot y_n \cdot \text{sen} \theta}$$

v_n = Velocidad normal [m/s]

g = Aceleración de la gravedad [m/s²]

f = Factor de fricción de Darcy, igual a 0,2

y_n = Tirante normal [m]

θ = Angulo de la estructura con la horizontal.

CAPÍTULO III

INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Norma de diseño: Canal de Pantallas Deflectoras (CPD) y Canal de Rápida con Tapa y Columpio (CRTC).

A continuación veremos, de manera secuencial y según las necesidades de diseño que cada ingeniero tenga en particular, las **normas de diseño del CPD y del CRTC**, así como de la estructura que corresponde a la transición entre ambos canales, cuando el CRTC entrega a un CPD. En el caso de un CPD que entrega a un CRTC, no hay una exigencia especial de una estructura de transición pues el CPD que llega se asimila a la rápida arriba del primer columpio del CRTC.

3.2 Diseño original de un Canal de Pantallas Deflectoras (CPD) (Alternativa 1)

Es el diseño tradicionalmente independiente de la alternativa 2, con la aclaración de que el diseñador puede utilizar indistintamente cualquiera de las dos alternativas *en el caso de que requiera diseñar solamente un CPD, sin que este reciba o entregue las aguas de un CRTC*.

Cuando el sistema de vertimiento de aguas precise, en razón de las pendientes que se manejan (**entre el 10% y el 50%**), diseñar únicamente un *Canal de Pantallas Deflectoras*, los criterios de diseño que se emplearían (por igual para las alternativas 1 y 2) serían los siguientes:

- La sección debe diseñarse para el tramo de mayor pendiente que presente el perfil longitudinal del canal, y esa misma servirá para pendientes menores.
- La velocidad de entrada al canal no podría ser mayor que la que tendría dentro de él en una pendiente del 50%. Si no se cumple esta condición, se puede lograr la disipación dentro del mismo canal aumentando la altura y/o la pestaña en el tramo inicial. Se aconseja estudiar este caso.

- La entrega del canal puede consistir en aletas y enrocado, prescindiendo de la estructura de disipación de energía si el último tramo del canal es de pendiente moderada.
- Deben calcularse curvas horizontales y verticales evitando así quiebres pronunciados en su trayecto que podrían producir desborde y erosión en la estructura. En el caso de que se requieran curvas horizontales con mayor curvatura que la calculada, basta con aumentar cuadráticamente la pestaña del lado exterior.
- Se deben colocar drenajes paralelos para evitar las subpresiones.
- La entrega de tributarios al canal, como tuberías, cunetas, etc., debe efectuarse en el punto medio entre dos pantallas consecutivas del mismo lado y a altura mayor que la de las pantallas, sin interrumpir la pestaña superior del canal.
- Las pantallas pueden prefabricarse, mientras sea práctico, y pueden dejarse cortas con el objeto de permitir un espacio entre ellas y las paredes del canal, para simplificar la formaleta lateral. El espacio se rellenará posteriormente con concreto.
- El diseño es aplicable también a alcantarillas de cajón, ampliando convenientemente la altura para permitir aireación.

3.2.1 Cálculo de Canal (CPD) (Alternativa 1).

1.- Obtener el valor de b (ancho del canal, a partir del cual se define el resto de las dimensiones del mismo (Figura 3.1), en función del caudal de diseño del CPD (obtenido de la aplicación de un modelo lluvia –escorrentía, como el tan común Modelo ó Método Racional, teniendo en cuenta las condiciones y características del área a drenar hacia el canal y un Período de Retorno especificado y en función de la pendiente media del CPD a diseñar, a partir de las siguientes relaciones:

$$\boxed{b = 0,98.Q^{0,4}} \quad \text{Para pendiente del 10\% del terreno}$$

$$\boxed{b = 1,04.Q^{0,4}} \quad \text{Para pendiente del 50\% del terreno}$$

Donde:

b = Ancho del CPD, en [m].

Q = Caudal del diseño del CPD, en [m³/s].

El valor del coeficiente se puede interpolar linealmente para valores entre ese rango del 10% al 50%

Sin embargo, si se considera que la diferencia entre los valores obtenidos de b es muy baja para cualquiera de las pendientes entre 10 y 50% (por ejemplo, la diferencia es sólo de 3 cm en la dimensión b de un canal para pendientes del 30 y del 50% y un caudal de diseño de 1 m³/s), una opción para canales no muy largos, en donde la economía por efecto de los cambios en la dimensión b no sea trascendente sería la de diseñar para las condiciones más desfavorables, es decir, para la pendiente del 50%, aunque se manejen pendientes un poco menores.

2.- Alcanzar el valor de V , velocidad promedio del agua en el CPD, en función de su pendiente y el caudal de diseño, a partir de las siguientes relaciones:

$$\boxed{V = 2,64.Q^{0,2}} \quad , \text{ Para pendiente del 10\% del terreno}$$

$$\boxed{V = 4,42.Q^{0,2}} \quad , \text{ Para pendiente del 50\% del terreno}$$

Donde:

V = Velocidad promedio en el CPD, en [m/s].

Q = Caudal de diseño del CPD en [m³/s].

El valor del coeficiente se puede interpolar linealmente para valores de pendientes entre ese rango del 10% al 50%.

Aquí también, una opción sería la de diseñar para las condiciones más desfavorables, es decir, para la pendiente del 50%, aunque se manejen pendientes un poco menores. Una vez calculada la velocidad por esta vía, su valor se compara con las velocidades máximas permisibles en canales revestidos que aparecen en Tabla N°2, con el fin de no rebasarlas.

Fig. N° 27 Refuerzo estructural sugerido para el CPD original.

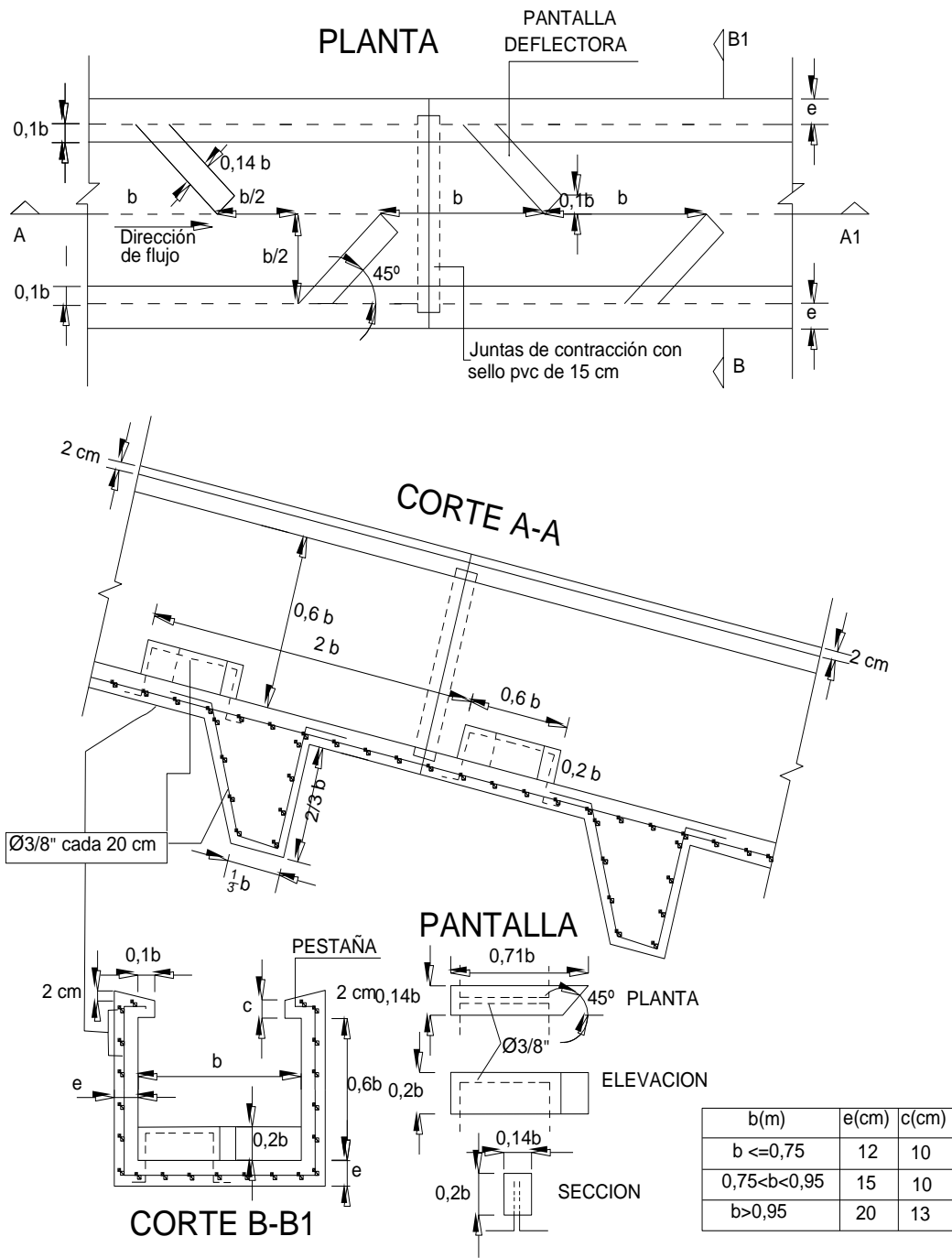


Fig. N° 28 Gráfico Relación Caudal Vs Ancho de Canal (Alternativa 1)

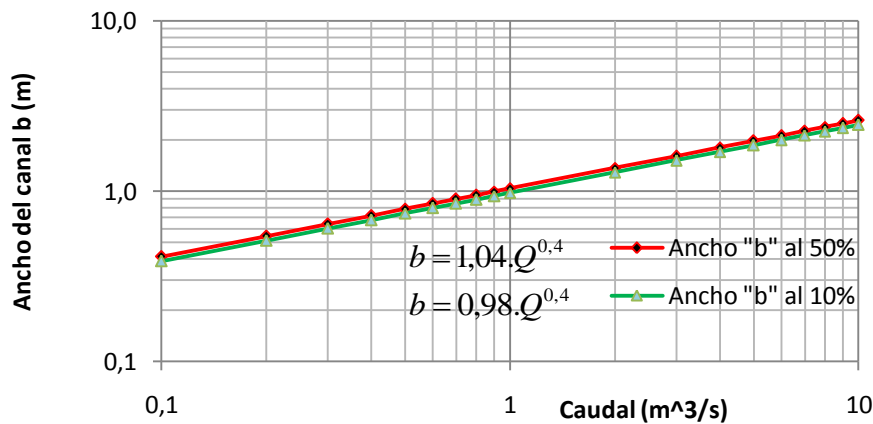
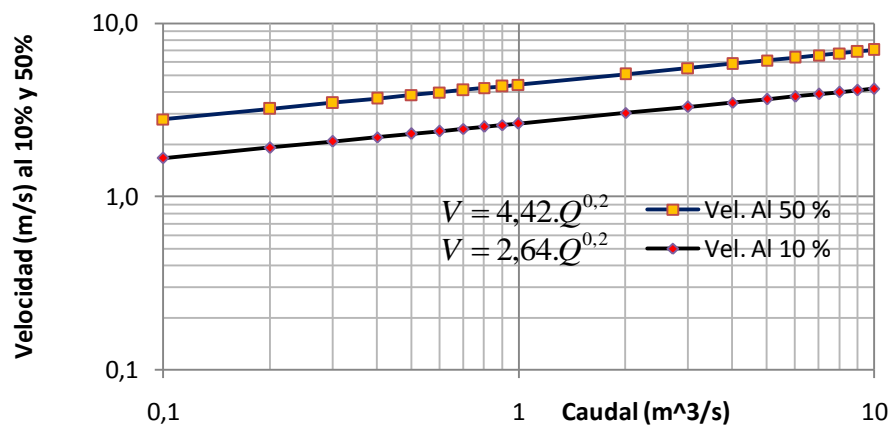


Fig. N° 29 Gráfico Relación Caudal Vs Velocidad (Alternativa 1)



3.2.2 Cálculo de Canal Optimizado (CPD) (Alternativa 2).

Como ya se dijo en el numeral anterior, los criterios de diseño que se manejarían para esta alternativa 2 serían los mismos de la alternativa 1.

1.- Obtener el valor de a (ancho del canal, a partir del cuál se definen los restos de las dimensiones del mismo (Figura 3.4), en función de su pendiente media y el caudal de diseño (conseguidos como se mencionó en el numeral anterior), a partir de la siguiente relación única, obtenida de promediar aritméticamente los coeficientes de las que se tienen para pendientes del 10% y del 50%, debido a la muy poca diferencia que se obtuvo entre ellas:

$$a = 0,905.Q^{0,4}$$

Donde:

a = Ancho del CPD, en [m]

Q = Caudal de Diseño del CPD, en [m³/s].

2.- Obtener el valor de V , velocidad promedio del agua en el CPD, en función de su pendiente media y el caudal de diseño, a partir de las siguientes relaciones que está en función del caudal de diseño:

$$V = 4,890.Q^{0,2} \quad : \quad \text{Para pendiente del 10\% del terreno}$$

$$V = 5,328.Q^{0,2} \quad : \quad \text{Para pendiente del 50\% del terreno}$$

Donde:

V = Velocidad promedio en el CPD, en [m/s]

Q = Caudal de diseño del CPD, en [m³/s]

Aquí, Se diseñaría para las condiciones más desfavorables, es decir, para la pendiente del 50%, aunque se manejen pendientes un poco menores. Una vez calculada la velocidad por esta vía. Su valor se compara con las velocidades máximas permisibles en canales revestidos que aparecen en la Tabla N°2 con el fin de no rebasarlas.

Tabla N° 2 Velocidades Máximas Permisibles

MATERIAL	VELOC. MÁX. (m/s)
Ladrillo común	3
Ladrillo vitrificado	5
Arcilla vitrificada (gres)	4
Concreto 175 Kg/cm ² (17.2 Mpa)	6
Concreto 210 Kg/cm ² (20.6 Mpa)	10
Concreto 280 Kg/cm ² (27.5 Mpa)	15
Concreto 350 Kg/cm ² (34.3 Mpa)	20

Fig. N° 30 Diseño geométrico y refuerzo sugerido del CPD (Optimizado)

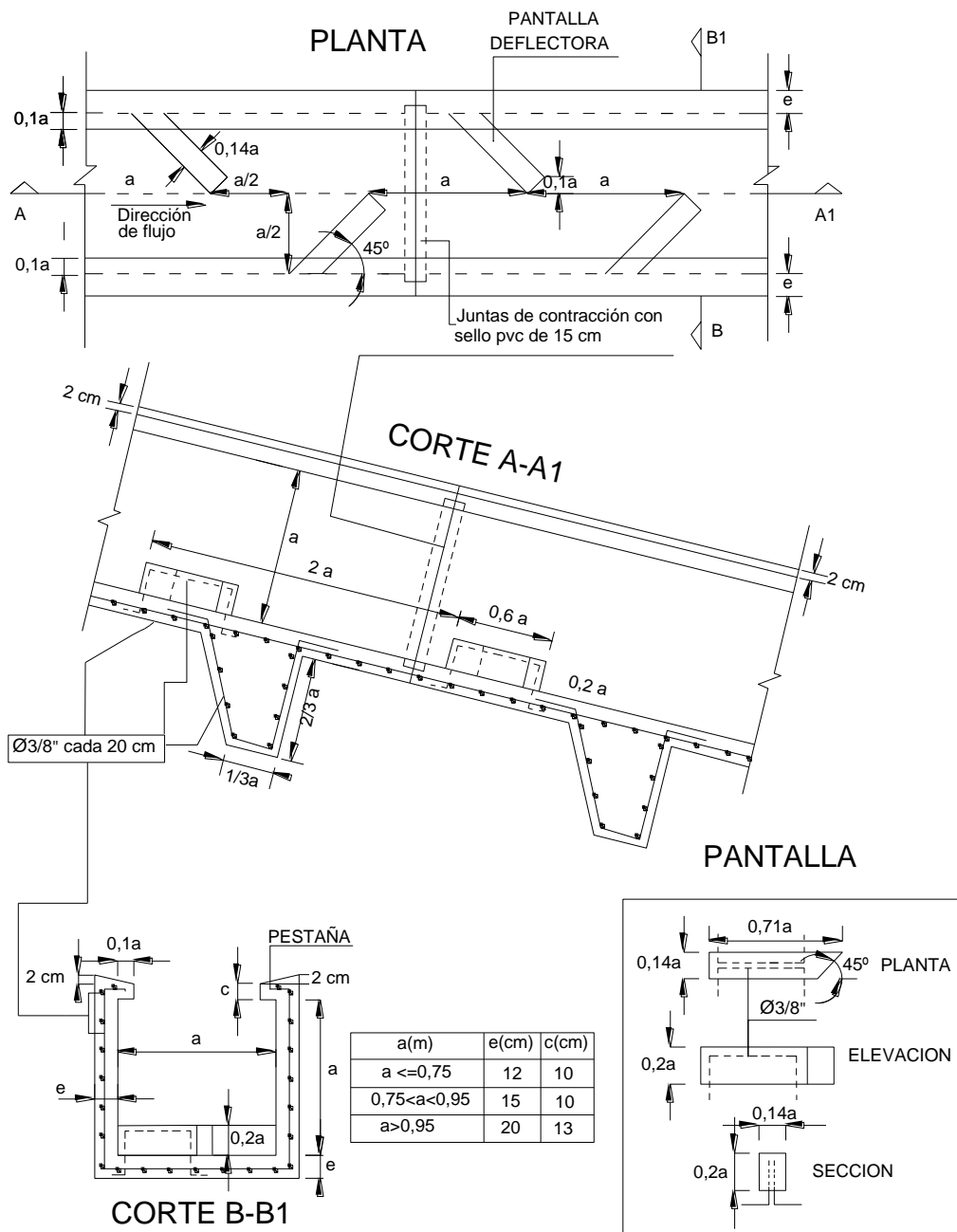


Fig. N° 31 Gráfico Relación Caudal Vs Ancho de Canal (Alternativa)

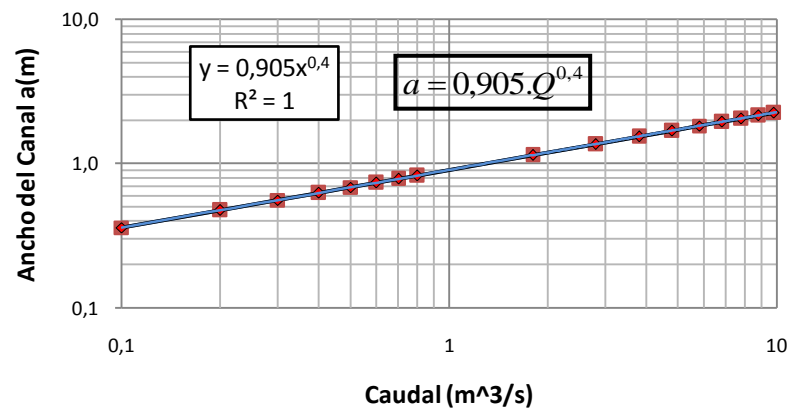
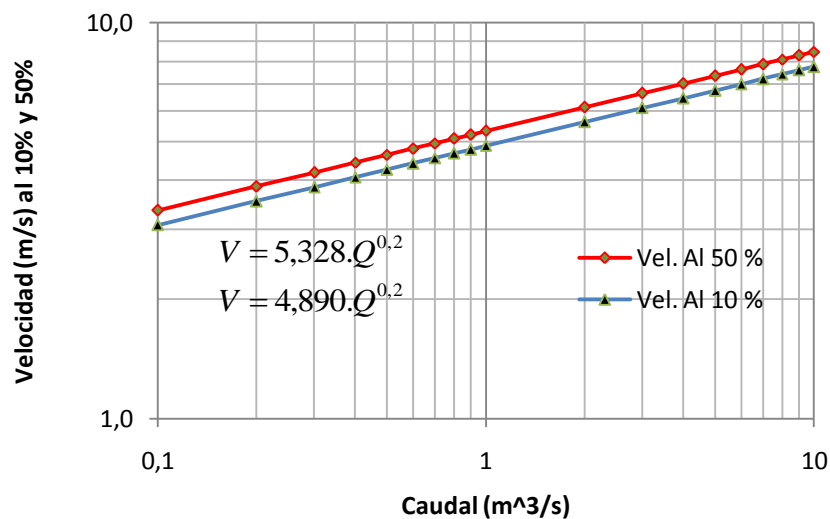


Fig. N° 32 Gráfico Relación Caudal Vs Velocidad (Alternativa 2)



3.2.3 Diseño: Canal de Rápidas con Tapa y Columpio (CRTC)

Cuando el sistema de vertimiento de aguas requiera diseñar únicamente un Canal de Rápidas con Tapa y Columpio (CRTC), debido a las pendientes que se manejan (entre 50% y el 173%), los criterios de diseño que se utilizarían serían los siguientes:

- La sección debe diseñarse para el tramo de mayor pendiente que presente el perfil longitudinal del canal, y esa misma servirá para pendientes menores.

- La superficie del fondo y paredes debe ser lisa (p.e. concreto pulido) facilitando el mantenimiento.
- La velocidad de entrada al canal no debe ser mayor que la que tendría dentro de la primera rápida.
- Se deben colocar filtros paralelos para evitar empujes por subpresión, cuyo tipo y cantidad se definen para cada caso según las características del suelo.
- Si el canal se desarrolla a lo largo de un talud estabilizado con terrazas, se hacen coincidir los columpios con esas terrazas, en las cuales la tapa horizontal del columpio sirve de puente para el tránsito de personas sobre ellas.
- Se deben empalmar los colectores laterales (zanjas colectoras interiores en las terrazas) en la parte alta interior de los escalones.
- Las condiciones de entrega en el extremo inferior del canal pueden ser la de un último columpio, o la de una pequeña estructura de disipación que remata en aletas y enrocado.
- En el extremo de cada columpio, antes del inicio de la siguiente rápida, puede construirse una ranura hasta la profundidad del fondo del columpio, que evite que el agua se estanque en él.

3.2.4 Cálculo de Canal (CRTC)

1.- Obtener el valor de a (ancho del canal, a partir del cuál se aclara el resto de las dimensiones del mismo figura N°33, en función del caudal de diseño del CRTC (obtenido como ya se indicó en los numerales anteriores) y en función de la pendiente media del CRTC a diseñar, a partir de la posterior relación única, obtenida de promediar aritméticamente los coeficientes de las que se tiene para pendientes del 50% y del 137%, debido a la muy poca diferencia que se logró entre ellas:

$$a = 0,905.Q^{0,4}$$

a = Ancho del CRTC, en [m].

Q = Caudal de diseño del CRTC, en [m³/s].

Nota: Esta ecuación es iguales a la ecuación de CPD, por la sencilla razón de que el diseño optimizado del CPD (que incluye un ancho de canal igual al del CRTC) esta relación se adquirió al estudiar las formas de recibir las aguas de un CRTC, por lo cuál el caudal de diseño es el mismo para ambos y, por ende, la ecuación que enlaza el ancho del canal con el caudal es también la misma.

2.- Obtener el valor de $V_{ráp}$, velocidad máxima en cualquier rápida del CRTC (antes de entrar al columpio) y de V_{prom} , Velocidad promedio a lo largo del CRTC, en función del caudal de diseño, a partir de las siguientes relaciones:

$$V_{ráp} = 9,457.Q^{0,2}$$

Donde:

$V_{ráp}$ = Velocidad máxima en la rápida (antes de entrar al columpio) del CRTC en [m/s].

Q = Caudal de diseño del CRTC, en [m³/s].

$$V_{prom} = 7,230.Q^{0,2}$$

Donde:

V_{prom} = Velocidad promedio a lo largo del CRTC, en [m³/s].

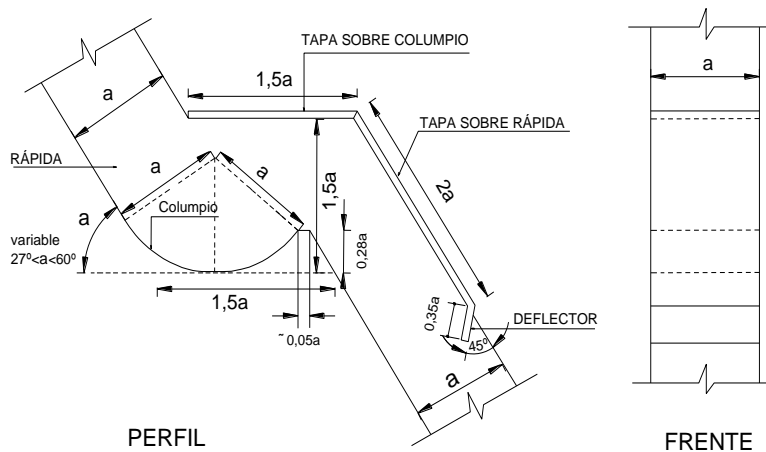
Q = Caudal de diseño del CRTC, en [m³/s].

Una vez calculada la velocidad por esta vía, su valor se compara con las velocidades máximas permisibles en canales revestidos que aparecen en la Tabla N° 2, con el fin de no rebasarlas.

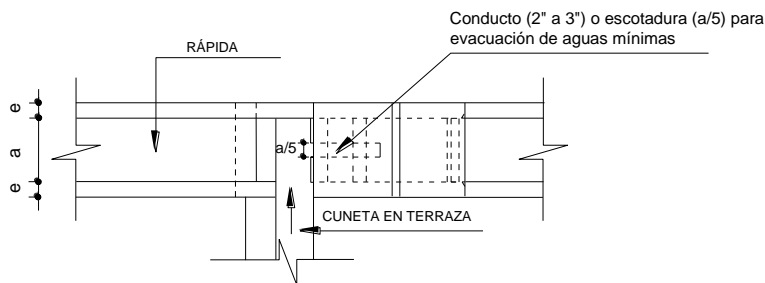
Tabla N° 2 Velocidades Máximas Permisibles

MATERIAL	VELOC. MÁX. (m/s)
Ladrillo común	3
Ladrillo vitrificado	5
Arcilla vitrificada (gres)	4
Concreto 175 Kg/cm ² (17.2 Mpa)	6
Concreto 210 Kg/cm ² (20.6 Mpa)	10
Concreto 280 Kg/cm ² (27.5 Mpa)	15
Concreto 350 Kg/cm ² (34.3 Mpa)	20

Fig. N°33 Diseño geométrico de CRTC



VISTA EN PLANTA DEL C.R.T.C.



CORTE LONGITUDINAL C.R.T.C.

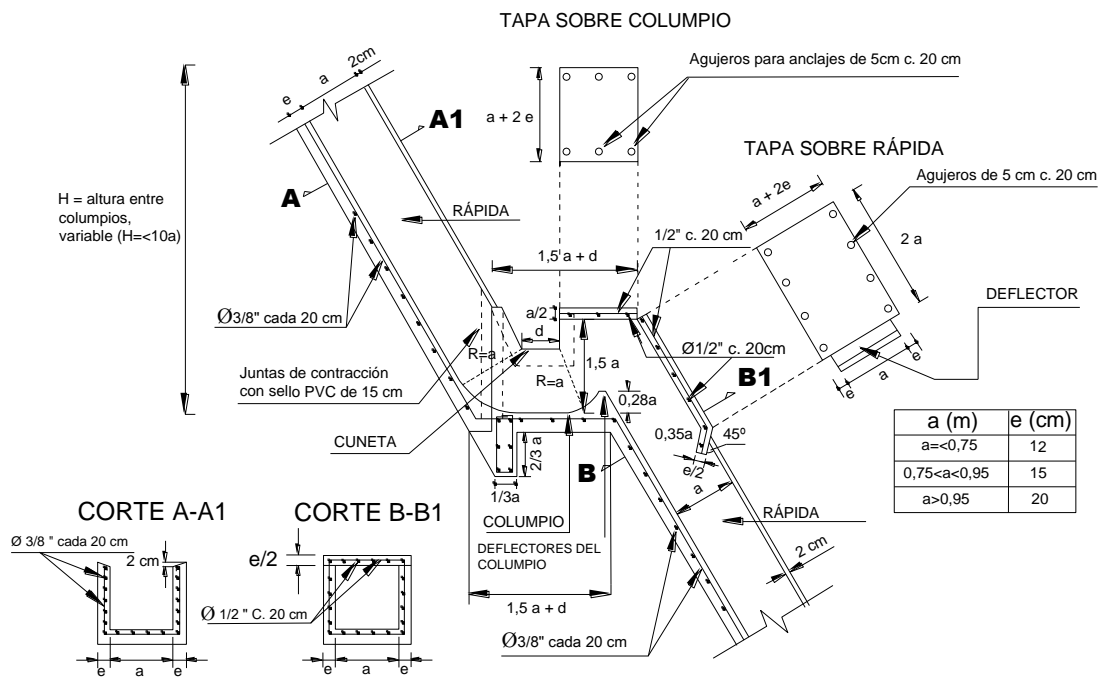


Fig. N° 34 Gráfico Relación Caudal Vs Ancho de Canal (CRTC)

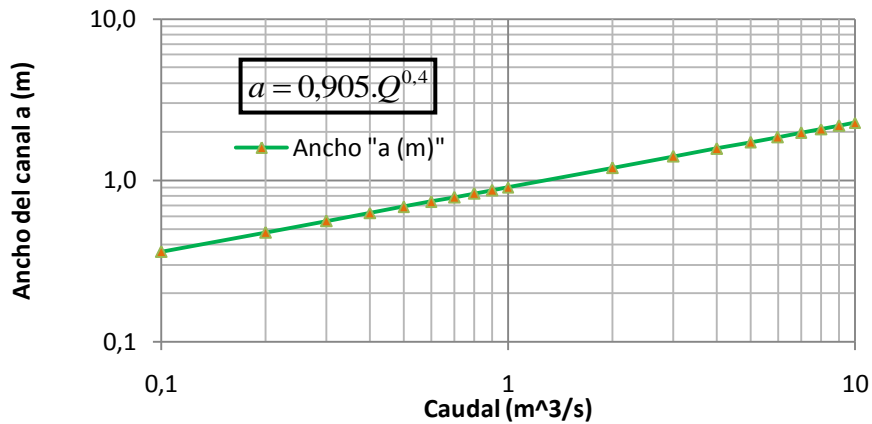
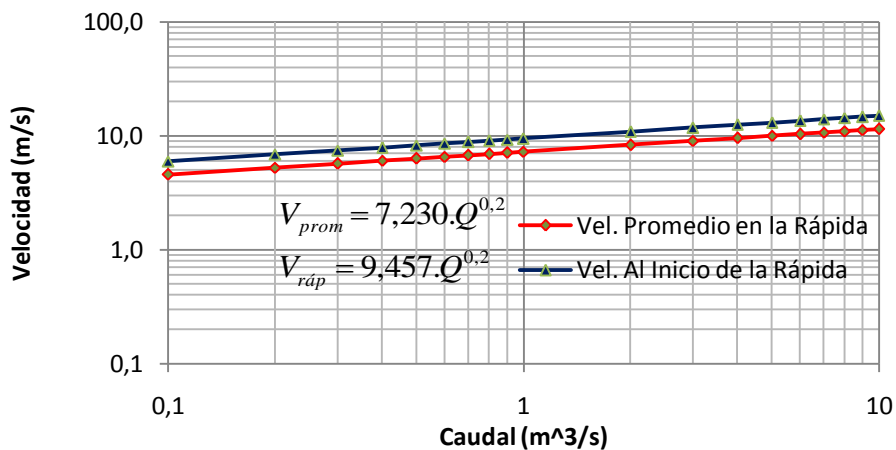


Fig. N° 35 Gráfico Relación Caudal Vs Velocidad (CRTC)



3.3 Diseño de (CPD) que entrega a (CRTC).

En este caso, los criterios de diseño del CPD serán los planteados en la alternativa 1. Pueden ser seleccionados de cualquiera de las dos alternativas presentadas y los criterios de diseño del CRTC serán lo planteado anteriormente. Obviamente, el caudal de diseño de ambas estructuras es el mismo; sin embargo, si se escoge para el diseño de un CPD la alternativa 1, se requiere el diseño de una transición en el empalme entre un canal y otro, puesto que sus anchos serán diferentes, por lo cual resulta comprensible que el autor de este documento recomiende en este caso optar de una vez por la alternativa 2, eliminando la necesidad de la mencionada transición.

La única recomendación especial para este caso es que el CPD entregue al primer columpio del CRTC.

3.4 Diseño de (CRTC) que entrega a (CPD).

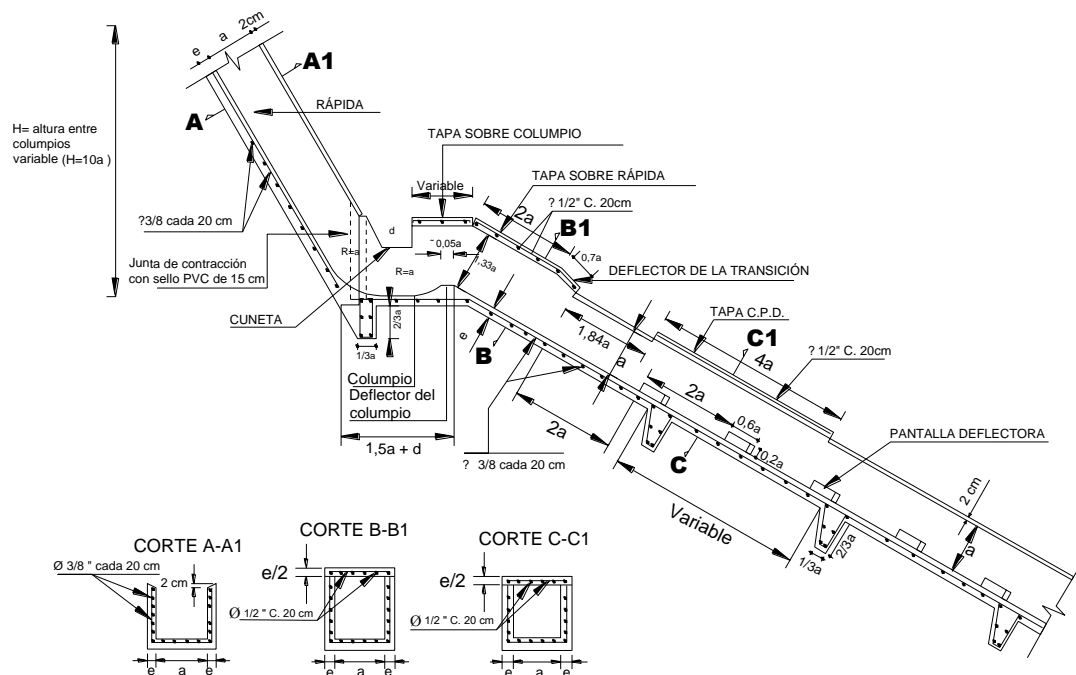
En este caso el caudal de diseño que gobierna es el del CRTC, y el sistema como uno solo, en el cual el CRTC y el CPD actúan como estructuras de vertimiento combinadas (siendo ésta última receptora) se diseña con los siguientes criterios:

- El CRTC se podrá diseñar tal como se indica en el diseño del CRTC
- El CPD se debe diseñar tal como se indica la alternativa 2, con el mismo caudal de diseño del CRTC.
- Se diseña una estructura de transición entre el CRTC y el CPD con las siguientes características:

En la zona donde se haga necesaria la transición de un CRTC a un CPD, debe tenerse, como remate del primero, un columpio con su respectiva tapa horizontal, como lo exige su diseño. A partir del extremo de ambos (columpio y tapa horizontal) se tendría el diseño geométrico de la transición así:

- Del extremo del columpio se desarrollaría el fondo del CPD con un ancho igual al del CRTC, pero con la pendiente exigida por la topografía.
- Del extremo de la tapa horizontal se desarrollaría a su vez la tapa de la transición, de dimensión $2a$, con el mismo ancho del CPD y rematando en un deflector de longitud $0,7a$ como se muestra en la Figura 3.10
- Simultáneamente con esto, se suprimen las dos primeras pantallas deflectoras del CPD con el fin de evitar salpicaduras excesivas en su tramo inicial, según se pudo establecer durante la investigación
- Se debe adoptar el elemento denominado Tapa CPD que se ubica a una distancia de $1,84a$ con respecto al borde inferior del deflector de la transición y con una longitud de $4a$, para de esta manera eliminar salpicaduras por la turbulencia generada entre las pantallas deflectoras.

**Fig. N° 36 Transición entre un CRTC y un CPD.
Diseño geométrico y refuerzo estructural sugerido.**



3.5 Diseño Hidráulico de un Canal de Rápida Lisa

Los datos básicos para el cálculo de la rápida son:

- El caudal Q [m^3/s].
- El coeficiente de rugosidad de Manning del canal n .
- La pendiente del canal de S_{canal} [m/m].
- El ancho b del canal (se supone sección rectangular) [m].
- El desnivel Δz [m], la longitud L [m] y la pendiente de la rápida S_o [m/m].

1.- Se calcula el ancho B de la sección de control. Cerca del sitio de cambio de pendiente donde el flujo pasa de subcrítico a crítico, se verifica la condición:

$$y_n + \frac{v^2}{2.g} = y_c + \frac{v_c^2}{2.g} \quad , \text{ despreciando pérdidas de carga entre una sección y otra.}$$

Se calcula el tirante normal del canal de entrada Y_n por iteración hasta que se cumple la condición.

$$\boxed{A.R^{\frac{2}{3}} = \frac{Q.n}{\sqrt{S_{canal}}}}$$

A =área hidráulica [m^2]; $A=b.Y_n$

R =radio hidráulico [m]; $R = \frac{b.y_n}{b + 2.y_n}$

Q = caudal [m^3/s].

n =rugosidad del canal de entrada.

S_{canal} =pendiente del canal de entrada [m/m].

La velocidad se deduce con $v = \frac{Q}{y_n.b}$

El tirante crítico se calcula con la expresión $y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2.g}}$

La velocidad crítica se conjetura con la expresión $v_c = \sqrt{y_c.g}$

2.- Se proyecta la longitud de la transición entre la sección del canal y la sección de control:

$$\boxed{L_T = \frac{b - B}{2.tan(12,3^\circ)}}$$

b =ancho del canal de entrada [m]

B =ancho de la sección de control [m]

3.- Se determina los tirantes a lo largo de la rápida, mediante las ecuaciones del flujo no uniforme. Tratándose de una curva de remanso tipo S2, se aconseja los métodos numéricos de tramos fijos con la asistencia de una planilla de cálculo, con tantas filas como tramos en que se desee dividir la longitud de la rápida (Villón, 1995). El método es más exacto cuando mayor sea el número de tramos en que se satisfaga la igualdad:

$$S_o \cdot \Delta x + E_1 = E_2 + \bar{S}_E \cdot \Delta x$$

S_o = pendiente del fondo del canal de la rápida [m/m]

Δx = distancia [m] desde la sección de característica conocidas hasta la sección donde se quiere conocer el tirante Y_2 . Δx es positivo si el cálculo se efectúa hacia abajo.

E = promedio de energía entre dos secciones contiguas [m]; $\bar{S}_E = \frac{S_{E1} + S_{E2}}{2}$

$$S_E = \left(\frac{v \cdot n}{R^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{Q \cdot n}{A \cdot \left(\frac{A}{P} \right)^{2/3}} \right)^2 = Q^2 \cdot n^2 \cdot \left(\frac{(B + 2 \cdot y)^2}{(B \cdot y)^5} \right)^{2/3}$$

4.- El borde libre que necesita cada tramo se puede calcular con la siguiente expresión empírica en función del tirante y la velocidad v en el tramo dado:

$$Bl = 0,61 + 0,0371 \cdot v \cdot \sqrt{y}$$

Este criterio asegura un borde libre mínimo de 0,61 m que puede ir variando a lo largo del canal de la rápida según la velocidad y el tirante que tenga el flujo. Para rápidas cortas es recomendable mantener constante la altura de las paredes de la rápidas tomando el mayor de $h = y + Bl$

5.- Se calcula la profundidad del colchón disipador. Hay la necesidad de elevar la solera cuando el tirante conjugado a la salida de la rápida, luego del resalto hidráulico, es superior al tirante normal del canal de salida. Para asegurar que el colchón disipador tenga la profundidad suficiente, se computa con la expresión:

$$e = 1,15 \cdot y_2 - y_n$$

Y_2 = tirante conjugado del tirante y_1 a la salida de la rápida [m]

$$y_2 = -\frac{y_1}{2} + \sqrt{\frac{2 \cdot Q^2}{g \cdot y_1 \cdot B_d^2} + \frac{y_1^2}{4}}$$

Y_n = tirante normal de canal de salida [m].

B_d = Ancho del colchón disipador [m].

6.- Se termina la longitud del colchón disipador. Para este cálculo se considera que la disipación del exceso de energía cinética se producirá exclusivamente por la formación de un resalto hidráulico, por lo que se aconseja manejar la fórmula de Siechin:

$$L_p = K \cdot (y_2 - y_1)$$

L_p = longitud del colchón disipador [m].

K = coeficiente de sección, igual a 5 para secciones rectangulares.

7.- Se deduce la transición de salida. Que conviene ubicarla entre la salida de la rápida y la entrada al canal inferior. El ensanchamiento de la sección disminuye la velocidad del flujo que sale de la rápida y colabora con la disminución del tirante conjugado. Puede usarse la misma fórmula para la transición de entrada.

3.6 Diseño hidráulico: Canal de Rápidas Escalonadas

En los sistemas locales de riego, donde el caudal de la fuente varía mucho durante el año, el presupuesto es limitado y generalmente hay poco control de la calidad de la construcción, las consideraciones del apartado conducen a encarar el diseño de rápidas escalonadas de tal manera que el flujo sea *siempre saltante*, para evitar la transición entre regímenes saltante y rasante. Por esto, el diseño hidráulico deberá remitirse simplemente a la verificación de la condición:

$$\frac{y_c}{h} < 0,09 \cdot \left(\frac{h}{l}\right)^{-1,3}, \text{ con } y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}}$$

y_c = Tirante crítico [m].

h = Altura del escalón [m]

l = Longitud del escalón [m]

Q = Caudal en [m³/s]

g = Aceleración de la gravedad

b = Ancho del canal, igual a ancho de los escalones

LOS PROBLEMAS MÁS COMUNES SON:

CON FORMACIÓN COMPLETA DE RESALTO HIDRÁULICO

1.- Cálculo de la pendiente máxima para rápida escalonada con el flujo saltante:

Dados el Caudal Q , el ancho b y la altura h de cada escalón.

$$\left[\frac{h}{l} \right]_{máx} = \left(\frac{0,09 \cdot h}{y_c} \right)^{\frac{1}{13}} ; \quad \frac{h}{l} = \text{Pendiente máxima}; \quad y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}}$$

2.- Cálculo del ancho mínimo para rápida escalonada con el flujo saltante:

Dados el Caudal Q , la altura h de cada sección y la pendiente de la rápida.

$$l = \frac{h}{\frac{h}{l}} \quad \text{y} \quad b = \frac{Q \cdot h^{18}}{0,027 \cdot \sqrt{g} \cdot l^{19,5}}$$

3.- Cálculo de la altura de los escalones para que el flujo de la rápida sea saltante:

Dados el Caudal Q , el ancho b y la pendiente de la rápida.

Proyectar la altura mínima de cada escalón:

$$h_{\min} = \frac{y_c}{0,09 \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^{-13}} \quad y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}}$$

4.- Cálculo del caudal máximo para que el flujo de la rápida sea saltante:

Dadas las características geométricas de la rápida escalonada (b , h , l):

$$Q_{máx} = 0,027 \cdot b \cdot \sqrt{g \cdot h^3} \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^{-19,5}$$

3.7 INGENIERIA PRÁCTICA DEL PROYECTO

CÁLCULO HIDROLÓGICO

3.7.1 Análisis Hidrológico

Datos Disponibles: SENAMHI

MÁXIMAS DIARIA (mm)

Estación: YESERA NORTE

Lat. S.: 21° 22' 20"

Provincia: CERCADO

Long. W.: 64° 33' 03"

Departamento: TARIJA

Altura: 2.277 m.s.n.m.

Nº	ORDENADO EN AÑO Hidrológico	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 hrs (mm)	MAX. DIARIA ORDENADA (mm)
1	1977 – 78	38,0	97,00
2	1978 – 79	53,2	73,00
3	1979 – 80	34,2	71,00
4	1980 – 81	73,0	69,00
5	1981 – 82	55,2	68,00
6	1982 – 83	40,2	68,00
7	1983 – 84	97,0	67,00
8	1984 – 85	43,0	64,50
9	1985 – 86	60,5	60,50
10	1986 – 87	68,0	59,00
11	1987 – 88	46,2	56,00
12	1989 – 90	67,0	55,20
13	1990 – 91	52,0	55,00
14	1991 – 92	49,0	53,20
15	1992 – 93	71,0	52,50
16	1993 – 94	51,0	52,00
17	1994 – 95	33,5	51,50
18	1995 – 96	49,0	51,00
19	1996 – 97	51,5	49,00
20	1997 – 98	55,0	49,00
21	1998 – 99	69,0	47,00
22	1999 – 00	47,0	46,20
23	2000 – 01	59,0	45,00
24	2001 – 02	45,0	45,00
25	2002 – 03	45,0	43,50
26	2003 – 04	52,5	43,00
27	2004 – 05	43,5	43,00
28	2005 – 06	56,0	40,20
29	2006 – 07	28,5	38,00
30	2007 – 08	68,0	34,20
31	2008 – 09	43,0	33,50
32	2009 – 10	64,5	28,50

3.7.2 Distribución de Probabilidades

De acuerdo a la experiencia, las lluvias máximas registrada en una estación, se distribuyen de acuerdo a una ley, cuyo mejor ajuste se obtiene con la ley de Gumbel Modificado. Es este sentido, se ha calculado los parámetros respectivos.

Parámetros de Distribución:

$$S_d = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{n-1}}$$

Donde:

S_d = Desviación estándar de las precipitaciones anuales.

\bar{X} = Valor promedio de la precipitación anuales.

X = Cada una de las precipitaciones anuales de registro.

n = Longitud del registro en años.

$$E_d = h_d - 0,45 \cdot S_d$$

Donde:

h_d = Valor promedio de la precipitación.

S_d = Desviación estándar de las precipitaciones anuales.

E_d = Moda ponderada de la estación en mm.

$$K_d = \frac{S_d}{0,557 \cdot E_d}$$

Donde:

S_d = Desviación estándar de las precipitaciones anuales.

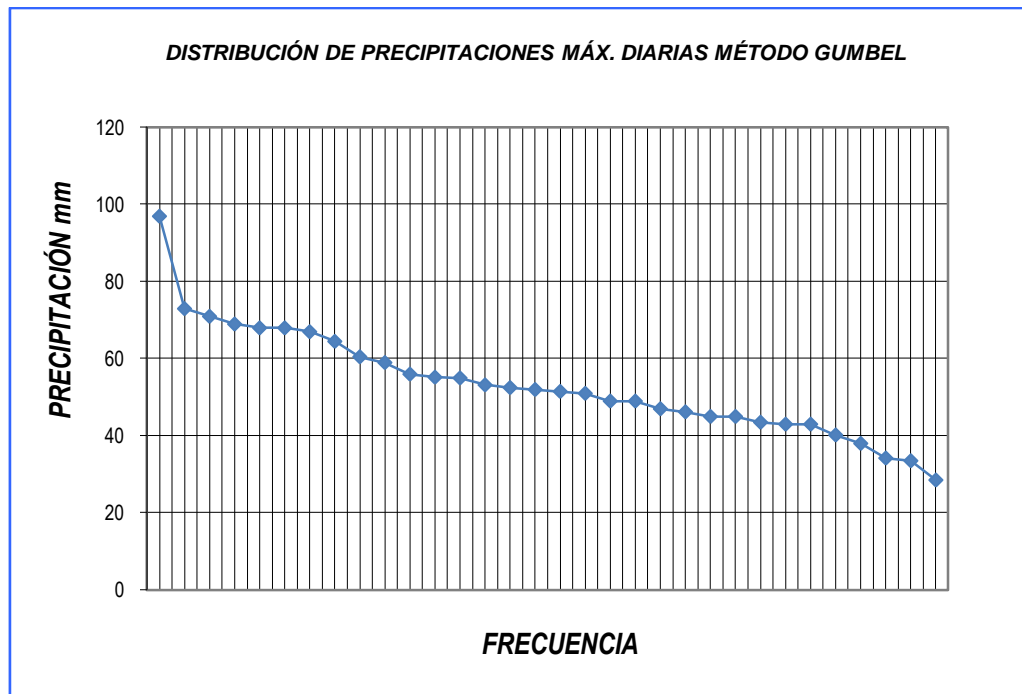
E_d = Moda ponderada de la estación en mm.

K_d = Característica.

Cuadro N° 9 Distribución de Probabilidades

N°	Estación	N° Datos	Media (h_d)	Desviación (s_d)	Moda (E_d)	Característica (k_d)
1	Yesera Norte	32	53,39	13,98	47,10	0,53

Fig. N° 37 Gráfico de Distribución de Precipitación Máximas Diarias



3.7.3 Cálculo de precipitación máximas diarias para diferentes Periodos de Retorno

Aplicando la expresión de Gumbel Modificado, se calculan las precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno, es decir:

Donde:

$$h_{dT} = E_d (1 + K_d \text{Log} T)$$

E_d = Moda ponderada de la estación en mm.

K_d = Característica ponderada de distribución en la estación.

T = Periodo de retorno, en años.

Log = Logaritmo vulgar o sea logaritmo en base decimal.

h_{dT} = Altura de lluvia máxima diaria para un periodo de retorno T , en mm.

Cuadro N° 10 Precipitaciones Máxima Diaria

T (años) PERIODO DE RETORNO	hdT (mm) ALTURA DE LLUVIA MAX.
1	47,10
2	54,66
5	64,65
10	72,20
20	79,76
50	89,75
100	97,31
500	114,86
1000	122,42

3.7.4 Cálculo de precipitaciones máximas horarias correspondiente a diferentes tiempos (t) inferiores a las diarias

Para el cálculo de las lluvias, en periodos de tiempo diferentes a las diarias, se usan la ley de regresión de los valores modales dentro del cuál se conoce un punto, en valor modal de la lluvia diaria:

Donde:

$$E_t = E_d \left(\frac{t}{\alpha} \right)^\beta$$

E_t = Moda ponderada para un tiempo t en horas.

E_d = Moda ponderada de estación en mm.

t = Es el tiempo de duración de la lluvia en horas.

β = Exponente que varía entre 0,2 – 0,5 dependiendo de la región

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

Para: $A_c > 20$ [km²] $\alpha = 12$

$A_c < 20$ [km²] $\alpha = 2$

La expresión anterior es válida para valores de (t) mayores o iguales a 2 horas.

El tiempo que corresponde a la lluvia diaria no es igual a las 24 horas, y al no disponer de datos pluviográficos, se apela a la experiencia, para su estimación. En este sentido se adopta la equivalencia del tiempo de la lluvia diaria a un tiempo de 2

horas, recomendación que se hace en base a los análisis de datos pluviométricos de el aeropuerto de Tarija para un registro de 11 años.

Se adopta también el exponente $\beta=0,2$ que da la pendiente de la recta de los valores modales mayores a 2 horas.

Reemplazando el valor de E_t a E_d en la expresión de Gumbel, se tiene:

$$h_{tT} = E_d \left(\frac{t}{\alpha} \right)^\beta (1 + K_d \cdot \text{Log}T)$$

h_{tT} = Altura máxima para un tiempo (t) de duración de lluvia en mm.

E_d = Moda ponderada de estación en mm.

t = Es el tiempo de duración de la lluvia en horas.

β = Exponente que varía entre 0,2 – 0,5 dependiendo de la región

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

Para: $A_c > 20$ [km²] $\alpha = 12$

$A_c < 20$ [km²] $\alpha = 2$

ECUACIÓN FINAL:

Para $t > 2$ hrs

$$h_{tT} = E_d \left(\frac{t}{2} \right)^{0,2} (1 + K_d \cdot \text{Log}T)$$

Cuadro N° 11 Precipitaciones Máximas Horarias (mm) para diferentes tiempos (t)

PERIODO DE RETORNO (años)	DURACIÓN DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA HORARIA(mm)					
	t=2 h	t=4 h	t=6 h	t=8 h	t=10 h	t=12 h
1	47,10	54,10	58,67	62,15	64,98	67,40
2	54,66	62,78	68,09	72,12	75,41	78,21
5	64,65	74,26	80,53	85,30	89,19	92,51
10	72,20	82,94	89,95	95,27	99,62	103,32
20	79,76	91,62	99,36	105,25	110,05	114,14
50	89,75	103,10	111,81	118,43	123,83	128,43
100	97,31	111,78	121,22	128,40	134,26	139,25
500	114,86	131,94	143,08	151,56	158,47	164,36
1000	122,42	140,62	152,50	161,53	168,90	175,17

Fig. N°38 Gráfico Periodo de Retorno Vs Precipitación Máxima

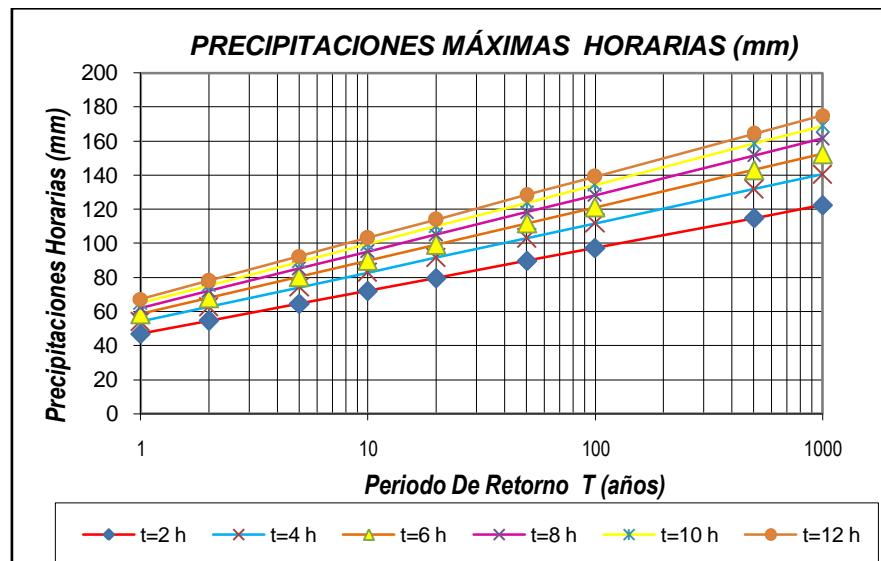
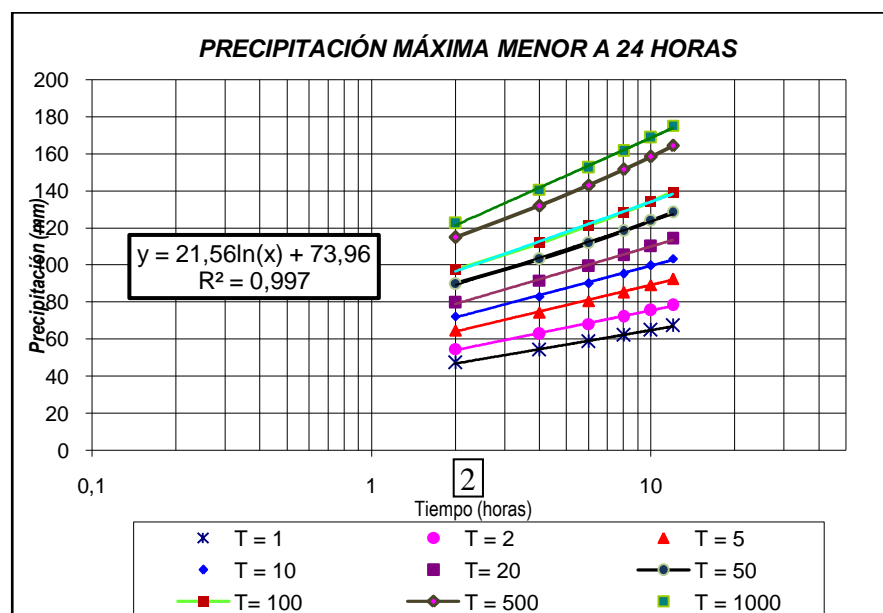


Fig. N°39 Gráfico Tiempo Vs Precipitación Máxima



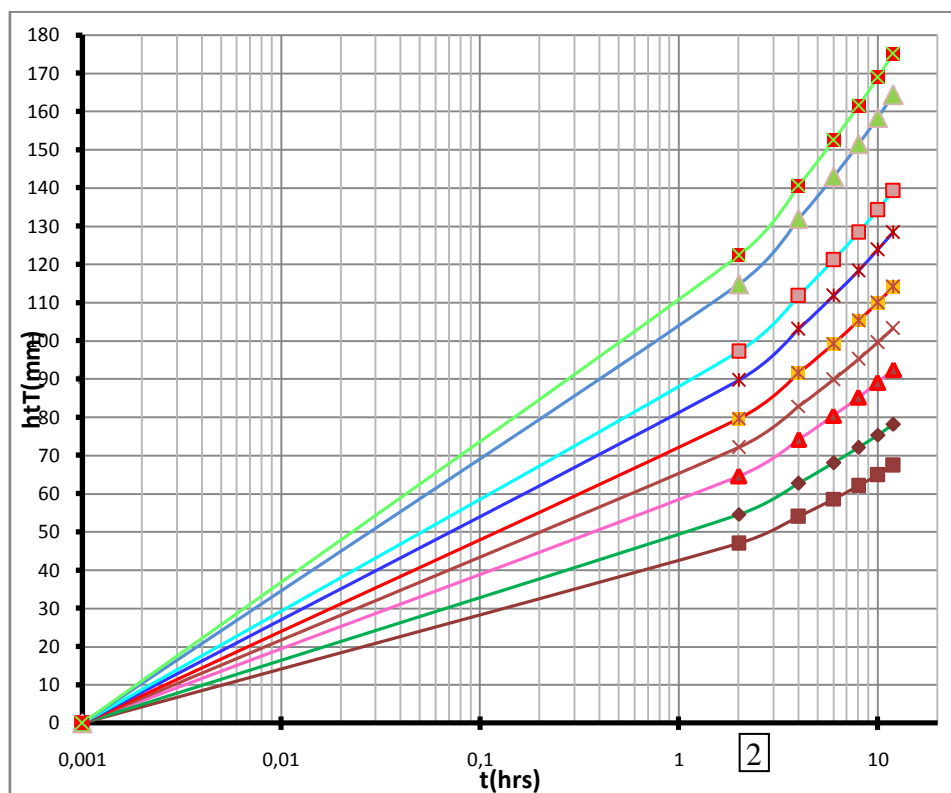
3.7.5 Cálculo de precipitaciones máximas menores a 2 hrs para diferentes Periodos de Retorno.

Método Gráfico

Para valores correspondientes a tiempos menores a 2 horas, para diferentes periodos de retornos, se obtienen uniendo en rectas entre los puntos correspondiente a $t = 2$ hr

y el origen de coordenadas. (Papel Logarítmico) Para así obtener los valores vía gráfica las correspondientes alturas de lluvia.

Fig. N°40 Gráfico Precipitación Máxima Menores a 2 horas



Cuadro N°12 Precipitaciones Máximas Horarias (mm) inferiores a 2 horas

PERIODO DE RETORNO (años)	DURACIÓN DE PRECIPITACIÓN MÁXIMAS MENORES A 2 HORAS EN (mm)							
	t=0,5 h	t=1 h	t=2 h	t=4 h	t=6 h	t=8 h	t=10 h	t=12 h
1	38,1	42,7	47,10	54,10	58,67	62,15	64,98	67,40
2	44,4	49,5	54,66	62,78	68,09	72,12	75,41	78,21
5	52,6	58,5	64,65	74,26	80,53	85,30	89,19	92,51
10	58,6	65,3	72,20	82,94	89,95	95,27	99,62	103,32
20	64,9	72,1	79,76	91,62	99,36	105,25	110,05	114,14
50	73,1	81,09	89,75	103,10	111,81	118,43	123,83	128,43
100	79,2	88,05	97,31	111,78	121,22	128,40	134,26	139,25
500	93,1	103,89	114,86	131,94	143,08	151,56	158,47	164,36
1000	99,89	110,09	122,42	140,62	152,50	161,53	168,90	175,17

Fig. N° 41 Gráfico Periodo de Retorno Vs Precipitación Máxima

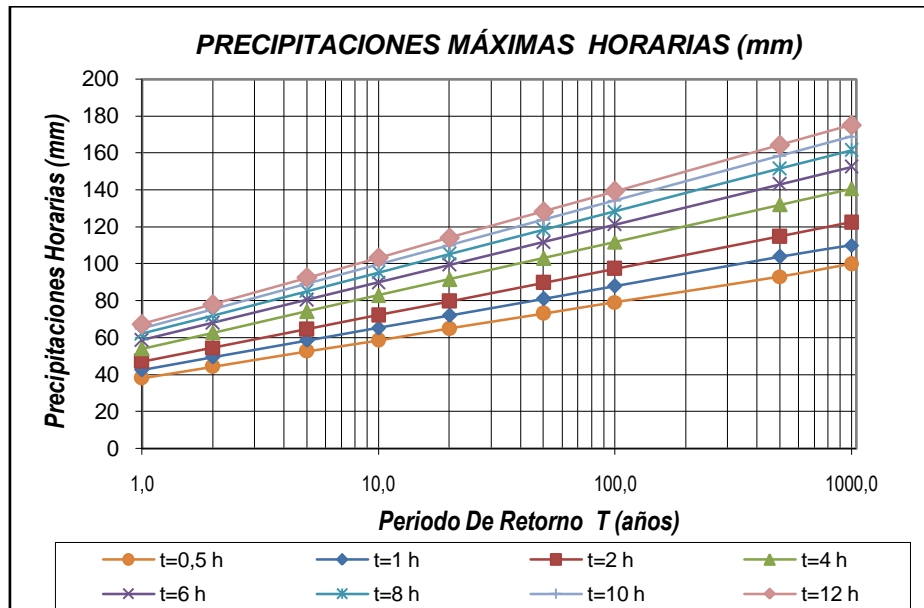
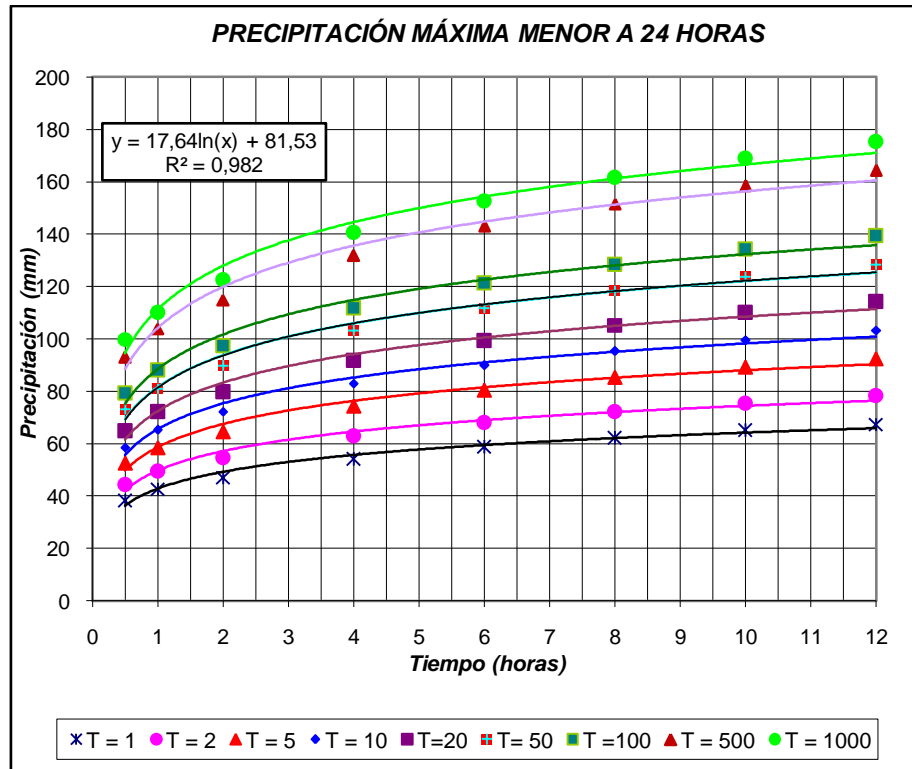


Fig. N° 42 Gráfico de Tiempo (hrs) Vs Precipitación Máxima



3.7.6 Curvas de Intensidad Duración y Frecuencia (I.D.F)

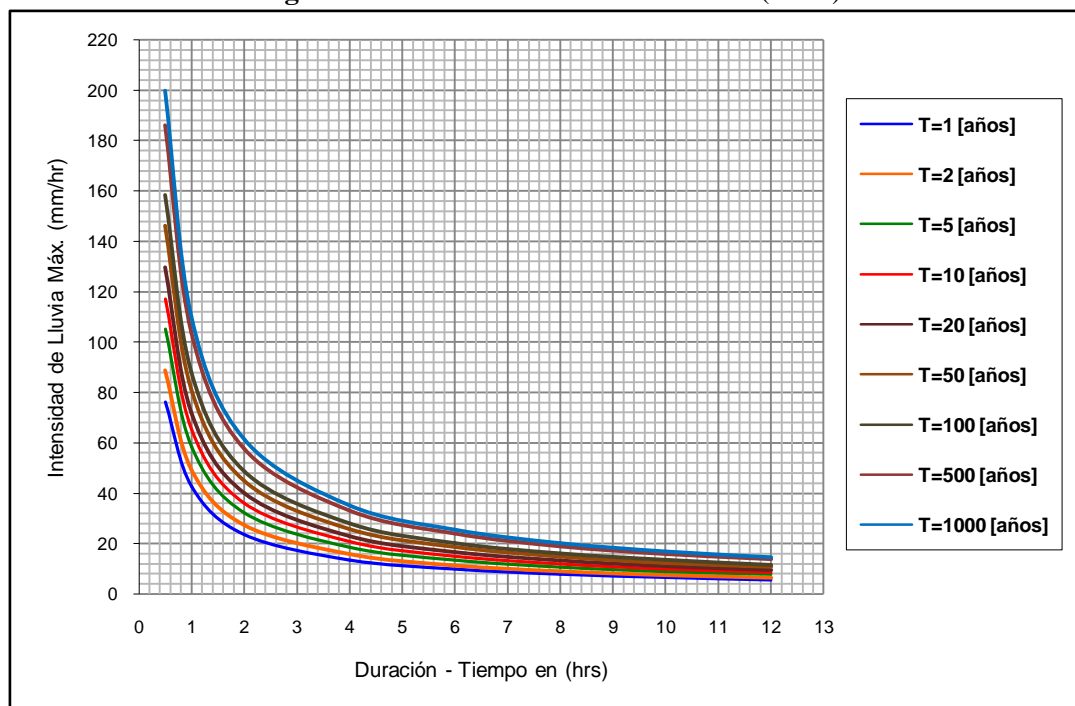
Intensidad Máximas [mm/hr].

Determinación de las intensidades máximas, bajo la curvas I.D.F. para diferentes periodos de retorno:

Cuadro N° 13 Intensidad Duración y Frecuencia (mm/hr)

PERIODO DE RETORNO (años)	INTENSIDADES DE LLUVIA MÁXIMAS(mm/hr)							
	t=0,5 h	t=1 h	t=2 h	t=4 h	t=6 h	t=8 h	t=10 h	t=12 h
1	76,20	42,70	23,55	13,53	9,78	7,77	6,50	5,62
2	88,80	49,50	27,33	15,70	11,35	9,01	7,54	6,52
5	105,20	58,50	32,32	18,56	13,42	10,66	8,92	7,71
10	117,20	65,30	36,10	20,74	14,99	11,91	9,96	8,61
20	129,80	72,10	39,88	22,91	16,56	13,16	11,00	9,51
50	146,20	81,09	44,88	25,77	18,63	14,80	12,38	10,70
100	158,40	88,05	48,66	27,95	20,20	16,05	13,43	11,60
500	186,20	103,89	57,43	32,98	23,85	18,94	15,85	13,70
1000	199,78	110,09	61,21	35,15	25,42	20,19	16,89	14,60

Fig. N°43 Gráfico Intensidades Máxima (I.D.F)



3.8 Cálculo de Tiempo de Concentración (Prog. 8+040)

DATOS:

Cuadro N° 14 Datos necesarios para "Tc"

UBICACIÓN: PROG. 8+040			
Parámetros	Símbolos	Unid.	Valor
Área de la cuenca	A	m ²	3600.5
Longitud del cauce principal	L	m	89.5
Desnivel de cauce	H	m	28
Pendiente	So	m/m	0.31

3.8.1 Fórmula de V.T. CHOW

$$T_C = 0,273 \cdot \left(\frac{L}{S^{0,5}} \right)^{0,64}$$

$$T_c = 0.08 \text{ hrs}$$

Tc: Tiempo de concentración del cauce en (hrs).

L: longitud del afluente principal del cauce en (Km).

S: Pendiente total del cauce principal, en metros por metro (m/m)

3.8.2 Fórmula de KIPRISH.

$$T_C = 0,2 \cdot L^{0,75} \cdot I^{-0,4}$$

$$T_c = 0.05 \text{ hrs}$$

Tc: Tiempo de concentración del cauce en (hrs).

L: longitud del afluente principal del cauce en (Km).

I : Pendiente media del cauce principal en tanto por uno.

3.8.3 Fórmula de TEMEZ para pequeñas cuencas (A<75 Km²).

$$T_C = 0,3 \cdot \left(\frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76}$$

$$T_c = 0.06 \text{ hrs}$$

Tc: Tiempo de concentración (hrs)

L: Longitud del curso del agua principal (km)

J: Pendiente media (m/m)

Cuadro N° 15 RESUMEN DE "Tc"		
MÉTODOS	Tc(hrs)	Tc (min)
Fórmula de V.T. CHOW	0.08	5.07
Fórmula de KIPRISH.	0.05	3.13
Fórmula de TEMEZ	0.06	3.59

Promedio (hrs):	0.1	hrs.
Promedio (min):	3.9	min.

Adoptamos como mínimo un tiempo de concentración 10 min:
equivalente a: $T_c = 0.2$ Hrs

Cuadro N° 16			
RESUMEN DE INTENSIDADES			

T (años)	Tc (hr)	Pmáx Hor. h _{rT} (mm)	Imáx (mm/hr)
1	0.2	32.75	196.50
2	0.2	37.91	227.46
5	0.2	44.89	269.34
10	0.2	50.09	300.54
20	0.2	55.10	330.60
50	0.2	62.10	372.60
100	0.2	67.23	403.38
500	0.2	70.56	423.36
1000	0.2	84.92	509.52

3.9 Cálculo de Caudales Máximos (PROG. 8+040)

3.9.1 Método Racional

$$Q = 0,278.C.i.A$$

Donde:

Q = Caudal [m³/seg]

C = Coeficiente de escurrimiento de acuerdo al terreno

i = Intensidad máxima para un duración tormenta de Tc [mm/hr]

A = area de la cuenca [Km²]

Tabla N°4 coeficientes de escurrimiento usados para el Método Racional.

VALORES DE COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	
USO DE LA TIERRA	VALOR "C"
AGRICULTURA	
Suelo desnudo	
Liso	0,30-0,60
Áspero	0,20-0,50
Suelo de cultivo	
Suelo pesado sin cultivo	0,30-0,60
Suelo pesado con cultivo	0,20-0,50
Suelo arenoso sin cultivos	0,20-0,40
Suelo arenoso con cultivos	0,10-0,25
PASTO	
Suelo pesado	0,15-0,45
Suelo arenoso	0,05-0,25
BOSQUE	
Bosques en áreas de terreno plano y praderas	0,05-0,25
Bosques en áreas con muchas pendientes	0,15-0,40
Suelo desnudo en áreas inclinadas y rocosos	0,70-0,90
CAMINOS	
Pavimento de Asfalto	0,80-0,90
Pavimento empedrado o adoquines	0,75-0,85
Pavimento de macadam	0,25-0,80
Camino de acceso	
Con balasto	0,40-0,85
Sin balasto	0,20-0,80
ÁREAS DESARROLLADAS	
Zonas comerciales o en el centro de ciudades	0,70-0,95
Zonas residenciales	0,30-0,70
Parque y campos deportivos	0,10-0,30

· Por lo tanto los caudales para diferentes periodos de retorno seran:

$$T_c = 0.2 \quad [\text{hrs}]$$

$$A_c = 0.00360 \quad [\text{km}^2]$$

El coeficiente de escorrentia escogido de tabla será:

Suelo desnudo en áreas inclinadas y rocosos 0,70-0,90

$$C = 0.8 \quad \text{Coef. de escurrimiento}$$

Cuadro N°17 Resumen de Caudales Método Racional

T [años]	Imáx [mm/h]	Qmáx [m³/seg]
1	196.50	0.16
2	227.46	0.18
5	269.34	0.22
10	300.54	0.24
20	330.60	0.26
50	372.60	0.30
100	403.38	0.32
500	423.36	0.34
1000	509.52	0.41

3.9.2 Método de Hidrograma Unitario o Triangular

Las fórmulas a utilizar para este método son las siguientes:

$$Q_p = \frac{2.08 * A * h}{T_p}$$

$$T_p = \frac{D}{2} + T_L$$

$$T_L = 0.6 * T_c$$

$$T_b = T_p + \alpha * T_p$$

$\alpha = 2.67$ porque la cuenca no es aforada
se adoptará este valor por que no se tiene buenos registros
de caudales, por lo que:

$$T_b = 2.67 * T_p$$

Donde:

Q_p = caudal pico que es el Q_{max} [m³/seg]

A = área de la cuenca [km²]

H = altura de lluvia neta = 1"
[cm]

T_p = tiempo al pico [hrs]

D = duración de la lluvia [hrs]

T_L
= tiempo
de retardo
[hrs]

T_b = tiempo base [hrs]

T_c = tiempo de concentración [hrs]

Adoptando la duracion de la lluvia neta de T_c hrs, se tiene:

· Por lo tanto los caudales para diferentes periodos de retorno sera:

· Datos:

$T_c = 0.2$ [hrs]

$A_c = 0.00360$ [km²]

$C = 0.8$

· Resultado:

$T_L = 0.10$ [hrs]

$D = 0.17$ [hrs]

$T_p = 0.18$ [hrs]

$T_b = 0.49$ [hrs]

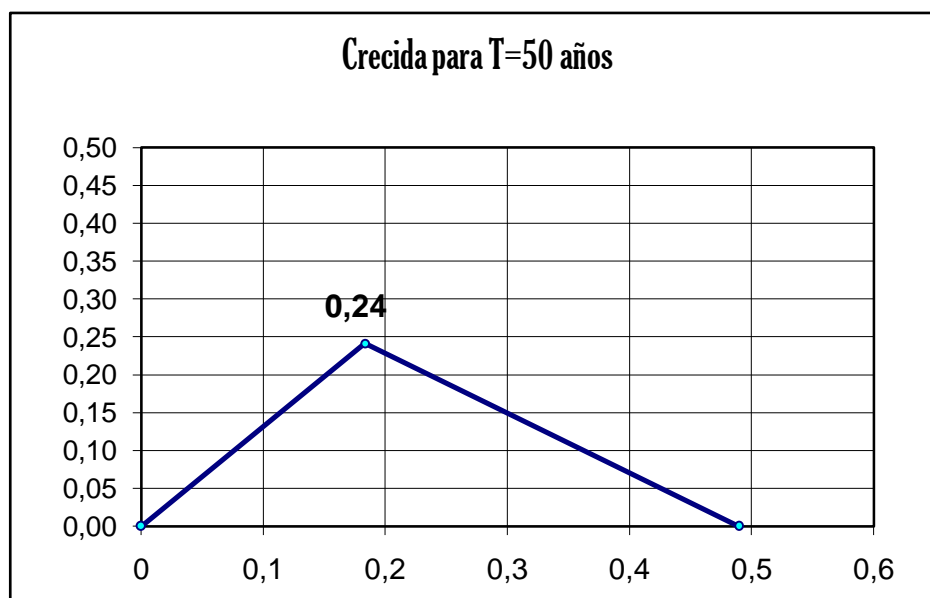
Finalmente se tiene:

$Q_p = 0.04$ [m ³ /seg/cm]

Cuadro N°18 Resumen de Caudales Método del Hidrograma Unitario

T [años]	Imáx [mm/hr]	hmáx [mm]	hmáx [cm]	Lluvia neta [cm]	Qmáx [m³/seg]
1	196.50	32.75	3.28	2.62	0.13
2	227.46	37.91	3.79	3.03	0.15
5	269.34	44.89	4.49	3.59	0.17
10	300.54	50.09	5.01	4.01	0.19
20	330.60	55.10	5.51	4.41	0.21
50	372.60	62.10	6.21	4.97	0.24
100	403.38	67.23	6.72	5.38	0.26
500	423.36	70.56	7.06	5.64	0.27
1000	509.52	84.92	8.49	6.79	0.33

Fig. 44 Representación grafica de H.U.

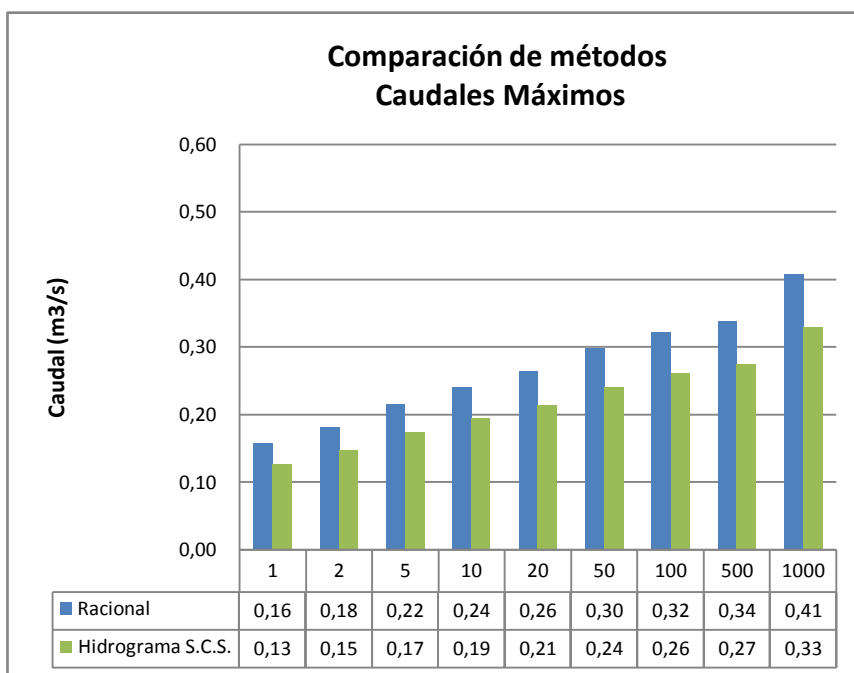


3.10 Resumen de Caudales Máximos:

Cuadro N°19 Resumen de Caudales Máximos

Periodo de Retorno T (Años)	M. Racional Q _{máx} [m ³ /s]	M. Hidrograma SCS Q _{máx} [m ³ /s]
1	0.16	0.13
2	0.18	0.15
5	0.22	0.17
10	0.24	0.19
20	0.26	0.21
50	0.30	0.24
100	0.32	0.26
500	0.34	0.27
1000	0.41	0.33

Figura N° 45 Comparación de los Métodos: Racional Vs Hidrograma Unitario



3.11 Diseño de Contracuneta

LUGAR: **Cieneguillas**

OBRA DE DRENAJE: **De Contracunetas**

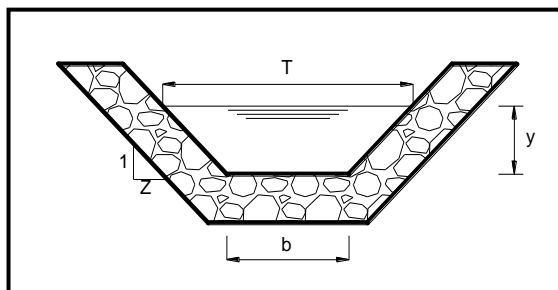
TRAMO: **8+040**

REVESTIMIENTO: **Mampostería de Piedra**

Datos:

Caudal [Q]:	0.15	[m ³ /s]
Ancho de solera [b]:	0.4	[m]
Talud [Z]:	4	
Rugosidad [n]:	0.022	
Pendiente [S]:	0.04	[m/m]

[4% mínima para evitar la sedimentación]



Resultados:

Tirante normal [y]:	0.112	[m]	Perímetro [p]:	1.326	[m]
Área hidráulica [A]:	0.095	[m ²]	Radio hidráulico [R]:	0.072	[m]
Espejo de agua [T]:	1.298	[m]	Velocidad [v]:	1.573	[m/s]
Número de Froude [F]:	1.853		Energía específica [E]:	0.238	[m.Kg/Kg]
Borde libre [BL]:	0.056	[m]	Vel. Máx. Per. M ^o P ^o [v]:	4.5	[m/s]
Tipo de flujo:	Supercrítico				

FÓRMULAS UTILIZADAS SECCIÓN TRAPEZOIDAL

Ecuación de Manning.

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

Iteramos el Tirante normal [y]

Área hidráulica:

$$A = (b + z \cdot y) \cdot y$$

Velocidad: $v = \frac{Q}{A}$

Espejo de agua:

$$T = b + 2 \cdot z \cdot y$$

Energía específica: $E = y + \frac{v^2}{2 \cdot g}$

Número de Froude

$$F = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y}}$$

$$y = \frac{A}{T}$$

g=gravedad (9,81 m/s²)

Perímetro Mojado:

$$P = b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{1 + z^2}$$

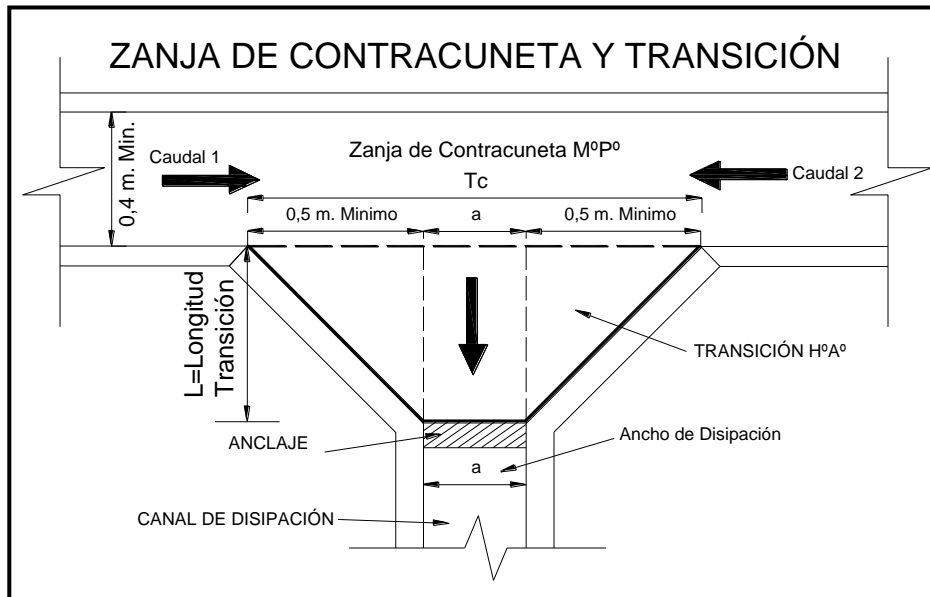
Radio hidráulico:

$$R = \frac{(b + z \cdot y) \cdot y}{b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{1 + z^2}}$$

3.12 Diseño de Transición

LUGAR:	Cieneguillas	OBRA DE DRENAJE:	Transición
TRAMO:	8+040	REVESTIMIENTO:	HºAº

CONDICIONES MÍNIMAS



Datos:

Espejo de agua en la entrada de la transición en su tirante máximo [Tc]:	1.56	[m]
Ancho de entrada de la disipación [a]:	0.56	[m]

Resultado:

Longitud de transición [Lt]:	2.29	[m]
------------------------------	-------------	-----

FÓRMULA DE TRANSICIÓN

Ecuación de Transición:
$$L_t = \frac{T_c - a}{2 \cdot \tan(12,3^\circ)}$$
 Produce la mínima pérdida de carga

3.13 Diseño: Canal de Rápidas con Tapa y Columpio (CRTC):

(Prog. 8+040)

Nota.- El Periodo de Retorno utilizado para las estructuras de drenaje es de [T] 10 a 50 años

Periodo de Retorno T[años]	Qmax. Método Racional [m³/S]	Pendiente del Terreno [%]
50	0.30	50.00

Solucion:

1.- Ancho del Canal (CRTC):

$$a = 0,905.Q^{2/5}$$

Donde:

$a =$
Ancho
del CPD
[m]

Q= Caudal de diseño, Método Racional (CPD) en [m³/s]

Ancho del Canal [m]
$a = 0.56$ [m]

2.- Velocidad en el Canal (CRTC):

$$V_{ráp} = 9,457.Q^{1/5}$$

V_{ráp}= Velocidad máxima en la rápida (antes de entrar al columpio del CRTC [m/s])

Q= Caudal de diseño, Método Racional (CRTC) en [m³/s]

$$V_{prom} = 7,230.Q^{1/5}$$

V_{prom}= Velocidad promedio a lo largo del (CRTC) [m/s]

Q= Caudal de diseño, Metodo Racional (CRTC) en [m³/s]

V _{ráp} [m/s]	V _{prom} [m/s]
7.43	5.68

V _{ráp} = 7.43 [m/s]

3.- Verificación de Velocidad :

- Una vez calculado su velocidad, este valor sera comparado con las velocidades permisible en canales revestidos por la siguiente tabla:

Velocidades Máximas permisibles en rápidas Lisas.

MATERIAL	VELOC. MÁXIMA [m/s]
Ladrillo Común	3
Ladrillo Vitrificado	5
Arcilla Vitrificado	4
Concreto 175 Kg/cm ²	6
Concreto 210 Kg/cm ²	10
Concreto 280 Kg/cm ²	15
Concreto 350 Kg/cm ²	20

4.- Elección del material:

V= 7.43 [m/s]	Cálculo
---------------	---------

Elección del material:

V _{máx.} = 10 [m/s]	Concreto 210 Kg/cm ²
------------------------------	---------------------------------

V_{máx.}>V ok

5.- Diseño de Canal: Espesor y espesor de tapa:

Condición para espesores por tabla:

Cálculo del Espesor y Tapa

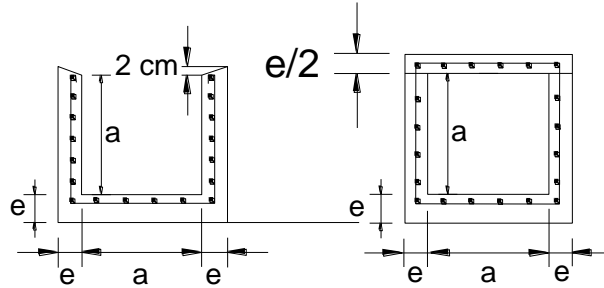
a(m)	e(cm)
a ≤ 0,75	12
0,75 < a < 0,95	15
a > 0,95	20

Dimensiones de Canal (CRTC)			
Ancho a (m)	Alto a (m)	Espesor canal e(cm)	Espesor tapa e/2(cm)
0.56	0.56	12	6

Sección del Canal

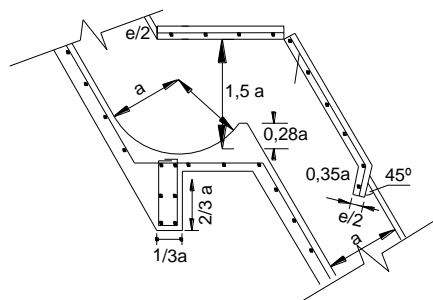
CORTE A-A1

CORTE B-B1



6.- Diseño del Dentellón y Deflectores del Columpio:

Ancho de Canal a (m)	Dentellón		Deflector Altura 0,28 a (m)
	Ancho	Alto	
0.56	1/3 a (m)	2/3 a (m)	0.16

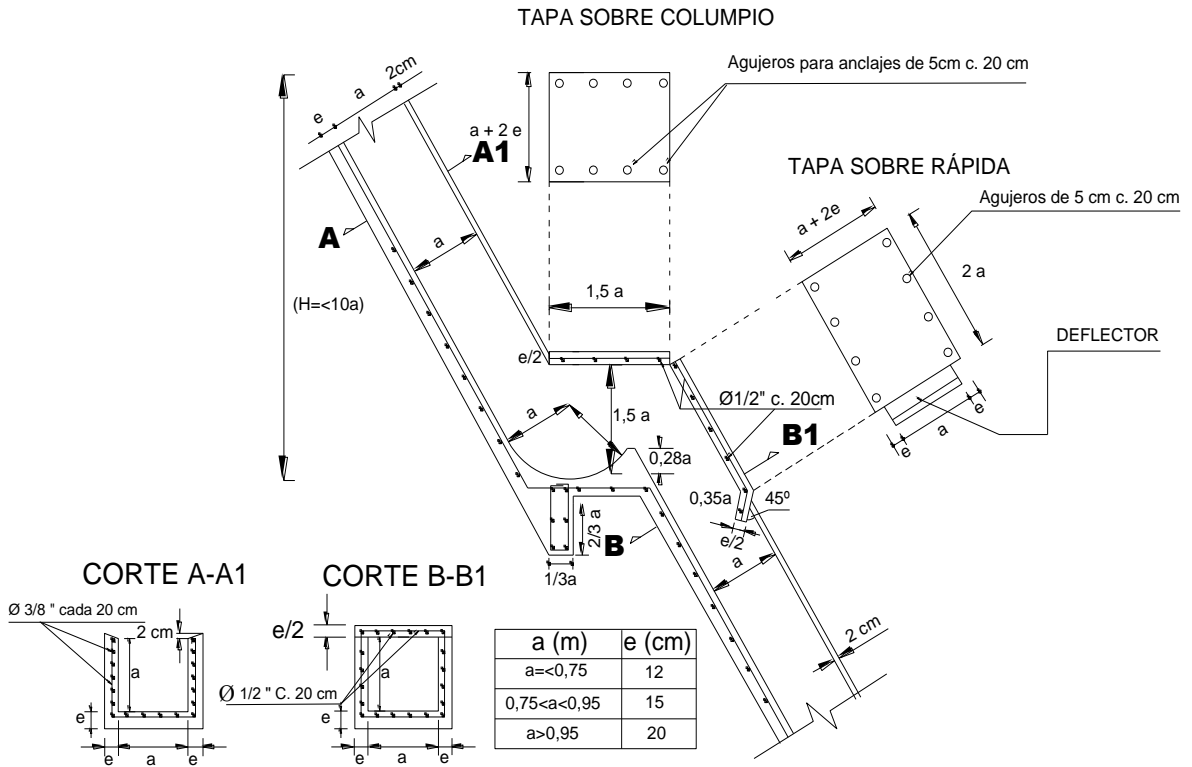


6.- Diseño de las tapas:

Ancho de Canal a (m)	Tapa sobre Columpio		Tapa sobre Rápida		Deflector		Espesor de Tapas e/2 (m)
	Largo	Ancho	Largo	Ancho	Largo	Ancho	
	1,5 a (m)	a+2e (m)	2a (m)	a+2e (m)	0,35a (m)	a(m)	
0.56	0.84	1.08	1.12	0.80	0.20	0.56	0.06

7.- Plano
Geométrico:

CORTE LONGITUDINAL C.R.T.C.



3.14 Cálculo de Tiempo de Concentración (Prog. 10+060)

DATOS:

Datos necesarios para "Tc"

UBICACIÓN: PROG. 10+060			
Parámetros	Símbolos	Unid.	Valor
Área de la cuenca	A	m ²	3643.8
Longitud del cauce principal	L	m	90.5
Desnivel de cauce	H	m	35.8
Pendiente	So	m/m	0.40

3.14.1 Fórmula de V.T. CHOW

$$T_C = 0,273 \cdot \left(\frac{L}{S^{0,5}} \right)^{0,64}$$

$$T_c = 0.08 \text{ hrs}$$

Tc: Tiempo de concentración del cauce en (hrs).

L: longitud del afluente principal del cauce en (Km).

S: Pendiente total del cauce principal, en metros por metro (m/m)

3.14.2 Fórmula de KIPRISH.

$$T_C = 0,2 \cdot L^{0,75} \cdot I^{-0,4}$$

$$T_c = 0.05 \text{ hrs}$$

Tc: Tiempo de concentración del cauce en (hrs).

L: longitud del afluente principal del cauce en (Km).

I : Pendiente media del cauce principal en tanto por uno.

3.14.3 Fórmula de TEMEZ para pequeñas cuencas (A<75 Km²).

$$T_C = 0,3 \cdot \left(\frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76}$$

$$T_c = 0.06 \text{ hrs}$$

Tc: Tiempo de concentración (hrs)

L: Longitud del curso del agua principal (km)

J: Pendiente media (m/m)

RESUMEN DE "Tc"		
MÉTODOS	Tc(hrs)	Tc (min)
Fórmula de V.T. CHOW	0.08	4.74
Fórmula de KIPRISH.	0.05	2.87
Fórmula de TEMEZ	0.06	3.46

Promedio (hrs):	0.06	hrs.
Promedio (min):	3.7	min.

Adoptamos como minimo un tiempo de concentración 10 min:
equivalente a: $T_c = 0.2$ Hrs

RESUMEN DE INTENSIDADES			
T (años)	Tc (hr)	Pmáx Hor. h_T(mm)	Imáx (mm/hr)
1	0.2	32.75	196.50
2	0.2	37.91	227.46
5	0.2	44.89	269.34
10	0.2	50.09	300.54
20	0.2	55.10	330.60
50	0.2	62.10	372.60
100	0.2	67.23	403.38
500	0.2	70.56	423.36
1000	0.2	84.92	509.52

3.15 Cálculo de Caudales Máximos
(Prog. 10+060)

3.15.1 Método Racional

$$Q = 0,278.C.i.A$$

Donde:

Q = Caudal [m³/seg]

C = Coeficiente de escurrimiento de acuerdo al terreno

i = Intensidad máxima para un duración tormenta de Tc [mm/hr]

A = Área de la cuenca o cauce [Km²]

VALORES DE COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"

USO DE LA TIERRA	VALOR "C"
AGRICULTURA	
Suelo desnudo	
Liso	0,30-0,60
Áspero	0,20-0,50
Suelo de cultivo	
Suelo pesado sin cultivo	0,30-0,60
Suelo pesado con cultivo	0,20-0,50
Suelo arenoso sin cultivos	0,20-0,40
Suelo arenoso con cultivos	0,10-0,25
PASTO	
Suelo pesado	0,15-0,45
Suelo arenoso	0,05-0,25
BOSQUE	
Bosques en áreas de terreno plano y praderas	0,05-0,25
Bosques en áreas con muchas pendientes	0,15-0,40
Suelo desnudo en áreas inclinadas y rocosos	0,70-0,90
CAMINOS	
Pavimento de Asfalto	0,80-0,90
Pavimento empedrado o adoquines	0,75-0,85
Pavimento de macadam	0,25-0,80
Camino de acceso	
Con balasto	0,40-0,85
Sin balasto	0,20-0,80
ÁREAS DESARROLLADAS	
Zonas comerciales o en el centro de ciudades	0,70-0,95
Zonas residenciales	0,30-0,70
Parque y campos deportivos	0,10-0,30

- Por lo tanto los caudales para diferentes periodos de retorno sera:

$$T_c = 0.2 \quad [\text{hrs}]$$

$$A_c = 0.00364 \quad [\text{km}^2]$$

El coeficiente de escorrentia escogido de tabla sera:

Suelo desnudo en áreas inclinadas y rocosos 0,70-0,90

$$C = 0.8 \quad \text{Coef. de escurrimiento}$$

Resumen de Caudales Método Racional

T [años]	imáx [mm/h]	Qmáx [m ³ /seg]
1	196.50	0.16
2	227.46	0.18
5	269.34	0.22
10	300.54	0.24
20	330.60	0.27
50	372.60	0.30
100	403.38	0.33
500	423.36	0.34
1000	509.52	0.41

3.15.2 Método de Hidrograma Unitario o Triangular

Las fórmulas a utilizar para este método son las siguientes:

$$Q_p = \frac{2.08 * A * h}{T_p}$$

$$T_p = \frac{D}{2} + T_L$$

$$T_L = 0.6 * T_c$$

$$T_b = T_p + \alpha * T_p$$

$\alpha = 2.67$ porque la cuenca no es aforada
se adoptará este valor por que no se tiene buenos registros
de caudales, por lo que:

$$T_b = 2.67 * T_p$$

Donde:

Q_p = caudal pico que es el $Q_{\text{máx}}$ [m³/seg]

A = área de la cuenca [km²]

H = altura de lluvia neta = 1" [cm]

T_p = tiempo al pico [hrs]

D = duración de la lluvia [hrs]

T_L = tiempo de retardo [hrs]

T_b = tiempo base [hrs]

T_c = tiempo de concentración [hrs]

Adoptando la duracion de la lluvia neta de T_c hrs, se tiene:

· Por lo tanto los caudales para diferentes periodos de retorno sera:

· Datos:

$T_c = 0.2$ [hrs]

$A_c = 0.00364$ [km²]

$C = 0.8$

· Resultado:

$T_L = 0.10$ [hrs]

$D = 0.17$ [hrs]

$T_p = 0.18$ [hrs]

$T_b = 0.49$ [hrs]

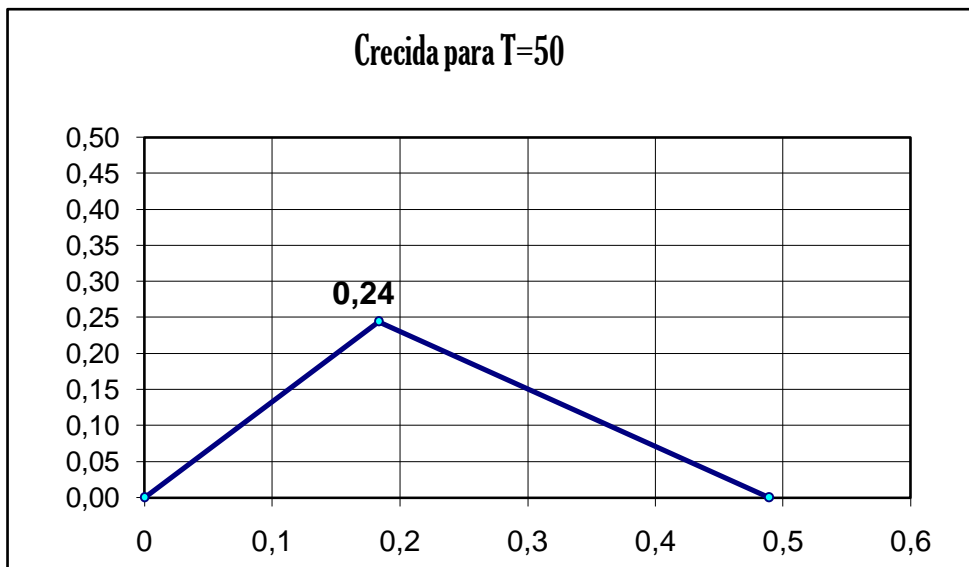
Finalmente se tiene:

$Q_p = 0.04$ [m ³ /seg/cm]

Resumen de Caudal Método del Hidrograma Unitario

T [años]	Imáx [mm/hr]	hmáx [mm]	hmáx [cm]	Lluvia neta [cm]	Qmáx [m ³ /seg]
1	196.50	32.75	3.28	2.62	0.13
2	227.46	37.91	3.79	3.03	0.15
5	269.34	44.89	4.49	3.59	0.18
10	300.54	50.09	5.01	4.01	0.20
20	330.60	55.10	5.51	4.41	0.22
50	372.60	62.10	6.21	4.97	0.24
100	403.38	67.23	6.72	5.38	0.26
500	423.36	70.56	7.06	5.64	0.28
1000	509.52	84.92	8.49	6.79	0.33

Esquema de un Hidrograma Triangular

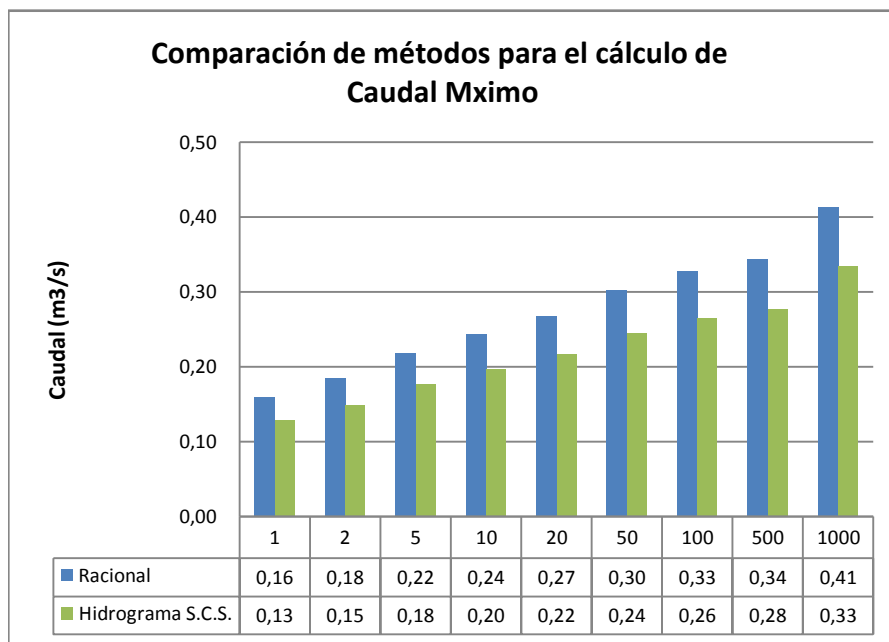


3.16 Resumen de Caudales Máximos (Prog. 10+060)

RESUMEN DE CAUDALES

Periodo de Retorno T (Años)	M. Racional Q _{máx} [m ³ /s]	M. Hidrograma SCS Q _{máx} [m ³ /s]
1	0.16	0.13
2	0.18	0.15
5	0.22	0.18
10	0.24	0.20
20	0.27	0.22
50	0.30	0.24
100	0.33	0.26
500	0.34	0.28
1000	0.41	0.33

Comparación de los Métodos: Racional Vs Hidrograma Unitario



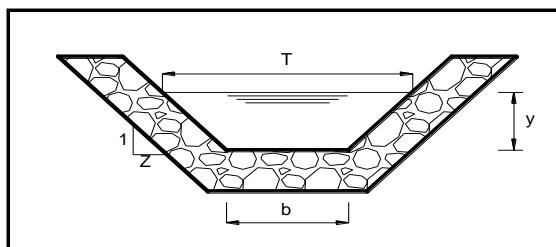
3.17 Diseño de Contracuneta

LUGAR:	Cieneguillas	OBRA DE DRENAJE:	De Contracunetas
TRAMO:	10+060	REVESTIMIENTO:	Mamposteria de Piedra

Datos:

Caudal [Q]:	0.15	[m/s]
Ancho de solera [b]:	0.4	[m]
Talud [Z]:	4	
Rugosidad [n]:	0.022	
Pendiente [S]:	0.05	[m/m]

[4% mínima para evitar la sedimentación]



Resultados:

Tirante normal [y]:	0.1064	[m]	Perímetro [p]:	1.277	[m]
Área hidráulica [A]:	0.088	[m ²]	Radio hidráulico [R]:	0.069	[m]
Espejo de agua [T]:	1.251	[m]	Velocidad [v]:	1.708	[m/s]
Número de Froude [F]:	2.058		Energía específica [E]:	0.255	[m.Kg/Kg]
Borde Libre [BL]:	0.0532	[m]			
Tipo de flujo:	Supercrítico		Vel. Máx. Per. M ^o P ^o [v]:	4.5	[m/s]

FÓRMULAS UTILIZADAS SECCIÓN TRAPEZOIDAL

Ecuación de Manning. $Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$ \longrightarrow Iteramos el Tirante normal [y]

Área hidráulica: $A = (b + z \cdot y) \cdot y$ Velocidad: $v = \frac{Q}{A}$

Espejo de agua: $T = b + 2 \cdot z \cdot y$ Energía específica: $E = y + \frac{v^2}{2 \cdot g}$

Número de Froude $F = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y}}$
 $y = \frac{A}{T}$ g=gravedad (9,81 m/s²)

Perímetro Mojado: $P = b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{1 + z^2}$

Radio hidráulico: $R = \frac{(b + z \cdot y) \cdot y}{b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{1 + z^2}}$

3.19 Diseño: Canal de Pantallas Deflectoras (CPD)

(Prog. 10+060)

Primera Alternativa:

Datos para el Diseño:

Nota.- El Periodo de Retorno normal utilizado para las estructuras de drenaje es de [T] 10 a 50 años

Periodo de Retorno T[años]	Qmáx. Método Racional [m ³ /S]	Pendiente del Terreno [%]
50	0.30	50.00

Solución:

1.- Ancho del Canal (CPD):

$$b = 0,98.Q^{2/5} \quad \text{Para pendiente del 10\%}$$

$$b = 1,04.Q^{2/5} \quad \text{Para pendiente del 50\%}$$

b= Ancho del CPD en [m]

Q= Caudal de diseño, Método Racional (CPD) en [m³/s]

Ancho del Canal b [m] al	Interpolando la pendiente del terreno	Ancho del Canal b [m] al
10%	50%	50%
0.61	0.64	0.64
b= 0.64 [m]		

2.- Velocidad en el Canal (CPD):

$$V = 4,42.Q^{1/5} \quad \text{Para pendiente del 10\%}$$

$$V = 2,64.Q^{1/5} \quad \text{Para pendiente del 50\%}$$

V= Velocidad en el canal CPD en [m/s]

Q= Caudal de diseño, Método Racional (CPD) en [m³/s]

Velocidad [m/s] al	Interpolando la pendiente del terreno	Velocidad [m/s] al
10%	50%	50%
3.48	1.64	1.64
V= 1.64 [m/s]		

3.- Verificación de Velocidad :

Una vez calculado su velocidad, este valor sera comparado con las velocidades permisibles en canales revestidos por la siguiente tablas:

Velocidades Máximas permisibles en rápidas Lisas.

MATERIAL	VELOCIDAD MÁXIMA [m/s]
Ladrillo Común	3
Ladrillo Vitrificado	5
Arcilla Vitrificada	4
Concreto 175 Kg/cm ²	6
Concreto 210 Kg/cm ²	10
Concreto 280 Kg/cm ²	15
Concreto 350 Kg/cm ²	20

4.- Elección del material:

V= 1.64 [m/s]	Cálculo
---------------	---------

Elección del material:

V _{máx.} = 6 [m/s]	Concreto 175 Kg/cm ²
-----------------------------	---------------------------------

V _{máx.} >V	ok
----------------------	----

5.- Diseño del Canal Interior, Espesor y Pestaña:

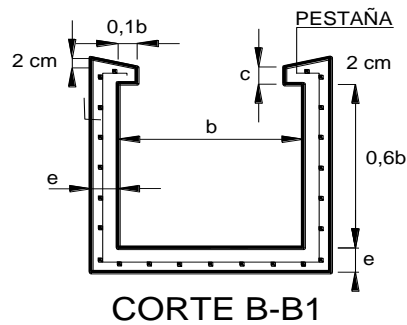
Condición para espesores por tabla:

Calculo del Espesor y la Pestaña

b(m)	e(cm)	c(cm)
$b \leq 0,75$	12	10
$0,75 < b < 0,95$	15	10
$b > 0,95$	20	13

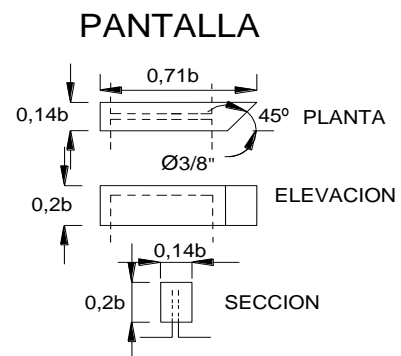
Dimensiones del Canal				
Ancho b(m)	Alto 0,6 b(m)	Espesor e(cm)	Pestaña c(cm)	L.Pestaña 0,1 b(m)
0.64	0.39	12	10	0.06

Sección del Canal



6.- Diseño de las Pantallas Deflectoras:

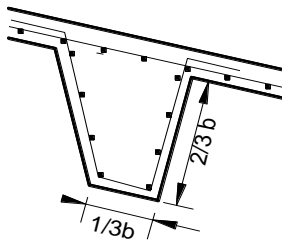
Canal	las Pantallas Deflectoras		
Ancho b(m)	Ancho 0,14 b(m)	Largo 0,71 b(m)	Altura 0,2 b(m)
0.64	0.09	0.46	0.13



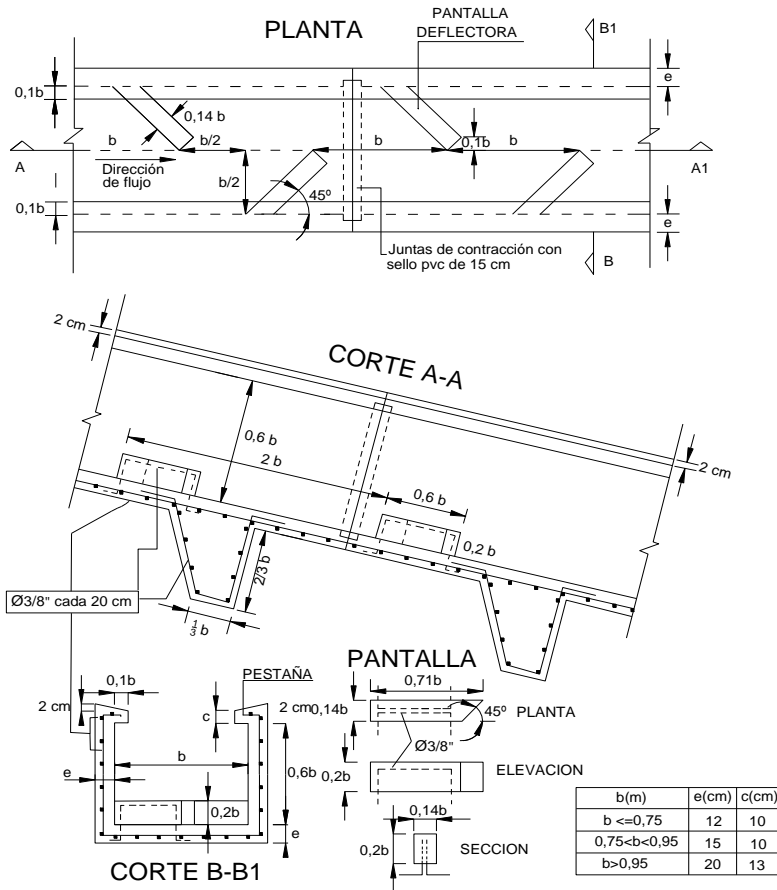
7.- Diseño de Dentellones:

Canal Ancho b(m)	Diseño de Dentellones		
	Ancho 1/3 b(m)	Altura 2/3 b(m)	Largo b(m)+2e
0.64	0.21	0.43	0.88

Sección:



8.- Plano Geométrico:



3.20 Cálculo de Tiempo de Concentración (Prog. 10+700)

DATOS:

Datos necesarios para "Tc"

UBICACIÓN: PROG. 10+700			
Parámetros	Símbolos	Unid.	Valor
Área de la cuenca	A	m ²	7098.9
Longitud del cauce principal	L	m	158.4
Desnivel de cauce	H	m	75.4
Pendiente	So	m/m	0.48

3.20.1 Fórmula de V.T. CHOW

$$T_c = 0,273 \cdot \left(\frac{L}{S^{0,5}} \right)^{0,64}$$

$$T_c = 0.11 \text{ hrs}$$

Tc: Tiempo de concentración del cauce en (hrs).

L: longitud del afluente principal del cauce en (Km).

S: Pendiente total del cauce principal, en metros por metro (m/m)

3.20.2 Formula de KIPRISH.

$$T_c = 0,2 \cdot L^{0,75} \cdot I^{-0,4}$$

$$T_c = 0.07 \text{ hrs}$$

Tc: Tiempo de concentración del cauce en (hrs).

L: longitud del afluente principal del cauce en (Km).

I: Pendiente media del cauce principal en tanto por uno.

3.20.3 Fórmula de TEMEZ para pequeñas cuencas (A < 75 Km²).

$$T_c = 0,3 \cdot \left(\frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76}$$

$$T_c = 0.09 \text{ hrs}$$

Tc: Tiempo de concentración (hrs)

L: Longitud del curso del agua principal (km)

J: Pendiente media (m/m)

RESUMEN DE "Tc"		
MÉTODOS	Tc(hrs)	Tc (min)
Fórmula de V.T. CHOW	0.11	6.39
Fórmula de KIPRISH.	0.07	4.05
Fórmula de TEMEZ	0.09	5.11

Promedio (hrs):	0.1	hrs.
Promedio (min):	5.2	min.

Adoptamos como mínimo un tiempo de concentración 10 min:
equivalente a: $T_c = 0.2$ Hrs

RESUMEN DE INTENSIDADES			
T (años)	Tc (hr)	Pmáx Hor. hr(mm)	Imáx (mm/hr)
1	0.2	32.75	196.50
2	0.2	37.91	227.46
5	0.2	44.89	269.34
10	0.2	50.09	300.54
20	0.2	55.10	330.60
50	0.2	62.10	372.60
100	0.2	67.23	403.38
500	0.2	70.56	423.36
1000	0.2	84.92	509.52

3.21 Cálculo de Caudales Máximos

3.21.1 Método Racional

$$Q = 0,278.C.i.A$$

Donde:

Q = caudal [m³/seg]

C = coeficiente de escurrimiento de acuerdo al terreno

i = intensidad máxima para una duración tormenta de Tc [mm/hr]

A = area de la cuenca [Km²]

VALORES DE COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"

USO DE LA TIERRA	VALOR "C"
AGRICULTURA	
Suelo desnudo	
Liso	0,30-0,60
Áspero	0,20-0,50
Suelo de cultivo	
Suelo pesado sin cultivo	0,30-0,60
Suelo pesado con cultivo	0,20-0,50
Suelo arenoso sin cultivos	0,20-0,40
Suelo arenoso con cultivos	0,10-0,25
PASTO	
Suelo pesado	0,15-0,45
Suelo arenoso	0,05-0,25
BOSQUE	
Bosques en áreas de terreno plano y praderas	0,05-0,25
Bosques en áreas con muchas pendientes	0,15-0,40
Suelo desnudo en áreas inclinadas y rocosos	0,70-0,90
CAMINOS	
Pavimento de Asfalto	0,80-0,90
Pavimento empedrado o adoquines	0,75-0,85
Pavimento de macadam	0,25-0,80
Camino de acceso	
Con balasto	0,40-0,85
Sin balasto	0,20-0,80
ÁREAS DESARROLLADAS	
Zonas comerciales o en el centro de ciudades	0,70-0,95
Zonas residenciales	0,30-0,70
Parque y campos deportivos	0,10-0,30

- Por lo tanto los caudales para diferentes periodos de retorno sera:

$$T_c = 0.2 \quad [\text{hrs}]$$

$$A_c = 0.00710 \quad [\text{km}^2]$$

El coeficiente de escorrentia escogido de tabla sera:

Suelo desnudo en áreas inclinadas y rocosos 0,70-0,90

$$C = 0.8 \quad \text{Coef. de escurrimiento}$$

Resumen de Caudales Método Racional

T [años]	Imáx [mm/h]	Qmáx [m ³ /seg]
1	196.50	0.31
2	227.46	0.36
5	269.34	0.43
10	300.54	0.47
20	330.60	0.52
50	372.60	0.59
100	403.38	0.64
500	423.36	0.67
1000	509.52	0.80

3.21.2 Método de Hidrograma Unitario o Triangular

Las fórmulas a utilizar para este método son las siguientes:

$$Q_p = \frac{2.08 * A * h}{T_p}$$

$$T_p = \frac{D}{2} + T_L$$

$$T_L = 0.6 * T_c$$

$$T_b = T_p + \alpha * T_p$$

$\alpha = 2.67$ porque la cuenca no es aforada
se adoptará este valor por que no se tiene buenos registros
de caudales, por lo que:

$$T_b = 2.67 * T_p$$

Donde:

Q_p = caudal pico que es el $Q_{\text{máx}}$ [m³/seg]

A = área de la cuenca [km²]

H = altura de lluvia neta = 1" [cm]

T_p = tiempo al pico [hrs]

D = duración de la lluvia [hrs]

T_L = tiempo de retardo [hrs]

T_b = tiempo base [hrs]

T_c = tiempo de concentración [hrs]

Adoptando la duracion de la lluvia neta de T_c hrs, se tiene:

· Por lo tanto los caudales para diferentes periodos de retorno será:

· Datos:

$T_c = 0.2$ [hrs]

$A_c = 0.00710$ [km²]

$C = 0.8$

· Resultado:

$T_L = 0.12$ [hrs]

$D = 0.20$ [hrs]

$T_p = 0.22$ [hrs]

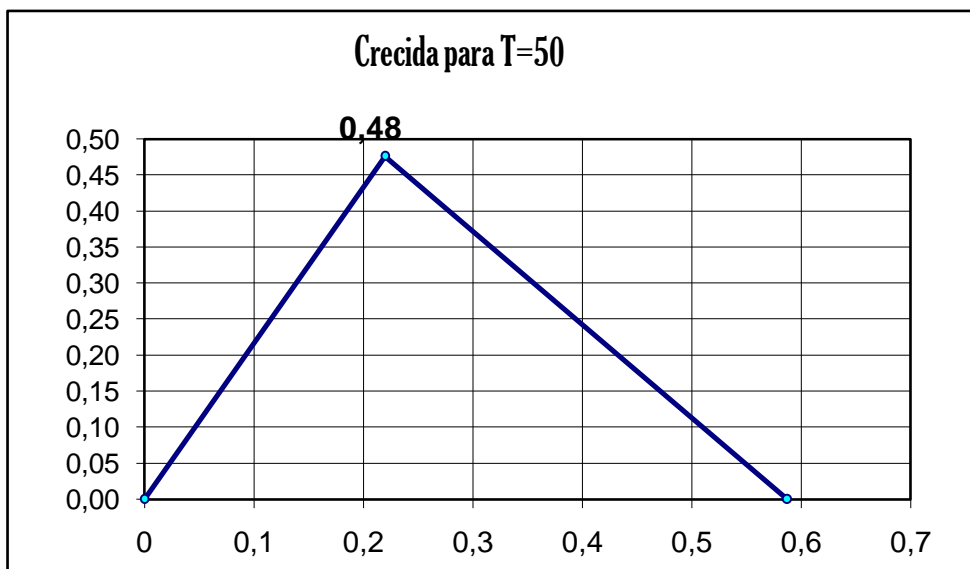
$T_b = 0.59$ [hrs]

Finalmente se tiene:

$Q_p = 0.06$ [m ³ /seg/cm]

Resumen de Caudales Método del Hidrograma Unitario

T [años]	Imáx [mm/hr]	hmáx [mm]	hmáx [cm]	Lluvia neta [cm]	Qmáx [m ³ /seg]
1	196.50	39.30	3.93	3.14	0.25
2	227.46	45.49	4.55	3.64	0.29
5	269.34	53.87	5.39	4.31	0.34
10	300.54	60.11	6.01	4.81	0.38
20	330.60	66.12	6.61	5.29	0.42
50	372.60	74.52	7.45	5.96	0.48
100	403.38	80.68	8.07	6.45	0.52
500	423.36	84.67	8.47	6.77	0.54
1000	509.52	101.90	10.19	8.15	0.65



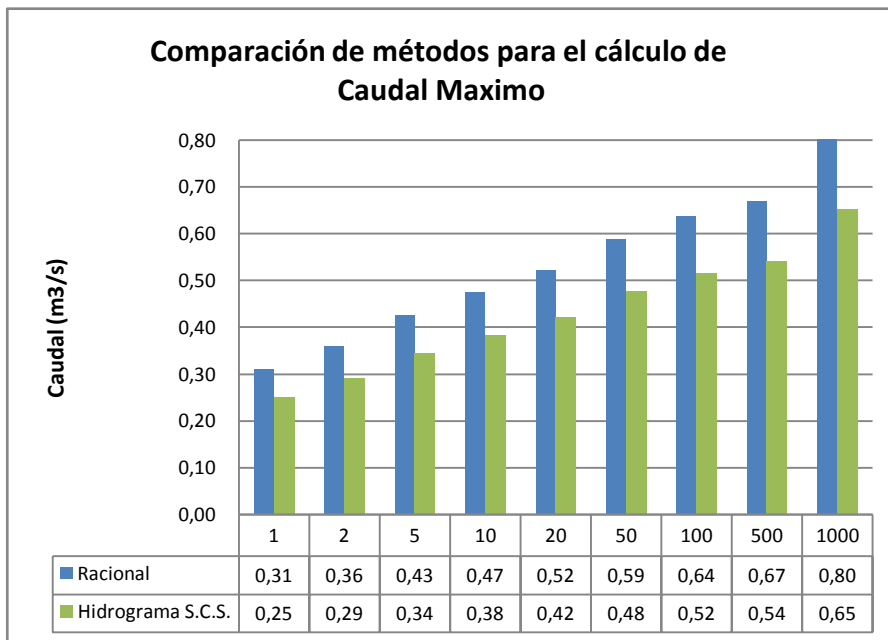
3.22 Resumen de Caudales Máximos

(Prog. 10+700)

Resumen de Caudales

Periodo de Retorno T (Años)	M. Racional Q _{máx} [m ³ /s]	M. Hidrograma SCS Q _{máx} [m ³ /s]
1	0.31	0.25
2	0.36	0.29
5	0.43	0.34
10	0.47	0.38
20	0.52	0.42
50	0.59	0.48
100	0.64	0.52
500	0.67	0.54
1000	0.80	0.65

Comparación de los Métodos Racional Vs Hidrograma Unitario



3.23 Diseño de Contracuneta

LUGAR:	Cieneguillas	OBRA DE DRENAJE:	De Contracunetas
TRAMO:	10+700	REVESTIMIENTO:	Mampostería de Piedra

Datos:

Caudal [Q]:	0.3	[m/s]
Ancho de solera [b]:	0.4	[m]
Talud [Z]:	4	
Rugosidad [n]:	0.022	
Pendiente [S]:	0.06	[m/m]

[4% mínima para evitar la sedimentación]



Resultados:

Tirante normal [y]:	0.142	[m]	Perímetro [p]:	1.568	[m]
Área hidráulica [A]:	0.137	[m ²]	Radio hidráulico [R]:	0.087	[m]
Espejo de agua [T]:	1.533	[m]	Velocidad [v]:	2.192	[m/s]
Número de Froude [F]:	2.343		Energía específica [E]:	0.387	[m.Kg/Kg]
Borde Libre [BL]:	0.11	[m]			
Tipo de flujo:	Supercritico		Vel. Máx. Per. M ^o P ^o [v]:	4.5	[m/s]

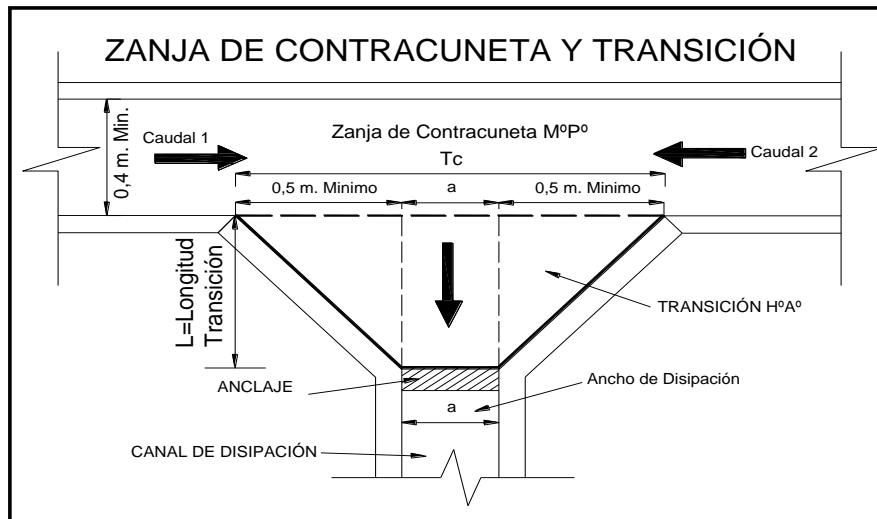
FÓRMULAS UTILIZADAS SECCIÓN TRAPEZOIDAL

Ecuación de Manning.	$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$	Iteramos el Tirante normal [y]
Área hidráulica:	$A = (b + z \cdot y) \cdot y$	Velocidad: $v = \frac{Q}{A}$
Espejo de agua:	$T = b + 2 \cdot z \cdot y$	Energía específica: $E = y + \frac{v^2}{2 \cdot g}$
Número de Froude	$F = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y}}$	
	$y = \frac{A}{T}$	g=gravedad (9,81 m/s ²)
Perímetro Mojado:	$P = b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{1 + z^2}$	
Radio hidráulico:	$R = \frac{(b + z \cdot y) \cdot y}{b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{1 + z^2}}$	

3.24 Diseño de Transición

LUGAR:	Cieneguillas	OBRA DE DRENAJE:	Transición
TRAMO:	10+700	REVESTIMIENTO:	H°A°

CONDICIONES MÍNIMAS



Datos:

Espejo de agua en la entrada de la transición en su tirante máximo [Tc]:	1.74	[m]
Ancho de entrada de la disipación [a]:	0.74	[m]

Resultado:

Longitud de transición [Lt]:	2.29	[m]
------------------------------	------	-----

FÓRMULA DE TRANSICIÓN

Ecuación de Transición:
$$Lt = \frac{Tc - a}{2 \cdot \tan(12,3^\circ)}$$
 → Produce la mínima pérdida de carga

3.25 Diseño: Canal de Pantallas Deflectoras (CPD) que entrega a Canal de Rápidas con Tapa y Columpio (CRTC)

Segunda Alternativa:

Datos para el Diseño (CPD):

Nota.- El Periodo de Retorno normal utilizado para las estructuras de drenaje es de [T] 10 a 50 años

Periodo de Retorno T[años]	Qmax. Metodo Racional [m³/S]	Pendiente del Terreno [%]
50	0.60	50

Solución:

1.- Diseño de CPD optimizado:

$$a = 0,905.Q^{2/5}$$

Donde:

a = Ancho del CPD [m]

Q = Caudal de diseño, Metodo Racional (CPD) en [m³/s]

Ancho del Canal [m]
$a = 0.74$ [m]

2.- Velocidad en el Canal (CPD):

$$V = 4,890.Q^{1/5} \quad \text{Para pendiente del 10\%}$$

$$V = 5,328.Q^{1/5} \quad \text{Para pendiente del 50\%}$$

V = Velocidad en el canal CPD en [m/s]

Q = Caudal de diseño, Metodo Racional (CPD) en [m³/s]

Velocidad [m/s] al	Interpolando la pendiente del terreno	Velocidad [m/s] al
10%	50%	50%
4.42	4.81	4.81

$V = 4.81$ [m/s]

3.- Verificación de Velocidad :

- Una vez calculado su velocidad, este valor sera comparado con las velocidades permisible en canales revestidos por la siguiente tabla N° 3

Velocidades Máximas permisibles en rápidas Lisas.

MATERIAL	VELOC. MÁXIMA [m/s]
Ladrillo Común	3
Ladrillo Vitrificado	5
Arcilla Vitrificado	4
Concreto 175 Kg/cm ²	6
Concreto 210 Kg/cm ²	10
Concreto 280 Kg/cm ²	15
Concreto 350 Kg/cm ²	20

4.- Elección del material:

$$V = 4.81 \text{ [m/s]} \quad \text{Cálculo}$$

Elección del material:

$$V_{máx.} = 6 \text{ [m/s]} \quad \text{Concreto 175 Kg/cm}^2$$

$$V_{máx.} > V \quad \text{ok}$$

5.- Diseño del Canal (CPD) Interior, Espesor y Pestaña:

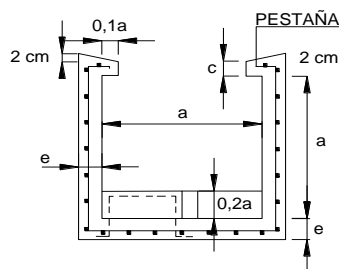
Condición para espesores por tabla:

Cálculo del Espesor y la Pestaña

a(m)	e(cm)	c(cm)
$a \leq 0,75$	12	10
$0,75 < a < 0,95$	15	10
$a > 0,95$	20	13

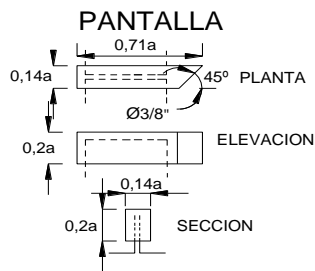
Dimensiones del Canal				
Ancho a (m)	Alto a (m)	Espesor e(cm)	Pestaña c(cm)	L.Pestaña 0,1 a(m)
0.74	0.74	12	10	0.07

Seccion del Canal



6.- Diseño de las Pantallas Deflectoras:

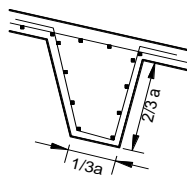
Canal	Diseño de las Pantallas Deflectoras		
Ancho a(m)	Ancho 0,14 a(m)	Largo 0,71 a(m)	Altura 0,2 a(m)
0.74	0.10	0.52	0.15



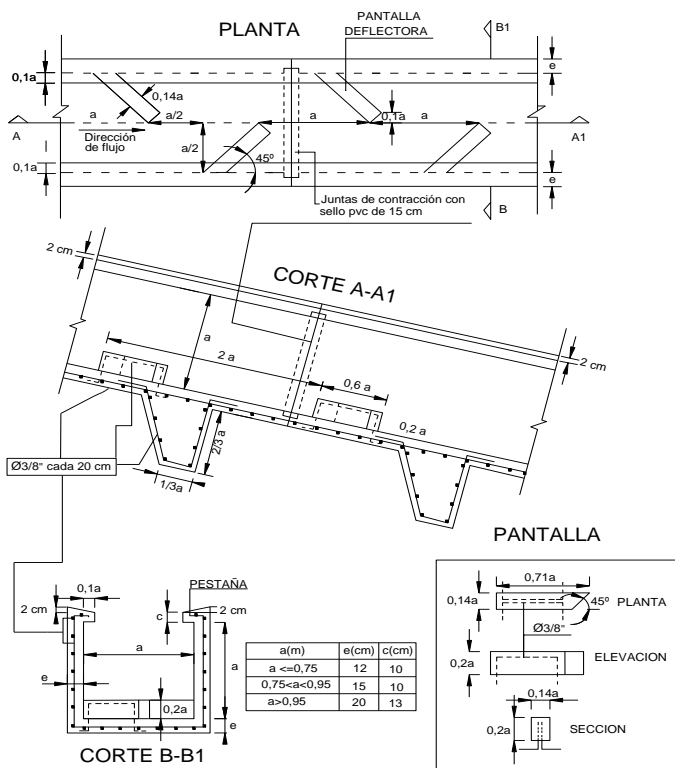
7.- Diseño de Dentellones:

Canal	Diseño de Dentellones		
Ancho a(m)	Ancho 1/3 a(m)	Altura 2/3 a(m)	Largo a(m)+2e
0.74	0.25	0.49	0.98

Sección:



8.- Resumen General de Plano:



Diseño: Canal de Rápidas con Tapa y Columpio (CRTC):

Nota.- El Periodo de Retorno utilizado para las estructuras de drenaje es de [T] 10 a 50 años

Periodo de Retorno T[años]	Qmax. Metodo Racional	Pendiente del Terreno [%]
50	0.60	106.70

Solucion:

9.- Ancho del Canal (CRTC):

$$a = 0,905.Q^{2/5}$$

Donde:

a = Ancho del CPD [m]

Q= Caudal de diseño, Metodo Racional (CPD) en [m³/s]

Ancho del Canal [m]
$a=$ 0.74 [m]

10.- Velocidad en el Canal (CRTC):

$$V_{ráp} = 9,457.Q^{1/5}$$

Vráp= Velocidad máxima en la rápida (antes de entrar al columpio del CRTC [m/s])

Q= Caudal de diseño, Metodo Racional (CRTC) en [m³/s]

$$V_{prom} = 7,230.Q^{1/5}$$

Vprom= Velocidad promedio a lo largo del CRTC [m/s]

Q= Caudal de diseño, Metodo Racional (CRTC) en [m³/s]

Vráp [m/s]	Vprom [m/s]
8.54	6.53

Vráp=	8.54	[m/s]
-------	------	-------

11.- Verificación de Velocidad :

- Una vez calculado su velocidad, este valor sera comparado con las velocidades permisible en canales revestidos por la siguiente tabla:

Velocidades Máximas permisibles en rápidas Lisas.

MATERIAL	VELOC. MÁXIMA [m/s]
Ladrillo Común	3
Ladrillo Vitrificado	5
Arcilla Vitrificado	4
Concreto 175 Kg/cm ²	6
Concreto 210 Kg/cm ²	10
Concreto 280 Kg/cm ²	15
Concreto 350 Kg/cm ²	20

12.- Elección del material:

V=	8.54	[m/s]	Cálculo
----	------	-------	----------

Elección del material:

Vmax.=	10	[m/s]	Concreto 210 Kg/cm ²
---------	----	-------	---------------------------------

Vmax>V	ok
---------	----

13.- Diseño de Canal: Espesor y espesor de tapa:

Condición para espesores por tabla:

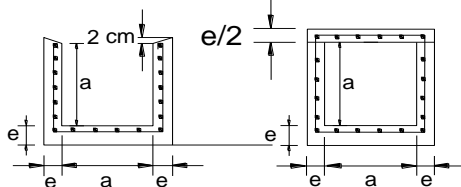
Cálculo del Espesor y Tapa

a(m)	e(cm)
a≤0,75	12
0,75<a<0,95	15
a>0,95	20

Dimensiones de Canal (CRTC)			
Ancho a (m)	Alto a (m)	Espesor canal e(cm)	Espesor tapa e/2(cm)
0.74	0.74	12	6

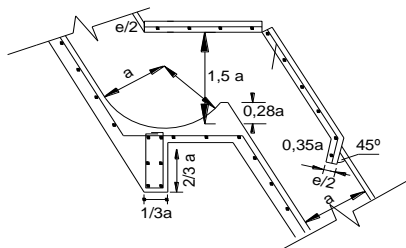
Seccion del Canal

CORTE A-A1 CORTE B-B1



14.- Diseño del Dentellón y Deflectores del Columpio:

Ancho de Canal a (m)	Dentellón		Deflector Altura 0,28 a (m)
	Ancho 1/3 a (m)	Alto 2/3 a (m)	
0.74	0.25	0.49	0.21

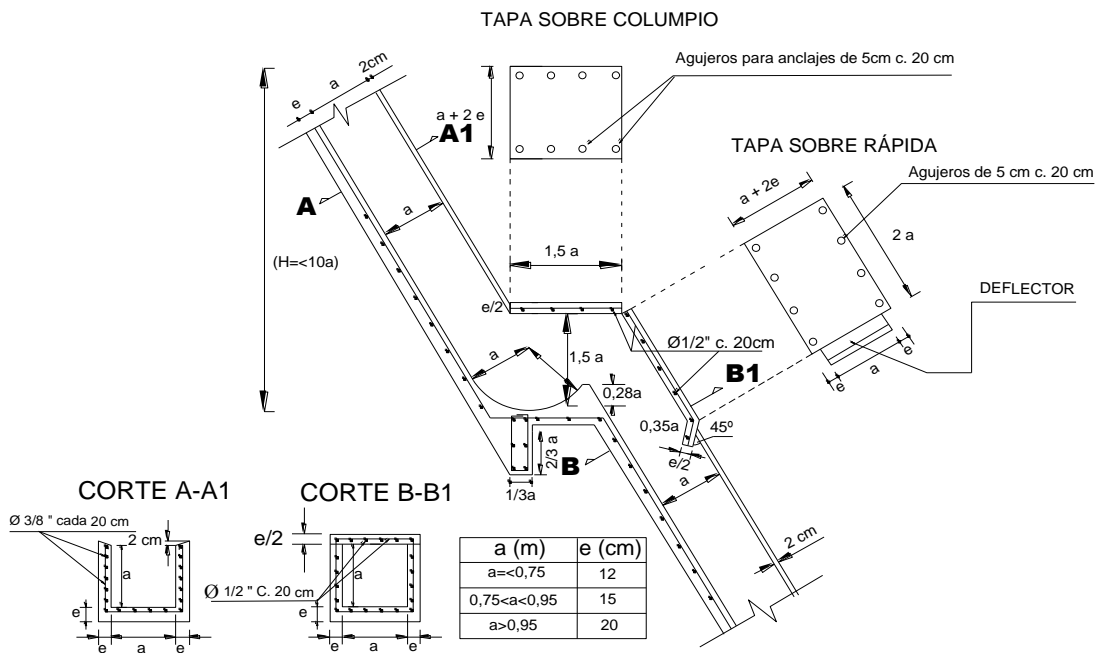


15.- Diseño de las tapas:

Ancho de Canal a (m)	Tapa sobre Columpio		Tapa sobre Rápida		Deflector		Espesor de Tapas e/2 (m)
	Largo 1,5 a (m)	Ancho a+2e (m)	Largo 2a (m)	Ancho a+2e (m)	Largo 0,35a (m)	Ancho a(m)	
0.74	1.11	1.35	1.48	0.98	0.26	0.74	0.06

16.- Plano Geométrico:

CORTE LONGITUDINAL C.R.T.C.



4.1 CONCLUSIONES

- Es un hecho que la zona de estudio necesita de medidas urgentes para contrarrestar el efecto de la erosión hídrica, los métodos citados anteriormente pueden ser buenas alternativas pero no necesariamente únicos.
- En la zona de estudio existen muchos tramos en los cuales, se requieren obras para canalizar la escorrentía superficial en los taludes para evitar los deslizamientos para esto se planteo colocar contracunetas que son generalmente paralelas al eje de la carretera, construidas a una distancia mínima y disipadores de energía para así garantizar una libre transitabilidad.
- Uno de los factores más importantes que influyen en la erosión en los taludes de la zona de estudio y en general es la pendiente de los mismos. Mientras más es la pendiente, mayor es el riesgo de erosión.
- Se deben tomar muy en cuenta todo los emplazamiento para las estructuras de disipación de lo contrario será inútil su estabilidad.
- El estudio y los resultados de campo evidencian que en las progresivas de estudio existe mayor cantidad de arena y limo que son más susceptibles a erosión hídrica, provocando la sedimentación sobre las cunetas y alcantarillas la cual disminuye la vida útil de la obra y produciendo el daño ecológico aguas abajo.
- El *Canal de Pantallas Deflectoras (CPD)* ofrece economía en la excavación ya que se adaptan a las sinuosidades de los perfiles, también bajan las velocidades de la escorrentía superficial (disipando la energía) dentro del canal evitando tener un colchón amortiguador agua abajo, son también auto limpiante en cuestión a los sedimentos.
- El *Canal de Rápidas con Tapa y Columpio (CRTC)* ofrece economía y facilidad en la construcción en la poca excavación, adaptándose fácilmente al perfil del talud o drenaje haciendo que los escalones del canal coincidan con las zanjias o cunetas construidas a lo largo del talud, permiten también altos

niveles de disipación de energía, y previene también la sedimentación y la obstrucción de basuras y es de fácil mantenimiento.

- La complementación o combinación de estas estructuras (CRTC) y (CPD) no requieren una transición entre ellos. la cual facilita sin complicaciones constructivamente.
- Los disipadores de energía propuestos nos garantizaran una mejor prevención sobre la erosión. Ya que varen todo el rango de pendientes que tienen nuestra laderas (*10%-173%*).

4.2 RECOMENDACIONES

- Una recomendación necesaria sería para la zona de estudio, tener un adecuado drenaje para reducir o eliminar la energía generada por la erosión hídrica, no permitiendo que el agua alcance volúmenes o velocidades tales que puedan dañar la superficie de rodadura, los taludes de corte o rellano, las cunetas o la parte inferior de las alcantarillas, porque la presencia de agua o humedad excesivas en la calzada repercutirá negativamente en las propiedades mecánicas de los materiales que la componen.
- Las contracunetas son zanjas, generalmente paralelas al eje de la carretera, construidas a una distancia mínima de 1.50 metros de la parte superior de un talud en corte. Su sección transversal es variable, siendo comunes las de forma triangular o cuadrada. Su ubicación, longitud y dimensiones deben ser indicados por personal con experiencia en el campo de las carreteras. Se acostumbra a construir las contracunetas cuando el agua que llega al talud es mucha, y para taludes que sobrepasan los 4 metros de alto.
- Una mejor estabilidad del terreno se recomienda realizar cortes no mayor a 9 mts. Si en caso son mayores se harán banquetas o terrazas para así emplazar los disipadores de energía sobre ellos, y darle mayor estabilidad al talud para evitar deslizamiento.