



Universidad Nacional Mayor de San Marcos
Universidad del Perú. Decana de América
Facultad de Ciencias Físicas
Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos

**Diseño del drenaje pluvial para la nave industrial del
proyecto agroforestal de Pijuayo ubicado en el distrito
de Lamas, provincia de Tarapoto, departamento de
San Martín**

MONOGRAFÍA TÉCNICA

Para optar el Título Profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos

Modalidad – M3

AUTOR

John Alberto MENDOZA CHUTA

Lima, Perú

2018



Reconocimiento - No Comercial - Compartir Igual - Sin restricciones adicionales

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>

Usted puede distribuir, remezclar, retocar, y crear a partir del documento original de modo no comercial, siempre y cuando se dé crédito al autor del documento y se licencien las nuevas creaciones bajo las mismas condiciones. No se permite aplicar términos legales o medidas tecnológicas que restrinjan legalmente a otros a hacer cualquier cosa que permita esta licencia.

Referencia bibliográfica

Mendoza, J. (2018). *Diseño del drenaje pluvial para la nave industrial del proyecto agroforestal de Pijuayo ubicado en el distrito de Lamas, provincia de Tarapoto, departamento de San Martín*. Monografía Técnica para optar el Título Profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos. Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos, Facultad de Ciencias Físicas, Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Lima, Perú.

Hoja de metadatos complementarios

- **Código ORCID del autor:**
- **Código ORCID del asesor:**
- **DNI o pasaporte del autor:** 10380168
- **Grupo de investigación:**
- **Institución que financia la investigación:**
- **Ubicación geográfica donde se desarrolló la investigación:**
Universidad Nacional Mayor de San Marcos
- **Año o rango de años que la investigación abarcó:**
31.10.2017 – 25.07.2018



ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA MECANICA DE FLUIDOS

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE MONOGRAFÍA TÉCNICA PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO MECANICO DE FLUIDOS POR LA MODALIDAD M3, SUFICIENCIA PROFESIONAL

Siendo las 15:00 horas del día miércoles 25 de julio de 2018 en el Auditorio de la Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos, bajo la presidencia del Mg. Ing. JORGE LUIS GASTELO VILLANUEVA y con la asistencia del MSc. Ing. DOUGLAS DONALD SARANGO JULCA y del Ing. MANUEL VICENTE HERQUINIO ARIAS, miembros del Jurado Examinador de Monografía Técnica, de conformidad con la Resolución Rectoral N° 01934-R-02 que aprueba las diferentes modalidades de titulación profesional, se dio inicio a la Sesión Pública de Sustentación de Monografía Técnica en la que el Bachiller JOHN ALBERTO MENDOZA CHUTA puso a consideración del Jurado Examinador su trabajo de Monografía Técnica como parte de los requisitos para optar el Título Profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos por la Modalidad M3, Suficiencia Profesional.

El Presidente del Jurado Examinador dio lectura del Resumen del Expediente e invitó al Bachiller JOHN ALBERTO MENDOZA CHUTA, a realizar la exposición de su trabajo titulado "DISEÑO DEL DRENAJE PLUVIAL PARA LA NAVE INDUSTRIAL DEL PROYECTO AGROFORESTAL DE PIJUAYO UBICADO EN EL DISTRITO DE LAMAS, PROVINCIA DE TARAPOTO, DEPARTAMENTO DE SAN MARTÍN" durante un tiempo de 30 minutos.

Concluida la exposición del candidato, y luego de las preguntas de rigor de parte del Jurado Examinador, el Presidente invitó al Bachiller a abandonar momentáneamente la sala de sesión para dar paso a la deliberación y calificación correspondiente. Se procedió a promediar la nota final obtenida en los cursos del Ciclo de Actualización Profesional (CAP), y el resultado se promedió a su vez con la nota de sustentación de la monografía para hallar el promedio final.

Al término de la deliberación del jurado, se invitó al candidato a regresar a la sala de sesión para dar lectura a la calificación final obtenida, la misma que fue:

..... QUINCE 15

El Presidente del Jurado Examinador, Mg. Ing. JORGE LUIS GASTELO VILLANUEVA, a nombre de la Nación y de la Universidad Nacional Mayor de San Marcos, declaró al Bachiller JOHN ALBERTO MENDOZA CHUTA Ingeniero Mecánico de Fluidos.

Siendo las 16:30 horas del mismo día, se levantó la sesión.

Mg. Ing. JORGE LUIS GASTELO VILLANUEVA
PRESIDENTE

MSc. Ing. DOUGLAS DONALD SARANGO JULCA
MIEMBRO

Ing. MANUEL VICENTE HERQUINIO ARIAS
MIEMBRO

Dedicatoria:

Esta monografía va dedicada a mis Padres por su constante apoyo y fomentar en mí el deseo de superación.

A mis hermanos que al igual que yo tienen la dicha de estudiar en esta prestigiosa casa de estudios.

Agradecimientos:

Todo mi agradecimiento a mi alma mater Universidad Nacional Mayor de San Marcos que me acogió y me hizo un profesional y ciudadano de bien y un agradecimiento especial a sus profesores por haberme dado una buena formación Universitaria.

Resumen

Gracias al constante desarrollo económico del País, nuestra industria nacional se ha visto en la necesidad imperiosa de tener mayor infraestructura, en muchos casos con el surgimiento de nuevas industrias y en otros en donde requiera de ampliaciones de sus naves industriales del tipo almacén, producción diversa, agro exportación, industria siderúrgica, cementera, minera y demás.

Esta infraestructura de tipo Nave Industrial con cubiertas inclinadas se ven directamente afectadas por las precipitaciones pluviales, por tanto, es necesario e imperioso contar con un drenaje pluvial para poder evacuarlas y así evitar cuantiosos gastos por desbordamiento e inundación.

Es común solo considerar como parámetro principal el tamaño o área de una cubierta industrial para estimar un sistema de drenaje pluvial el cual resulta insuficiente para un correcto diseño, ya que las precipitaciones pluviales es otro parámetro necesario de considerar debido a que el Perú cuenta con una diversidad en el comportamiento de las precipitaciones pluviales, por tanto no será lo mismo un sistema de drenaje pluvial para una cubierta industrial que se ubique en la costa que una que se ubique en la sierra o selva.

La presente monografía técnica desarrollara el diseño del drenaje pluvial para la cubierta de la nave industrial del Proyecto Agroforestal de Pijuayo ubicado en el distrito de Caynarachi provincia de Lamas departamento de San Martín, considerando aspectos importantes como las características de la precipitación pluvial, el flujo superficial del agua precipitada y el comportamiento hidráulico en bajadas pluviales.

Palabras clave: nave industrial, cubierta, precipitación pluvial, drenaje pluvial.

INDICE

CAPITULO 1 - INTRODUCCIÓN E INFORMACIÓN GENERAL	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Problemática y problema a solucionar	1
1.3. Objetivos de la monografía.....	1
1.3.1 Objetivo General.....	1
1.3.2 Objetivos específicos.....	1
1.4. Limitaciones del tema.....	2
1.5. Ubicación y acceso al lugar	2
2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS	5
2.1. Concepto de nave industrial	5
2.1.1 La cubierta Industrial y sus funciones	5
2.2. Drenaje.....	6
2.2.1 Drenaje natural	7
2.2.2 Drenaje Artificial.....	7
2.3. Hidráulica	7
2.3.1 Canales	7
2.3.2 Elementos geométricos de la sección transversal de un canal.....	7
2.3.3 Flujos en canales abiertos	9
2.3.4 Numero de Froude	9
2.3.5 Flujo Permanente y uniforme	10
2.3.6 Establecimiento del flujo uniforme	11
2.3.7 Ecuación de Manning	13

2.3.8 Energía en canales Abiertos	13
2.3.9 Energía específica.....	15
2.4. Hidrología.....	17
2.4.1 Definición de tormenta	17
2.4.2 Importancia del análisis de las tormentas	17
2.4.3 Método Racional	18
2.4.4 Tiempo de Concentración.....	19
2.4.5 Precipitación de diseño	21
2.4.6 Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia.....	21
2.4.7 Periodo de retorno	26
2.5. Análisis estadístico de datos hidrológicos	28
2.5.1 Distribución Normal	29
2.5.2 Distribución Log Normal 2 parámetros.....	29
2.5.3 Distribución Gamma 2 parámetros.....	30
2.5.4 Distribución Valor Extremo Tipo I o Ley de Gumbel.....	30
2.5.5 Pruebas de bondad de ajuste	31
2.5.6 Corrección por intervalo fijo de observación	33
2.6. Antecedentes.....	33
2.6.1 Diseño Hidrológico e Hidráulico del drenaje Pluvial de Cubiertas de Edificaciones (Resumen).....	33
3. DESARROLLO DEL TEMA	41
3.1. Consideraciones generales.....	41
3.2. Datos iniciales	41
3.2.1 Esquemas del proyecto	42

3.2.2 Hidrología e Hidrografía del lugar	43
3.2.3 Datos Meteorológicos.....	44
3.3. Metodología de cálculo	45
3.3.1 Alcances:	45
3.4. Cálculos de ingeniería	46
3.4.1 Consideraciones importantes.....	46
3.4.2 Selección de la estación pluviométrica.....	47
3.4.3 Registros de precipitación máxima en 24 horas (mm) de la estación seleccionada	47
3.4.4 Registros de precipitación máximas anuales de la estación seleccionada.....	48
3.4.5 Determinación del periodo de retorno	49
3.4.6 Determinación de tormenta o intensidad de diseño mediante métodos probabilísticos	50
3.4.7 Determinación de Área total de la cubierta	57
3.4.8 Determinación del gasto generado por la precipitación sobre la cubierta.....	57
3.4.9 Determinación del tiempo de concentración total	57
3.4.10 Determinación de las dimensiones de la canaleta de lluvias	58
3.5. Discusión de los resultados	59
CONCLUSIONES	61
RECOMENDACIONES	62
BIBLIOGRAFIA.....	63

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Valores de coeficiente de Manning n.....	13
Tabla 2 Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración	20
Tabla 3 Coeficientes de duración de lluvias entre 48 horas y una hora	24
Tabla 4 Valores de periodo de retorno T (años).....	27
Tabla 5 Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje.....	28
Tabla 6 Valores críticos d para la prueba de Kolmogorov-Smirnov.....	32
Tabla 7 Ubicación de estaciones meteorológicas.....	45
Tabla 8 Precipitación máxima en 24 horas estación Pongo de Caynarachi	48
Tabla 9 Precipitaciones máximas anuales	49
Tabla 10 Distribución normal	50
Tabla 11 Distribución Log-Normal 2 Parámetros.....	51
Tabla 12 Distribución Gumbel.....	52
Tabla 13 Prueba de Bondad de Kolmogorov-Smirnov	53
Tabla 14 Precipitaciones Diarias Máximas Probables para distintas frecuencias.....	55
Tabla 15 Coeficientes para las relaciones a la lluvia de duración 24 horas	55
Tabla 16 Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias	55
Tabla 17 Intensidad de la lluvia a partir Pd, según duración de precipitación y frecuencia	56

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1.</i> Mapa de ubicación del Departamento de San Martín	3
<i>Figura 2.</i> Mapa de ubicación del distrito de Caynarachi	3
<i>Figura 3.</i> Imagen Satelital de Ubicación del proyecto.....	4
<i>Figura 4.</i> Mapa de ubicación del área del proyecto	4
<i>Figura 5.</i> Nave Industrial del Proyecto Agroforestal de Pijuayo.....	6
<i>Figura 6.</i> Elementos geométricos de un canal	8
<i>Figura 7.</i> Establecimiento de flujo uniforme en un canal largo.....	12
<i>Figura 8.</i> Energía de un flujo gradualmente variado en canales abiertos	14
<i>Figura 9.</i> Curva de energía específica.	16
<i>Figura 10.</i> Ejemplos curva intensidad-Duración-Frecuencia para lluvia máxima	23
<i>Figura 11.</i> Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño.....	27
<i>Figura 12.</i> Gasto de equilibrio y tiempo de concentración.....	35
<i>Figura 13.</i> Esquema de una bajada pluvial	36
<i>Figura 14.</i> Perfil del agua en la canaleta de lluvias lateral	40
<i>Figura 15.</i> Vista de Planta de la cubierta de la nave industrial.....	42
<i>Figura 16.</i> Vista de Elevación de la nave industrial	42
<i>Figura 17.</i> Vista Isométrica de la Nave Industrial	43
<i>Figura 18.</i> Distribución de bajantes Pluviales para cada paño	43
<i>Figura 19.</i> Esquema del sistema de drenaje pluvial de la cubierta para un paño	46
<i>Figura 20.</i> Grafica de Distribución Normal.....	54
<i>Figura 21.</i> Grafica de Distribución LogNormal 2P	54
<i>Figura 22.</i> Grafica de Distribución de Gumbel	54
<i>Figura 23.</i> Curvas de Intensidad-Duración- Frecuencia.....	56
<i>Figura 24.</i> Esquema de la sección de la canaleta de lluvias	59

CAPITULO 1 - INTRODUCCIÓN E INFORMACIÓN GENERAL

1.1. Generalidades

El aspecto más importante para el diseño del drenaje pluvial de la cubierta de la nave industrial del Proyecto Agroforestal de Pijuayo es determinar la intensidad de lluvia o de diseño ya que depende del lugar en que ocurre, así como de la duración de la tormenta y de la seguridad que se requiera dar a la estructura mediante el periodo de retorno.

1.2. Problemática y problema a solucionar

El problema a solucionar es el de evitar la inundación por desbordamiento en el canal recolector o canaleta de lluvias del gasto que se genera en la cubierta de la nave industrial del proyecto.

1.3. Objetivos de la monografía

1.3.1 Objetivo General

El objetivo general de la presente monografía es el de diseñar el drenaje pluvial para la cubierta de la nave industrial del Proyecto Agroforestal de Pijuayo ubicado en el distrito de Caynarachi provincia de Lamas departamento de San Martín.

1.3.2 Objetivos específicos

Entre los objetivos específicos tenemos:

- a.** Seleccionar la distribución de probabilidad que mejor se ajusta a la serie de precipitaciones máximas en 24 horas de la zona del proyecto.
- b.** Determinar la intensidad de lluvia de diseño.
- c.** Calcular el gasto generado por el área de la cubierta.
- d.** Dimensionar hidráulicamente la canaleta de lluvias y el diámetro de la tubería de bajada o desfogue pluvial.

1.4. Limitaciones del tema

La zona del proyecto de construcción de la nave industrial no cuenta con estaciones cercanas, por tanto se ha tenido que utilizar para el cálculo de la precipitación de diseño la estación pongo de Caynarachi a 15 km del proyecto.

Así mismo se ha tenido dificultad para la obtención de los registros de las precipitaciones en la estación seleccionada, ya que el SENAMHI no proporcionó oficialmente información completa de 25 años de data que es la que recomienda el Manual de Hidrología e Hidráulica y Drenaje MTC (2014).

1.5. Ubicación y acceso al lugar

El distrito de Caynarachi se sitúa hidrográficamente en la subcuenca del río Shanusi, la cual es parte de la cuenca del río Huallaga.

Se accede a la zona a través de la Carretera IRSA Norte, en el tramo de la ciudad de Tarapoto a la ciudad de Yurimaguas, ubicándose el ingreso en el km 69.

Geográfica

Altitud : 180 msnm.

Coordenadas Geográficas : Datum WGS 84, Zona 18M, 358789 (Este), 9311663 (Norte)

Política

Región : San Martín

Departamento : San Martín

Provincia : Lamas

Distrito : Caynarachi

Sectores : Caseríos Pintoyaquillo y Bonilla



Figura 1. Mapa de ubicación del Departamento de San Martín

Fuente: Imagen extraída de Wikipedia



Figura 2. Mapa de ubicación del distrito de Caynarachi

Fuente: Imagen extraída de la Unidad de gestión educativa local (UGEL) de Lamas



Figura 3. Imagen Satelital de Ubicación del proyecto

Fuente: Imagen extraída de Google Earth



Figura 4. Mapa de ubicación del área del proyecto

Fuente: Imagen extraída del Estudio de Impacto Ambiental desarrollado por SUMPA S.A.C

2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1. Concepto de nave industrial

Una nave industrial es un edificio de uso industrial que alberga la producción y/o almacena los bienes industriales, junto con los obreros, las máquinas que los generan, el transporte interno, la salida y entrada de mercancías, etcétera. Los requerimientos y tipos de construcción que debe poseer la nave varían en función de las innumerables actividades económicas que se pueden desarrollar en su interior, lo que ha conducido al desarrollo de un gran número de soluciones constructivas. Por ejemplo, en las naves que albergan cadenas de producción la longitud suele ser la dimensión predominante de la construcción. ("Nave industrial", 2016)

2.1.1 La cubierta Industrial y sus funciones

La cubierta es el cerramiento horizontal que limita y cierra el edificio por la parte superior.

Las funciones principales de la cubierta son:

- a) Soportar su peso y las posibles cargas de su uso.
- b) Garantizar su deformación frente al hundimiento.
- c) Proteger de las inclemencias climáticas, principalmente del agua de la lluvia, por lo que debe proyectarse y construirse de tal forma que evite la filtración del agua, asegurando su estanquidad.
- d) Proporcionar el ambiente interior deseado mediante la colocación de los mecanismos térmicos adecuados.
- e) Aislar acústicamente.
- f) Proporcionar seguridad ante el fuego

Las cubiertas en función de su forma pueden ser planas o inclinadas. Para escoger el tipo de cubierta en un edificio industrial se deben analizar las necesidades del edificio, tanto interiores como exteriores.

La elección de una cubierta plana o inclinada también viene determinada por factores tales como el costo y el mantenimiento. Las cubiertas planas son más caras y conllevan más problemas de impermeabilización, mantenimiento, etc. que las cubiertas inclinadas. (Miguel Casals, Núria Forcada & Xavier Roca, 2008).



Figura 5. Nave Industrial del Proyecto Agroforestal de Pijuayo

Fuente: Imagen elaboración propia enero 2017

2.2. Drenaje

La palabra drenaje, en general significa descarga o remoción de los excesos de agua. Los excesos de agua, se pueden presentar en muchas situaciones, por lo que el agua es descargada con muchos fines: Drenaje de una casa, drenaje de una urbanización, drenaje de una ciudad, drenaje de una carretera, drenaje de un aeropuerto, drenaje de un campo deportivo, drenaje de un campo agrícola. (Villón Bejar, 2007)

2.2.1 Drenaje natural

“Cuando el terreno tiene capacidad para eliminar los sobrantes de agua, sobre o dentro del suelo, no importando la cuantía de la fuente (lluvia, sobre riego), debido a ser suelos permeables profundos o a su posición topográfica”. (Villón Bejar, 2007)

2.2.2 Drenaje Artificial

Cuando para la evacuación de los excesos del agua interviene la mano del hombre. El drenaje artificial, se realiza con los drenes, los cuales son canales naturales o artificiales, que sirven para la evacuación de los excesos de agua. Los drenes se constituyen en las partes más bajas del terreno, con esto se aprovecha la topografía, para que el agua se encauce por gravedad hacia los drenes. (Villón Bejar, 2007)

2.3. Hidráulica

2.3.1 Canales

Los canales son conductos en los que el agua circula debido a la acción de gravedad y sin ninguna presión, pues la superficie libre del líquido está en contacto con la atmosfera.

Los canales pueden ser naturales (ríos o arroyos) o artificiales (construidos por el hombre). Dentro de estos últimos, pueden incluirse aquellos conductos cerrados que trabajan parcialmente llenos (alcantarillas, tuberías). (Villon Bejar, 2015)

2.3.2 Elementos geométricos de la sección transversal de un canal

Los elementos se muestran en la figura 6.

y = tirante de agua, es la profundidad máxima del agua en el canal.

b = ancho de solera, ancho de plantilla, o plantilla, es el ancho de la base de un canal.

T = espejo de agua, es el ancho de la superficie libre del agua.

C = ancho de corona.

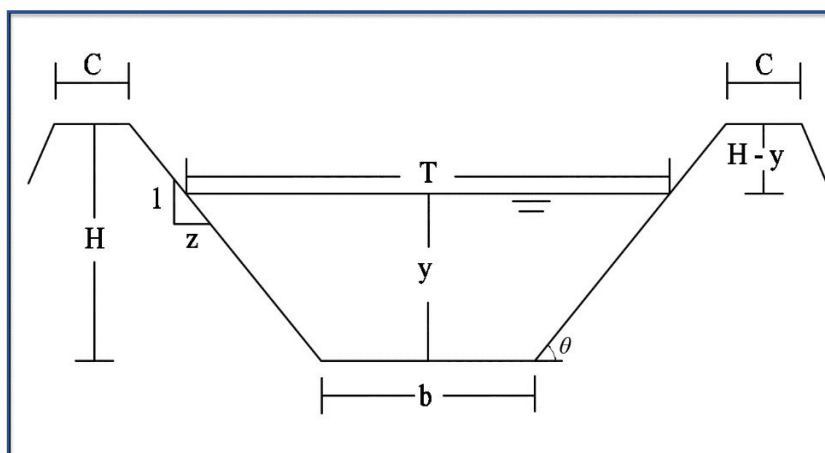


Figura 6. Elementos geométricos de un canal
Fuente: Hidráulica de canales (Villón Béjar 2015)

H = profundidad total del canal.

$H-y$ = borde libre.

θ = ángulo de inclinación de las paredes laterales con la horizontal.

Z = talud, es la relación de la proyección horizontal a la vertical de la pared lateral (se llama también talud de las paredes laterales del canal).

A = área hidráulica, es la superficie ocupada por el líquido en una sección transversal normal cualquiera.

p = perímetro mojado, es la parte del contorno del conducto que está en contacto con el líquido.

R = radio hidráulico, es la dimensión característica de la sección transversal, hace las funciones del diámetro en tuberías, se obtiene de la siguiente relación.

$$R = \frac{A}{p} \quad (2.1)$$

\bar{y} = profundidad media, es la relación entre el área hidráulica y el espejo de agua, es decir:

$$\bar{y} = \frac{A}{T} \quad (2.2)$$

2.3.3 Flujos en canales abiertos

El flujo de agua en un conducto puede ser flujo en canal abierto o flujo en tubería. Estas dos clases de flujo son similares en muchos aspectos, pero se diferencian en un aspecto importante. El flujo en canal abierto debe tener una superficie libre, en tanto que el flujo en tubería no la tiene, debido a que en este caso el agua debe llenar completamente el conducto. Una superficie libre está sometida a la presión atmosférica. El flujo en tubería, al estar confinado en un conducto cerrado, no está sometido a la presión atmosférica de manera directa, sino solo a la presión hidráulica. (Chow, 1994).

2.3.4 Numero de Froude

El número de Froude V/\sqrt{gl} , cuando se eleva al cuadrado y se multiplica y se divide por ρA , es una relación de las fuerzas dinámicas (o inerciales) con respecto a las fuerzas gravitacionales peso. Con un flujo a superficie líquida libre (donde l se reemplaza por y , la profundidad) la naturaleza del flujo (rápido o tranquilo) depende de si el número de Froude es mayor o menor que la unidad. Es número es útil en cálculos del resalto hidráulico, en el diseño de estructuras hidráulicas y de barcos. (Victor L. Streeter, E. Benjamin Wylie, Keith W. Bedford, 2000)

El número de Reynolds y los términos laminar y turbulentos no bastan para caracterizar todas las clases de flujo en los canales abiertos. Además de viscosidad versus los efectos inerciales, también es importante la relación de las fuerzas inerciales a las gravitacionales, dada por el numero Froude N_F , definido como

$$N_F = \frac{v}{\sqrt{gy_h}} \quad (2.3)$$

Donde y_h , a la que se denomina profundidad hidráulica, está dada por

$$y_h = \frac{A}{T} \quad (2.4)$$

Y T es el ancho de la superficie libre del fluido en la parte superior del canal.

Cuando el número de Froude es igual a 1.0, es decir cuando el flujo se llama flujo crítico. Cuando $NF < 1.0$, el flujo es subcrítico y cuando $NF > 1.0$, el flujo es supercrítico. (Mott, 2006)

2.3.5 Flujo Permanente y uniforme

Se considera que el flujo uniforme tiene las siguientes características principales:

- 1) La profundidad, el área mojada, la velocidad y el caudal en cada sección del canal son constantes.
- 2) La línea de energía, la superficie del agua y el fondo del canal son paralelos; es decir, sus pendientes son todas iguales, ó $S_f = S_w = S_o = S$.

Para propósitos prácticos el requerimiento de una velocidad constante puede interpretarse libremente como el requerimiento de que el flujo posea una velocidad media constante. Sin embargo, en rigor, esto significaría que el flujo posee una velocidad constante en cada punto de la sección del canal dentro del tramo del flujo uniforme. En otras palabras, la distribución de velocidades a través de la sección del canal no se altera dentro del tramo.

Se considera que el flujo uniforme es sólo permanente, debido a que el flujo uniforme no permanente prácticamente no existe. En corrientes naturales, aún el flujo uniforme permanente es raro, debido a que en ríos y corrientes en estado natural casi nunca se experimenta una condición estricta de flujo uniforme. A pesar de esta desviación de la realidad, a menudo se supone una condición de flujo uniforme para el cálculo de flujo en corrientes naturales.

Los resultados obtenidos a partir de esta suposición son aproximados y generales, pero ofrecen una solución relativamente simple y satisfactoria para muchos problemas prácticos. (Chow, 1994)

2.3.6 Establecimiento del flujo uniforme

Cuando el flujo ocurre en un canal abierto, el agua encuentra resistencia a medida que fluye aguas abajo. Esta resistencia por lo general es contrarrestada por las componentes de fuerzas gravitacionales que actúan sobre el cuerpo de agua en la dirección del movimiento. Un flujo uniforme se desarrollará si la resistencia se balancea con las fuerzas gravitacionales. La magnitud de la resistencia, cuando otros factores físicos del canal se mantienen constantes, depende de la velocidad de flujo. Si el agua entra al canal con lentitud, la velocidad y, por consiguiente, las resistencias son pequeñas, y la resistencia es sobrepasada por las fuerzas de gravedad, dando como resultado una aceleración de flujo en el tramo de aguas arriba.

La velocidad y la resistencia se incrementarán de manera gradual hasta que se alcance un balance entre las fuerzas de resistencia y de gravedad. A partir de este momento, y de ahí en adelante, el flujo se vuelve uniforme.

El tramo de aguas arriba que se requiere para el establecimiento del flujo uniforme se conoce como zona transitoria. En esta zona el flujo es acelerado y variado. Si el canal es más corto que la longitud transitoria requerida para las condiciones dadas, no puede obtenerse flujo uniforme. Hacia el extremo de aguas abajo del canal, la resistencia puede ser excedida de nuevo por las fuerzas gravitacionales y el flujo nuevamente se vuelve variado.

Para mayor explicación, se muestra un canal largo con tres pendientes diferentes: subcrítica, crítica y supercrítica (figura 7). En la pendiente subcrítica (esquema

superior de la figura 7), el agua en la zona de transición aparece ondulante. El flujo es uniforme en el tramo medio del canal, pero variado en los dos extremos. En la pendiente crítica (esquema intermedio de la figura 7), la superficie del agua del flujo crítico es inestable. En el tramo intermedio pueden ocurrir ondulaciones, pero en promedio la profundidad es constante y el flujo puede considerarse uniforme. En la pendiente supercrítica (esquema inferior de la figura 7), la superficie de agua transitoria pasa del nivel subcrítico al nivel supercrítico a través de una caída hidráulica gradual. Después de la zona de transición el flujo se aproxima al uniforme.

La profundidad del flujo uniforme se conoce como altura normal. En todas las figuras la línea de trazos largos representa la línea de la altura normal, abreviada como L.P.N., y la línea de trazos cortos representa la línea de profundidad crítica o L.P.C. (Chow, 1994)

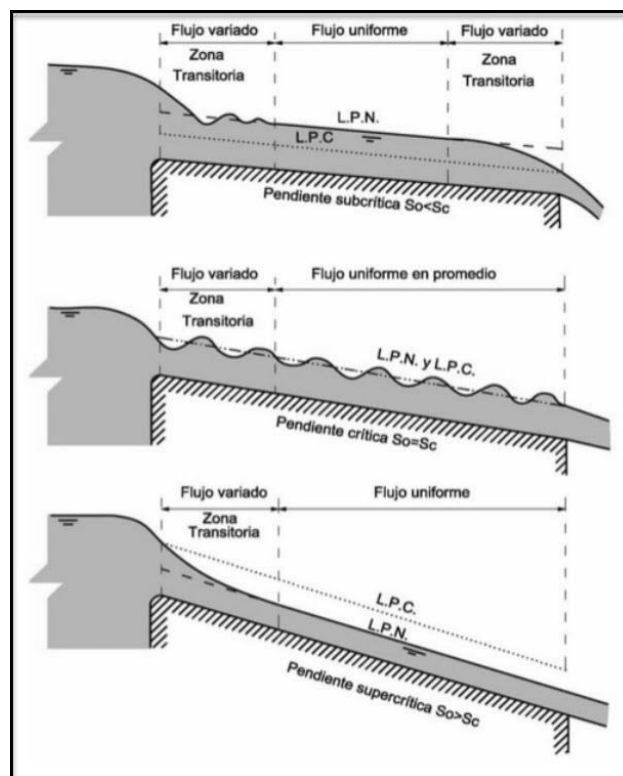


Figura 7. Establecimiento de flujo uniforme en un canal largo

Fuente: Hidráulica de Canales Abiertos (Ven Te Chow 1994)

2.3.7 Ecuación de Manning

En 1889 el ingeniero irlandés Robert Manning presento una ecuación, la cual se modificó más adelante hasta llegar a su bien conocida forma actual.

$$V = \frac{R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad (2.5)$$

Donde V es la velocidad media, R es el radio Hidráulico, en m; S es la pendiente de la línea de energía; n es el coeficiente de rugosidad, específicamente conocido como n de Manning.

Tabla 1
Valores de coeficiente de Manning n

Perímetro mojado	n	Perímetro mojado	n
<i>Canales naturales</i>		<i>Canales artificiales</i>	
Limpios y rectos	0.030	Vidrio	0.010
Fangoso con piscinas	0.040	Latón	0.011
Ríos	0.035	Acero, suave	0.012
		Acero, Pintado	0.014
		Acero, remachado	0.016
<i>Llanuras de inundación</i>		Hierro fundido	0.013
Pasto, campo	0.035	Concreto terminado	0.012
Matorrales baja densidad	0.050	Concreto sin terminar	0.014
Matorrales alta densidad	0.075	Madera cepillada	0.012
Arboles	0.150	Baldosa arcilla	0.014
		Ladrillo	0.015
<i>canales de tierra</i>		Asfalto	0.016
Limpio	0.022	Metal corrugado	0.022
Grava	0.025	Madera no cepillada	0.013
Maleza	0.030		
Piedra	0.035		

Fuente: Mott, 2006

2.3.8 Energía en canales Abiertos

En hidráulica se sabe que la energía total del agua en metros-kilogramos por kilogramos de cualquier línea de corriente que pasa a través de una sección de canal puede expresarse como la altura total en pies de agua, que es igual a la suma de la elevación por encima del nivel de referencia, la altura de presión y la altura de velocidad, ver Figura 8

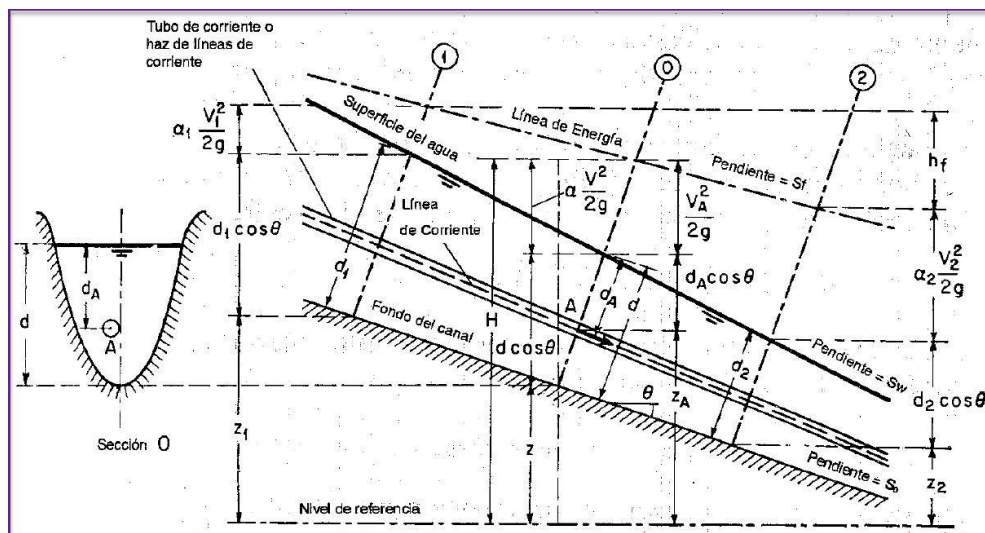


Figura 8. Energía de un flujo gradualmente variado en canales abiertos

Fuente: Hidráulica de Canales Abiertos (Ven Te Chow, 1994)

Por ejemplo, con respecto al plano de referencia, la altura H de una sección 0 que contiene el punto A en una línea de corriente del fluido de un canal de pendiente alta, puede escribirse como:

$$H = z_A + d_A \cos \theta + \frac{V_A^2}{2g} \quad (2.6)$$

De acuerdo con el principio de conservación de energía, la altura de energía total en la sección 1 localizada agua arriba debe de ser igual a la altura de energía total en la sección 2 localizadas aguas abajo más la pérdida de energía h_f entre las dos secciones.

$$z_1 + d_1 \cos \theta + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + d_2 \cos \theta + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_f \quad (2.7)$$

Esta ecuación es aplicable a flujos paralelos o gradualmente variados. Para un canal de pendiente pequeña, esta se convierte en:

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_f \quad (2.8)$$

Cualquiera de estas dos ecuaciones se conoce como la ecuación de energía.

(Chow, 1994)

2.3.9 Energía específica

La energía específica en una sección de canal se define como la energía por libra de agua en cualquier sección de un canal medido con respecto al fondo de este.

$$E = d \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (2.9)$$

O, para un canal de pendiente pequeña y $\alpha = 1$,

$$E = y + \frac{V^2}{2g} \quad (2.10)$$

La cual indica que la energía específica es igual a la suma de la profundidad del agua más la altura de velocidad. Para propósitos de simplicidad, el siguiente análisis se basará en la ecuación (2.10) en un canal de pendiente pequeña. Como $V=Q/A$, la ecuación puede escribirse como

$$E = y + \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (2.11)$$

Puede verse que, para una sección de canal y caudal Q determinados, la energía específica en una sección de canal sólo es función de la profundidad de flujo.

Cuando la profundidad de flujo se gráfica contra la energía para una sección de canal y un caudal determinados, se obtiene una curva de energía específica (figura 9). Esta curva tiene dos ramas, AC y BC . La rama AC se aproxima asintóticamente al eje horizontal hacia la derecha. La rama BC se aproxima a la línea OD a medida que se extiende hacia arriba y hacia la derecha. La línea OD es una línea que pasa a través del origen y tiene un ángulo de inclinación igual a 45° . Para un canal de pendiente alta, el ángulo de inclinación de la línea OD será diferente de 45° . (¿Por qué?). En cualquier punto P de esta curva, la ordenada representa la profundidad y la abscisa representa la energía específica, que es igual a la suma de la altura de presión "y" y la altura de velocidad $V^2/2g$.

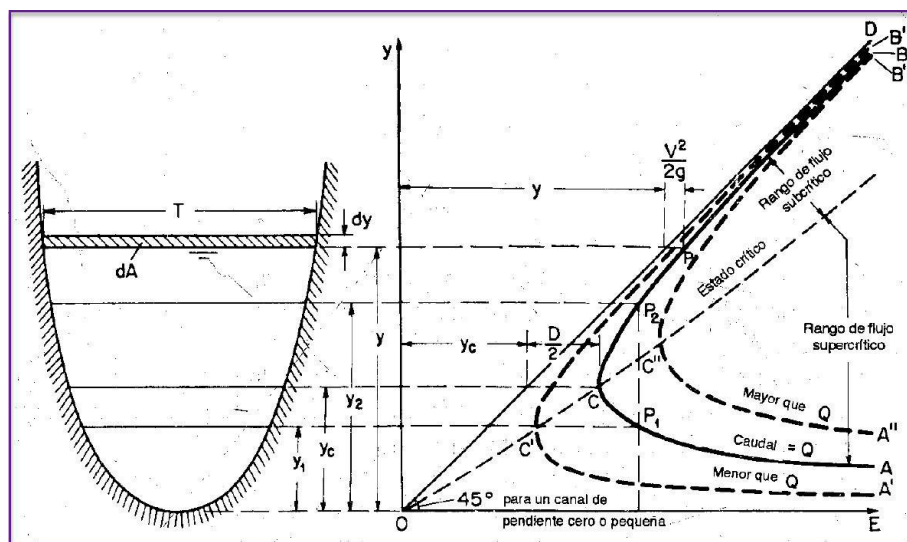


Figura 9. Curva de energía específica.

Fuente: Hidráulica de Canales Abiertos (Ven Te Chow, 1994)

La curva muestra que, para una energía específica determinada, existen dos posibles profundidades, la profundidad baja y_1 y la profundidad alta y_2 . La profundidad baja es la profundidad alterna de la profundidad alta, y viceversa. En el punto C, la energía específica es mínima. Por consiguiente, en el estado crítico es claro que las dos profundidades alternas se convierten en una, la cual es conocida como profundidad crítica y_c . Cuando la profundidad de flujo es mayor que la profundidad crítica, la velocidad de flujo es menor que la velocidad crítica para un caudal determinado Q , por consiguiente, el flujo es subcrítico. Cuando la profundidad de flujo es menor que la profundidad crítica, el flujo es supercrítico. Por tanto, y_1 es la profundidad de un flujo supercrítico y y_2 es la profundidad de un flujo subcrítico. (Chow, 1994)

2.4. Hidrología

En el presente subcapítulo se presentan los conceptos usados de hidrología para el análisis y determinación de las intensidades de precipitación.

2.4.1 Definición de tormenta

“Se entiende por tormenta o borrasca, al conjunto de lluvias que obedecen a una misma perturbación meteorológica y de características bien definidas.” (Villon Béjar, 2011)

2.4.2 Importancia del análisis de las tormentas

El análisis de las tormentas, está íntimamente relacionado con los cálculos o estudios previos, al diseño de obras de ingeniería hidráulica, como son:

- Estudio de drenaje
- Determinación de caudales máximos, o que deben encausarse, para impedir las inundaciones.
- Determinación de la luz de un puente.
- Conservación de suelos.
- Calculo del diámetro de las alcantarillas.

Las dimensiones de estas obras, dependen principalmente de la magnitud que las tormentas tengan, y de la frecuencia o periodo de retorno, esto a su vez determina el coeficiente de seguridad que se da a la obra, o los años de vida probable de la misma.

Se comprende que lo mejor sería diseñar una obra para la tormenta de máxima intensidad y de duración indefinida, pero esto significa grandes dimensiones de la misma y lógicamente hay un límite, después del cual, los gastos ya no compensan el riesgo que se pretende cubrir. Entonces, en la práctica, no se busca una protección absoluta, sino la defensa contra una tormenta de características bien definidas, o de una determinada probabilidad de ocurrencia. (Villon Béjar, 2011)

2.4.3 Método Racional

El uso de este método, tiene una antigüedad de más de 100 años, se ha generalizado en todo el mundo.

El método puede ser aplicado a pequeñas cuencas de drenaje agrícola, aproximadamente si no exceden a 1300 has ó 13 km².

En el método racional, se supone que la máxima escorrentía ocasionada por una lluvia, se produce cuando la duración de esta es igual al tiempo de concentración (t_c). Cuando así ocurre, toda la cuenca contribuye con el caudal en el punto de salida. Si la duración es mayor que el t_c contribuye asimismo toda la cuenca, pero en ese caso la intensidad de la lluvia es menor, por ser mayor su duración y, por tanto, también es menor el caudal.

Si la duración de la lluvia es menor que el t_c , la intensidad de la lluvia es mayor, pero en el momento en el que acaba la lluvia, el agua caída en los puntos más alejados aún no ha llegado a la salida; solo contribuye una parte de la cuenca de la escorrentía, por lo que el caudal será menor.

Aceptando este planteamiento, el caudal máximo se calcula por medio de la siguiente expresión, que representa la formula racional:

$$Q = \frac{CIA}{360} \quad (2.12)$$

Donde

Q = Caudal máximo, m³/s

C = Coeficiente de escorrentía, que depende de la cobertura vegetal, la pendiente y el tipo de suelo, sin dimensiones.

I = Intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración, y para un periodo de retorno dado, en mm/hr

A = Área de la cuenca, en km².

El coeficiente 1/360 corresponde a la transformación de unidades.

Para el caso en que el área de la cuenca este expresado en Km² la fórmula es:

$$Q = \frac{CIA}{3.6} \quad (2.13)$$

Siendo los demás parámetros con las mismas unidades.(Villon Béjar, 2011)

2.4.4 Tiempo de Concentración

Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca.

Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad (a mayor duración disminuye la intensidad), entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración t_c . El tiempo de concentración real depende de muchos factores, entre otros de la geometría en planta de la cuenca, de su pendiente pues una mayor pendiente produce flujos más veloces y en menor tiempo de concentración, el área, las características del suelo, cobertura vegetal, etc. Las fórmulas más comunes solo incluyen la pendiente, la longitud del cauce mayor desde la divisoria y el área. El tiempo de concentración en un sistema de drenaje pluvial es:

$$t_c = t_o + t_f \quad (2.14)$$

Donde:

t_o : tiempo de entrada, hasta alguna alcantarilla.

t_f : tiempo de flujo en los alcantarillados hasta el punto de interés $= \sum L_i / V_i$.

Las ecuaciones para calcular el tiempo de concentración se muestran en la Tabla 2. (MTC)

Tabla 2
Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración

Método y Fecha	Fórmula para t_c (minutos)	Observaciones
Kirpich (1940)	$t_c = 0.01947L^{0.77}S^{-0.385}$ <p>L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m. S = pendiente promedio de la cuenca, m/m</p>	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_c por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.
Izzard (1946)	$t_c = \frac{525(0.0000276i + c)L^{0.33}}{i^{-0.667}S^{0.333}}$ <p>i = intensidad de lluvia, mm/h c = coeficiente de retardo L = longitud de la trayectoria de flujo, m. S = pendiente de la trayectoria de flujo, m/m.</p>	Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of Public Roads para flujo superficial en caminos y Áreas de céspedes; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0.0070 para pavimentos muy lisos hasta 0.012 para pavimentos de concreto y 0.06 para superficies densamente cubiertas de pasto; la solución requiere de procesos iterativos; el producto de i por L debe ser ≤ 3800 .
Federal Aviation Administration (1970)	$t_c = 0.7035 \frac{(1.1 - C)L^{0.50}}{S^{0.333}}$ <p>C = coeficiente de escorrentía del Método racional. L = longitud del flujo superficial, m. S = pendiente de la superficie, m/m</p>	Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers: el método tiene como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos, pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.
Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)	$t_c = \frac{7L^{0.6}n^{0.6}}{I^{0.4}S^{0.3}}$ <p>L = longitud del flujo superficial, m. n = coeficiente de rugosidad de Manning. I = intensidad de lluvia, mm/h. S = pendiente promedio del terreno-m/m.</p>	Ecuación para flujo superficial desarrollada a partir de análisis de onda cinemática de la escorrentía superficial desde superficies desarrolladas; el método requiere iteraciones debido a que tanto I (Intensidad de lluvia) como t_c son desconocidos, la superposición de una curva de intensidad – duración – frecuencia da una solución gráfica directa para t_c .

2.4.5 Precipitación de diseño

Uno de los primeros pasos en muchos proyectos de diseño es la determinación del evento de lluvia a usar.

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales. Una tormenta de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta.

Las tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación de una zona o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes. Su aplicación va desde el uso de valores puntuales de precipitación en el método racional para determinar los caudales picos en alcantarillados de aguas lluvias y alcantarillas de carreteras, hasta el uso de hietogramas de tormenta como las entradas para el análisis de lluvia-escorrentía en embalses de detención de aguas urbanas.

Para determinación de la tormenta de diseño sería recomendable contar con información obtenida a través de un pluviógrafo, ya que este equipo provee información instantánea, sin embargo, la mayoría de estaciones de medición de precipitaciones solo cuentan con pluviómetros que solo proveen de valores medios. (MTC)

2.4.6 Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia

La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad

promedio sobre la duración de la lluvia. Comúnmente se utiliza la intensidad promedio, que puede expresarse como:

$$i = \frac{P}{Td} \quad (2.15)$$

Donde P es la profundidad de lluvia (mm) y Td es la duración, dada usualmente en horas. La frecuencia se expresa en función del período de retorno, T , que es el intervalo de tiempo promedio entre eventos de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño.

Las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno.

Para determinar estas curvas IDF se necesita contar con registros pluviográficos de lluvia en el lugar de interés y seleccionar la lluvia más intensa de diferentes duraciones en cada año, con el fin de realizar un estudio de frecuencia con cada una de las series así formadas. Es decir, se deben examinar los hietogramas de cada una de las tormentas ocurridas en un año y de estos hietogramas elegir la lluvia correspondiente a la hora más lluviosa, a las dos horas más lluviosas, a las tres horas y así sucesivamente. Con los valores seleccionados se forman series anuales para cada una de las duraciones elegidas. Estas series anuales están formadas eligiendo, en cada año del registro, el mayor valor observado correspondiente a cada duración, obteniéndose un valor para cada año y cada duración.

Cada serie se somete a un análisis de frecuencia, asociando modelos probabilísticos. Así se consigue una asignación de probabilidad para la intensidad de lluvia correspondiente a cada duración, la cual se representa en un

gráfico único de Intensidad vs. Duración, teniendo como parámetro el período de retorno, tal como se muestra en el ejemplo (Ver Figura 10).

Cabe indicar que formar las series anuales es un proceso largo y laborioso, que involucra el examen cuidadoso de los rollos pluviográficos, la lectura de los valores, la digitación de la información, la contrastación y verificación de los valores leídos con los registros pluviométricos cercanos y el análisis de las tormentas registradas para encontrar los máximos valores registrados para cada una de las duraciones seleccionadas.

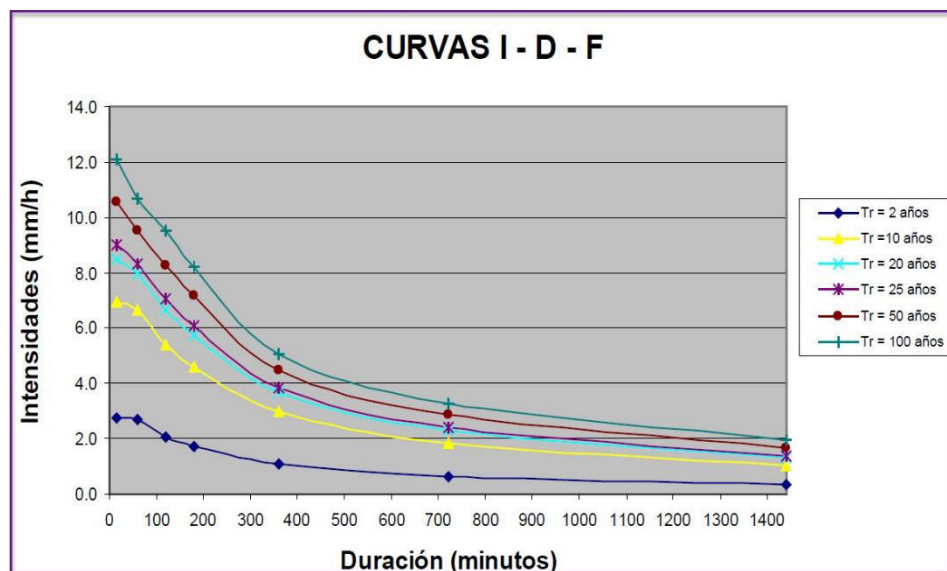


Figura 10. Ejemplos curva intensidad-Duración-Frecuencia para lluvia máxima

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje MTC 2012

Las curvas de intensidad – duración – frecuencia también pueden expresarse como ecuaciones con el fin de evitar la lectura de la intensidad de lluvia de diseño en una gráfica. Un modelo general es el siguiente:

$$I = \frac{a}{(D + b)^m} \quad (2.16)$$

Donde I es la intensidad de lluvia de diseño, D es la duración y a , b y m son coeficientes que varían con el lugar y el período de retorno, asimismo para su

determinación se requiere hacer una linealización previa de la ecuación para luego hallar los parámetros a , b y m por medio de regresión lineal.

La duración de la lluvia de diseño es igual al tiempo de concentración (t_c) para el área de drenaje en consideración, dado que la esorrentía alcanza su pico en el tiempo de concentración, cuando toda el área está contribuyendo al flujo en la salida.

En nuestro país, debido a la escasa cantidad de información pluviográfica con que se cuenta, difícilmente pueden elaborarse estas curvas. Ordinariamente solo se cuenta con lluvias máximas en 24 horas, por lo que el valor de la Intensidad de la precipitación pluvial máxima generalmente se estima a partir de la precipitación máxima en 24 horas, multiplicada por un coeficiente de duración; en la Tabla 3 se muestran coeficientes de duración, entre 1 hora y 48 horas, los mismos que podrán usarse, con criterio y cautela para el cálculo de la intensidad, cuando no se disponga de mejor información.

Tabla 3
Coeficientes de duración de lluvias entre 48 horas y una hora

Duración de la Precipitación en horas	Coeficiente
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.50
6	0.56
8	0.64
10	0.73
12	0.79
14	0.83
16	0.87
18	0.90
20	0.93
22	0.97

Duración de la Precipitación en horas	Coefficiente
24	1.00
48	1.32

Fuente: Manual de Diseño de Carreteras no Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito (MTC 2008)

Se puede establecer como un procedimiento lo siguiente:

1. Seleccionar las lluvias mayores para diferentes tiempos de duración.
2. Ordenar de mayor a menor.
3. Asignar a cada valor ordenado una probabilidad empírica.
4. Calcular el tiempo de retorno de cada valor.
5. Graficar la curva intensidad-frecuencia-duración

Para el caso de duraciones de tormenta menores a 1 hora, o no se cuente con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, estas pueden ser calculadas mediante la metodología de Dick Peschke (Guevara, 1991) que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas. La expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \quad (2.17)$$

Donde:

P_d = precipitación total (mm)

d = duración en minutos

P_{24h} = precipitación máxima en 24 horas (mm)

La intensidad se halla dividiendo la precipitación P_d entre la duración.

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia, se han calculado indirectamente, mediante la siguiente relación:

$$I = \frac{KT^m}{t^n} \quad (2.18)$$

Donde:

I = Intensidad máxima (mm/h)

K, m, n = factores característicos de la zona de estudio

T = período de retorno en años

t = duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

2.4.7 Período de retorno

El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada “ T ” años, se le denomina Período de Retorno “ T ”. Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de n años.

Para adoptar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros.

El criterio de riesgo es la fijación, a priori, del riesgo que se desea asumir por el caso de que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida útil, lo cual implica que no ocurra un evento de magnitud superior a la utilizada en el diseño durante el primer año, durante el segundo, y así sucesivamente para cada uno de los años de vida de la obra.

El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (2.19)$$

Si la obra tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno T , fijando el riesgo de falla admisible R , el cual es la

probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra. (Ver Figura 11)

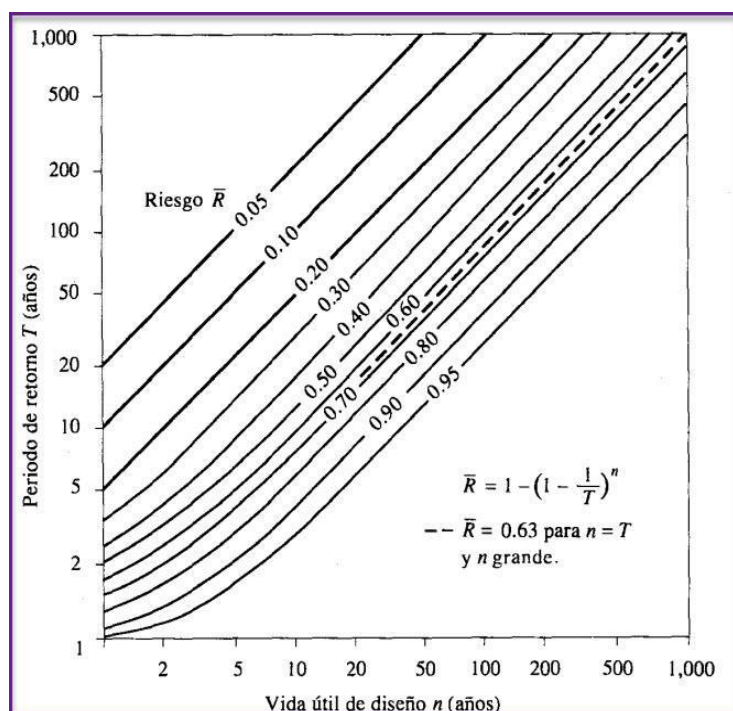


Figura 11. Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño

Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow 1987)

En la Tabla 4 se presenta el valor T para varios riesgos permisibles R y para la vida útil n de la obra.

Tabla 4
Valores de periodo de retorno T (años)

Riesgo Admisible	Vida útil de las obras (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0.01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0.02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0.05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0.1	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0.2	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0.25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0.5	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0.75	1.3	2	2.7	4.1	7.7	15	18	37	73	144
0.99	1	1.11	1.27	1.66	2.7	5	5.9	11	22	44

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y drenaje MTC 2012

De acuerdo a los valores presentados en la Tabla 4 se recomienda utilizar como máximo, los siguientes valores de riesgo admisible de obras de drenaje:

Tabla 5

Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje

Tipo de Obra	Riesgo Admisible (**) (%)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje MTC 2012

(*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.

- Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(**) - Vida Útil considerado (n)

- Puentes y Defensas Ribereñas $n = 40$ años.
- Alcantarillas de quebradas importantes $n = 25$ años.
- Alcantarillas de quebradas menores $n = 15$ años.
- Drenaje de plataforma y Sub-drenes $n = 15$ años.

- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.

- El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

2.5. Análisis estadístico de datos hidrológicos

El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos.

En la estadística existen diversas funciones de distribución de probabilidad teóricas; de las cuales los valores probabilísticos que más se ajustan a los valores extremos máximos tenemos los siguientes:

- Distribución Normal
- Distribución Log Normal 2 parámetros

- Distribución Gamma 2 parámetros
- Valor Extremo Tipo I o Ley de Gumbel

2.5.1 Distribución Normal

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

$$f_{(x)} = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2} \quad (2.20)$$

Donde:

$f(x)$ = función densidad normal de la variable x .

x = variable independiente.

μ = parámetro de localización, igual a la media aritmética de x .

s = parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x .

2.5.2 Distribución Log Normal 2 parámetros

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{\left(\frac{-(x-\bar{x})^2}{2S^2}\right)} dx \quad (2.21)$$

Donde \bar{X} y S son los parámetros de la distribución.

Si la variable x de la ecuación (2) se reemplaza por una función $y = f(x)$, tal que $y = \log(x)$, la función puede normalizarse, transformándose en una ley de probabilidades denominada log-normal, $N(Y, S_y)$. Los valores originales de la variable aleatoria x , deben ser transformados a $y = \log x$, de tal manera que:

$$\bar{Y} = \sum_{i=1}^n \log x_i / n \quad (2.22)$$

Donde \bar{Y} es la media de los datos de la muestra transformada.

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}{n-1}} \quad (2.23)$$

Donde S_y es la desviación estándar de los datos de la muestra transformada.

Asimismo; se tiene las siguientes relaciones:

$$Cs = a / S^3 y \quad (2.24)$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^3 \quad (2.25)$$

Donde Cs es el coeficiente de oblicuidad de los datos de la muestra transformada.

(Monsalve, 1999).

2.5.3 Distribución Gamma 2 parámetros

La función de densidad es:

$$f_{(x)} = \frac{x^{y-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^y \Gamma(\gamma)} \quad (2.26)$$

Valido para:

$$0 \leq x < \infty; 0 < y < \infty; 0 < \beta < \infty$$

Donde:

y = parámetro de forma

β = parámetro de forma

2.5.4 Distribución Valor Extremo Tipo I o Ley de Gumbel

La función de distribución de Gumbel tiene la siguiente forma:

$$F_{(x)} = e^{-e^{-\frac{(x-\mu)}{\alpha}}} \quad (2.27)$$

Para $-\infty < x < \infty$

Donde α es el parámetro de escala y μ el parámetro de posición.

Según Chow la variable aleatoria reducida Gumbel, se define como:

$$y = \frac{x - \mu}{\alpha} \quad (2.28)$$

De donde la función distribución reducida de Gumbel es:

$$G_{(y)} = e^{-e^{-y}} \quad (2.29)$$

Los valores correspondientes x e y, están relacionados por $G(y) = F(x)$

Utilizando el método de momentos los parámetros se estiman como:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S \quad (2.30)$$

$$\mu = \bar{x} - 0.45S \quad (2.31)$$

2.5.5 Pruebas de bondad de ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida.

En la teoría estadística, las pruebas de bondad de ajuste más conocidas son la χ^2 y la Kolmogorov – Smirnov, las cuales se describen a continuación.

Prueba χ^2

Esta prueba fue propuesta por Karl Pearson en 1900, se aplica para verificar bondad de las distribuciones normales y log normales.

Para aplicar la prueba, el primer paso es dividir los datos en un número k de intervalos de clase. Luego se calcula el parámetro estadístico:

$$D = \sum_{i=1}^k (\theta_i - \varepsilon_i)^2 / \varepsilon_i \quad (2.32)$$

Donde:

θ_i Es el número observado de eventos en el intervalo i y ε_i es el número esperado de eventos en el mismo intervalo.

ε_i Se calcula como:

$$\varepsilon_i = n[F(S_i) - F(I_i)] \quad i = 1, 2, \dots, k$$

Cabe recalcar que la prueba del χ^2 , desde un punto de vista matemático solo debería usarse para comprobar la normalidad de las funciones normal y Log normal.

Prueba Kolmogorov – Smirnov

Método por el cual se comprueba la bondad de ajuste de las distribuciones, así mismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste.

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada $F_o(xm)$ y la estimada $F(xm)$:

$$D = \max |F_o(xm) - F(xm)| \quad (2.33)$$

Con un valor crítico d que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado (Tabla 6). Si $D < d$, se acepta la hipótesis nula. Esta prueba tiene la ventaja sobre la prueba de χ^2 de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(xm) = 1 - \frac{m}{n+1} \quad (2.34)$$

Donde m es el número de orden de dato xm en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos. (Aparicio, 1996)

Tabla 6
Valores críticos d para la prueba de Kolmogorov-Smirnov

Tamaño de la muestra	$\alpha=0.10$	$\alpha=0.05$	$\alpha=0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.3	0.34	0.4
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
35	0.2	0.22	0.27
40	0.19	0.21	0.25

Fuente: Aparicio, 1999

2.5.6 Corrección por intervalo fijo de observación

L.L Weiss en base a un estudio de miles de estaciones-año de datos de lluvia, encontró que los resultados de un análisis probabilístico llevado a cabo con lluvias máximas anuales tomadas en un único y fijo intervalo de observación, para cualquier duración comprendida entre 1 y 24 horas, al ser incrementados en un 13% conducían a magnitudes más aproximadas a las obtenidas en el análisis basado en lluvias máximas verdaderas.

De acuerdo a lo anterior, el valor representativo adoptado para la cuenca deberá ser multiplicado por 1.13 para ajustarlo por intervalo fijo y único de observación. (Campos Aranda, 1988)

2.6. Antecedentes

2.6.1 Diseño Hidrológico e Hidráulico del drenaje Pluvial de Cubiertas de Edificaciones (Resumen)

M.I. Sergio Ignacio Martínez Martínez.

Introducción

En las instalaciones de las edificaciones es necesario proveer una que sirva para desfogar la precipitación que cae sobre sus cubiertas. Muchas veces se considera que la capacidad de la instalación puede fijarse solo tomando en cuenta el tamaño o área de la cubierta. Esto no es suficiente, pues en diferentes lugares la precipitación se comportará de manera diferente; y la capacidad que sería buena en una zona geográfica podría ser insuficiente o muy costosa en otra. Además, se considera que cualquier cubierta tardara el mismo tiempo, supuestamente 2 o 5 minutos, en concentrar todo el caudal en su parte más baja, esto no es cierto. Tampoco se toma en cuenta cómo funcionan hidráulicamente las condiciones de bajada del agua pluvial. Estas prácticas deben revisarse, pues pueden llevar a diseños inadecuados. El objetivo de este trabajo es proponer un método sistemático de diseño que sea más exacto que los criterios utilizados actualmente. Se supone que un refinamiento de los modelos que representan el comportamiento de la precipitación, del flujo sobre las cubiertas y de las estructuras de desfogue puede llevar,

en la mayoría de los casos prácticos, a obtener mejores diseños de las instalaciones pluviales de los edificios.

La base teórica de la que parte la investigación es la determinación del caudal de salida producido por una tormenta que cae sobre una cuenca. Para cuencas pequeñas, tales como las cubiertas de edificaciones, se puede determinar el gasto máximo instantáneo o de equilibrio con la formula racional americana (Martínez, 2000)

$$Q = KCiA \quad (2.35)$$

Esta fórmula dice que Q (m^3 / s , l/s) es proporcional al producto del coeficiente de escurrimiento C (adimensional e igual a la unidad para una superficie impermeable), por la intensidad de la lluvia i (mm/h , m/s) por el área drenada A (ha , m^2). La constante k sirve para transformar unidades.

Para que el gasto que da la formula racional sea cierto, primero se debe cumplir que toda el área de la cuenca este aportando escurrimiento a la salida. Al tiempo que pasa desde el inicio de la precipitación hasta el momento en que toda la cuenca aporta escurrimiento se le conoce como tiempo de concentración t_c (ver figura 12). La determinación del área es directa En cambio, la determinación del valor de la intensidad de lluvia puede ser complicada. La intensidad depende, en un lugar dado, de la duración de la tormenta d (min , s) y del nivel de seguridad que se le quiera dar a la estructura. El nivel de seguridad se da vía el periodo de retorno, T_r , que es el tiempo promedio en años en que un evento hidrológico es igualado o excedido. Por ejemplo, una probabilidad de $1/10 = 0.1000$ de igualarse o excederse en un año cualquiera; así, un evento grande tendrá un periodo de retorno mayor que uno pequeño. En general, la intensidad de la precipitación i , aumenta con el periodo de retorno, T_r , y disminuye con la duración de la tormenta, d . A su vez, el tiempo de concentración t_c , depende de la intensidad, i , y de las características geométricas e hidráulicas de la cuenca.

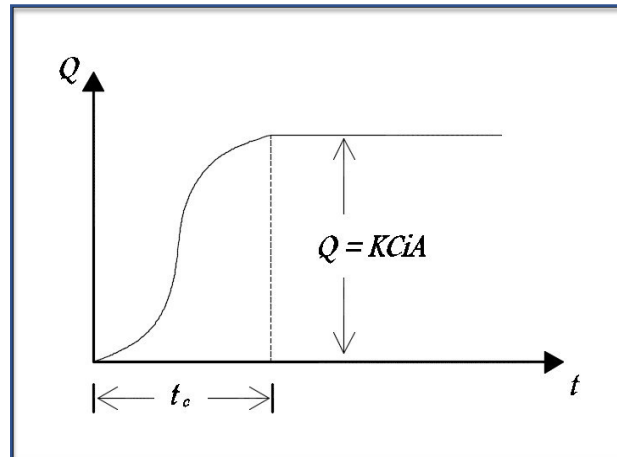


Figura 12. Gasto de equilibrio y tiempo de concentración

Fuente: Diseño Hidrológico e Hidráulico del drenaje Pluvial de Cubiertas de Edificaciones

Materiales y Métodos.

El trabajo se desarrolló en el CCDC de la UAA durante el año 2000. El diseño de la investigación comprende el análisis crítico de la práctica común, el estudio de los aspectos relevantes del problema y la propuesta del procedimiento sistemático de diseño del drenaje. Los aspectos que se consideraron relevantes son: las características de la precipitación, para establecer la relación de la intensidad de precipitación con la duración de la tormenta y el periodo de retorno; el flujo superficial del agua precipitada en un plano y en dos tipos de canales, para estimar su tiempo de concentración cuando se sujetan a una intensidad dada; y el comportamiento hidráulico de las bajadas pluviales, para determinar el efecto de la salida en el valor del tiempo de concentración.

Resultados

Del análisis crítico de la práctica común se concluyó que para el diseño preliminar se podrían proponer para las bajadas, los diámetros calculados a partir del gasto (Q , l/s) con:

$$D = 53.78Q^{0.4} \quad (2.36)$$

Ecuación que lleva a tirantes o profundidades del agua (y , mm), a la entrada de la bajada, aproximadamente iguales a la mitad del diámetro (D , mm) (ver figura 13).

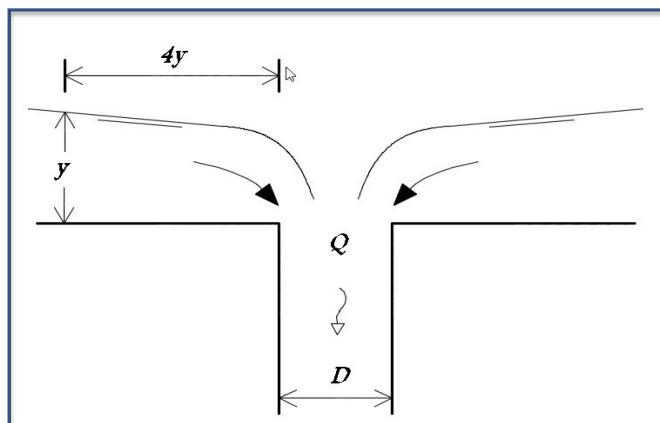


Figura 13. Esquema de una bajada pluvial

Fuente: Diseño Hidrológico e Hidráulico del drenaje Pluvial de Cubiertas de Edificaciones

La ecuación 2.35 nace de la ecuación

$$Q = \frac{Dy^{1.5}}{7500} \quad (2.37)$$

Valida si $y \leq D/2$. Se considera que la bajada funciona como vertedor. Si en esta ecuación se hace $y = D$ y se resuelve para Q se obtiene la ecuación 2a. Si $y > D/2$ la bajada funciona como orificio y el gasto se tiene que calcular con:

$$Q = \frac{D^2 y^{0.5}}{15000} \quad (2.38)$$

La ecuación (2.37) y (2.38) las proponen las normas británicas para el caso de las bajadas pluviales sin obstrucción aguas abajo. Los investigadores británicos encontraron que las bajadas funcionan mejor si están cerca de paredes y que, generalmente son utilizadas junto con canalones que son alimentados lateralmente. (May, 1997). O, si se puede admitir un riesgo mayor, se puede utilizar el criterio De Anda (Zepeda, 1998) que aquí que se expresa con la ecuación:

$$D = 49.22Q^{0.374} \quad (2.39)$$

Que produce tirantes que cumplen con $0.784 \leq y/D \leq 1.270$ para los diámetros comerciales (50, 63, 75, 100, 125, 150 y 200 mm).

Al estudiar la precipitación se llegó a plantear, como alternativa práctica, una ecuación que puede servir para determinar la intensidad de las lluvias a partir de la lámina de precipitación de periodo de retorno de dos años y duración igual a 60 minutos (Martínez, 2000). La ecuación está basada en la relación de la precipitación de periodo de retorno de dos años y duración igual a dos minutos y la precipitación de periodo de retorno de dos años y la duración igual a cinco minutos, $P_2^2 / P_2^5 \approx 0.5$, recomendada por Hershfield (Campos, 1997) y las relaciones recomendadas por el United States Weather Bureau (USWB) (Ferreri et al, 1990) para las precipitaciones de periodo de retorno de dos años y duraciones de 5 a 10 minutos con respecto a la precipitación del mismo periodo de retorno y duración de 60 minutos. La ecuación obtenida es:

$$i_r^d = 5.82 F_r \frac{P_2^{60}}{d^{0.332}} \quad (2.40)$$

Válida para $2 \leq d \leq 10$ minutos. Donde F_r es un factor que toma en cuenta el efecto del periodo de retorno, el cual dependerá del resultado del procesamiento estadístico de la serie de lluvias máximas diarias. Para simplificar, se puede adoptar el factor F_r propuesto por Bell en su fórmula (Martínez, 2000), quedando la ecuación:

$$i = 5.82(0.35 \ln T_r + 0.76) \frac{P_2^{60}}{d^{0.332}} \quad (2.41)$$

Válida para $2 \leq d \leq 10$ y $2 \leq T_r \leq 100$

Donde concluyendo: T_r es el periodo de retorno requerido en años, usualmente se elige un valor de 5 a 50 años; P_2^{60} , la precipitación con duración igual a 60 minutos y periodo de retorno igual a 2 años; d , duración de la lluvia, en minutos, e i , intensidad de la lluvia mm/h.

Tiempo de concentración en el plano de la cubierta.

A partir de la teoría de la onda cinemática se obtiene la fórmula del tiempo de concentración en un plano en segundos.

$$t_{cp} = \frac{1}{i^{0.4}} \left(\frac{nL_c}{\sqrt{S_o}} \right)^{0.6} \quad (2.42)$$

Donde:

n : rugosidad de Manning.

S_o : Pendiente del canal.

L_c : Longitud del canal en m.

i : en m/s.

Tiempo de concentración en la canaleta de lluvias

$$t_{cc} = 3.2921 \left(\frac{L^2 b}{g(L_c + b)} \right)^{1/3} \frac{0.817 + 0.154(e^{F_d})^{1.62}}{(F_d^2 i)^{1/3}} \quad (2.43)$$

Donde t_{cc} está en s, L es la longitud de la canaleta, en m, $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ es la aceleración de la gravedad, q es el gasto, por unidad de longitud, que entra a la canaleta; y , F_d es el número de Froude, adimensional, evaluado en la sección final de la canaleta de lluvias.

Tirante crítico

El tirante crítico, tirante que se presentaría en el caso de que la descarga fuera libre, en la sección final de la canaleta se obtiene con la ecuación:

$$y_c = 3 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} \quad (2.44)$$

Numero de Froude

El número de Froude, al final de la canaleta, puede obtenerse con:

$$F_d = \left(\frac{y_c}{y_d} \right)^{3/2} \quad (2.45)$$

Tirante Mayor

El mayor tirante (y_u) que se presenta en el canal horizontal es el que se tiene en la sección inicial (ver figura 14).

$$y_u = (\sqrt{2F_d^2 + 1})y_d \quad (2.46)$$

Al tomar en cuenta las pérdidas, se podrá estimar el tirante inicial corregido por pérdidas y_u con:

$$Y_u = y_u + \overline{s_f}L \quad (2.47)$$

Pendiente media de fricción

La pendiente media de fricción se calcula con:

$$\overline{s_f} = \left(\frac{\overline{v}}{\overline{R_h}^{2/3} n} \right)^2 \quad (2.48)$$

Velocidad media

La velocidad media con:

$$\overline{v} = \frac{Q}{2A} \quad (2.49)$$

Área media de la canaleta, perímetro hidráulico medio y el radio hidráulico medio

$$\overline{A} = \frac{A_d + A_u}{2} \quad (2.50)$$

$$\overline{P} = \frac{P_d + P_u}{2} \quad (2.51)$$

$$\overline{R_h} = \frac{\overline{A}}{\overline{P}} \quad (2.52)$$

Donde obtenemos de los parámetros de la canaleta el área y el perímetro con:

$$A = by \quad (2.53)$$

$$P = b + 2y \quad (2.54)$$

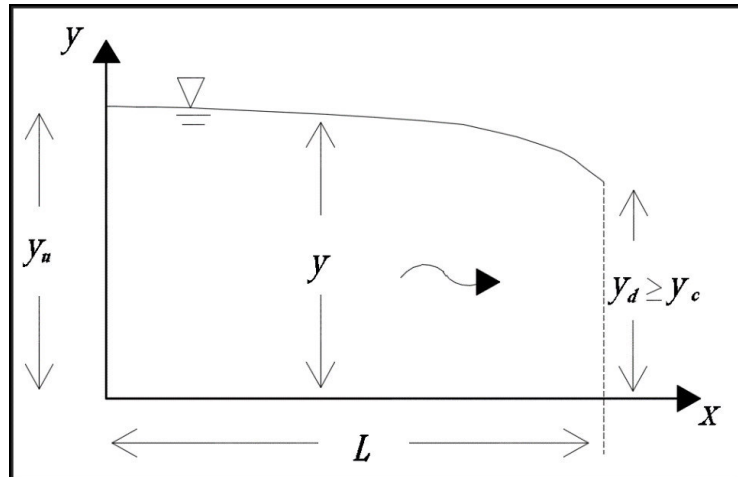


Figura 14. Perfil del agua en la canaleta de lluvias lateral

Fuente: Diseño Hidrológico e Hidráulico del drenaje Pluvial de Cubiertas de Edificaciones

3. DESARROLLO DEL TEMA

3.1. Consideraciones generales

En el presente capítulo se determinará el diseño del Drenaje pluvial para la cubierta de la nave industrial del proyecto agroforestal de Pijuayo en Caynarachi-Tarapoto, Aplicando el modelo de investigación “*Diseño Hidrológico e Hidráulico del Drenaje pluvial en Cubiertas de Edificaciones*” desarrollado por el M.I Sergio Ignacio Martínez Martínez, profesor del Departamento de Construcción y Estructuras de la Universidad Autónoma de Aguascalientes.

Será criterio del ingeniero o especialista aplicar un método o modelo de investigación acorde a sus requerimientos.

3.2. Datos iniciales

Para el desarrollo del presente trabajo contamos con los siguientes datos:

Área de cobertura total:	6300 m ²
Luz de la nave Industrial	60 m
Longitud lateral eje C	138 m
Longitud lateral eje A	72 m
Altura libre de la nave	13 m
Pendiente de la cobertura	20%
Ancho de paño típico	6 m
Longitud de paño típico	30 m
Ancho de canaleta propuesta	0.25 m
Altura de canaleta propuesta	0.27 m
Diámetro de bajada propuesto	0.15m

3.2.1 Esquemas del proyecto

Los esquemas más importantes del proyecto se presentan mediante figuras para un mejor entendimiento del proyecto a desarrollar, a continuación, mostramos la vista de planta en la figura 15 y una vista de elevación en la figura 16 así mismo una vista isométrica del proyecto total en la figura 17.

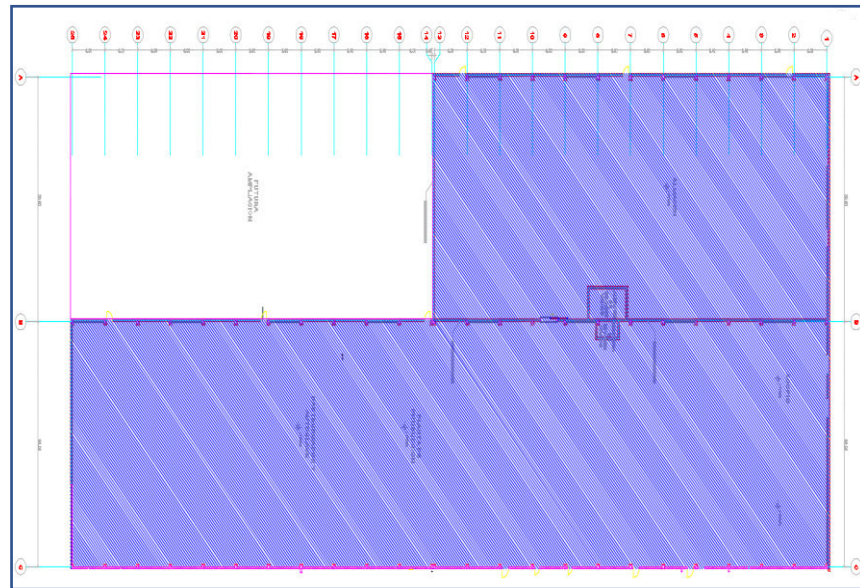


Figura 15. Vista de Planta de la cubierta de la nave industrial

Fuente: Imagen extraída de Consultora “Sala Arquitectos” 2017

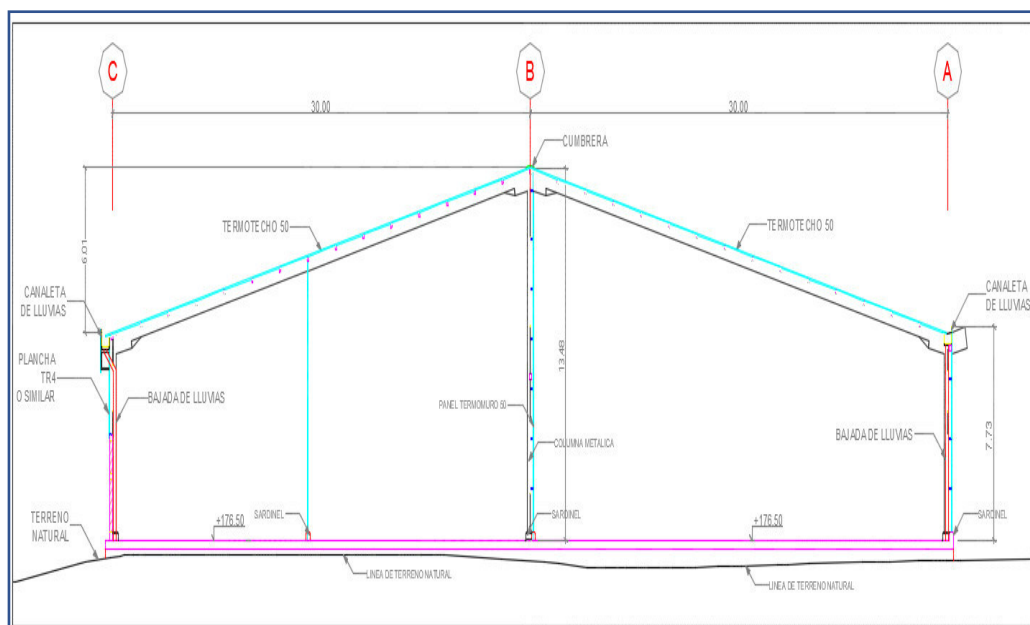


Figura 16. Vista de Elevación de la nave industrial

Fuente: Imagen extraída de Consultora “Sala Arquitectos” 2017



Figura 17. Vista Isométrica de la Nave Industrial

Fuente: Imagen extraída de Consultora “Sala Arquitectos” 2017

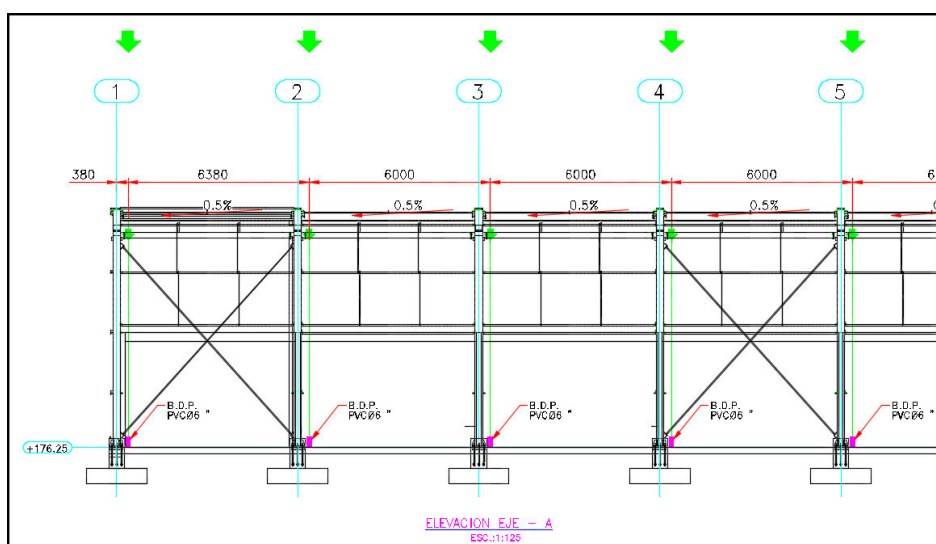


Figura 18. Distribución de bajantes Pluviales para cada paño

Fuente: Imagen extraída de Consultora “Sala Arquitectos” 2017

3.2.2 Hidrología e Hidrografía del lugar

- Hidrografía

El área de estudio, forma parte de la gran cuenca del río Huallaga, que a lo largo de todo su recorrido va recibiendo innumerables aportes de agua de ríos y quebradas por ambas márgenes. El Proyecto se encuentra ubicado en la subcuenca del río Shanusi, la cual es parte de la cuenca del río Huallaga. Esta subcuenca nace en las partes altas de las fallas geológicas denominadas: falla “Shanusi” y falla “Aguana Muyuna”. El área de la cuenca del río Shanusi es de 1433,2 km² y tiene una longitud

de 71 km de recorrido. Esta cuenca presenta un índice de compacidad de 1,78, por ende, es de forma irregular.

El área de El Proyecto Agroforestal de Pijuayo para la Producción de Palmito, se ubica en la margen derecha del río Shanusi, abarcando gran parte de las áreas de las quebradas existentes en ella (Quebrada Pintoyacu, Quebrada Metoyacu, Quebrada Shapaja, Quebrada Aguanuyuk). (SUMPA, 2014)

- **Hidrología**

El período denominado creciente es la época de avenidas, cuando los niveles de agua de los cursos se incrementan. Esto ocurre en los meses de enero, febrero, marzo y abril. En la época seca, el nivel de agua disminuye, lo cual ocurre en los meses de junio, julio y agosto, mientras que los otros meses están en transición. Cabe mencionar que el río Shanusi es navegable todo el año.

En la zona de El Proyecto, los ríos son usados mayormente como medio de transporte fluvial por pequeñas embarcaciones, para el movimiento de productos y personas. El uso consuntivo del agua es diverso. Así, ciertos poblados cercanos al río Shanusi y Metoyacu utilizan agua de pozo, mientras que otros utilizan agua de quebradas directamente como los caseríos cercanos a la quebrada Pintoyacu. (SUMPA, 2014)

3.2.3 Datos Meteorológicos

- **Ubicación de estación meteorológica**

Muy cercanas al área del proyecto se cuentan con dos estaciones meteorológicas que pertenecen a la red del Senamhi siendo estas la estación del Pongo de Caynarachi y la estación de Shanusi, En la tabla 7 se muestra la ubicación de las estaciones meteorológicas.

Tabla 7
Ubicación de estaciones meteorológicas

Est	Tipo	Ubicación Política			Coordenadas UTM WGS 84 - Zona 18S		Distancia al proyecto (km)	Altitud (msnm)
		Region	Provincia	Distrito	E	N		
1	CO	San martin	Lamas	Pongo de Caynarachi	356207	9299768	15,4	350
2	PLU	Loreto	Alto Amazonas	Yurimaguas	359833	9325577	11,8	280

Fuente: Tabla extraída del Estudio de Impacto Ambiental desarrollado por SUMPA S.A.C

1. Pongo de Caynarachi / 2. Shanusi / CO = Climatológica ordinaria / PLU=Pluviométrica

3.3. Metodología de cálculo

3.3.1 Alcances:

La metodología de cálculo a seguir es el siguiente:

- Selección de estación pluviométrica y recolección de registros de precipitación.
- Determinar el periodo de retorno.
- Determinar la intensidad de lluvia de diseño mediante modelos probabilísticos para los cálculos hidráulicos e interpretación de resultados.
- Determinar el tiempo de concentración de la cubierta y de la canaleta.
- Determinar el gasto generado por la precipitación sobre la cubierta.
- Estimar el tirante a la salida de la canaleta de lluvias.
- Estimar el tirante crítico.
- Hallar el número de Froude.
- Determinar la velocidad media, área media, perímetro hidráulico medio y radio hidráulico medio.
- Diseño de las dimensiones transversales de la canaleta de lluvias.
- Determinar el diámetro de bajada.

3.4. Cálculos de ingeniería

3.4.1 Consideraciones importantes

Se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones:

- Se ha propuesto desarrollar el diseño del drenaje pluvial para un área parcial de la cubierta total, está representada por un paño típico de la cubierta.
- Se asume la ubicación de bajadas de aguas pluviales al final de la canaleta de lluvias.
- Se considera una canaleta y una bajante pluvial por cada paño de 6m por 30m.
- Para el cálculo solo se utiliza los parámetros que ocurren para un solo paño
- Se está considerando para el drenaje bajantes pluviales de PVC de 6".
- Se está considerando una canaleta pluvial rectangular de 270mm de altura por 250mm de ancho de lámina galvanizada.

Estos puntos antes mencionados junto con los esquemas mostrados, fueron suficientes para esquematizar un modelo del sistema que drenara las aguas pluviales de la cubierta el cual se puede observar en la figura 19.

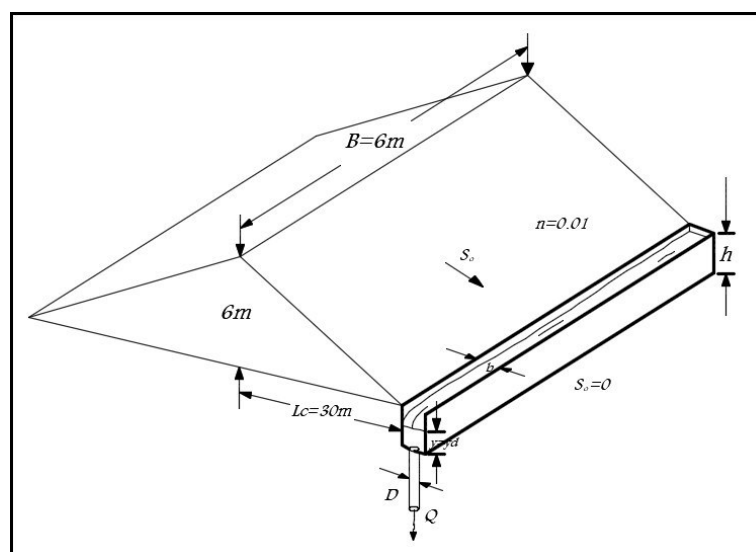


Figura 19. Esquema del sistema de drenaje pluvial de la cubierta para un paño

Fuente: Diseño Hidrológico e Hidráulico del drenaje Pluvial de Cubiertas de Edificaciones

3.4.2 Selección de la estación pluviométrica

Gracias al Servicio nacional de meteorología e Hidráulica (SENAMHI) se localizaron las estaciones pluviométricas cerca del área del proyecto, siendo la estación pluviométrica seleccionada la estación del Pongo de Caynarachi debido a que cuenta con un registro histórico de precipitaciones máximas en 24 horas mayores a 25 años, así mismo se descartó la estación de Shanusi ya que solo cuenta con data de 5 años. El Manual de Hidrología, hidráulica y drenaje del MTC recomienda como mínimo de 25 años de registro que permita a partir de la información histórica la predicción de eventos futuros de tal forma que los resultados obtenidos sean confiables.

3.4.3 Registros de precipitación máxima en 24 horas (mm) de la estación seleccionada

Tener en cuenta que los registros han sido obtenidos directamente de la página web del SENAMHI (no documentado) y han sido procesados por el autor de la presente monografía, por lo tanto no representan valores de precipitación procesados oficialmente por el SENAMHI.

El Servicio nacional de meteorología e Hidráulica (SENAMHI) proporciona la data meteorológica gratuita a través de descarga directa de su página web (no documentado), de manera oficial mediante solicitud el cual tiene un costo por año de data meteorológica (documentado), así mismo también la proporciona de manera gratuita cuando la información requerida es para uso académico con la salvedad que para estudiantes la información máxima que proporciona es de 5 años y para tesis de 10 años.

Según se muestra en la tabla 8 se han procesado el registro de precipitaciones diarias obtenidas de la página web del Senamhi y se han seleccionado las precipitaciones máximas en 24 horas para cada mes por año de registro, según se muestra en la tabla 8, se resalta con rojo que mes representa el mayor valor de precipitación para cada año, los cuales se muestran y ordenan de mayor a menor en la tabla 9.

Tabla 8
Precipitación máxima en 24 horas estación Pongo de Caynarachi

<i>PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)</i>												
<i>AÑO</i>	<i>ENE</i>	<i>FEB</i>	<i>MAR</i>	<i>ABR</i>	<i>MAY</i>	<i>JUN</i>	<i>JUL</i>	<i>AGO</i>	<i>SET</i>	<i>OCT</i>	<i>NOV</i>	<i>DIC</i>
1989	74.4	82.7	80.1	61.9	78.4	77.5	76.1	58.1	64.4	141.9	69.4	46.9
1990	81.5	97.9	62.6	78.8	61.2	56.2	41.6	49.5	65.4	57.4	115.1	74
1991	46.5	53.7	106.7	56.6	60.3	83.4	33.4	32.5	95.3	55.3	114.8	88.4
1992	63.3	37.3	103.8	123	98.7	30.5	45.3	70.7	60.2	77.5	50	120.4
1993	64.2	89.1	73.7	62.5	72.7	76.1	37.3	32.1	75.2	64.9	46.6	74
1994	63.2	64	143.2	84.5	82.1	53.4	76	81.5	65.5	110.1	60	179.9
1995	37	74.3	77.6	50.9	84.2	29.2	30	81.2	44.2	57.1	46.1	73.5
1996	96.4	50.7	73.2	35.1	60.2	39.5	14.8	73	29.1	80.9	55.9	76.8
1997	87.3	70.1	53.1	71.2	51.5	41.9	17	40	65.5	97.3	86.9	103.9
1998	72.5	78.2	95.4	78.9	67.1	72.2	56.6	22	31.9	76.3	171.8	79.7
1999	146	122	75	40.7	64	70.2	35.5	27.8	61.5	40.1	62.1	56.9
2000	56.8	101.7	59.5	97	65.4	75.9	43.1	31.1	108.5	71.3	87.4	70.4
2001	47.7	76.8	75.8	74.9	77.3	52.4	40.8	26.1	35	74.7	78	76.8
2002	27.8	77.2	63.4	78	46.7	35.5	52.3	32.2	45.4	88.7	67.1	75.3
2003	59	45.1	61.2	75.5	138.5	75.2	57.1	21	69.7	81.5	100.8	82.8
2004	47.4	81.6	76.3	75.3	87	32.5	44.4	55.5	44.3	75.5	90.2	66.1
2005	63.2	80.8	76.7	97.3	45	65.6	17	75.6	23	70.5	77.3	66.2
2006	80.7	39.5	81.5	66.9	48.7	68	35.8	51	52.7	71.6	72.2	102.5
2007	56.2	33.3	74.6	76.5	39.2	46.8	58.7	33	47.5	76	77.3	76.5
2008	57.8	86.9	74	70.5	67	51	61.8	25.9	48	55.2	43	100.4
2009	87	69.7	58	52.2	70	75.5	77.2	25.3	70.4	76.2	59	78.8
2010	40	79	69.2	128	103	56.5	56.5	15.2	36.5	75.8	80.8	73.8
2011	73.8	76.3	80.8	60.7	77.8	67.3	58.8	57.3	57	70	101	77.6
2012	110.2	56.5	58	87.2	77.6	25.5	51.2	12.1	48	48.2	72	54.8
2013	78.7	76.4	64.5	62.5	53.6	74.5	81.2	64.9	54.8	76.8	84	30.7

Fuente: Elaboración propia

3.4.4 Registros de precipitación máximas anuales de la estación seleccionada

Usando los registros de las precipitaciones máximas en 24 horas de la estación de Pongo de Caynarachi (ver tabla 8), se obtienen las máximas precipitaciones anuales, los cuales se muestran en la tabla 9.

Tabla 9
Precipitaciones máximas anuales

<i>m</i>	<i>Año</i>	<i>Precipitación Máxima en 24 horas</i>	<i>Datos ordenados De Mayor a menor</i>
1	1989	141.9	179.9
2	1990	115.1	171.8
3	1991	114.8	146.0
4	1992	123	141.9
5	1993	89.1	138.5
6	1994	179.9	128.0
7	1995	84.2	123.0
8	1996	96.4	115.1
9	1997	103.9	114.8
10	1998	171.8	110.2
11	1999	146	108.5
12	2000	108.5	103.9
13	2001	78	102.5
14	2002	88.7	101.0
15	2003	138.5	100.4
16	2004	90.2	97.3
17	2005	97.3	96.4
18	2006	102.5	90.2
19	2007	77.3	89.1
20	2008	100.4	88.7
21	2009	87	87.0
22	2010	128	84.2
23	2011	101	84.0
24	2012	110.2	78.0
25	2013	84	77.3

Fuente: Elaboración propia

3.4.5 Determinación del periodo de retorno

Considerando una vida útil de 20 años para la canaleta de lluvias de acero galvanizado y un riesgo permisible de R=40% obtenido de la tabla 5, calculamos el periodo de retorno con la ecuación (2.19)

$$0.4 = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{20}$$

$$T = 40 \text{ Años}$$

3.4.6 Determinación de tormenta o intensidad de diseño mediante métodos probabilísticos

Aplicando la distribución normal, Log-Normal 2 parámetros y la de Gumbel a los registros de precipitaciones máximas en 24 horas anuales de la tabla 9, para ello calculamos la media y la desviación estándar como parámetros iniciales.

- Calculo de la media

$$\mu = \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x}{n} = 110.3$$

- Calculo de la desviación estándar

$$\sigma = S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} = 27.56$$

En la tabla 10 se muestran los parámetros de la **Distribución Normal** utilizando los datos de las precipitaciones máximas anuales de la estación Pongo de Caynarachi.

Tabla 10
Distribución normal

<i>m</i>	<i>Año</i>	<i>P(mm)</i>	<i>x</i>	<i>z</i>	<i>F(z)</i>
1	1989	141.9	179.9	2.5249	0.9942
2	1990	115.1	171.8	2.2310	0.9872
3	1991	114.8	146.0	1.2950	0.9023
4	1992	123	141.9	1.1462	0.8741
5	1993	89.1	138.5	1.0228	0.8468
6	1994	179.9	128.0	0.6419	0.7395
7	1995	84.2	123.0	0.4605	0.6774
8	1996	96.4	115.1	0.1739	0.5690
9	1997	103.9	114.8	0.1630	0.5647
10	1998	171.8	110.2	-0.0039	0.4984
11	1999	146	108.5	-0.0656	0.4738
12	2000	108.5	103.9	-0.2325	0.4081
13	2001	78	102.5	-0.2833	0.3885
14	2002	88.7	101.0	-0.3377	0.3678
15	2003	138.5	100.4	-0.3595	0.3596
16	2004	90.2	97.3	-0.4719	0.3185
17	2005	97.3	96.4	-0.5046	0.3069
18	2006	102.5	90.2	-0.7295	0.2328
19	2007	77.3	89.1	-0.7695	0.2208
20	2008	100.4	88.7	-0.7840	0.2165
21	2009	87	87.0	-0.8456	0.1989

<i>m</i>	<i>Año</i>	<i>P(mm)</i>	<i>x</i>	<i>z</i>	<i>F(z)</i>
22	2010	128	84.2	-0.9472	0.1718
23	2011	101	84.0	-0.9545	0.1699
24	2012	110.2	78.0	-1.1722	0.1206
25	2013	84	77.3	-1.1976	0.1155

Fuente: Elaboración propia

Así también en la tabla 11, los parámetros de la distribución **Log-Normal 2 parámetros**.

Tabla 11
Distribución Log-Normal 2 Parámetros

<i>m</i>	<i>Año</i>	<i>P(mm)</i>	<i>x</i>	<i>y=ln(x)</i>	<i>z</i>	<i>F(z)</i>
1	1989	141.9	179.9	5.1924	2.2247	0.9870
2	1990	115.1	171.8	5.1463	2.0262	0.9786
3	1991	114.8	146.0	4.9836	1.3248	0.9074
4	1992	123	141.9	4.9551	1.2020	0.8853
5	1993	89.1	138.5	4.9309	1.0975	0.8638
6	1994	179.9	128.0	4.8520	0.7577	0.7757
7	1995	84.2	123.0	4.8122	0.5860	0.7210
8	1996	96.4	115.1	4.7458	0.2998	0.6179
9	1997	103.9	114.8	4.7432	0.2886	0.6136
10	1998	171.8	110.2	4.7023	0.1123	0.5447
11	1999	146	108.5	4.6868	0.0453	0.5181
12	2000	108.5	103.9	4.6434	-0.1414	0.4438
13	2001	78	102.5	4.6299	-0.1999	0.4208
14	2002	88.7	101.0	4.6151	-0.2634	0.3961
15	2003	138.5	100.4	4.6092	-0.2891	0.3863
16	2004	90.2	97.3	4.5778	-0.4243	0.3357
17	2005	97.3	96.4	4.5685	-0.4643	0.3212
18	2006	102.5	90.2	4.5020	-0.7508	0.2264
19	2007	77.3	89.1	4.4898	-0.8037	0.2108
20	2008	100.4	88.7	4.4853	-0.8231	0.2052
21	2009	87	87.0	4.4659	-0.9065	0.1823
22	2010	128	84.2	4.4332	-1.0475	0.1474
23	2011	101	84.0	4.4308	-1.0578	0.1451
24	2012	110.2	78.0	4.3567	-1.3772	0.0842
25	2013	84	77.3	4.3477	-1.4160	0.0784

Fuente: Elaboración propia

Finalmente mostramos en la tabla 12, los parámetros de distribución de **Gumbel**

Los parámetros α y μ se obtienen de las ecuaciones (2.30) y (2.31).

Para 25 años de registro tenemos la media y desviación estándar que son

$\bar{x} = 110.3$ y $S=27.56$, por lo tanto se tiene:

$$\alpha = 21.489$$

$$\mu = 97.898$$

Por tanto la variable reducida y lo obtenemos utilizando la ecuación (2.28) para el primer valor de la tabla 12 y así sucesivamente.

$$y = \frac{179.9 - 97.898}{21.489} = 3.8154$$

Tabla 12
Distribución Gumbel

<i>n</i>	<i>Año</i>	<i>P(mm)</i>	<i>x</i>	<i>y</i>	<i>G(y)</i>
1	1989	141.9	179.9	3.8154	0.9782
2	1990	115.1	171.8	3.4385	0.9684
3	1991	114.8	146.0	2.2380	0.8988
4	1992	123	141.9	2.0472	0.8789
5	1993	89.1	138.5	1.8890	0.8597
6	1994	179.9	128.0	1.4004	0.7815
7	1995	84.2	123.0	1.1677	0.7327
8	1996	96.4	115.1	0.8001	0.6381
9	1997	103.9	114.8	0.7862	0.6341
10	1998	171.8	110.2	0.5721	0.5687
11	1999	146	108.5	0.4930	0.5429
12	2000	108.5	103.9	0.2790	0.4693
13	2001	78	102.5	0.2138	0.4460
14	2002	88.7	101.0	0.1440	0.4207
15	2003	138.5	100.4	0.1161	0.4105
16	2004	90.2	97.3	-0.0281	0.3575
17	2005	97.3	96.4	-0.0700	0.3421
18	2006	102.5	90.2	-0.3585	0.2390
19	2007	77.3	89.1	-0.4097	0.2217
20	2008	100.4	88.7	-0.4283	0.2155
21	2009	87	87.0	-0.5074	0.1899
22	2010	128	84.2	-0.6377	0.1507
23	2011	101	84.0	-0.6470	0.1481
24	2012	110.2	78.0	-0.9262	0.0801
25	2008	84	77.3	-0.9588	0.0736

Fuente: Elaboración propia

Ahora analizamos las diferentes funciones de distribución con la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov Smirnov para un tamaño de muestra de 25 datos y un nivel de significancia de 0.05 del cual el valor crítico es de 0.272 obtenido de la tabla 6, con la tabla 13 determinaremos que distribución representa mejor a los datos de las precipitaciones máximas en 24 horas.

Tabla 13
Prueba de Bondad de Kolmogorov-Smirnov

m	x_m	$F_0(x_m)$	Normal		Log-Normal 2 Parametros		Gumbel	
			$F(x_m)$	$ F_0(x_m)-F(x_m) $	$F(x_m)$	$ F_0(x_m)-F(x_m) $	$F(x_m)$	$ F_0(x_m)-F(x_m) $
1	179.9	0.9615	0.9942	0.0327	0.9870	0.0254	0.9782	0.0167
2	171.8	0.9231	0.9872	0.0641	0.9786	0.0555	0.9684	0.0453
3	146.0	0.8846	0.9023	0.0177	0.9074	0.0228	0.8988	0.0142
4	141.9	0.8462	0.8741	0.0280	0.8853	0.0392	0.8789	0.0327
5	138.5	0.8077	0.8468	0.0391	0.8638	0.0561	0.8597	0.0520
6	128.0	0.7692	0.7395	0.0297	0.7757	0.0065	0.7815	0.0123
7	123.0	0.7308	0.6774	0.0534	0.7210	0.0097	0.7327	0.0019
8	115.1	0.6923	0.5690	0.1233	0.6179	0.0745	0.6381	0.0542
9	114.8	0.6538	0.5647	0.0891	0.6136	0.0403	0.6341	0.0198
10	110.2	0.6154	0.4984	0.1169	0.5447	0.0707	0.5687	0.0466
11	108.5	0.5769	0.4738	0.1031	0.5181	0.0588	0.5429	0.0340
12	103.9	0.5385	0.4081	0.1304	0.4438	0.0947	0.4693	0.0692
13	102.5	0.5000	0.3885	0.1115	0.4208	0.0792	0.4460	0.0540
14	101.0	0.4615	0.3678	0.0937	0.3961	0.0654	0.4207	0.0409
15	100.4	0.4231	0.3596	0.0635	0.3863	0.0368	0.4105	0.0126
16	97.3	0.3846	0.3185	0.0661	0.3357	0.0489	0.3575	0.0271
17	96.4	0.3462	0.3069	0.0392	0.3212	0.0249	0.3421	0.0040
18	90.2	0.3077	0.2328	0.0749	0.2264	0.0813	0.2390	0.0687
19	89.1	0.2692	0.2208	0.0484	0.2108	0.0585	0.2217	0.0475
20	88.7	0.2308	0.2165	0.0142	0.2052	0.0255	0.2155	0.0152
21	87.0	0.1923	0.1989	0.0066	0.1823	0.0100	0.1899	0.0024
22	84.2	0.1538	0.1718	0.0179	0.1474	0.0064	0.1507	0.0031
23	84.0	0.1154	0.1699	0.0545	0.1451	0.0297	0.1481	0.0327
24	78.0	0.0769	0.1206	0.0436	0.0842	0.0073	0.0801	0.0031
25	77.3	0.0385	0.1155	0.0771	0.0784	0.0399	0.0736	0.0352

Fuente: Elaboración propia

Se observa de la tabla 13, que el menor valor D para las distribuciones aplicadas es la distribución de Gumbel por lo que según la prueba Kolmogorov - Smirnov esta distribución sería la que mejor se ajusta a los datos de precipitación máxima en 24 horas de la estación del pongo de Caynarachi. Así también se confirma de los gráficos de las funciones de distribución figura 20, figura 21 y figura 22, que la que más se ajusta es la distribución de Gumbel.

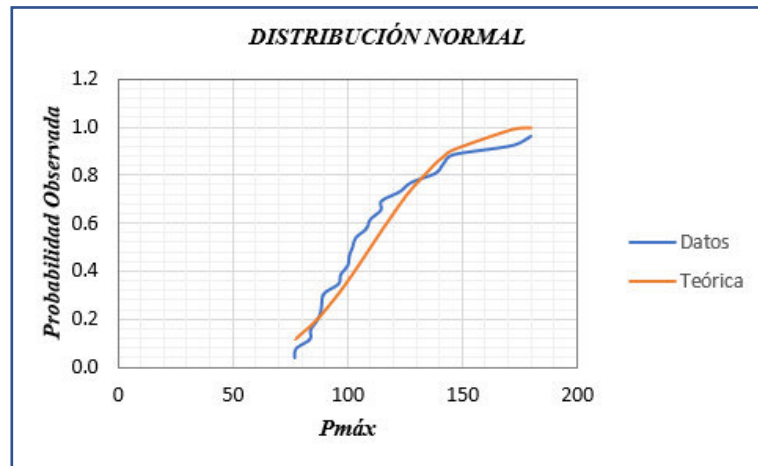


Figura 20. Grafica de Distribución Normal

Fuente: Elaboración propia

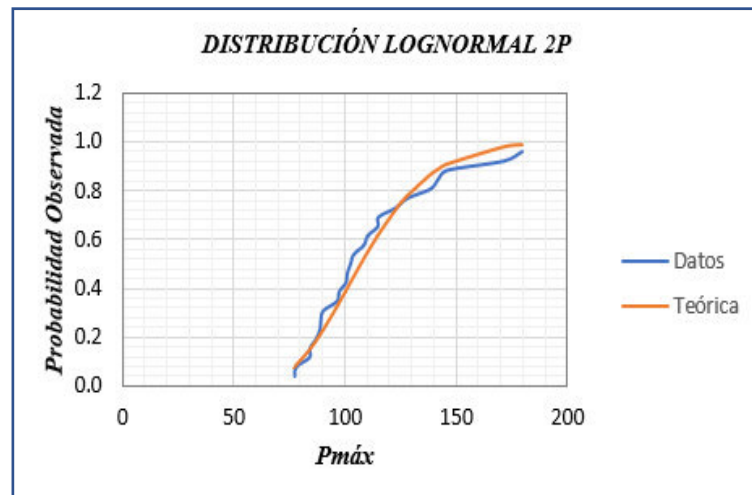


Figura 21. Grafica de Distribución LogNormal 2P

Fuente: Elaboración propia

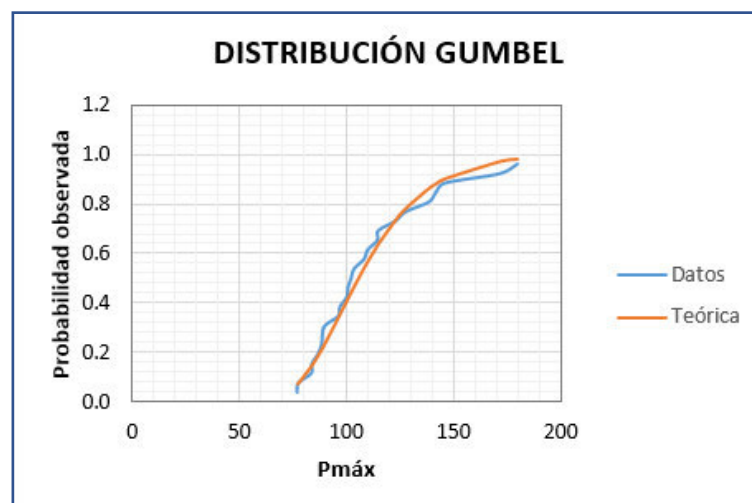


Figura 22. Grafica de Distribución de Gumbel

Fuente: Elaboración propia

Ahora calculamos las precipitaciones máximas en 24 horas para distintos periodos de retorno según la distribución Gumbel para la estación de Pongo de Caynarachi.

Tabla 14
Precipitaciones Diarias Máximas Probables para distintas frecuencias

<i>Periodo Retorno</i> <i>Años</i>	<i>Variable Reducida</i> <i>YT</i>	<i>Precip. (mm)</i> <i>XT'(mm)</i>	<i>Prob. de ocurrencia</i> <i>F(xT)</i>	<i>Corrección intervalo fijo</i> <i>XT (mm)</i>
2	0.3665	105.7803	0.5000	119.5317
5	1.4999	130.1379	0.8000	147.0559
10	2.2504	146.2649	0.9000	165.2793
25	3.1985	166.6412	0.9600	188.3046
50	3.9019	181.7576	0.9800	205.3861
100	4.6001	196.7623	0.9900	222.3414
500	6.2136	231.4360	0.9980	261.5227

Fuente: Elaboración propia

Según tabla 15, muestra los coeficientes de duración de lluvias entre 24 horas y una hora.

Tabla 15
Coefficientes para las relaciones a la lluvia de duración 24 horas

<i>Duraciones, en horas</i>									
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>8</i>	<i>12</i>	<i>18</i>	<i>24</i>
0.30	0.39	0.46	0.52	0.57	0.61	0.68	0.80	0.91	1.00

Fuente: F. Campos A, 1978

De la tabla 14 y la tabla 15 obtenemos la tabla 16.

Tabla 16
Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias

<i>Tiempo de Duración</i>	<i>Cociente</i>	<i>Precipitación máxima Pd (mm) por tiempos de duración</i>						
		<i>2 años</i>	<i>5 años</i>	<i>10 años</i>	<i>25 años</i>	<i>50 años</i>	<i>100 años</i>	<i>500 años</i>
24 hr	x24	119.5317	147.0559	165.2793	188.3046	205.3861	222.3414	261.5227
18 hr	x18= 91%	108.7739	133.8209	150.4041	150.6437	186.9013	202.3307	237.9857
12 hr	x12= 80%	95.6254	117.6447	132.2234	150.6437	164.3089	177.8732	209.2182
8 hr	x8 = 68%	81.2816	99.9980	112.3899	128.0471	139.6625	151.1922	177.8354
6 hr	x6 = 61%	72.9143	89.7041	100.8204	114.8658	125.2855	135.6283	159.5289
5 hr	x5 = 57%	68.1331	83.8219	94.2092	107.3336	117.0701	126.7346	149.0679
4 hr	x4 = 52%	62.1565	76.4691	85.9452	97.9184	106.8008	115.6176	135.9918
3 hr	x3 = 46%	54.9846	67.6457	76.0285	86.6201	94.4776	102.2771	120.3004
2 hr	x2 = 39%	46.6174	57.3518	64.4589	73.4388	80.1006	86.7132	101.9939
1 hr	x1 = 30%	35.8595	44.1168	49.5838	56.4914	61.6158	66.7024	78.4568

Fuente: Elaboración propia

Finalmente La tabla 17 se obtiene a partir de la tabla 16.

Tabla 17

Intensidad de la lluvia a partir Pd, según duración de precipitación y frecuencia

<i>Tiempo de duración</i>		<i>Intensidad de la lluvia (mm /hr) según el Periodo de Retorno</i>						
<i>Hr</i>	<i>min</i>	<i>2 años</i>	<i>5 años</i>	<i>10 años</i>	<i>25 años</i>	<i>50 años</i>	<i>100 años</i>	<i>500 años</i>
24 hr	1440	4.9805	6.1273	6.8866	7.8460	8.5578	9.2642	10.8968
18 hr	1080	6.0430	7.4345	8.3558	8.3691	10.3834	11.2406	13.2214
12 hr	720	7.9688	9.8037	11.0186	12.5536	13.6924	14.8228	17.4348
8 hr	480	10.1602	12.4998	14.0487	16.0059	17.4578	18.8990	22.2294
6 hr	360	12.1524	14.9507	16.8034	19.1443	20.8809	22.6047	26.5881
5 hr	300	13.6266	16.7644	18.8418	21.4667	23.4140	25.3469	29.8136
4 hr	240	15.5391	19.1173	21.4863	24.4796	26.7002	28.9044	33.9980
3 hr	180	18.3282	22.5486	25.3428	28.8734	31.4925	34.0924	40.1001
2 hr	120	23.3087	28.6759	32.2295	36.7194	40.0503	43.3566	50.9969
1 hr	60	35.8595	44.1168	49.5838	56.4914	61.6158	66.7024	78.4568

Fuente: Elaboración propia

Si graficamos la intensidad vs la duración obtenemos las curvas IDF que se muestra en la figura 23.

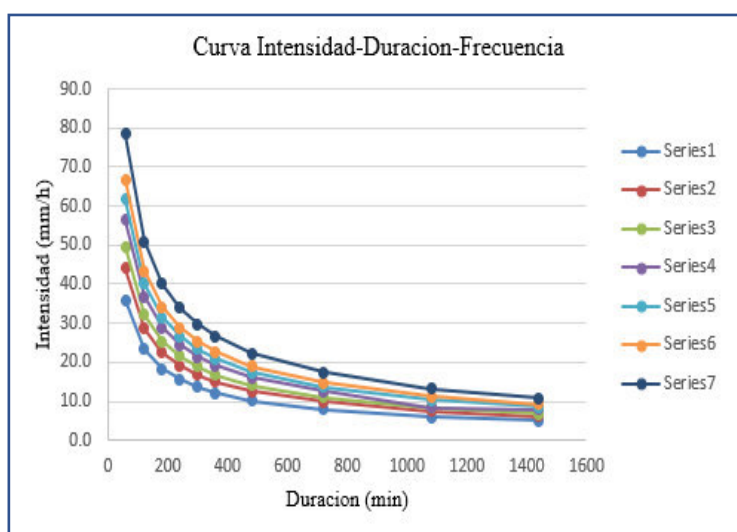


Figura 23. Curvas de Intensidad-Duración- Frecuencia

Fuente: Elaboración propia

De la tabla 17, encontramos

$$P_2^{60} = 35.85$$

Suponiendo un tiempo de concentración de 1.8 min y reemplazando en la ecuación (2.41)

hallamos la intensidad de diseño.

$$i = 5.82(0.35 \ln 40 + 0.76) \frac{35.85}{1.8^{0.332}} = 352 \text{ mm / h}$$

$$i = 352 \text{ mm / h} = 9.78 \times 10^{-5} \text{ m / s}$$

3.4.7 Determinación de Área total de la cubierta

Está determinada por la suma del área de la cubierta más la suma del área de la canaleta, esto corresponde solo para un paño típico.

$$A_c = B * L_c + B * b = 6 \times 30 + 6 \times 0.25 = 181.5 \text{ m}^2$$

3.4.8 Determinación del gasto generado por la precipitación sobre la cubierta

El gasto generado por la precipitación en un paño es:

$$Q = iA_c = 9.78 \times 10^{-5} \times 181.5 = 0.0177 \text{ m}^3 / \text{s} = 17.7 \text{ l / s}$$

3.4.9 Determinación del tiempo de concentración total

$$t_{ct} = t_{cp} + t_{cc}$$

Hallando el tiempo de concentración del plano de la cubierta con la ecuación (2.42)

tenemos:

$$t_{cp} = \frac{1}{(9.78 \times 10^{-5})^{0.4}} \left(\frac{0.010 \times 30}{\sqrt{0.2}} \right)^{0.6} = \frac{0.2787}{(9.78 \times 10^{-5})^{0.4}} = 31.6 \text{ s}$$

Ahora calcularemos el número de Froude para poder hallar el tiempo de concentración de la canaleta, para ello primero calculamos el tirante a la salida, de la ecuación (2.37)

$$y = \left(\frac{7500 \times 17.7}{150} \right)^{\frac{2}{3}} = 92.3 \text{ mm}$$

Como $y = 92,3 \text{ mm}$ es mayor a $D/2 = 75$, por tanto, la descarga es ahogada.

Por lo tanto, el tirante y se calcula con la ecuación (2.38)

$$y = \frac{(15000 \times 17.7)^2}{150^4} = 140.0 \text{ mm}$$

Como $y = 140.0$ mm es mayor a $D/2 = 75$, por tanto, se confirma que la descarga es ahogada por tanto $y_d = y = 140$

El tirante crítico calculamos con la ecuación (2.44)

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{(17.7 \times 10^{-3})^2}{0.25^2 \times 9.81}} = 0.0801m = 80.1mm$$

Por lo tanto, el número de Froude de la ecuación (2.45) será:

$$F_d = \left(\frac{80.1}{140}\right)^{3/2} = 0.433$$

Reemplazando en la ecuación (2.43) obtenemos el tiempo de concentración de la canaleta:

$$t_{cc} = 1.737 * \frac{0.817 + 0.154(e^{0.433})^{1.62}}{(0.421^2 \times 9.78 \times 10^{-5})^{1/3}} = 74.3s$$

Entonces el tiempo de concentración total será:

$$t_{ct} = t_{cp} + t_{cc} = 31.6 + 74.3 = 105.9s = 1.8 \text{ min.}$$

Tiempo de concentración similar al propuesto.

3.4.10 Determinación de las dimensiones de la canaleta de lluvias

Hallando el mayor tirante de la ecuación (2.46) tenemos

$$y_u = \sqrt{2 \times 0.433^2 + 1} * (140) = 164.1mm$$

Ahora calculamos la velocidad media, el área media, perímetro medio y el radio hidráulico medio.

$$\bar{R}_h = \frac{0.034994 + 0.041028}{0.5300 + 0.57822} = 0.06860m$$

$$\bar{v} = \frac{0.0177}{2 \left(\frac{0.034994 + 0.041028}{2} \right)} = 0.2328m/s$$

Luego, la pendiente media de fricción de la ecuación (2.48) será:

$$\bar{s}_f = \left(\frac{0.2328 \times 0.010}{0.06860^{2/3}} \right)^2 = 0.00019$$

Finalmente estimamos el tirante inicial corregido por pérdidas de la ecuación (2.47):

$$Y_u = 0.164 + 0.00019x6 = 0.1653m \approx 165mm$$

Tomando en cuenta el borde libre, ver figura 24, la altura de la canaleta es:

$$h = Y_u + 50 = 165 + 50 = 215mm$$

Por seguridad se agregan otros 5cm para aumentar la seguridad contra desborde;

$$H = h + 50 = 215 + 50 = 265mm$$

Como se asumió una altura de 270mm por tanto la altura asumida es conforme.

Comprobando la capacidad de la bajada, trabajando como ahogada.

$$Q_{baj} = \frac{D^2 y^{0.5}}{15000} = \frac{150^2 \times 140^{0.5}}{15000} = 17.7l/s = Q$$

Comprobando la holgura entre el ancho del canal y el diámetro de la bajada:

$$b - D = 0.25 - 0.15 = 0.10m$$

Ya que el ancho del canal es mayor o igual al diámetro de bajada más cinco centímetros por tanto es conforme.

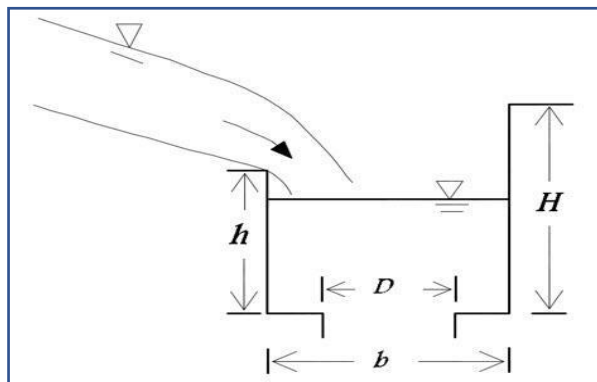


Figura 24. Esquema de la sección de la canaleta de lluvias

Fuente: Diseño Hidrológico e Hidráulico del drenaje Pluvial de Cubiertas de Edificaciones

3.5. Discusión de los resultados

Para obtener los resultados de los cálculos hidráulicos se han tomado en cuenta las condiciones de fronteras adecuadas como en la canaleta la condición de frontera de aguas abajo, considera la presencia de la bajada pluvial. Primero, se simuló el flujo en el plano inclinado hasta que alcanzó el flujo establecido. Después, se simuló el flujo en la canaleta, desde el tiempo

que inicio la lluvia, teniendo como entradas los caudales escurridos a la salida del plano, (al principio crecientes, hasta que se alcanzó el tiempo de concentración del plano y, luego constantes) y la lluvia que cae directamente sobre la canaleta, hasta que se alcanzó el tiempo de concentración del sistema plano-canaleta.

De los resultados obtenidos para calcular la lluvia de diseño se destaca el uso de la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov Smirnov para la distribución de Gumbel que es la que mejor representa la serie de precipitaciones máximas en 24 horas anuales.

Así mismo se hizo hincapié que la obtención de los registros de precipitaciones máximas en 24 horas de la estación seleccionada no han sido obtenidos de manera oficial del Senamhi ya que este requiere de un costo por cada año de data histórica, por tanto se concluye que es inviable obtener los registros por el elevado costo que este representaría considerando que se requiere de una data histórica de 25 años recomendada por el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje MTC, sin embargo es importante resaltar que el alcance de la presente monografía es mostrar la aplicación de los métodos de cálculo para la obtención de las precipitación de diseño y de lo cálculos para obtener los parámetros hidráulicos y por ultimo las dimensiones de la canaleta de lluvias.

CONCLUSIONES

- La distribución que mejor se ajusta a la serie de precipitaciones máximas en 24 horas de la estación seleccionada es la distribución de Gumbel.
- La lluvia de diseño obtenida fue de 352 mm/h.
- El gasto generado por el área de la cubierta representada por un paño es de 17.7 l/s
- El canal o canaleta diseñado tiene las siguientes características: perímetro mojado de 0.58 m; tirante normal de 0.165m, ancho del canal de 0.25m, altura del canal de 0.27m, espejo de agua de 0.25m y radio hidráulico de 0.07m.
- El diámetro de bajada es de 6" ò 150mm.

RECOMENDACIONES

- Utilizar los registros de precipitaciones máximas en 24 horas con data histórica de por lo menos 25 años tal como lo recomienda el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje MTC.
- Se recomienda para todo proyecto de obra hidráulica obtener necesariamente los datos de precipitaciones de manera oficial del Senamhi.
- Para determinar el periodo de retorno tomar el valor de riesgo de falla admisible en función de la vida útil del proyecto u obra.
- Es de suma importancia que el gobierno central invierta en la implementación y mantenimiento de las estaciones pluviométricas, con el fin de que brinden información precisa para el correcto diseño de las obras hidráulicas.

BIBLIOGRAFIA

"Nave industrial", 2. p. (21 de Noviembre de 2016). *WIKIPEDIA*. Obtenido de WIKIPEDIA:

https://es.wikipedia.org/wiki/Nave_industrial

Aparicio, F. (1996). *Fundamentos de Hidrologia de Superficie*. Limusa S.A.

Campos Aranda, D. (1988). *Procesos del Ciclo Hidrologico*. San Luis Potosi, Mexico:

Editorial Universitaria Potosina.

Chow, V. T. (1994). *Hidraulica de canales abiertos*. (M. E. Suarez, Ed.) Bogota, Colombia:

Impreandes S.A.

Miguel Casals, Núria Forcada & Xavier Roca. (2008). *Diseño de complejos industriales*.

Fundamentos. Barcelona, España: Ediciones UPC.

Mott, R. L. (2006). *Mecánica de fluidos*. Mexico, Mexico: Pearson Educacion de Mexico.

MTC. (s.f.). Manual de hidrologia, hidraulica y drenaje MTC. Lima, Peru.

SUMPA. (2014). *Estudio de Impacto Ambiental Semidetallado del Proyecto Agroforestal de*

Pijuayo para produccion de palmito. LIMA.

Victor L. Streeter, E. Benjamin Wylie, Keith W. Bedford. (2000). *MECANICA DE FLUIDOS*

(NOVENA EDICION ed.). Bogota, Colombia: Mcgraw-Hill Interamericana, S.A.

Villón Bejar, M. (2007). *Drenaje*. Costa Rica: Editorial Villon.

Villon Béjar, M. (2011). *Hidrologia* (Tercera ed.). Lima, Perú: Editorial Villón.

Villon Bejar, M. (2015). *Hidraulica de Canales*. Editorial Villon.

Rojas, S. (2018). *Calculo de precipitaciones y caudales de diseño de sistemas de drenaje*

Pluvial urbano en zonas de Huancavelica, Junín y Ayacucho. (Tesis) PUCP, Perú

Martínez, S. (2002). Diseño Hidrológico e Hidráulico del drenaje Pluvial de Cubiertas de

Edificaciones. Investigación y ciencia de la Universidad Autónoma de Aguascalientes,

26, 25-35