

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**



**FACULTAD DE INGENIERIA**

**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL - SEDE JAÉN**

**EVALUACIÓN DE LA SOCAVACIÓN AL PIE DE LOS MUROS DE  
ENCAUZAMIENTO DEL RÍO AMOJÚ, ZONA URBANA - JAÉN**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**ASESOR: MSC. ING. José A. Coronel Delgado**

**BACHILLER: Iván Castro Toro**

**JAÉN - CAJAMARCA - PERÚ**

**2013**

## DEDICATORIA

---

A mi madre y a mi abuela

Quienes me brindaron su cariño, amor, paciencia y apoyo constante e incondicional; de quienes aprendí que en la vida todo esfuerzo será recompensado y que la vida es una lucha constante.

A mis hermanos

Quienes me dieron la seguridad, fuerza y apoyo incondicional en todo momento.

A mi esposa y futuro hijo

Por el amor, confianza, apoyo y la fuerza que me transmitieron para afrontar los obstáculos y seguir adelante.

## AGRADECIMIENTO

---

A Dios todopoderoso

Quien estuvo en todo momento conmigo y me dio salud, iluminación  
y fortaleza para culminar con la meta propuesta.

A mi asesor

Quien me brindó muchos consejos para el desarrollo de la investigación  
y se preocupó constantemente por el desarrollo de esta investigación.

A todos los profesionales y compañeros quienes de una u otra forma

Me brindaron su apoyo incondicional para la culminación de esta  
Investigación.

## ÍNDICE

<u>CONTENIDO</u>	<u>PAGINA</u>
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS.....	iii
INDICE DE TABLAS.....	vi
INDICE DE FIGURAS.....	viii
RESUMEN.....	ix
ABSTRACT.....	x
INTRODUCCION.....	xi
<b>CAPITULO I. MARCO TEORICO.....</b>	<b>1</b>
ANTECEDENTES.....	1
BASES TEORICAS.....	2
MUROS LONGITUDINALES.....	2
SOCAVACION.....	3
FACTORES QUE INFLUYEN EN LA SOCAVACION.....	4
CAUSAS DE LA SOCAVACION.....	8
CONSECUENCIAS DE LA SOCAVACION.....	9
FORMAS DE SOCAVACION.....	10
TIPOS DE SOCAVACION.....	10
INFLUENCIA DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN LA SOCAVACIÓN	
LOCAL.....	13
PRINCIPIOS GENERALES QUE CARACTERIZANLA SOCAVACIÓN LOCAL.....	15
CONDICIONES CRÍTICAS PARA LA INICIACIÓN DEL MOVIMIENTO.....	15
ESTUDIOS HIDROLÓGICOS.....	17
<b>CAPITULO II. MATERIALES Y METODOS.....</b>	<b>52</b>

UBICACIÓN .....	52
MATERIALES Y EQUIPO .....	54
DISEÑO METODOLOGÍA .....	54
<b>CAPITULO III. RESULTADO Y DISCUSIÓN .....</b>	<b>63</b>
SOCAVACIÓN EXISTENTE .....	63
ESTIMACIÓN DE LA MAGNITUD DE SOCAVACIÓN PARA TR 100	
AÑOS .....	64
<b>CAPITULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>84</b>
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS .....	86
ANEXOS .....	87

## ÍNDICE DE TABLAS

<u>TITULO</u>	<u>PÁGINA</u>
Tabla 1. Valores recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje .....	19
Tabla 2. Coeficientes de duración lluvias entre 48 horas y una hora .....	27
Tabla 3. Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración .....	32
Tabla 4. Clasificación de clases antecedentes de humedad (amc) .....	36
Tabla 5. Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, Sub - urbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $I_a = 0.2s$ ) .....	37
Tabla 6. Conjunto de ecuaciones para la convulsión de tiempo discreto .....	42
Tabla 7. Factor de corrección por contracción del cauce u .....	46
Tabla 8. Valores de x para suelos cohesivos y no cohesivos .....	47
Tabla 9. Valores del coeficiente $\beta$ .....	48
Tabla 10. Coeficiente de corrección $K \theta$ .....	50
Tabla 11. Coeficiente de corrección $KQ$ .....	50
Tabla 12. Coeficiente de corrección $Km$ .....	50
Tabla 13. Operacionalización de variables .....	61
Tabla 14. Profundidad de socavación existente .....	64
Tabla 15. Precipitaciones máximas en 24 horas .....	66
Tabla 16. Análisis estadístico de los datos .....	68
Tabla 17. Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno .....	69
Tabla 18. Lluvias máximas (mm) – Estación Jaén .....	70
Tabla 19. Intensidades máximas (mm/hora) – Jaén .....	70
Tabla 20. Resultados del Análisis de Regresión .....	71

Tabla 21. Descripción del uso de la tierra de la cuenca.....	70
Tabla 22. Cálculo del valor del CN.....	74
Tabla 23. Precipitaciones efectivas para diferentes tiempos de duración.....	75
Tabla 24. Resumen de los Resultados relacionados con la variable .....	81

## ÍNDICE DE FIGURAS

<u>TITULO</u>	<u>PÁGINA</u>
Figura 1. Cauce Definido y Cauce Indefinido.....	5
Figura 2. Curvas I – D – F.....	26
Figura 3. Ejemplo Hietograma de Diseño.....	32
Figura 4. Variables en el método.....	34
Figura 5. Ejemplo Hietograma de Precipitación efectiva.....	35
Figura 6. Hidrograma Unitario Triangular del SCS.....	41
Figura 7. Sección transversal del cauce.....	45
Figura 8. Intersección del flujo por los estribos.....	49
Figura 9. Area de ubicación del proyecto en estudio.....	52
Figura 10. Area de ubicación del distrito de Jaén.....	53
Figura 11. Curva Intensidad, Duración y Frecuencia.....	72
Figura 12. Hidrograma sintético triangular del SCS.....	76
Figura 13. Cálculo del caudal de diseño mediante el proceso de convulación.....	77



## RESUMEN

El objetivo de esta investigación fue evaluar la socavación al pie de los muros de encauzamiento del río amojú, zona urbana - Jaén. Se realizó un diagnóstico de la socavación existente en dicho tramo para observar la magnitud de dicha socavación, seguidamente se realizó el estudio hidrológico e hidráulico del tramo, para lo cual se recopiló información tal como precipitaciones máximas en 24 horas de SENAMHI referido a la estación de Jaén el cual se encuentra dentro de la cuenca, también se realizó el estudio topográfico y la determinación del Dm del suelo; de esta manera se realizó el modelamiento hidráulico en el software Hec Ras, con estos datos se estimó la socavación para un periodo de retorno de 100 años según recomendaciones del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC. Se observó la socavación existente más crítica de 1.20m al pie del muro y se estimó una socavación de 2.41m con un caudal de  $238.7\text{m}^3/\text{s}$  según el periodo de retorno. Se determinó que la magnitud de la socavación de los muros de encauzamiento del río amojú, zona urbana – Jaén, se estima que sobrepasa 0.91 la profundidad de su cimentación para un periodo de retorno de 100 años; lo cual es un riesgo para la población que habita a riberas de este ante un colapso, basándose en que para caudales menores a  $238.70\text{ m}^3/\text{s}$  se ha observado 1.20m de socavación.

**Palabras clave: socavación, cimentación, muros de encauzamiento**

## ABSTRACT

The objective of this research was to evaluate the scour at the foot of the River floodwalls amojú, urban - Jaén. A diagnosis was made of scour in said section to see the extent of the scour, then performed hydrologic and hydraulic study of the section, for which information was collected as maximum rainfall in 24 hours SENAMHI referred to the station Jaen which is located within the basin, we also performed the surveying and determining the soil Dm, in this way was performed hydraulic modeling software Hec Ras, with these data, we estimated scour for a return period 100 years as recommended by the Manual of Hydrology, Hydraulics and Drainage MTC. Scour was observed most critical existing 1.20m below the wall and scour was estimated at a rate of 2.41m 238.7m<sup>3</sup> / s according to the return period. It was determined that the magnitude of the undermining of floodwalls amojú River, urban - Jaen, an estimated 0.91 exceeds the depth of your foundation for a return period of 100 years, which is a risk to the population inhabits shores of this before a collapse, based on that for flows less than 238.70 m<sup>3</sup> / s has been observed scour 1.20m.

**Keywords: excavation, foundation, floodwalls**

## INTRODUCCION

La socavación es un fenómeno bastante complejo en el que se aumenta la capacidad erosiva del flujo, y por lo tanto, el acarreo de sedimentos y material del fondo y las márgenes del río. En dichos procesos intervienen diferentes variables, tanto las referentes a las condiciones propias del cauce como a la de las estructuras presentes en él, debido a que cualquier obra construida y que resulte obstrucción para el flujo, representa un factor que incrementa la socavación.

Los muros de encauzamiento son obras de común construcción en los márgenes de los ríos, para evitar inundaciones y proteger los laterales contra la erosión. Una de las principales causas de falla de los muros es la socavación, cuando esto sucede, la cimentación queda expuesta y no hay suficiente soporte para mantener en pie la estructura; esto sucede mayormente porque dichos muros se diseñan sin dar la importancia debida a la socavación, es decir cimentaciones poco profundas; por estas razones en este estudio se evaluará la socavación al pie de los muros de encauzamiento del río Amojú, zona Urbana de Jaén, siendo la formulación del problema ¿Cuál es la magnitud de socavación que sobrepasaría la profundidad de cimentación de los muros encauzamiento ante una máxima avenida, zona urbana – Jaén?

La presente investigación es importante y se justifica en vista que debido a las fuertes precipitaciones en la parte alta de esta cuenca está quebrada tiende a aumentar su caudal considerablemente, produciéndose de esta manera, socavaciones en los muros de encauzamiento del río Amojú en la zona urbana

de Jaén, aumentando la probabilidad de colapsos de dichas estructuras y en consecuencia pérdidas humanas y económicas.

La información que producirá la investigación podrá servir para que las autoridades de la jurisdicción realicen acciones correspondientes para prevenir el colapso de los muros de encauzamiento, para que la población que tengan sus viviendas ubicadas en la orilla del río, más aún cimentadas encima de los muros tengan conocimiento del riesgo en el que se encuentran y por ende ponerles en alerta; para que ellos mismos soliciten el apoyo correspondiente a las autoridades local, regional y nacional y para que los ingenieros civiles y otros que tengan que ver en este campo tengan un mejor criterio en el diseño de dichas obras ante el principal problema más importante en el colapso de obras hidráulicas (la socavación). Los usuarios potenciales de la información serán las autoridades de la jurisdicción. La investigación se realizará en el río Amojú; en la zona urbana de Jaén - Región Cajamarca.

La evaluación de la socavación tendrá carácter Transversal y es de vital importancia porque pretende dar cuenta de la situación en que se encuentra las fundaciones del muro respecto a la socavación en la actualidad y por ende ante una máxima avenida.

El objetivo de dicha investigación es medir la magnitud de socavación existente al pie de los muros de encauzamiento (tramos críticos) y estimar la magnitud de la socavación para un tiempo de retorno calculado según recomendaciones de la Norma, de esta manera confrontar dichos datos y dar las conclusiones respectivas. La hipótesis es "La magnitud de la socavación de los muros de encauzamiento del río amojú, zona urbana – Jaén, se estima que sobrepasa 0.50 a 1.00m la profundidad de su cimentación para un periodo de retorno

estimado”; siendo las variables las siguientes: Socavación existente al pie de los muros de encauzamiento en el río Amojú; zona urbana de Jaén en los tramos críticos y Socavación al pie de los muros de encauzamiento en el río Amojú; zona urbana de Jaén, para un tiempo de retorno estimado.

## **CAPITULO I. MARCO TEÓRICO**

### **1.1. Antecedentes**

#### **1.1.1 Nacionales**

Encontramos el estudio de Leonardo Nelton (2010) en el distrito de Pichari – La Convención Cuzco, el autor realizó un estudio hidrológico e hidráulico para la construcción de la defensa ribereña en el río Omayá, distrito de Pichari. Donde se concluyó que para un caudal probable de  $52.96 \text{ m}^3/\text{s}$  la profundidad de cimentación correspondiente es de un mínimo de 1.17m, al pie del muro en el lecho de río.

#### **1.1.2 Internacionales**

Encontramos el estudio de Griselda Martínez López (2007) en México. El autor realizó un estudio donde hace un diagnóstico de las obras civiles, tomando énfasis en la socavación de dichas obras y su problemática, concluyendo que es un problema principal en el colapso de obras hidráulicas por las grandes recargas hidráulicas de los ríos, dando lugar pérdidas de vidas y económicas.

También encontramos el estudio de María Eugenia Borges Briceño (2008) en Mérida Venezuela. El autor realizó un estudio de tal manera de encontrar una ecuación que permita determinar la magnitud de la socavación con mayor

precisión en muros longitudinales (muros de encauzamiento) en ríos de montaña. En el cual se construyó un modelo físico que recrea las condiciones en las que se produce la socavación, tomando en cuenta parámetros tales como: la pendiente del río, tamaño de los sedimentos, el caudal y otros. Este modelo permitió la toma de datos para definir la ecuación, y además sirvió para confrontar los resultados obtenidos con los que proporcionaron las ecuaciones ya establecidas para estribos en ríos, pues existen similitudes geométricas entre muros longitudinales y estribos; concluyendo que la fórmula que más se ajusta para el cálculo de socavación en muros longitudinales es la de Lischtvan - Levediev.

## **1.2. Bases Teóricas**

### **1.2.1 Muros Longitudinales**

Los muros longitudinales o de encauzamiento son obras de protección contra la erosión y desborde de los ríos, las cuales se apoyan directamente en la márgenes de los mismos para evitar que la corriente este en contacto directo con el material de las orillas que intentan proteger. Los muros pueden ser construidos con diversos materiales como losas de concreto, gaviones, enrocado, elementos prefabricados en concreto, arcilla, suelo-cemento, etc. De estos materiales suelen preferirse los que permiten construir protecciones flexibles, pues ellas se adaptan mejor a las posibles losas de concreto. Requieren de una colocación más cuidadosa y es imprescindible compactar adecuadamente el terreno antes de construir las.

Las causas más comunes de falla en los muros son: mala cimentación, volcamiento, deslizamiento y destrucción del pie de talud. Según Flórez y Aguirre

(2006) para proteger el pie del talud se puede utilizar alguno de estos dos procedimientos:

1. Cuando la construcción se lleva a cabo en seco, el muro se puede apoyar en una zanja de 1 m a 2 m de profundidad rellena con gaviones o rocas. También se puede hincar un tablestacado que impida el deslizamiento del muro cuando el fondo descienda durante la avenida.

2. Construir un tapete de enrocado con ancho igual al tirante (no menor a 2 m) y espesor de 40 a 70 cm., para que al descender el nivel del cauce durante la crecida, el tapete acomode sobre el fondo socavado evitando que se deslice la capa protectora del muro.

Los muros longitudinales deben ser evaluados cada cierto periodo de tiempo, especialmente después de las crecidas, para recuperar cualquier zona de la protección que se haya socavado, y así evitar que la estructura falle por completo.

### **1.2.2 Socavación.**

La socavación es un proceso que resulta de la acción erosiva del flujo de agua que arranca y acarrea material de lecho y de las márgenes de un cauce, haciendo que disminuya el nivel del río por el incremento de su capacidad de arrastre de sedimentos. Este proceso se da cuando una corriente de agua encuentra un obstáculo, originándose un desequilibrio entre la cantidad de sedimentos aportados a una sección y la capacidad de transportar sedimentos fuera de ella, por lo cual, se modifican las condiciones de escurrimiento y se cambia la capacidad de arrastre en los alrededores de la obstrucción.

La socavación no prevista es una de las causas más comunes de falla en puentes y de las estructuras de protección en los ríos.



El fenómeno de socavación se relaciona con dos de los problemas más complejos de la mecánica de fluidos, como son la mecánica de transportes de sedimentos y la capa límite de tridimensional. Según Einstein (Aguirre, 1980), la mecánica del transporte de sedimentos involucra las características presentes en el lugar en el que está estudiando la socavación, ya que es un fenómeno en el cual se produce arrastre de partículas de diferentes propiedades; pues distintas variables determinan la cantidad de sedimentos que pueden acarrear una corriente. Hay modelos que permitan el cálculo del transporte de los materiales del lecho, tanto por el fondo como en suspensión por separado. Otros métodos no toman en cuenta tal discriminación y determinan el transporte total de los materiales del lecho sin dividirlo en dos categorías, sino que lo toman como un todo (Maza y García, 1992). Ninguno de estos métodos es universal, pues todos han sido derivados para ciertas condiciones y características de flujo y de los sedimentos.

### **1.2.3 Factores que Influyen en la Socavación**

Los factores que influyen en la socavación pueden ser divididos en dos grandes grupos: las características del cauce (geomorfología, topografía y características del sedimento) y las del flujo (régimen de flujo y características del fluido).

**1.2.3.1 La geomorfología.** La geomorfología es la ciencia que estudia la forma de la superficie terrestre a través del tiempo. Un río puede cambiar su profundidad, ancho, el curso del régimen en forma temporal y progresiva. Cualquier efecto de contracción por presencia de obstáculos o la existencia de curvas alteran la morfología del cauce, produciendo un efecto de socavación.

Aunque los fenómenos de erosión pueden ocurrir naturalmente, también las actividades del hombre, tales como la explotación de la corriente, construcción de

represas y estructuras, o las alteraciones del canal originan cambios importantes, alterando así el equilibrio natural del lecho.

**Cause definido:** cuando la corriente de estiaje fluye por un solo canal con límites bien demarcados.

**Cause indefinido:** cuando la corriente va por pequeños cauces o brazos que se entrecruzan en una misma sección transversal.

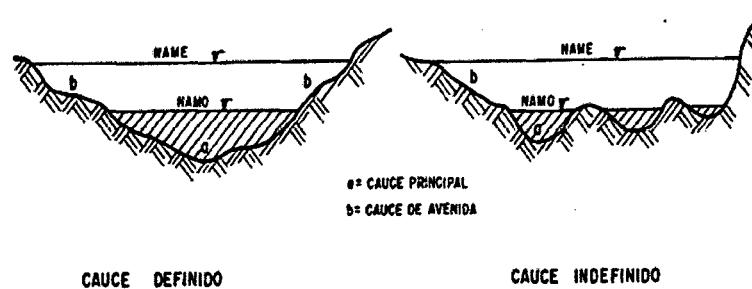


Figura 1. Cauce Definido y Cauce Indefinido

**1.2.3.2 Granulometría.** La curva granulométrica del material del lecho es fundamental en la determinación de los diámetros característicos de las partículas ya que se permiten establecer si se va a utilizar un solo diámetro como representativo para calcular la tasa de transporte de sedimento o si se deben emplear intervalos de clase.

El material de fondo no es uniforme, por lo cual el sedimento puede presentar una gran variedad de diámetros, sobre todo en los caso de los ríos de montañas, en los que hay presencia de cantos rodados y piedras de gran tamaño mezclados con material arenoso. Por lo cual se dificulta estimar el radio hidráulico.

**1.2.3.3 Diámetro de Sedimentación.** El diámetro de sedimentación es el de una esfera con la misma densidad de la partícula que cae, la misma velocidad terminal uniforme, en el mismo fluido y a la misma temperatura.

**1.2.3.4 Forma de las partículas.** La forma es una característica no muy importante para el fenómeno de socavación, pero junto con el tamaño, define algunas de sus propiedades físicas. La forma se puede determinar a través de parámetros como: la redondez, la esfericidad y el factor de forma.

- La redondez es la relación entre el radio medio de la curvatura de las aristas de la partícula y el radio de la circunferencia inscrita en el perímetro de área máxima de proyección de la partícula.

- La esfericidad es la relación entre el área superficial de una esfera de volumen equivalente y el área superficial de la partícula real. Una forma para estimar el área superficial de la partícula consiste en sumergirla en parafina líquida, la cual se adhiere a la superficie, con un espesor aproximadamente constante. Establecido el peso de la parafina adherida a la partícula y el espesor de la película se puede determinar el área de aquella.

**1.2.3.5 Peso Específico.** El peso específico relativo de un cuerpo es la razón entre su peso y el de un volumen igual de agua destilada a la temperatura de 20 °C. El peso específico absoluto es la relación entre peso y volumen.

El cuarzo es el mineral más común en la composición de los sedimentos transportados por el viento o el agua, aunque otros muchos minerales también forman parte de su composición. Es por esta razón que el peso específico relativo

de las arenas es muy próximo al del cuarzo (2650 kg/m<sup>3</sup>) y este es el valor que más frecuentemente se emplea.

**1.2.3.6 Geometría del Cauce.** La geometría del cauce está representada por la pendiente longitudinal y por las características de la sección transversal.

- **Pendiente longitudinal.** Es uno de los factores más importantes que inciden en la capacidad que tiene el cauce para transportar sedimentos, pues afecta directamente la velocidad del agua. En los tramos de pendiente fuerte, donde las pendientes son superiores al 3 % las velocidades de flujo son altas que pueden mover como carga de fondo sedimentos de diámetros mayores a 5 cm, además de los sólidos que ruedan por desequilibrio gracias al efecto de lubricación producido por el agua.

En cauces naturales la pendiente longitudinal se mide a lo largo de la línea del agua, y no del fondo, debido a la inestabilidad e irregularidades del fondo. En los periodos que tienen un caudal más o menos estable es posible relacionar las pendientes con los caudales utilizando registros de aforos.

- **Sección transversal.** En los cauces naturales las secciones transversales son irregulares y la medición de sus características geométricas se realizan con levantamientos topográficos. La línea que une los puntos más profundos de las secciones transversales a lo largo de la corriente se denomina thalweg. En las corrientes del lecho aluvial se observan continuas variaciones en las secciones transversales y en la línea de thalweg. las magnitudes y frecuencias de estas variaciones dependen del régimen de caudales, de la capacidad de transporte de sedimentos, y del grado de estabilidad del cauce.

**1.2.3.7 Régimen del Flujo.** El régimen de flujo es un tramo particular de una corriente natural se clasifica en función del número de Froude, el cual es una relación adimensional entre fuerzas de inercia y de gravedad. En el régimen supercrítico ( $F > 1$ ) el flujo es de alta velocidad, propio de cauces de gran pendiente o ríos de montaña. El flujo sub crítico ( $F < 1$ ) corresponde a un régimen de llanura con baja velocidad de flujo. El flujo crítico ( $F=1$ ) es un estado teórico en corrientes naturales y representa el punto de transición entre los regímenes subcrítico y supercrítico.

**1.2.3.8 Viscosidad del Agua.** La viscosidad del agua representa un factor importante en el estudio de los cauces naturales. Esta viscosidad depende principalmente de la concentración de la carga de sedimentos en suspensión, y en menor escala de la temperatura. En cauces limpios, o sea aquellos en que la concentración de sedimentos es menor de 10 % en volumen, el agua se puede considerar como de baja viscosidad (1 centipoise). En el caso extremo, cuando se conforman flujos de lodo, donde la proporción de volumétrica entre el sedimento y el líquido sobrepasa el 80%, la viscosidad es de alta (4000 pises)

Las fórmulas empíricas de flujo en corrientes naturales se han desarrollado para corrientes de agua limpia. Por lo tanto, las velocidades que se calculan con estas fórmulas resultan más altas que las velocidades reales cuando se aplican a flujos viscosos.

#### **1.2.4 Causas de la Socavación**

El fenómeno de socavación es producido por diferentes causas que influyen en el cambio del nivel de un lecho de un río, es decir las variaciones que tiene el agua

respecto al flujo normal, ya que el movimiento de las partículas de fondo pueden variar dependiendo del tipo de material presente, de la capacidad de transporte de sedimentos del río o del cambio de este por el incremento de caudales o por el cambio de pendiente y de la geología del lugar.

Una de las principales causas de la socavación es la tendencia que tiene cualquier cauce natural de buscar su estabilidad para todas condiciones (profundidad, ancho, pendiente); lo cual es muy frecuente en ríos en los cuales se han realizado obras de encauzamiento como el corte de meandros, o en los que se han colocado obstáculos en la sección del río como estribos, pilas, muros, etc. Este último caso, es el de mayor importancia para esta investigación.

### **1.2.5 Consecuencias de la Socavación**

El deterioro, falla, e incluso colapso de muchas obras civiles se debe principalmente a la erosión o socavación alrededor de los elementos estructurales o en los márgenes de los ríos; esto último genera problemas de inestabilidad por los cambios de las condiciones del río (velocidad, caudales, sedimentos, entre otros). A su vez, estos daños involucran pérdidas económicas ya sea por la importancia de la obra afectada o por la inversión que se debe realizar en el diseño de una solución para la protección de dicha obra. Cuando ocurren variaciones en una sección transversal se presenta un deterioro en el ecosistema adyacente a la zona donde se da el fenómeno.

Cuando se producen fallas en el sistema de fundaciones de las estructuras ubicadas a los márgenes de los ríos, no solo se generan pérdidas económicas y materiales, si no que en algunos casos se pueden dar pérdidas de vidas humanas.

## **1.2.6 Formas de Socavación**

Dependiendo de si existe o no movimiento de sedimentos en el cauce, se pueden presentar dos formas:

### **1.2.6.1 Socavación en lecho móvil**

Se presenta cuando hay transporte de sedimentos desde el lecho aguas arriba hasta el sitio donde se encuentren la estructura en cuyas cercanías se produce socavación, quedando por lo tanto, parte de este sedimento atrapado en el hueco de socavación.

### **1.2.6.2 Socavación en agua clara**

Se presenta cuando hay transporte de sedimentos desde el lecho aguas arriba hacia el sitio de la estructura, por lo cual no hay nuevo suministro de sedimentos para la zona de socavación. La mayoría de las ecuaciones utilizadas en el cálculo de socavación están definidas para cuando el fenómeno se produce en agua clara.

## **1.2.7 Tipos de Socavación**

Se pueden presentar distintas clases de erosión que conjuntamente determinan la profundidad máxima a la que descenderá el fondo del cauce; estos tipos de socavación son:

**1.2.7.1 Socavación general del cauce.** La socavación general es el descenso del nivel del lecho de un río a lo largo de todo su cauce. Se produce al presentarse una creciente y es debido al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente, en virtud de su mayor

velocidad. Para mantener el equilibrio, cuando se aumente la capacidad de arrastre del río, el mismo toma material del fondo, lo que produce la erosión. Al disminuir el caudal una vez finalizada la crecida, disminuye también la capacidad de arrastre y los sedimentos vuelven a ser depositados, por ende, el fondo vuelve a su nivel original, excepto en los lugares donde el cauce a cambiado de lugar. La socavación general del cauce se produce independientemente de la presencia de cualquier estructura en él.

**1.2.7.2 Socavación transversal en estrechamiento.** La socavación transversal en estrechamientos es la que produce por el aumento en la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando su velocidad aumenta por efecto de una reducción del área hidráulica en su cauce. El efecto es muy importante en puentes, donde por lo común suelen ocurrir las mencionadas reducciones; también puede presentarse en otros lugares del curso del río, donde la presencia de estructuras implica un estrechamiento más o menos brusco. Los cambios que produce la existencia de una estructura en el cauce son principalmente los siguientes:

1. Cambio de la velocidad del flujo del agua en el cauce principal.
2. Cambio en la pendiente de la superficie libre del agua, hacia arriba y hacia abajo de la estructura. esto origina un mayor arrastre del material de fondo en la sección del cauce, y cuando ello es posible, un ensanchamiento del cauce.

La socavación general y la transversal generalmente se calculan simultáneamente y se producen al mismo tiempo. El método más empleado para su determinación es el de Lichtvan - Levediev.



**1.2.7.3 Socavación en el lado exterior de la curvas.** Cuando un río describe una curva existe una tendencia en la corriente situada más lejos del centro de curvatura a caminar más a prisa que la situada más hacia el interior; como consecuencia, la capacidad de arrastre de sólidos y la profundidad de erosión es mayor en la parte del cauce exterior a la curva; y por lo tanto, el material sedimenta hacia la parte interior de la misma. El efecto es importante y debe ser tomado en cuenta en la construcción de puentes y obras de protección en la curvas de ríos, pues al disminuir la velocidad aumenta el sedimento en la zona, por ello, disminuye la zona útil para el flujo del agua; y por otro lado, al aumentarse la profundidad y en el área hidráulica, aumenta el gasto.

**1.2.7.4 Socavación local.** La presencia de la estructura constituye un obstáculo que provoca la desviación de la línea de corriente, lo que a su vez origina un sistema de vórtices de alta velocidad que genera una marcada erosión en la parte frontal del obstáculo.

Desde el punto de vista práctico, la socavación local es la de mayor interés, pues esta es la que se da en las vecindades de las estructuras insertas en el cauce, y por lo tanto, es la que causa mayores daños a dichas estructuras.

Dentro de las estructuras sometidas a erosión, las de mayor interés son las pilas y los estribos de los puentes, ya que los errores en la estimación de la magnitud puede llevar a la destrucción parcial o total de la estructura; o en el caso contrario, lleva adoptar profundidades excesivas de fundación que resultan muy costosas y complican el proceso constructivo.

Para cuantificar la socavación, se han empleado algunas soluciones teóricas aunque resulten bastante complicadas, puesto que los patrones de escurrimiento

son difíciles de evaluar y también la interacción entre los sedimentos y las propiedades de flujo.

Para el estudio de socavación local se suelen aislar algunas variables que se consideran determinantes para el fenómeno, y luego se intenta caracterizarlo a través de expresiones empíricas. La exactitud de los resultados que se obtienen de esta forma no es la mejor, pero en cualquier caso no resulta económico prevenir toda la erosión que pudiera presentarse en las estructuras hidráulicas, así que se debe aceptar y predecir alguna socavación.

Algunos investigadores han intentado establecer las ecuaciones diferenciales que rigen la socavación local en situaciones particulares, como es el caso del escurrimiento bidimensional, en el cual, la socavación se puede estudiar por medio de las ecuaciones de la dinámica de fluidos y de la continuidad, relativas a la fase sólida y líquida del escurrimiento.

Casi todos los estudios analíticos de socavación, han estudiado el fenómeno bajo condiciones muy particulares, aceptando hipótesis simplificadoras que comprometen la veracidad de los resultados obtenidos. Por tal razón, muchas de las predicciones de la socavación se basan en resultados experimentales.

### **1.2.8 Influencia del transporte de sedimentos en la socavación local**

Los lechos de los ríos están formados por material de diversos tamaños, que en condiciones generales permanece en reposo, pero durante las crecidas, cuando el caudal sobrepasa el valor crítico para el comienzo del transporte de sedimentos, las partículas del fondo son removidas por el flujo y el caudal sólido crece conjuntamente con el líquido.

El material extraído se puede mover por el fondo o puede incorporarse a la masa líquida, ocurriendo así transporte en suspensión. Ambos tipos de transporte se dan simultáneamente, pero en distintas proporciones, pues mientras mayores a el caudal y menor el tamaño de las partículas, mayor grande será el caudal en suspensión, en cambio si el material es muy grueso, y las condiciones están próximas a las de iniciación del movimiento, casi todo el transporte será por el fondo. Al momento de estudiar la socavación, es muy importante conocer si el escurrimiento ocurre con o sin transporte de sedimentos.

Como ejemplo se puede tomar un estribo colocado a la margen de un escurrimiento de fondo móvil y considerar lo que ocurre cuando la velocidad aumenta progresivamente y se mantiene constante la velocidad. Para valores muy bajos de la velocidad no se observa socavación al pie del estribo; a partir de cierto valor de la velocidad, comienza a presentarse la socavación a la cabecera del obstáculo, aun cuando no existe transporte generalizado. Para velocidades mayores, cuando se supera la velocidad crítica para el arrastre de material, comienza a existir transporte generalizado y puede observarse como evoluciona el proceso de socavación.

Para una velocidad determinada, la socavación crece de manera progresiva durante cierto tiempo, hasta que se alcanza el estado de equilibrio. La evolución de la socavación y la forma como se alcanza el equilibrio en escurrimientos sin transporte sólido es diferente a la manera en el que se alcanza cuando hay transporte generalizado.

En escurrimientos sin transporte de sedimentos, a medida que aumenta la socavación disminuye las velocidades y las tensiones tangenciales hasta alcanzar valores que son insuficientes para arrastrar material, alcanzando así cierto

equilibrio. Los efectos de la socavación serán mayores mientras más grande sea la velocidad del escurrimiento, para un diámetro medio de las partículas del fondo, es decir, mientras menores sean las partículas del fondo, para una velocidad de escurrimiento determinada.

En los escurrimientos con transportes generalizados con sedimentos se produce simultáneamente, transporte de material fuera de foso de socavación y hacia adentro del foso; desde el inicio de la socavación. Al principio, la cantidad de material que sale es superior a la que entra, pero a partir de cierto momento se establece el equilibrio entre la cantidad de material sólido que entra al foso y que sale.

### **1.2.9 Principios generales que caracterizan la socavación local**

Según Larsen (1956) existen cuatro principios que caracterizan a la socavación local, los cuales son:

1. La tasa de socavación es igual a la diferencia entre la capacidad de transportar material fuera al foso de socavación y la tasa de aporte de sedimentos al foso.
2. La tasa de socavación disminuye a medida que la sección del escurrimiento va aumentando.
3. La socavación siempre tiene un límite para determinadas condiciones iniciales.
4. El límite de la socavación se alcanza asintóticamente, con el tiempo.

### **1.2.10 Condiciones Críticas para la iniciación del Movimiento**

Las características de las partículas del fondo del cauce, y las del flujo definen la velocidad límite o velocidad crítica a partir de la cual se inicia el movimiento de las partículas.

Debido al cambio de dirección de la corriente en las curvas o meandros del río, en la parte exterior o estrados de la curva hay mayor recorrido, lo que incrementa la velocidad del agua, cambia el patrón de las líneas de corriente a una forma generalmente helicoidal y aumenta su poder erosivo y la capacidad de transporte del río, lo que ocasiona mayor socavación.

El material removido puede depositarse en la parte interna de la curva, lo cual a su vez reduce la sección hidráulica contribuyendo aún más al fenómeno de socavación y al proceso de formación de meandros de los ríos, la reducción de sección en el cauce, también puede ser producida por la presencia de obras y estructuras en el mismo.

SEGÚN Flores y Aguirre (2006), cuando las fuerzas hidrodinámicas que actúan sobre partícula de sedimento, son de tal magnitud que cualquier incremento de ellas por pequeño que este sea, produce movimientos, entonces se dice que las condiciones son críticas. Para estas condiciones, las variables del flujo tales como el esfuerzo cortante en el fondo, la velocidad media o la profundidad, adquiere ciertos valores llamados críticos.

Si el sedimento del fondo de un río es uniforme, las condiciones críticas son aquellas que existen en el fondo justo antes de iniciarse el movimiento de las partículas. No obstante, cuando el material de fondo posee diversos tamaños, las partículas de menor diámetro alcanzan las condiciones críticas antes que las de mayor diámetro; en este caso, se considera que toda la distribución granulométrica está representada por el diámetro medio para poder hacer los análisis correspondientes.

En condiciones críticas existe equilibrio entre las fuerzas de gravedad, el empuje de sustentación, la fuerza ascensional, perpendicular al fondo, producida por la acción hidrodinámica y la fuerza hidrodinámica de arrastre paralela al fondo.

La fuerza de sustentación hidrodinámica no se considera explícitamente en la mayor parte de los análisis teóricos. Sin embargo, debido a que estas fuerzas dependen de un factor de forma y de número Reynolds, al igual que la fuerza de arrastre, su influencia queda automáticamente determinada cuando se encuentra experimentalmente los coeficientes adimensionales que afectan a la fuerza de arrastre.

### **1.2.11 Estudios Hidrológicos**

En los estudios hidrológicos se hace énfasis en el cálculo del caudal de diseño por ser una de las variables que más influye en el análisis de la socavación y en la elección de la geometría de la estructura del puente. Dentro del estudio hidrológico se analizan: la cuenca de hidrográfica, las precipitaciones (distribución espacial y temporal) y finalmente la determinación del caudal de diseño y el nivel de aguas máximas que se espera en el sitio de análisis.

**1.2.11.1 Análisis de la cuenca hidrográfica.** La cuenca hidrográfica actúa como un colector natural, evacuando las aguas lluvias en forma de escurrimiento. En el paso de lluvia a esorrentía se producen pérdidas tanto por intercepción (la que toma la vegetación), almacenamiento en depresiones, infiltración (humedad del suelo, aguas subterráneas y flujo subsuperficial) y evaporación. Las características fisiográficas que afectan la respuesta de una cuenca son: área, tipo y uso de suelo, orientación, forma, pendiente, elevación y la red de drenaje.

La determinación de las diferentes características fisiográficas se hace sobre fotografías aéreas (fotointerpretación) y planos topográficos.

**1.2.11.2 Análisis de precipitaciones y crecientes.** El diseño de la sección hidráulica de los muros y su Análisis de socavación se hacen para la máxima crecida en un período de retorno establecido. El desarrollo de los métodos y la calidad de su resultado dependen esencialmente de la información hidrológica disponible de la sección en estudio de la cuenca; es así que habrá gran información para algunos puntos y no habrá nada para otros; de todas formas se debe adoptar un método para su estimación. El período de retorno ( $T_r$ ) se define como el número promedio de años para que la creciente sea igualada o excedida al menos una vez. El período de retorno es función de la vida útil de la estructura en años ( $n$ ) y del riesgo permisible de falla que el diseñador está dispuesto a asumir ( $R$ ). Se determina de la siguiente manera:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n \dots\dots\dots(1)$$

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.

Tabla 1. Valores recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**)(%)
Puentes(*)	22
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	39
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	64
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	64
Subdrenes	72
Defensas Ribereñas	22

(\*) -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=25 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.

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje

### 1.2.11.3 Análisis Estadístico de Datos Hidrológicos

#### 1.2.11.3.1 Modelos de Distribución

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; recomendándose utilizar las siguientes funciones:

- a) Distribución Normal
- b) Distribución Log Normal 2 parámetros
- c) Distribución Log Normal 3 parámetros
- d) Distribución Gamma 2 parámetros



- e) Distribución Gamma 3 parámetros
- f) Distribución Log Pearson tipo III
- g) Distribución Gumbel
- h) Distribución Log Gumbel

**a) Distribución Normal**

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{s\sqrt{2\pi}} e^{-1/2\left(\frac{x-\mu}{s}\right)^2} \dots\dots\dots (2)$$

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.

**b) Distribución Log Normal 2 Parámetros**

La función de distribución de probabilidad es:

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{s\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{-\left[\frac{(x-\bar{X})^2}{2s^2}\right]} dx \dots\dots\dots (3)$$

Donde X y S son los parámetros de la distribución.

Si la variable x de la ecuación 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, Sy). Los valores originales de la variable aleatoria x, deben ser transformados a y=log x, de tal manera que:

$$\bar{Y} = \sum_{i=1}^n \log x_i / n \dots\dots\dots (4)$$

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

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (5)$$

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

Asimismo; se tiene las siguientes relaciones:

$$C_s = \frac{a}{S_y^3} \dots\dots\dots (6)$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^3 \dots\dots\dots (7)$$

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

(Monsalve, 1999).

**c) Distribución Log Normal 3 Parámetros**

La función de densidad de  $x$  es:

$$f(x) = \frac{1}{(x-x_0)\sqrt{(2\pi)S_y}} e^{-1/2(\ln(x-x_0)-u_y/S_y)^2} \dots\dots\dots (8)$$

Para  $x > x_0$  Donde:

$X_0$ : parámetro de posición

$U_y$ : parámetro de escala o media

$S_y^2$ : parámetro de forma o varianza

**d) Distribución Gamma 2 Parámetros**

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-x/\beta}}{\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} \dots\dots\dots(9)$$

Válido para:  $0 \leq x < \infty$

$$0 < \gamma < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

Dónde:

$\gamma$  : parámetro de forma

$\beta$  : parámetro de escala

### e) Distribución Gamma 3 Parámetros

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(x-x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} \dots\dots\dots(10)$$

Válido para:  $x_0 \leq x < \infty$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

$x_0$  : origen de la variable  $x$ , parámetro de posición

$\gamma$  : parámetro de forma

$\beta$  : parámetro de escala

### f) Distribución Log Pearson Tipo III

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x^{\beta} \Gamma(\gamma)} \dots\dots\dots(11)$$

Válido para:  $x_0 \leq x < \infty$

$-\infty < x_0 < \infty$

$0 < \beta < \infty$

$0 < \gamma < \infty$

Dónde:

$x_0$ : origen de la variable  $x$ , parámetro de posición

$\gamma$ : parámetro de forma

$\beta$ : parámetro de escala

### g) Distribución Gumbel

La distribución de Valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel o Doble Exponencial, tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \dots\dots\dots (12)$$

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

$$a = \frac{1.2825}{\sigma} \dots\dots\dots (13)$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma \dots\dots\dots(14)$$

Dónde:

$a$ : Parámetro de concentración.

$b$ : Parámetro de localización.

Según Ven Te Chow, la distribución puede expresarse de la siguiente forma:

$$x = \bar{x} - k\sigma_x \dots\dots\dots (15)$$

Donde:

x : Valor con una probabilidad dada.

x : Media de la serie.

k : Factor de frecuencia.

#### **h) Distribución Log Gumbel**

La variable aleatoria reducida log gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha} \dots\dots\dots (16)$$

Con lo cual, la función acumulada reducida log gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(17)$$

#### **1.2.11.3.2 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  $\chi^2$  y la Kolmogorov – Smirnov, en este estudio utilizaremos la segunda.

#### **1.2.11.4 Determinación de la Tormenta 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.

Para determinación de la tormenta de diseño sería recomendable contar con información obtenida a través de un fluviógrafo, 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.

#### **1.2.11.4.1 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:

$$i = \frac{P}{T_d} \dots\dots\dots (18)$$

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 (Figura 02).

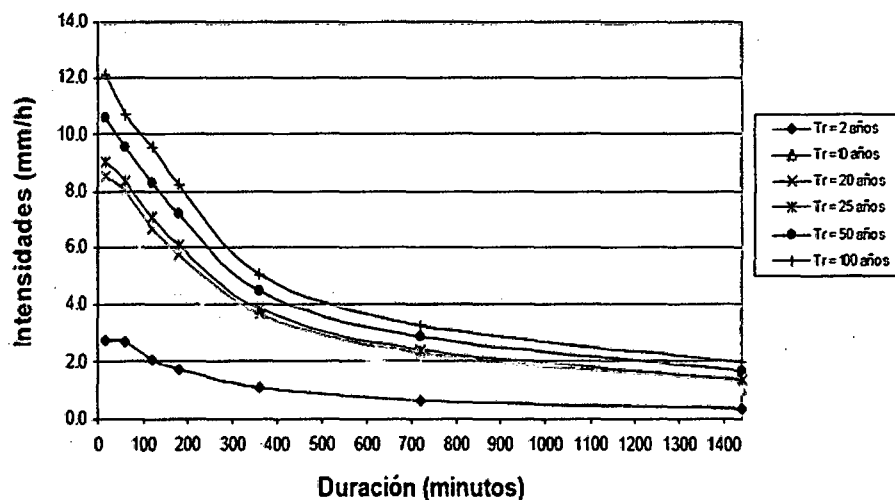


Figura 2: Ejemplo Curvas Intensidad - Duración - Frecuencia para lluvia máxima

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 N° 02 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 2. Coeficientes de duración 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
24	1.00
48	1.32

Fuente: Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito.

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:

$$P_d = P_{24h} \left( \frac{d}{1440} \right)^{0.25} \dots\dots\dots (19)$$

Dónde:

$P_d$  = 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:

$$I = \frac{KT^m}{t^n} \dots\dots\dots(20)$$

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)

Es una forma analítica propuesta por Aparicio (1997). Dicho autor plantea la

alternativa de obtener una ecuación que genere las curvas IDF a través de un modelo de regresión lineal, de modo de extrapolar la ecuación generada, a zonas que carezcan de registros pluviográficos y que se encuentren relativamente cerca. Por lo que, se procede a analizar el comportamiento de las variables involucradas en este estudio, relacionado simultáneamente las tres variables en una familia de curvas, para lo cual se utiliza la ecuación (20) propuesta por Aparicio (1997), la cual ha sufrido una pequeña modificación.

Donde  $k$ ,  $m$  y  $n$  son constantes de regresión lineal múltiple, donde  $T$  es el periodo de retorno en años,  $T$  la duración en minutos u horas, e  $I$  la intensidad de precipitación en mm/hrs.

Luego, aplicando los logaritmos a la ecuación (20) propuesta se pretende llegar a la forma de un modelo de regresión lineal múltiple y cuyo modelo se expresa en la ecuación (22):

$$\log I = \log k + m \log T - n \log t \dots\dots\dots (21)$$

$$Y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 \dots\dots\dots (22)$$

Dónde:

$Y = \log I$	$a_0 = \log K$	}	..... (23)
$X_1 = \log T$	$a_1 = m$		
$X_2 = \log t$	$a_2 = -n$		

Deducido de la investigación de Frederick Bell (1969) que publicó un trabajo en el cual generalizaba las curvas intensidad – duración – frecuencia, a partir de datos recogidos principalmente en Estados Unidos. El argumento físico en que se apoya es el hecho de que las lluvias extremas de menos de dos horas de duración se deben a tormentas de tipo convectivo, las cuales poseen características similares

en todas las regiones del mundo.

La expresión matemática propuesta por Bell es la siguiente:

$$p_t^T = (0.21 \ln T + 0.52) (0.54 t^{0.25} - 0.50) p_{60}^{10} \quad (10.7) \dots \dots \dots (24)$$

Dónde:

t: duración en minutos

T: periodo de retorno en años

$p_t^T$ : precipitación caída en t minutos con periodo de retorno en T años

Estudios hechos en diferentes partes del mundo han conducido a valores sensiblemente iguales para todos los lugares. Se observa que se requiere conocer la precipitación de una hora de duración y 10 años de periodo de retorno. En realidad no siempre se cuenta con información de lluvias de una hora de duración. Pero Espíldora, obtuvo en Chile que la relación entre la lluvia máxima diaria y la lluvia de una hora de es más o menos constante e igual a 4.04. Esto hace posible obtener la lluvia  $p_{60}^{10}$  que entra en la fórmula, a partir de las lluvias máximas diarias cuyos registros son más frecuentes.

### **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 (una cuenca alargada tendrá un mayor tiempo de concentración), 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:

$$t_c = t_o + t_f \dots\dots\dots (25)$$

Dónde:

$t_o$ : 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 03.

Tabla 3. Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración

METODO Y FECHA	FÓRMULA PARA $t_c$ (minutos)	OBSERVACIONES
Kirpich (1940)	$t_c = 0.0194.L^{0.77}.S^{-0.385}$ <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 (3a10%); 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.
California Culverts Practice(1942)	$t_c = 0.0195\left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$ <p>L = longitud del curso de agua más largo, m. H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m.</p>	Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California
Izzard(1946)	$t_c = \frac{525.(0.000276.i + c)L^{0.33}}{S^{0.333}.i^{0.667}}$ <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)	$t_c = \frac{7.L^{0.6}.n^{0.6}}{l^{0.4}.S^{0.3}}$ <p>L = longitud del flujo superficial, m. n = coeficiente de rugosidad de Manning. l = 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 l (Intensidad de lluvia) como $t_c$ son desconocidos, la superposición de una curva de intensidad - duración - frecuencia da una solución gráfica directa para $t_c$ .
Ecuación de retardo SCS (1973)	$t_c = \frac{0.0136L^{0.6}\left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0.7}}{S^{0.5}}$ <p>L = longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), m. CN = Número de curva SCS S = pendiente promedio de la cuenca, m/m.</p>	Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 800Ha; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que $t_c = 1.67 \times$ retardo

Fuente: \* SCS Soil Conservation Service

### 1.2.11.5 Hietograma de Diseño

En ocasiones no es suficiente el dato de que (por ejemplo) la precipitación máxima para las 5 horas más lluviosas es de 100 mm. Es posible que necesitemos conocer la evolución de esos 100 mm. A lo largo de esas 5 horas.

Los métodos hidrológicos más modernos requieren no sólo del valor de lluvia o intensidad de diseño, sino de una distribución temporal (tormenta), es decir el método estudia la distribución en el tiempo, de las tormentas observadas.

Una de las maneras de obtenerlo es a partir de las curvas IDF, dentro de ellas el Método del Bloque Alterno, es una manera sencilla. (alternating block method, Chow et al).

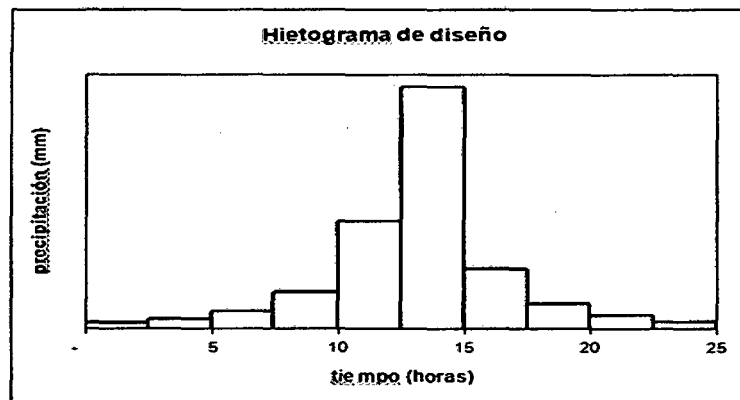


Figura 3: Ejemplo Hietograma de Diseño.

#### 1.2.11.6 Precipitación Total y Efectiva

El exceso de precipitación o precipitación efectiva ( $P_e$ ), es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de fluir a través de la superficie de la cuenca, el exceso de precipitación se convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca.

La diferencia entre el hietograma de lluvia total y el hietograma de exceso de precipitación se conoce como abstracciones o pérdidas. Las pérdidas son primordialmente agua absorbida por filtración con algo de intercepción y almacenamiento superficial.

##### 1.2.11.6.1 Método SCS para abstracciones.

El Soil Conservation Service (1972) desarrolló un método para calcular las

abstracciones de la precipitación de una tormenta. Para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa  $P_e$  es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación  $P$ ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca  $F_a$  es menor o igual a alguna retención potencial máxima  $S$ . Existe una cierta cantidad de precipitación la (abstracción inicial antes del encharcamiento) para lo cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es  $P-I_a$ .

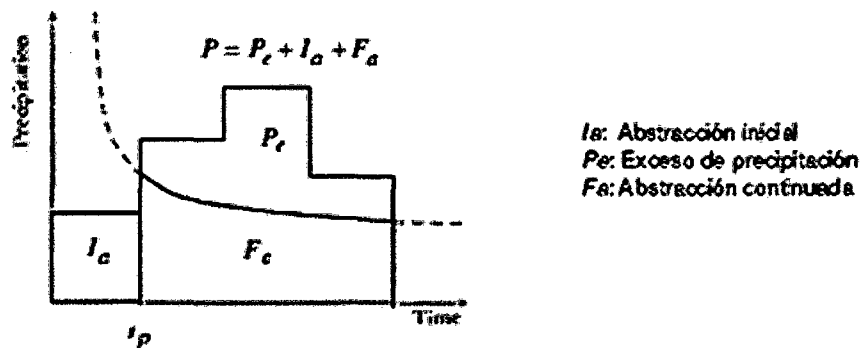


Figura 4. Variables en el método.  
(Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow))

La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P-I_a} \dots\dots\dots (26)$$

Del principio de continuidad:

$$P = P_e + I_a + F_a \dots\dots\dots (27)$$

Combinando las ecuaciones anteriores y resolviendo para  $P_e$  se encuentra:

$$P_e = \frac{(P-I_a)^2}{P-I_a+S} \dots\dots\dots (28)$$

La cual es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de

precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS (Figura03)

Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales pequeñas, se desarrolló una relación empírica.

$$I_a = 0.2S$$

Con base en esto: 
$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

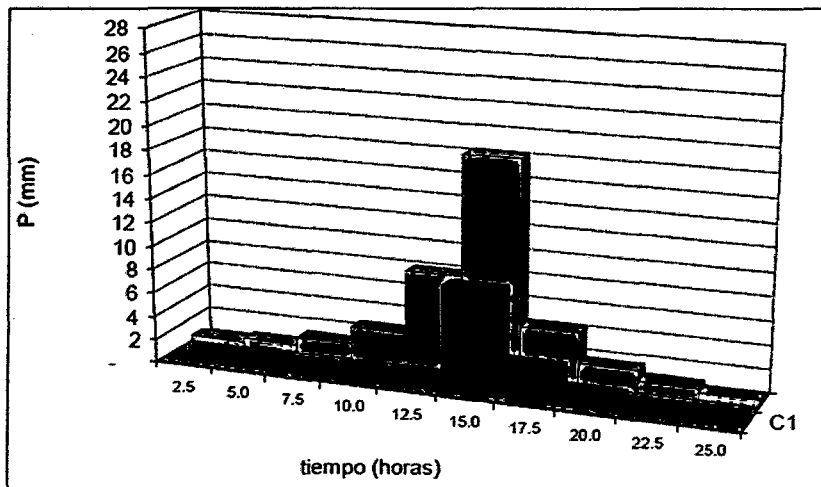


Figura 5. Ejemplo Hietograma de Precipitación efectiva

Como alternativa, y como valor referencial, el parámetro CN puede estimarse mediante el siguiente procedimiento:

Se define un número adimensional de curva CN, tal que  $0 < CN < 100$ . Para superficies impermeables y superficies de agua  $CN = 100$ ; para superficies naturales  $CN < 100$ . El número de curva y S se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \dots\dots\dots (30)$$

Donde S está en pulgadas.

Los números de curvas se aplican para condiciones para condiciones antecedentes de humedad normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o



condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes pueden calcularse por:

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10-0.058CN(II)} \dots\dots\dots (31)$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10+0.13CN(II)} \dots\dots\dots (32)$$

Tabla 4. Clasificación de clases antecedentes de humedad (amc) para el método de abstracciones de lluvia del SCS

Grupo AMC	Lluvia antecedente total de 5 días (pulg)	
	estación inactiva	estación activa
I	menor que 0.5	menor que 1.4
II	0.5 a 1.1	1.4 a 2.1
III	sobre 1.1	sobre 2.1

Fuente: Soil Conservation Service

Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelos:

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B: Suelos pocos profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

**TABLA 5. Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, la = 0.2s)**

DESCRIPCIÓN DEL USO DE LA TIERRA	GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO			
	A	B	C	D
Tierra cultivada <sup>1</sup> : sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
Con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales: condiciones pobres	68	79	86	89
Condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas,	45	66	77	83
Cubierta buena	25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.				
Óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más	39	61	74	80
Condiciones aceptables cubierta de pasto en el 50 al 75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos Industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial:				
Tamaño promedio del lote	Porcentaje promedio impermeable <sup>4</sup>			
1/8 acre o menos	65	77	85	90
1/4 acre	38	61	75	83
1/3 acre	30	57	72	81
1/2 acre	25	54	70	80
1 acre	20	51	68	79
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc.	98	98	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentados con cunetas y alcantarillados	98	98	98	98
Grava	76	85	89	91
Tierra	72	82	87	89

(Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow))

### 1.2.11.7 Estimación de Caudales.

Cuando existen datos de aforo en cantidad suficiente, se realiza un análisis estadístico de los caudales máximos instantáneos anuales para la estación más cercana al punto de interés. Se calculan los caudales para los períodos de retorno de interés (2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años son valores estándar) usando la distribución log normal, log pearson III y Valor Extremo Tipo I (Gumbel), etc., según el ítem 3.

Cuando no existen datos de aforo, se utilizan los datos de precipitación como datos de entrada a una cuenca y que producen un caudal Q. cuando ocurre la

lluvia, la cuenca se humedece de manera progresiva, infiltrándose una parte en el subsuelo y luego de un tiempo, el flujo se convierte en flujo superficial.

Existen muchas metodologías para estimar el caudal tal como: Método IILA, Método Racional, Método Racional Modificado, Hidrograma Unitario, etc. En este estudio trabajaremos con el método de Hidrograma Unitario.

#### **1.2.11.7.1. Hidrograma Unitario.**

El hidrograma es un gráfico que muestra la variación en el tiempo de alguna información hidrológica; siendo el hidrograma unitario de una cuenca, el hidrograma de escorrentía directa que se produciría en la salida de la cuenca si sobre ella se produjera una precipitación neta unidad de una duración determinada (por ejemplo, 1 mm. durante 1 hora).

El hidrograma unitario es el método lineal propuesto por Sherman en 1932, como un hidrograma típico para la cuenca. Se denomina unitario puesto que, el volumen de escorrentía bajo el hidrograma se ajusta generalmente a 1 cm (ó 1 pulg).

Matemáticamente, el hidrograma unitario es la función Kernel  $U(t-T)$  dada por:

$$q(t) = \int i(t)U(t - T)dt \dots\dots\dots(33)$$

Donde:

$q(t)$ : función del hidrograma de salida

$i(t)$ : función del hidrograma de entrada

Las características de una tormenta son: La duración de la lluvia, el patrón intensidad – tiempo, la distribución espacial de la lluvia y la cantidad de escorrentía.

Podremos concluir, que el hidrograma unitario es el hidrograma de un centímetro (o una pulgada) de escorrentía directa de una tormenta con una duración especificada.

#### **1.2.11.7.1.1 Obtención de hidrogramas unitarios**

La obtención de los hidrogramas unitarios se parte de valores naturales registrados o se pueden generar hidrogramas sintéticos.

El mejor hidrograma unitario es aquel que se obtiene a partir de: una tormenta de intensidad razonablemente uniforme; una duración deseada; un volumen de escorrentía cercano o mayor a 1cm (ó1pulg.)

El proceso de obtención de hidrogramas unitarios a partir de registros naturales de caudales es el siguiente:

- Separar el flujo base de la escorrentía directa.
- Determinar el volumen de escorrentía directa.
- Las ordenadas del hidrograma de escorrentía directa se dividen por la profundidad de escorrentía observada.
- Las ordenadas ajustadas forman el hidrograma unitario.

#### **1.2.11.7.1.2 Hidrogramas sintéticos.**

Además de los hidrogramas naturales, existen hidrogramas sintéticos que son simulados, artificiales y se obtienen usando las características fisiográficas y parámetros de la cuenca de interés. Su finalidad es representar o simular un hidrograma representativo del fenómeno hidrológico de la cuenca, para determinar el caudal pico para diseñar.

**a) Hidrograma sintético triangular del SCS.**

Con base en la revisión de un gran número de HU, el SCS sugiere este hidrograma donde el tiempo está dado en horas y el caudal en m<sup>3</sup>/s.cm.

El volumen generado por la separación de la lluvia en neta y abstracciones espropagado a través del río mediante el uso del hidrograma unitario.

El tiempo de recesión, tr, puede aproximarse a:

$$tr = 2.67Tp \dots\dots\dots(34a)$$

Como el área bajo el HU debe ser igual a una escorrentía de 1 cm, puede demostrarse que:

$$q_p = \frac{2.08A}{Tp} \dots\dots\dots (34)$$

Dónde:

A : es el área de drenaje en Km<sup>2</sup>

Tp : es el tiempo de ocurrencia del pico en horas

Adicionalmente, un estudio de muchas cuencas ha demostrado que

$$tp = 0,6tc \dots\dots\dots(34b)$$

Dónde:

tp: Tiempo de retardo (entre el centroide del hietograma y el pico de caudal) (h)

tc: Tiempo de concentración de la cuenca

El tiempo de ocurrencia del pico, Tp, puede expresarse como:

$$Tp = \frac{D}{2} + tp \dots\dots\dots (35)$$

Dónde:

D: duración de la lluvia  $D = \frac{2\sqrt{tc}}{2a} \dots\dots\dots(35a)$

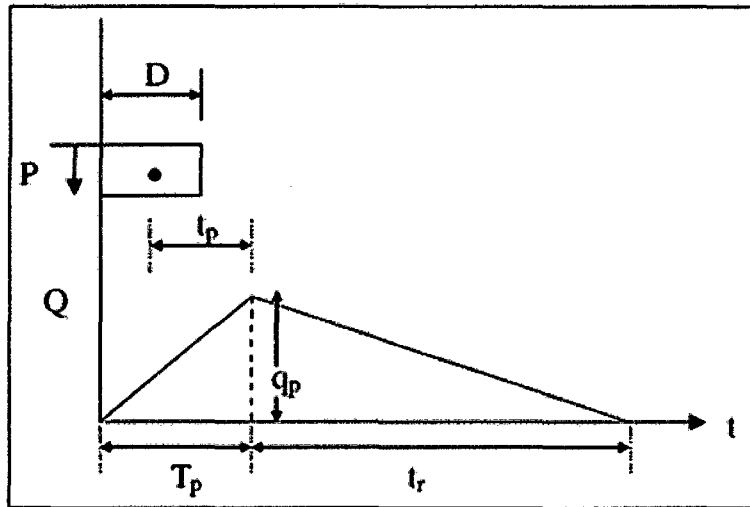


Figura 6. Hidrograma Unitario Triangular del SCS.  
 (Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow))

Este método es muy usado en cuencas sin muchos datos hidrológicos.

También existe el método de Hidrograma Unitario de Snyder.

**b)Deducción del Hidrograma Unitario.** Se tiene la ecuación

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \dots\dots\dots (36)$$

Que es la ecuación de convolución discreta para un sistema lineal. La notación  $n \leq M$  como el límite superior de la sumatoria muestra que los términos se suman para  $m = 1, 2, \dots, n$  siempre que  $n \leq M$ , pero para  $n > M$ , la sumatoria se limita a  $m = 1, 2, \dots, M$ ; donde U es la muestra.

Dicha ecuación permite el cálculo de la escorrentía directa  $Q_n$  dado un exceso de lluvia  $P_m$  y el hidrograma unitario  $U_{n-m+1}$

El proceso inverso, llamado deconvolución, es necesario para deducir un hidrograma unitario dada una información de  $P_m$  y  $Q_n$ . Supóngase que existen M pulsos de exceso de lluvia y N pulsos de escorrentía directa en la tormenta considerada; luego puede escribirse N ecuaciones de escorrentía directa de la tormenta considerada; luego puede escribirse N ecuaciones para  $Q_n$ ,  $n = 1, 2, \dots, N$ ,

en términos de  $N - M + 1$  valores desconocidos del hidrograma unitario, (tabla 06). Si  $Q_n$ ,  $P_m$  son conocidos y se requiere  $U_{n-m+1}$ , el conjunto de ecuaciones en la tabla 06 está sobredeterminado, debido a que existen más ecuaciones ( $N$ ) que incógnitas ( $N-M+1$ ).

Tabla 6. Conjunto de ecuaciones para la convolución de tiempo discreto

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} ; n = 1, 2, \dots, N$$

---


$$Q_1 = P_1 U_1$$

$$Q_2 = P_2 U_1 + P_1 U_2$$

...

$$Q_M = P_M U_1 + P_{M-1} U_2 + \dots + P_1 U_M$$

$$Q_{M+1} = 0 + P_M U_2 + \dots + P_2 U_M + P_1 U_{M+1}$$

...

$$Q_{N-1} = 0 + 0 + \dots + 0 + 0 + \dots + P_M U_{N-M} + P_{M-1} U_{N-M+1}$$

$$Q_N = 0 + 0 + \dots + 0 + 0 + \dots + 0 + P_M U_{N-M+1}$$


---

Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow)

### 1.2.11.8 Estimación de la Socavación

La socavación que se produce en un río no puede ser calculada con exactitud, solo estimada, muchos factores intervienen en la ocurrencia de este fenómeno, tales como:

- El caudal
- Tamaño y conformación del material del cauce
- Cantidad de transporte de sólidos

Las ecuaciones que se presentan a continuación son una guía para estimar la geometría hidráulica del cauce de un río. Las mismas están en función del material del cauce.

**1.2.11.8.1 Determinación de la socavación General.** Es aquella que se produce a todo lo ancho del cauce cuando ocurre una crecida debido al efecto hidráulico

de un estrechamiento de la sección; la degradación del fondo de cauce se detiene cuando se alcanzan nuevas condiciones de equilibrio por disminución de la velocidad, a causa del aumento de la sección transversal debido al proceso de erosión.

Existen varios métodos para la estimación de la profundidad de socavación general bajo la condición en que la velocidad de escurrimiento es igualada por la velocidad crítica de arrastre y estimación de socavación general por contracción del cauce; tenemos el método de Velocidad Crítica y Agua Clara, método de Straub, método de Laursen, método de Lischtvan – Levediev el cual aplicaremos en este estudio.

#### **1.2.11.8.1.1 Método de Lischtvan - Levediev**

El método propuesto por Lischtvan-Levediev es el más usado en nuestro país para el cálculo de la socavación general incluyendo el efecto de la. Se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente ( $V_r$ ) y la velocidad media erosiva ( $V_e$ ). La velocidad erosiva no es la que da inicio al movimiento de las partículas en suelos sueltos, sino la velocidad mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. Si el suelo es cohesivo, es la velocidad que es capaz de levantar y poner el sedimento en suspensión. La velocidad erosiva está en función de las características del sedimento de fondo y de la profundidad del agua. La velocidad real está dada principalmente en función de las características del río: pendiente, rugosidad y tirante o profundidad del agua.

Velocidad erosiva que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo está dado por las siguientes expresiones:



$$Ve = 0.60\gamma_d^{1.18}\beta H_s^x; \text{ m}^3/\text{seg} \quad \text{suelos cohesivos..... (37)}$$

$$Ve = 0.68\beta d_m^{0.28} H_s^x; \text{ m}^3/\text{seg} \text{ suelos cohesivos..... (38)}$$

Dónde:

Ve = Velocidad media suficiente para degradar el cauce en m<sup>3</sup>/seg.

$\gamma_d$  = Peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad

Hs, medida desde la superficie del agua (Ton/m<sup>3</sup>)

$\beta$  = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia.

X ó Z= es un exponente variable que está en función del peso volumétrico  $\gamma_s$

del material seco (Ton/m<sup>3</sup>)

Hs = tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer qué valor de

Ve se requiere para arrastrar y levantar al material (m)

Dm = es el diámetro medio (en mm) de los granos del fondo.

El método se basa en suponer que el caudal unitario correspondiente a cada franja elemental en que se divide el cauce natural (Figura 06) permanece constante durante el proceso erosivo y puede aplicarse, con los debidos ajustes, para casos de cauces definidos o no, materiales de fondo cohesivos o friccionantes y para condiciones de distribución de los materiales del fondo del cauce homogénea o heterogénea.

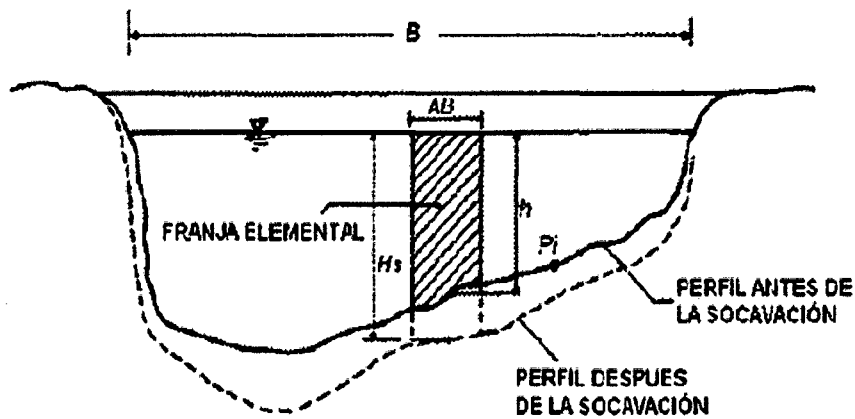


Figura 7. Sección transversal del cauce  
(Fuente: Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. (1992)).

a) Para suelos granulares. Se tiene la siguiente ecuación:

$$H_s = \left( \frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta D_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+z}} \dots\dots\dots (39)$$

La expresión anterior no considera el efecto de la contracción del flujo debida a la presencia de estribos y pilares, ni el peso específico del agua durante la creciente, por lo que debe corregirse mediante unos factores de ajuste cuando se trata de evaluar un puente; en el caso de este estudio se relacionará los puentes con los muros con criterio.

La ecuación final para el cálculo de la socavación considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico de agua, es la siguiente:

$$H_s = \left( \frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta \mu \phi D_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+z}} \dots\dots\dots (40)$$

Dónde:

$$\alpha : Qd / (H_m^{\frac{1}{3}} B_e \mu)$$

Qd: caudal de diseño (m<sup>3</sup>/seg)

Be : ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal

$H_m$  : profundidad media de la sección = Área / Be

$H_s - h$ : Profundidad de socavación (m)

$h$  : Tirante de agua (m)

$D_m$  : Diámetro característico del lecho (mm)

$\beta$  : coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia.

$\mu$  : Factor de corrección por contracción del cauce.

$\phi$  : Factor de corrección por forma de transportes de sedimentos.

$Z$  : exponente variable que depende del diámetro del material.

El factor de corrección por contracción  $\mu$  es menor que 1 y contribuye al incremento de la profundidad de socavación.

Tabla 07. Factor de corrección por contracción del cauce  $\mu$

$V$ (m/s)	Luz libre (m)													
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200	
<1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
3.0	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99
>4.0	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99

Fuente: Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., 1992)

$V$  : Velocidad media en la sección transversal.

$\mu$  : 1.0, si no hay obstáculos.

Adicionalmente, el efecto del peso específico del agua durante la creciente se considera en otro factor de corrección  $\phi$  que es mayor o igual que la unidad y su efecto es reducir la profundidad de socavación.

$\phi = 1.0$ , si  $\gamma_m = 1.0 \text{ T/m}^3$  (agua clara)

$\gamma_m$  : Peso específico de la muestra agua sedimento.

$$\phi = -0.54 + 1.5143\gamma_m, \text{ si } \gamma_m > 1.0 \text{ T/m}^3 \text{ (Leño móvil)} \dots \dots \dots (41)$$

$$z = 0.394557 - 0.04136 \text{Log} D_m - 0.00891 \text{Log} D_m \dots \dots \dots \text{ (Tabla 08)}$$

(Coeficiente de correlación o de ajuste = 0.9983, (Higuera C. y Pérez G., 1989).)

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 \text{Log} T_r \dots \dots \dots \text{ (Tabla 09)}$$

Coeficiente de correlación o de ajuste = 0.9910, (Higuera C. y Pérez G., 1989).

**b) Para suelos no granulares. Considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico del agua durante crecientes, se tiene:**

$$H_s = \left( \frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \phi \gamma_s^{1.18}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \dots \dots \dots (42)$$

$\gamma_d$ : peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad  $H_s$ , medida desde la superficie del agua ( $\text{Ton/m}^3$ )

$x$ : exponente variable que depende del peso volumétrico del material cohesivo seco.

$$x = 0.892619 - 0.58073\gamma_m + 0.136275 \gamma_m^2 \dots \dots \dots \text{ (Tabla 08)}$$

Coeficiente de correlación o de ajuste = 0.9985 (Higuera C. y Pérez G., 1989).

**Tabla 8. Valores de x para suelos cohesivos y no cohesivos**

SUELOS COHESIVOS		SUELOS NO COHESIVOS	
P. ESPECIFICO $\gamma_d$ ( $\text{Tn/m}^3$ )	x	dm (mm)	x
0.80	0.52	0.05	0.43
0.83	0.51	0.15	0.42
0.86	0.50	0.50	0.41
0.88	0.49	1.00	0.40
0.90	0.48	1.50	0.39
0.93	0.47	2.50	0.38
0.96	0.46	4.00	0.37
0.98	0.45	6.00	0.36
1.00	0.44	8.00	0.35
1.04	0.43	10.00	0.34
1.08	0.42	15.00	0.33
1.12	0.41	20.00	0.32
1.16	0.40	25.00	0.31
1.20	0.39	40.00	0.30
1.24	0.38	60.00	0.29
1.28	0.37	90.00	0.28
1.34	0.36	140.00	0.27
1.40	0.35	190.00	0.26
1.46	0.34	250.00	0.25
1.52	0.33	310.00	0.24
1.58	0.32	370.00	0.23
1.64	0.31	450.00	0.22
1.71	0.30	570.00	0.21
1.80	0.29	750.00	0.20
1.89	0.28	1000.00	0.19
2.00	0.27		

Tabla 9. Valores del coeficiente  $\beta$

Periodo de retorno del gasto de diseño ( años )	Coeficiente $\beta$
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05

**2.2.11.8.2 Socavación local al pie del muro.** La socavación de un río es aquella que se produce cuando las condiciones del cauce y flujo del río son alteradas por efectos de la instalación de alguna estructura sobre el lecho del mismo, llámese esta: pilares, estribos, gaviones, muros de encauzamiento, espigones, barrajes, etc.

Existen muchos métodos para la estimación de la profundidad de socavación local para pilares, algunos de estos son: Laursen y Toch (1953, 1956); adaptación de Neill (1964) al método de Laursen y Toch; Larras (1963); Neill (1964); Arunachalam (1965, 1967); Carsten (1966); Maza Sánchez (1968); Breusers, Nicollet y Shen (1977); Universidad Estatal de Colorado (CSU); y Melville y Sutherland (1988), Froehlich (1991). Entre otros métodos de cálculo reportados en la bibliografía especializada están: Shen, Jain y Fischer, Inglis- Poona, Chitale y Yaroslavtziev; también existen métodos para la estimación de la profundidad de socavación local en estribos, algunos de estos son: Liu, Chang y Skinner, Laursen, Artamonov, Froehlich, Hire y Melville; de los cuales el método de Artamonov es el método que tiene las variables que más se relaciona para la estimación de la socavación al pie de los muros de encauzamiento.

**2.2.11.8.2.1 Método de Artamonov.** Este método depende de los siguientes factores:

- Porción de caudal que es interceptado por la estructura al meterse dentro de la corriente  $Q_1$  o  $Q_2$  (Figura 08); en este caso son muros
- Talud que tienen los lados del estribo en este caso muros (mH:1V)
- Ángulo entre el eje longitudinal del puente y la corriente ( $\theta$ ).

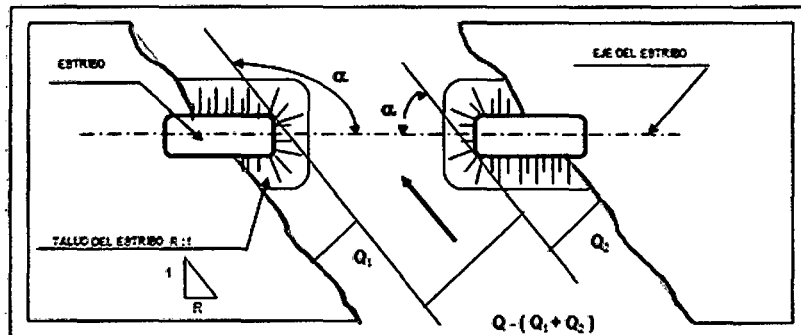


Figura 8: Intersección del flujo por los estribos. Método de Artamonov (Fuente: Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez, A., 1992).

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h \dots \dots \dots (43)$$

Donde:

$H_T$ : Profundidad del agua al pie del muro medida

desde la superficie libre de la corriente.

$K_\theta$ : Factor que depende del ángulo que forma la corriente de agua con el eje transversal (Tabla 10).

$K_Q$ : Factor que depende de la relación del caudal total al caudal interceptado por los muros. (Tabla 11)

$K_m$ : Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo (Ver Tabla 12).

$H$ : Tirante de agua en la zona cercana al estribo o al espigón antes de la socavación.

**Tabla 10. Coeficiente de corrección  $K_\theta$ .**

$\theta$	20°	60°	90°	120°	150°
$K_\theta$	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

(Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., 1992).

**Tabla11. Coeficiente de corrección  $K_Q$ .**

$Q_1/Q_d$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
$K_Q$	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

(Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., 1992).

**Tabla12. Coeficiente de corrección  $K_m$ .**

Talud $m$	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
$K_m$	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

(Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., 1992).

### 1.3 Definición de términos básicos

a) **Muro Seco:** término que se refiere a la forma en que se utiliza más que a la naturaleza geológica o química del material lítico. Las piezas de roca, talladas o no, se encajan convenientemente para la construcción de estructuras (bancales, muros, represas, casas de pastor y obra en general) sin necesidad de argamasa, cemento o pasta que las una, simplemente debido a la correcta disposición, al máximo contacto entre piezas y a la propia gravedad.

b) **Topografía:** La topografía es una ciencia geométrica aplicada a la descripción de la realidad física inmóvil circundante. Es plasmar en un plano topográfico la realidad vista en campo, en el ámbito rural o natural, de la superficie terrestre; en el ámbito urbano, es la descripción de los hechos existentes en un lugar determinado: muros, edificios, calles, entre otros.

c) **Cauce:** El cauce o lecho fluvial es la parte del fondo de un valle por donde discurren las aguas en su curso: es el confin físico normal de un flujo de agua, siendo sus confines laterales las riberas.

- d) **Granulometría:** Parte de la petrografía que trata de la medida del tamaño de las partículas, granos y rocas de los suelos
- e) **Pendiente:** Una pendiente es un declive del terreno y la inclinación, respecto a la horizontal, de una vertiente.
- f) **Viscosidad:** La viscosidad es la oposición de un fluido a las deformaciones tangenciales. Un fluido que no tiene viscosidad se llama fluido ideal. En realidad todos los fluidos conocidos presentan algo de viscosidad, siendo el modelo de viscosidad nula una aproximación bastante buena para ciertas aplicaciones. La viscosidad sólo se manifiesta en líquidos en movimiento.
- g) **Estación pluviométrica:** Estaciones de registro y medición de la cantidad de precipitación en un lugar determinado.
- h) **Caudal:** Cantidad de agua que pasa por un punto específico en un sistema hidráulico en un momento o período dado.





Pakamuros, se ha toma como referencia de la ubicación geográfica se menciona el punto medio del Puente central de la zona Urbana Puente Mesones Muro.

### Ubicación Geográfica

Este : 742882.683

Norte : 9368403.918

Datum : WGS 84

Sistema: UTM



Figura 10. Área de Ubicación del distrito de Jaén

### **2.1.3 Acceso a la zona del proyecto**

El acceso a la Provincia es posible a través de la la Marginal de la Selva y se une con la Panamericana Norte que viene desde la ciudad de Chiclayo, y la que viene de Norte San Ignacio , zumba Ecuador; desde la ciudad de Jaén se dirige al Río Amojú el cual pasa por media ciudad de Jaén.

### **2.1.4Tiempo o época.**

El tiempo en el cual se realizó la investigación es de la primera Semana de Enero a la última semana de Abril del Año 2013.

## **2.2 Materiales y Equipos**

Los materiales y equipos que se usaron en la investigación son los siguientes:

### **Materiales:**

-Yeso

-Pintura

### **Equipos:**

-Teodolito digital marca TOPCON, modelo DT 209

-Trípode de aluminio marca Kern Swiss, modelo K1 S

-03 miras de aluminio

-Cámara fotográfica marca SONY.

-Wincha de 50m marca Stanley, de plástico

-Wincha de 5 m marca Stanley, de aluminio

## **2.3. Diseño metodológico**

Se hizo un diagnóstico a lo largo del tramo en estudio desde el puente Orellana hasta el puente pakamuros, donde se observó la socavación importante en algunos puntos de dichos tramo hasta 1.20 de socavación (punto más crítico), el cual se midió en base al borde superior de la cimentación; dichos puntos socavados se presentan en planos como anexos donde se detallan la ubicación en planta al igual que la profundidad de la socavación.

Se investigó la profundidad de la cimentación de los muros al igual que la época de la construcción de los mismos, concluyendo que la entidad principal de la ejecución de dichos proyectos en el "PROYECTO ESPECIAL JAÉN, SAN IGNACIO – BAGUA"; viendo los planos notamos una cimentación de 1.50m y los

años de construcción de los tramos se presentan en anexos.

Seguidamente se buscó la carta nacional para la zona de la cuenca del Río Amojú; el cual se delimitó según las curvas a nivel teniendo en cuenta el punto más bajo; en este caso por criterio se consideró la parte central del tramo en estudio (puente mesones Muro), el sustento es que el supuesto error que tengamos al haber definido dicho punto como punto de desagüe es despreciable respecto a las diferentes variables utilizadas, además este estudio hidrológico se ha realizado con criterio ingenieril. Seguidamente se buscó información pluviométrica precipitaciones máximas en 24 horas de estaciones ubicadas en la cuenca, investigando de esta forma en la página principal del SENAMHI se encontró que existe 1 estación pluviométrica ubicada dentro de la cuenca; la estación Jaén de Lat.:05°40'36" "S", Long.: 78°46'27" "W" y Alt.: 654 msnm; de la cual se pudo obtener información desde el año 2004 – 2007, complementando también los datos para los años 1984 – 1988 con la estación de Shumba Alta de Lat.: 05°28' "S", Long.: 78°47' "W" y Alt.: 760 msnm. con datos cogidos de los años 1970 - 1974; teniendo información disponible de estaciones con parámetro (precipitación máxima en 24 horas (mm)) la estación Sallique de Lat.: 5°39' "S", Long.: 79°19' "W" y Alt.: 1750 msnm. de los años 1989 – 2006, de los cuales se cogieron directamente los datos de los años 1989 y 1990; también se tiene información de precipitación máxima en 24 horas (mm) de la estación Chontalí de Lat.: 5°38' "S", Long.: 79°5' "W" y Alt.: 1627 msnm. de los años 1991 – 2009. Como se está describiendo los datos para nuestro análisis constan desde los años 1984 – 2009, de los cuales es representada por la Estación Jaén con datos de Shumba Alta de los años 1970 – 1974 para los años de 1984 – 1988; también se cogieron datos de la Estación Sallique de los años 1989 y 1990; datos

representativos de la misma Estación Jaén de los años 2004 – 2008 (del año 2008 se cogieron datos hasta el mes de agosto); se cogieron también datos de la Estación Chontalí de los años 2008 – 2009 (del año 2009 se cogieron datos desde el mes de setiembre y con las Estaciones de Chontalí y Sallique se completaron datos faltantes usando la estadística, para los años 1991 - 2003 basándose en el criterio de que estas estaciones tienen características topográficas y climatológicas semejantes al del área en estudio, según Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje esto es aceptable así como también se cogieron datos directamente de las Estaciones Shumba Alta, Sallique y Chontalí; las cuales tienen características topográficas y climatológicas semejantes a la cuenca del Río Amojú.

**Nota: 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.**

Como se describe se cuenta con 26 años de registro de información pluviométrica de precipitación máxima en 24 horas; lo cual se sustenta esta información con la que se realizó nuestro estudio; el manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje dice **“La representatividad, calidad, extensión y consistencia de los datos es primordial para el inicio del estudio hidrológico, por ello, se recomienda contar con un mínimo de 25 años de registro que permita a partir de esta información histórica la predicción de eventos futuros con el objetivo que los resultados sean confiables”**

Como ya contamos con la información pluviométrica desde el año 1984 – 2009 precipitaciones máximas en 24 horas de cada mes, se procedió a sacar la

precipitación máxima de cada año de dichas precipitaciones, seguidamente se realizó el análisis estadístico de los datos hidrológicos obtenidos (precipitaciones máximas en 24 horas – máximas de cada año) con las siguientes funciones de distribución de probabilidad teóricas recomendadas por el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje:

- a) Distribución Normal
- b) Distribución Log Normal 2 parámetros
- c) Distribución Log Normal 3 parámetros
- g) Distribución Gumbel

Se trabajó con las cuatro funciones anteriores (más utilizadas en los estudios), tomar en cuenta que las cuatro funciones siguientes también son recomendables utilizar.

- h) Distribución Log Gumbel
- d) Distribución Gamma 2 parámetros
- e) Distribución Gamma 3 parámetros
- f) Distribución Log Pearson tipo III

Luego se realizó la prueba de bondad de Ajuste con la teoría estadística de Kolmogorov – Smirnov; dicho método sirve para comprobar la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste de esta manera por criterio se elige la distribución de Gumbel; obteniendo mediante un proceso estadístico las precipitaciones máximas para un periodo de retorno de 2, 5, 10, 20, 30, 50, 100 y 200 años; dichas precipitaciones me sirvieron para construir las curvas IDF mediante el Modelo Frederick Bell (1969) (Ver ítem 1.2.11.4.1), para duraciones de 5, 10, 20, 30, ...y 120 minutos y

los diferentes Periodos de Retorno mencionados anteriormente, mediante la Ec. 20, aplicamos logaritmos a dicha ecuación llegamos a un modelo de regresión lineal múltiple Ec.21, donde despejamos las expresiones Ec.23, con las cuales hallamos los valores de k, m y n respectivamente; con las cuales hallaremos las intensidades para diferentes duraciones y tiempos de retornos aplicando la Ec.20 y de esta manera se grafican las curvas IDF (Figura 02).

Seguidamente se hallaron las precipitaciones efectivas mediante el método SCS para Abstracciones del Soil Conservation Service (1972), para lo cual se tuvo que determinar el valor respectivo del CN (número adimensional de curva o curva número), correspondiente a la cuenca del Río Amojú delimitada, Según Tabla 05., el número de curva se aplicó para condiciones normales (AMC II) según tabla 04, porque no se puede saber el momento en que pueda ocurrir dicho fenómeno porque el clima en esta zona es variado, luego con la Ec.30 se determinó el parámetro S para luego determinar (CN) con ayuda de la Tabla 05 y con la Ec.29 se determinó la precipitación efectiva (ítem 2.1.11.6), contando ya de esta manera con las precipitaciones totales y efectivas mediante el Hietograma de diseño, método de bloque alterno (ítem 2.1.11.5)

Seguidamente se realizó la estimación del caudal por el método de Hidrograma Unitario . Sintético triangular SCS; para esto se necesitó el tiempo de concentración de la cuenca en horas (tc) el cual se determinó mediante la Ec. de Kirpich (1940) Tabla 3, la duración de la lluvia neta en horas (D) mediante la Ec. 35a y el área de la cuenca en Km<sup>2</sup> (A), el cual se estima mediante la delimitación de la cuenca; consecuentemente se calcula el tiempo de recesión (tr) mediante la

Ec. 34a y finalmente se calcula el tiempo de ocurrencia del pico ( $T_p$ ) con la Ec.34b, con todos estos datos se realizó la gráfica del Hidrograma Unitario Triangular del SCS y para hallar el caudal de diseño se realiza el proceso de convolución utilizando la Ec.36, utilizando el exceso de lluvia  $P_m$  y el hidrograma unitario  $U_{n-m+1}$ , en el formato de tabla que se ve en la tabla 06 para un tiempo de retorno de 100 años respectivamente; para mayor entendimiento de este proceso mencionado revisar el ítem 1.2.11.7.

Teniendo de esta manera el caudal de diseño como dato importante para estimar la socavación al pie de los muros, también necesitamos saber el diámetro medio de los granos del fondo, es decir alrededor de la cimentación de los muros, por lo que se hizo un diagnóstico a lo largo del tramo en estudio donde encontramos que el material era similar respecto a su granulometría, pues tenemos una pendiente uniforme a lo largo del tramo de 3.4%; es por esta razón que escogí una muestra representativa en el tramo ubicado en la progresiva 0+411.50, donde tenemos un suelo granular con un diámetro medio de 125mm, también se observó la presencia de bolonería de 3"-6", 6"-9", 9"-12" y mayor a 12". También se buscó el valor de las siguientes variables necesarias para el cálculo de la socavación tal como el ancho efectivo de la superficie del agua el cual se consigue de la modelación hidrológica del tramo en estudio con el caudal de diseño, el cual viene a ser la separación entre los muros dado que los muros son verticales, la velocidad mediante la sección en m/seg. ( $V_m$ ), la cual se estimó con ayuda del modelamiento hidrológico con el programa Hec Ras; el coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia ( $\beta$ ) el cual lo hallamos en la tabla 09; el valor de  $z$  que es el exponente variable que



depende del diámetro medio del material y se encuentra en la tabla 08; tirante a cuya profundidad se desea conocer qué valor de  $V_e$  se requiere para arrastrar y levantar al material ( $H_o$  en m), el cual se consigue de la modelación hidrológica del río en el programa Hec Rass y finalmente se aplica la ecuación 40 para estimar la erosión general. Para estimar la erosión local se utiliza los siguientes parámetros: coeficiente de corrección  $K_e$ , coeficiente de corrección  $K_m$  y coeficiente de corrección  $K_q$  los cuales se estiman con las características hidrológicas, topográficas y técnicas del tramo en estudio con ayuda de las tablas 10, 11 y 12 respectivamente y finalmente se estima la socavación local con la ecuación 42. Para estimar la socavación total simplemente sumamos la socavación general con la socavación local.

### 2.3.1 Variables:

Tabla 13. Operacionalización de variables

<b>Variable</b>	<b>Definición conceptual</b>	<b>Indicadores</b>	<b>Fuente</b>	<b>Técnica</b>	<b>Instrumento</b>
<i>Socavación existente al pie de los muros de encauzamiento en el río Amojú; zona urbana de Jaén en los tramos críticos.</i>	<i>Se refiere al proceso que resulta de la acción erosiva del flujo de agua que arranca y acarrea material que rodea la cimentación en los muros.</i>	❖ <i>Socavación Local.</i>	<i>Pie de los muros de encauzamiento del río Amojú, zona urbana de Jaén.</i>	<i>Observación Directa.</i>	❖ <i>Wincha</i> ❖ <i>Cámara digital</i>
<i>Socavación al pie de los muros de encauzamiento en el río Amojú; zona urbana de Jaén, para un tiempo de retorno estimado</i>	<i>Se refiere al proceso que resulta de la acción erosiva del flujo de agua que arranca y acarrea material que rodea la cimentación en los muros de encauzamiento para un periodo de retorno estimado</i>	❖ <i>Socavación Local.</i> ❖ <i>Socavación General.</i>	❖ <i>SENAMHI.</i> ❖ <i>Campo.</i>	❖ <i>Análisis Estadístico</i>	❖ <i>Wincha</i> ❖ <i>Cámara digital</i> ❖ <i>Teodolito</i> ❖ <i>mira</i> ❖ <i>Software Excel.</i>

**Variable 1.** Socavación existente al pie de los muros de encauzamiento en el río Amojú; zona urbana de Jaén en los tramos críticos. El tamaño de la muestra de esta variable se determinará haciendo un diagnóstico del tramo en estudio e identificando los puntos socavados, los cuales serán los puntos y/o tramos seleccionados de la muestra; la toma de datos se realizará con una wincha midiendo de esta manera la profundidad socavada.

**Variable 2.** Socavación al pie de los muros de encauzamiento en el río Amojú; zona urbana de Jaén, para un tiempo de retorno según la vida útil y el tiempo de falla de la estructura. **El tamaño de la muestra viene a ser todo el tramo en estudio, la selección de las características requeridas para estimar la socavación son el caudal para un tiempo de retorno limitado por la vida útil de la obra y el riesgo admisible de falla según recomendaciones del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, se estimó las características físicas necesarias de la cuenca y del cauce así como las precipitaciones máx. en 24 años para dicha cuenca la cual se delimitará con ayuda de la carta nacional. La estimación de la socavación se realizará en los tramos más críticos donde se presenten curvas, sabiendo que las características físicas del cauce es semejante en todo el tramo de estudio.**

### **III. RESULTADOS Y DISCUSIÓN**

**3.1 Resultados.** Primeramente se observó la socavación existente al pie de los muros de encauzamiento del río Amojú entre los puentes Orellana y Pakamuros, iniciando en la progresiva Km 0+00 80m arriba del puente Orellana y culminando en la progresiva Km. 1+161.63 a 92.96m abajo del puente Pakamuros, donde se pudo observar la socavación en diferentes tramos y/o puntos. Seguidamente se estimó la socavación para un tiempo de retorno de 100 años según cálculo estimado por las recomendaciones del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC, para lo cual se realizó el estudio hidrológico e hidráulico del tramo en estudio, delimitando su cuenca correspondiente; siendo necesario algunos estudios adicionales tales como (topografía y de suelos) para su respectiva finalidad.

#### **3.1.1 Socavación existente.**

En la observación que se realizó se encontraron varios tramos y/o puntos socavados, producto de avenidas producidas en los últimos tiempos. Las diferentes profundidades de socavación observadas se encuentran a lo largo del tramo en estudio con profundidades que varían de 0.20m hasta 1.20m de socavación, siendo el tramo más crítico desde la progresiva 0+158 – 0+185.

Tabla 14. Profundidad de socavación existente

Resultado 01	Socavación actual (Hs)		
	Socavación	Kilometraje	Margen
Socavación existente al pie de los muros de encauzamiento en el río Amojú; zona urbana – Jaén ( tramos críticos)	Hs= 1.00m	0+140 - 0+158	Izquierda
	Hs=1.20 m	0+158 - 0+185	Izquierda
	Hs=0.80 m	0+224 - 0+226	Izquierda
	Hs=0.40 m	0+522 - 0+524	Izquierda
	Hs=0.60 m	0+760 - 0+765	Izquierda
	Hs=0.60 m	0+100 - 0+104	Derecha
	Hs=0.20 m	0+140 - 0+145	Derecha
	Hs=0.40 m	0+330 - 0+336	Derecha

### Discusión.

Al investigar sobre la construcción de los muros de encauzamiento encontramos que este se realizó por tramos, donde la unidad ejecutora fue el Proyecto Especial Jaén, San Ignacio – Bagua, desde el año 1985 – 2007, a donde se ha solicitado información de los planos para verificar la profundidad de la cimentación, lo cual se ha encontrado una cimentación de 1.50m (Anexos); hemos descrito anteriormente que tenemos profundidades de socavación de 1.20m (Anexos – Fotos) lo cual es un peligro al saber que tenemos una profundidad de cimentación de los muros de 1.50m. Los tramos más vulnerables son los tramos en curva y los de estrechamiento, es por eso que en estos puntos se observa la socavación.

### 3.1.2 Estimación de la magnitud de la socavación para un tiempo de retorno de 100 años.

Para estimar la magnitud de la socavación se realizó el estudio hidrológico, seguidamente el estudio hidráulico; el estudio hidrológico nos sirvió para estimar el caudal máximo probable para un tiempo de retorno de 100 años. Para el estudio hidrológico se obtuvieron los siguientes datos.

### 3.1.2.1 Estimación del tiempo de retorno

De la ecuación 1 y Tabla 1. Con fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC, estimamos un Tiempo de Retorno de 100 años con 22% el riesgo admisible y una vida útil de la estructura de 25 años, datos reemplazados en la siguiente ecuación

$$0.22 = 1 - \left[ \left( 1 - \frac{1}{T} \right) \right]^{25} = 100 \text{ años}$$

#### Discusión.

El tiempo de retorno está en función al riesgo admisible de falla y la vida útil de la estructura; 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.

### 3.1.2.2 Estimación del tiempo de concentración

Según Tabla 3. se muestran muchas fórmulas para hallar el tiempo de concentración, para lo cual se ha utilizado la ecuación de Kirpich ((California Culverts (1942)), estimando un tiempo de concentración de 2.17 horas con una longitud de curso de agua más largo de 25020 m y una diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida de 1825 m.

$$T_c = 0.0195(25020^3/1825)^{0.385} = 130.2 \text{ min} = 2.17 \text{ horas}$$

#### Discusión.

El tiempo de concentración para esta ecuación está en función de la longitud de curso de agua y su pendiente; en sí el tiempo de concentración está en función de muchas características físicas, tipo de suelo, pendiente, vegetación etc.

### 3.1.2.3 Precipitaciones máximas en 24 horas.

Observamos las precipitaciones máximas en 24 horas de la estación Jaén completados en forma estadística con datos de las estaciones Shumba Alta, Sallique y Chontalí, también se observa las precipitaciones máximas de cada año en la última columna, para trabajar con dichas estaciones se tuvo previamente que delimitar la cuenca teniendo un área estimada de 159.42 km<sup>2</sup> y una longitud de cauce de 25.02 km (ANEXOS).

Tabla 15. Precipitaciones máximas en 24 horas completadas para estación Jaén

ESTACION (A): JAEN DATOS: PRECIPITACIONES MAX. EN 24 HORAS														
AÑO	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	PROMEDIO	PMAX
1984	20.00	15.00	31.00	43.00	24.30	17.30	4.30	17.00	14.00	40.00	45.00	15.00	23.83	45.00
1985	46.00	35.00	37.50	13.00	51.30	30.30	1.50	7.80	10.00	7.00	34.00	24.30	24.81	51.30
1986	38.00	30.00	45.00	27.00	20.20	13.30	15.30	12.00	16.30	14.00	91.00	11.50	27.80	91.00
1987	18.00	15.30	27.30	104.00	33.00	17.50	5.30	11.00	15.30	19.00	14.00	16.00	24.64	104.00
1988	10.00	40.00	42.00	23.00	8.30	18.50	77.00	16.00	6.00	49.00	30.40	22.00	28.52	77.00
1989	23.50	35.90	20.30	21.10	5.80	1.50	0.70	0.20	0.70	12.80	0.00	0.30	10.23	35.90
1990	12.60	10.60	23.40	15.60	13.20	12.10	0.90	0.20	0.00	44.20	40.10	16.90	15.82	44.20
1991	15.50	55.88	21.37	9.50	29.15	7.12	6.81	11.01	8.00	7.76	68.34	55.67	24.68	68.34
1992	9.00	28.44	18.53	31.12	55.78	17.08	4.22	6.09	13.54	23.83	48.41	26.22	23.52	55.78
1993	11.02	48.59	26.92	10.31	21.53	16.77	5.23	13.59	20.18	29.59	19.75	34.34	21.48	48.59
1994	28.20	33.63	31.71	23.17	22.64	26.45	10.58	16.27	39.11	10.09	22.92	33.47	24.85	39.11
1995	10.80	16.25	27.21	18.53	11.48	4.60	29.12	75.56	7.38	13.62	40.38	47.80	25.23	75.56
1996	45.45	52.46	22.71	15.32	30.04	5.87	31.64	63.97	13.60	25.48	24.80	9.69	28.42	63.97
1997	11.75	27.44	9.51	17.12	13.69	7.18	10.18	4.90	12.18	15.57	50.99	37.71	18.19	50.99
1998	12.32	61.65	20.93	40.31	44.67	28.31	10.85	2.97	18.93	34.53	27.16	19.24	26.82	61.65
1999	13.44	71.46	26.64	12.16	86.54	34.09	12.87	6.16	29.44	29.40	26.17	29.91	31.52	86.54
2000	13.30	49.31	64.87	15.55	49.93	37.87	13.99	4.45	28.76	4.60	3.37	24.04	25.84	64.87
2001	24.33	40.62	19.19	17.39	24.96	27.03	14.82	122.19	29.22	21.02	69.82	15.96	35.55	122.19
2002	14.96	35.04	20.08	24.19	39.71	8.33	16.51	1.26	11.77	24.98	36.55	16.03	20.78	39.71
2003	10.82	31.68	18.96	13.83	33.08	27.94	13.82	2.30	13.89	13.24	25.14	17.36	18.51	33.08
2004	7.50	6.80	19.70	30.60	38.10	18.00	2.40	7.20	17.00	19.40	18.20	12.00	16.41	38.10
2005	6.50	42.00	36.20	31.00	10.20	18.30	1.90	14.50	18.70	27.90	78.50	31.50	26.43	78.50
2006	18.50	38.70	23.00	9.40	13.50	26.50	1.30	8.50	5.60	11.70	15.50	16.00	15.68	38.70
2007	7.60	27.00	32.50	29.00	29.30	13.00	27.20	7.50	7.20	45.90	38.90	22.60	23.98	45.90
2008	17.00	37.20	63.70	10.20	15.80	26.90	17.40	3.40	15.00	36.90	69.50	11.50	27.04	69.50
2009	49.50	20.20	48.20	42.00	27.40	17.30	15.20	10.20	12.40	22.30	20.20	25.80	25.89	49.50
Prom	19.06	34.85	29.94	24.90	28.98	18.43	13.50	17.16	14.78	23.22	36.89	22.80	23.71	
max	49.50	71.46	64.87	104.00	86.54	37.87	77.00	122.19	39.11	49.00	91.00	55.67	35.55	122.19
min	6.50	6.80	9.51	9.40	5.80	1.50	0.70	0.20	0.00	4.60	0.00	0.30	10.23	33.08

## **Discusión.**

Los datos son representativos de la zona; donde se observa que se tienen datos de 26 años; que según Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones recomienda contar con un mínimo de 25 años de registro que permita a partir de esta información histórica la predicción de eventos futuros con el objeto de que los resultados sean confiables.

### **3.1.2.4 Análisis Estadístico de los Datos**

Se realizó el análisis estadístico de los datos hidrológicos obtenidos (precipitaciones máximas en 24 horas – máximo de cada año ordenadas de manera descendente) con las siguientes funciones de distribución de probabilidad recomendadas por el manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC: Distribución Normal, Distribución Log Normal 2 parámetros, Distribución Normal 3 parámetros, Distribución Gumbel; sustentado mediante se realizó la prueba de bondad de ajuste con la teoría estadística de Kolmogorov – Smimov.



**Tabla 16. Análisis estadístico de los datos**

DATOS	Probabilidad de excedencia F(x)					Diferencia Delta D			
	Empírica	Normal	LN2	LN3	Gumbel	Normal	LN2	LN3	Gumbel
1	0.0370	0.0032	0.0123	0.0022	0.0187	0.0338	0.0248	0.0348	0.0183
2	0.0741	0.1261	0.0792	0.0627	0.1037	0.0521	0.0051	0.0113	0.0297
3	0.1111	0.2153	0.1202	0.1139	0.1503	0.1042	0.0091	0.0028	0.0392
4	0.1481	0.2553	0.1398	0.1393	0.1716	0.1071	0.0084	0.0089	0.0234
5	0.1852	0.3678	0.2012	0.2191	0.2357	0.1826	0.0160	0.0339	0.0505
6	0.2222	0.4272	0.2387	0.2667	0.2732	0.2049	0.0165	0.0445	0.0510
7	0.2593	0.4429	0.2493	0.2800	0.2836	0.1836	0.0099	0.0207	0.0244
8	0.2963	0.4476	0.2526	0.2840	0.2868	0.1513	0.0437	0.0123	0.0095
9	0.3333	0.4837	0.2786	0.3159	0.3120	0.1504	0.0547	0.0174	0.0213
10	0.3704	0.5869	0.3655	0.4165	0.3932	0.2165	0.0049	0.0461	0.0229
11	0.4074	0.6308	0.4095	0.4640	0.4330	0.2234	0.0021	0.0566	0.0256
12	0.4444	0.6671	0.4500	0.5057	0.4689	0.2227	0.0055	0.0612	0.0245
13	0.4815	0.7049	0.4966	0.5515	0.5095	0.2234	0.0151	0.0700	0.0281
14	0.5185	0.7108	0.5044	0.5589	0.5163	0.1923	0.0141	0.0404	0.0022
15	0.5556	0.7447	0.5516	0.6027	0.5567	0.1891	0.0039	0.0471	0.0011
16	0.5926	0.7546	0.5664	0.6159	0.5692	0.1620	0.0262	0.0233	0.0234
17	0.6296	0.8021	0.6440	0.6823	0.6344	0.1724	0.0144	0.0526	0.0048
18	0.6667	0.8244	0.6850	0.7153	0.6685	0.1578	0.0183	0.0487	0.0018
19	0.7037	0.8312	0.6979	0.7255	0.6792	0.1275	0.0058	0.0218	0.0245
20	0.7407	0.8358	0.7069	0.7325	0.6867	0.0950	0.0339	0.0082	0.0541
21	0.7778	0.8423	0.7198	0.7426	0.6974	0.0645	0.0580	0.0352	0.0804
22	0.8148	0.8900	0.8226	0.8193	0.7837	0.0752	0.0078	0.0044	0.0311
23	0.8519	0.9129	0.8759	0.8580	0.8303	0.0610	0.0241	0.0062	0.0215
24	0.8889	0.9404	0.9392	0.9061	0.8908	0.0515	0.0503	0.0172	0.0019
25	0.9259	0.9415	0.9415	0.9080	0.8932	0.0155	0.0155	0.0180	0.0327
26	0.9630	0.9632	0.9821	0.9463	0.9429	0.0002	0.0192	0.0167	0.0201

0.22342	0.05799	0.07000	0.08037
Aceptada	Aceptada	Aceptada	Aceptada
<b>0.2667</b>			

**Discusión.**

Como se puede observar todas las funciones son aceptadas pero por criterio se escogió la Distribución Gumbel para estimar las precipitaciones máximas para diferentes tiempos de retorno.

**3.1.2.5 Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de retorno**

Se observa las precipitaciones máximas para diferentes tiempos de retorno, según la Distribución Gumbel.

Tabla 17. Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno

Período de Retorno	Distribución Gumbel
200	149.05
<b>100</b>	<b>134.95</b>
50	120.80
30	110.31
20	101.92
10	87.33
5	72.12
2	49.15

### Discusión.

El periodo de retorno a utilizar en la evaluación para este estudio es de 100 años, el cual se estimó con el enunciado 1, donde se ha tomado un riesgo admisible de 22% y una vida útil de 25 años según según tabla 1 (Valores recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje); pues a mayor periodo de retorno mayor es la precipitación.

#### 3.1.2.6 Construcción de Curvas IDF

A partir de las precipitaciones máximas diarias para los diferentes tiempos de retorno según tabla 17. se obtuvieron las lluvias máximas, Mediante el Modelo Frederick Bell (1969) para duraciones de 5, 10, 20, 30, y 120 minutos, se aplicó la Ec. 24, reemplazando datos tenemos por ejemplo para T=100 años y t=5min,

$$p_t^T = (0.21 \ln(100) + 0.52) (0.54 (5)^{0.25} - 0.50) 87.3/4.04 = 9.9; \text{ y así sucesivamente, como se muestra en el cuadro siguiente:}$$

Tabla 18. Lluvias máximas (mm)- Estación Jaén

T años	P.Max 24 horas	Duración en minutos					
		5	10	15	20	30	60
200	149.1	10.9	16.2	19.9	22.7	27.0	35.4
100	135.0	9.9	14.8	18.1	20.6	24.6	32.2
50	120.8	8.9	13.3	16.3	18.6	22.1	29.1
30	110.3	8.2	12.3	15.0	17.1	20.4	26.8
20	101.9	7.6	11.4	14.0	15.9	19.0	24.9
10	87.3	6.7	10.0	12.2	13.9	16.6	21.6
5	72.1	5.7	8.5	10.4	11.9	14.2	18.6
2	49.1	4.4	6.6	8.1	9.2	11.0	14.4

Fuente: Elaboración del autor aplicando el Modelo de Bell

Seguidamente se halló las intensidades máximas (mm/hora) de las lluvias máximas halladas anteriormente, por ejemplo para la lluvia 10.9mm

$I = 9.9 \cdot 60 / 5 = 118.6$  mm/hora; y así sucesivamente se halló las intensidades respectivas para todos los datos anteriormente mostrados:

Tabla 19. Intensidades máximas (mm/hora) - Jaén

T años	P.Max 24 horas	Duración en minutos					
		5	10	15	20	30	60
200	149.1	130.2	97.5	79.4	68.0	53.9	35.4
100	135.0	118.6	88.8	72.4	61.9	49.1	32.2
50	120.8	107.0	80.1	65.3	55.8	44.3	29.1
30	110.3	98.4	73.7	60.1	51.4	40.8	26.8
20	101.9	91.7	68.6	55.9	47.8	37.9	24.9
10	87.3	80.0	59.9	48.8	41.8	33.1	21.6
5	72.1	68.4	51.2	41.7	35.7	28.3	18.6
2	49.1	53.1	39.7	32.4	27.7	22.0	14.4

Luego se aplicó logaritmos a todas las intensidades empezando por el Tr mayor con intersección de las duraciones de menor a mayor en una sola columna, siendo esta la variable independiente

aplicamos logaritmos a dicha ecuación llegamos a un modelo de regresión lineal múltiple Ec.21, donde despejamos las expresiones Ec.23, con las cuales hallamos

los valores de k, m y n respectivamente; con las cuales hallaremos las intensidades para diferentes duraciones y tiempos de retornos aplicando la Ec.20 y de esta manera se grafican las curvas IDF.

Mediante el modelo de Frederick Bell (1969) para duraciones de 0 a 120 minutos y periodos de retorno de 2 a 200 años construimos las curvas IDF, realizando el análisis de regresión obtenemos los resultados en la tabla 17

**Tabla 20. Resultados del Análisis de Regresión**

Constante	2.02641		Log K=	2.0264	K= 106.27
Err. estándar de est.Y	0.08355				m= 0.196
R cuadrada	0.85679				n= 0.473
Núm. de observaciones	48				I= $\frac{106.27 T^{0.196}}{t^{0.473}}$
Grado de libertad	45		Donde:		
Coefficiente(s) X	0.19584	-0.473		T= años	
Error estándar de coef.	0.01933	0.03521		t= minutos	

### Discusión.

Este modelo es un análisis estadístico más preciso que otros, las constantes halladas (k, m y n), nos sirven para hallar la intensidad para cualquier tiempo de duración en cualquier tiempo de retorno en forma más precisa, la gráfica de las curvas IDF quedó representada de la siguiente manera

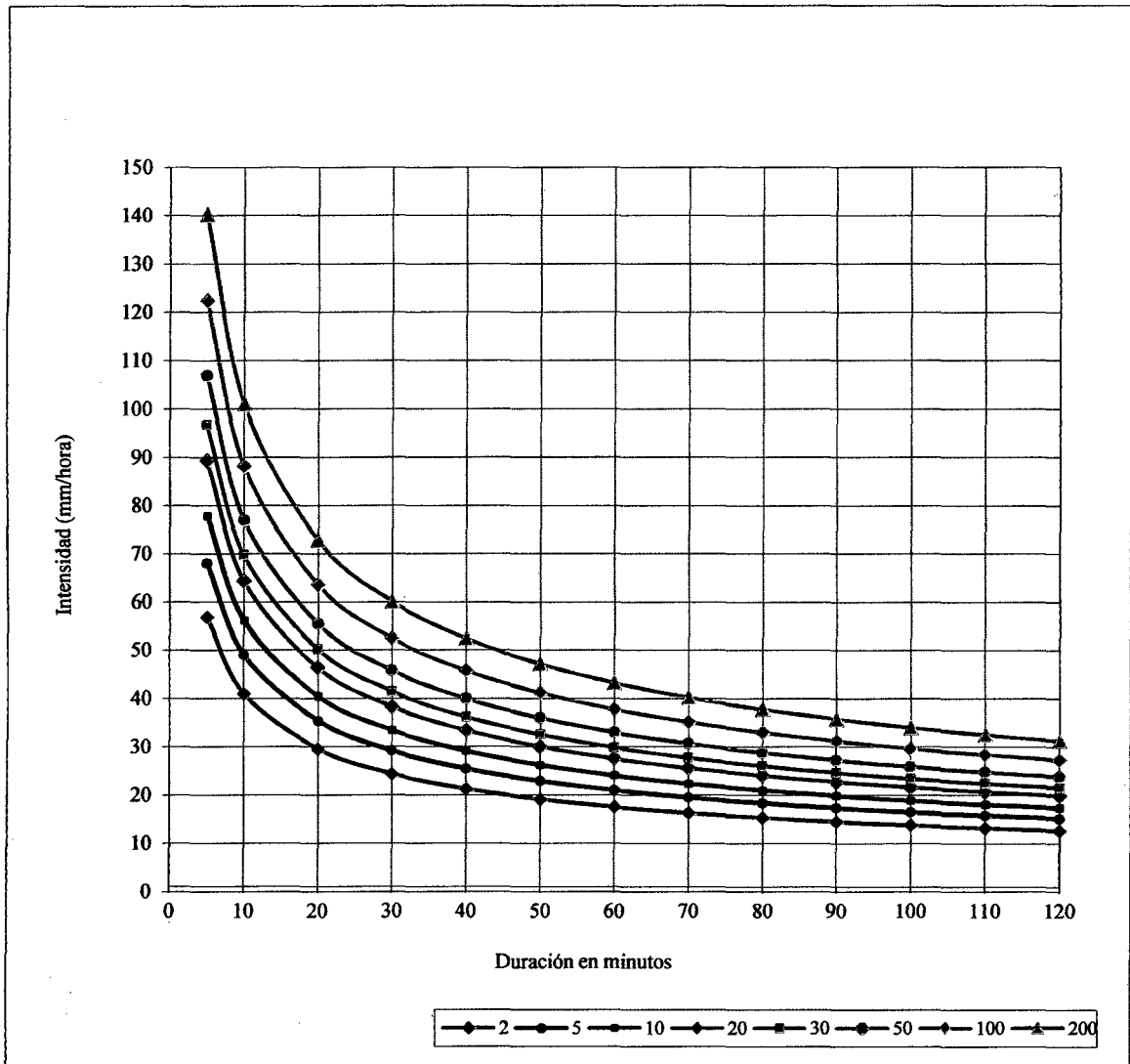


Figura 11. Curva Intensidad Duración Frecuencia – Estación Jaén

### 3.1.2.7 Estimación de las precipitaciones efectivas

Primero se realizó la estimación del parámetro CN (número adimensional de curva o curva número), para lo cual se realizó la descripción del uso de suelo de la tierra de la cuenca la cual cuenta con un área de 159.42 Km<sup>2</sup> el cual para este estudio ha sido reducido a 131.52 km<sup>2</sup> con el factor de reducción AREAL de 0.825 (FLOOD STUDIES REPORT, 1975) (Ver Anexos)



Tabla 22. Cálculo del valor de CN

Uso de suelo	Grupo hidrológico de suelo					
	0.45 * B			0.55 * C		
	%	CN	Prod.	%	CN	Prod.
a)	5.175	81	4.19175	6.325	88	5.566
b)	3.375	71	2.39625	4.125	78	3.2175
c)	4.5	79	3.555	5.5	86	4.73
d)	2.7	61	1.647	3.3	74	2.442
e)	4.5	58	2.61	5.5	71	3.905
f)	6.75	66	4.455	8.25	77	6.3525
g)	18	55	9.9	22	70	15.4
		$\Sigma =$	24.563		$\Sigma =$	36.05

$$\text{CN promedio} = 24.563 + 36.05 = 60.61 = (\text{CNII})$$

Seguidamente se calculó el parámetro S con la Ec. 30, reemplazando datos se obtuvo:

$$S = 1000/60.61 = 6.5'' = 165.07 \text{ mm}$$

Finalmente hallamos el valor de la precipitación efectiva (Pe) con la Ec. 29, reemplazando datos se obtuvo:

$$Pe = (37.75 - 0.2(165.07)) / (37.75 + 0.8(165.07)) = 0.13 \text{ mm}; \text{ y así sucesivamente para los tiempos de duración de 1 a 24 horas con intervalos de 1 hora.}$$

Tabla 23. Precipitaciones efectivas para diferentes tiempos de duración

Duración (hr)	Intensid. (mm/hr)	Preci. Acumul	Pe (mm)	Pe pa. (mm)	P orde.	Pe (cm)
1	37.75	37.75	0.13	0.13	4.12	0.013
2	27.20	54.40	2.45	2.32	4.08	0.232
3	22.45	67.35	5.91	3.46	4.08	0.346
4	19.59	78.36	9.77	3.86	4.03	0.386
5	17.63	88.15	13.81	4.03	4.02	0.403
6	16.17	97.02	17.88	4.08	3.99	0.408
7	15.04	105.28	22.00	4.12	3.95	0.412
8	14.12	112.96	26.09	4.08	3.90	0.408
9	13.35	120.15	30.10	4.02	3.87	0.402
10	12.70	127.00	34.10	3.99	3.86	0.399
11	12.14	133.54	38.05	3.95	3.83	0.395
12	11.65	139.80	41.95	3.90	3.77	0.390
13	11.22	145.86	45.82	3.87	3.65	0.387
14	10.83	151.62	49.59	3.77	3.65	0.377
15	10.49	157.35	53.42	3.83	3.63	0.383
16	10.17	162.72	57.07	3.65	3.60	0.365
17	9.88	167.96	60.70	3.63	3.51	0.363
18	9.62	173.16	64.35	3.65	3.46	0.365
19	9.38	178.22	67.95	3.60	3.46	0.360
20	9.15	183.00	71.40	3.45	3.45	0.345
21	8.94	187.74	74.86	3.46	3.43	0.346
22	8.75	192.50	78.37	3.51	3.38	0.351
23	8.57	197.11	81.80	3.43	2.32	0.343
24	8.40	201.60	85.18	3.38	0.13	0.338

### Discusión.

La estimación de las precipitaciones efectivas tiene relación directa con el uso y el tipo de suelo de la cuenca, es por eso que se realizó una caracterización de la cuenca según su grupo de suelo y el número adimensional de curva CN para varios tipos de uso de la tierra, la Pe viene a ser la que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo.

#### 3.1.2.8 Estimación del caudal de diseño

Para la estimación del caudal de diseño se utilizaron variables tales como la longitud del cauce más largo, pendiente del mismo, área de la cuenca para construir el Hidrograma sintético triangular del SCS y finalmente realizar un procedimiento de conbulación



Con ecuación 35a hallamos la duración, reemplazando datos  $D = (2\sqrt{2.17}) = 2.95$  horas.

Con ecuación 35 hallamos el tiempo de ocurrencia del pico, reemplazando datos

$$T_p = \frac{2.95}{2} + 0.6(2.17) = 2.775$$

Con la ecuación 24a hallamos el tiempo de recesión, reemplazando datos  $t_r =$

$$2.67(2.77) = 7.41 \text{ horas}$$

Con la fórmula 34 hallamos el caudal punta, reemplazando datos

$$q_p = 2.08(131.52)/2.77 = 98.60 \text{ m}^3/\text{seg}$$

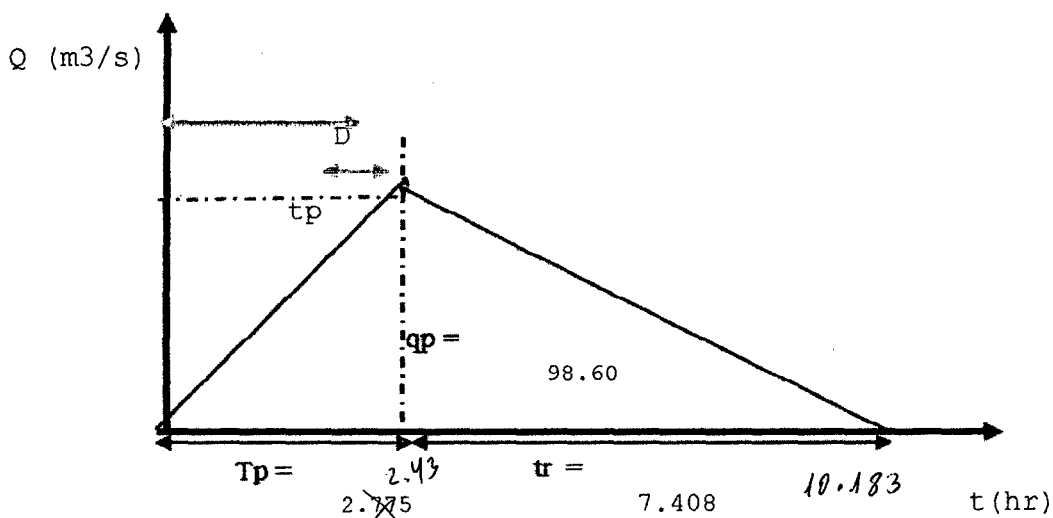


Figura 12. Hidrograma sintético triangular del SCS

El proceso de conbulación es definida por la ecuación 36 la que se define en la tabla 6. la cual se muestra en la siguiente tabla

T (horas)	H.U. (m <sup>3</sup> /s/c m)	PRECIPITACIONES EFECTIVAS POR INTERVALOS (cm)																							Q (m <sup>3</sup> /s)	
		0.013	0.232	0.346	0.386	0.403	0.408	0.412	0.408	0.402	0.399	0.395	0.390	0.387	0.377	0.383	0.365	0.363	0.365	0.360	0.345	0.346	0.351	0.343		0.338
0	0.00	0.0																								0.0
1	35.54	0.5	0																							0.5
2.000	71.07	0.9	8.247124938	0																						9.2
2.430	98.60	1.3	16.49448195	12.2934	0																					30.1
3	95.60	1.3	22.88289394	24.5871	13.716748	0																				62.4
4	82.29	1.1	22.18642776	34.1098	27.433883	14.33087	0																			99.1
5.000	68.98	0.9	19.09746916	33.0716	38.05919	28.66214	14.49406616	0																		134.3
6	55.67	0.7	16.00851056	28.4671	36.900817	39.76316	28.9885402	14.6417	0																	165.5
7	42.36	0.6	12.91955195	23.8627	31.763212	38.55293	40.21597602	29.2838	14.503	0																191.7
8	29.05	0.4	9.830825428	19.2582	26.625607	33.1853	38.99195833	40.6255	29.007	14.284	0															212.2
9	15.74	0.2	6.741866824	14.6541	21.488003	27.81768	33.56320944	39.3891	40.242	28.568	14.19	0														226.9
10	2.43	0.0	3.652908221	10.0496	16.350784	22.45006	28.13446054	33.905	39.017	39.633	28.381	14.037	0													235.6
10.183	0.00	0.0	0.563949617	5.44511	11.213179	17.08284	22.70571165	28.421	33.585	38.427	39.373	28.074	13.8505	0												238.7
11			0	0.84064	6.0755746	11.71521	17.2737063	22.9369	28.153	33.077	38.175	38.947	27.7014	13.76827	0											238.7
12				0	0.9379699	6.347588	11.84862174	17.4533	22.72	27.727	32.86	37.762	38.4304	27.53693	13.3943	0										237.0
13					0	0.979964	6.419872845	11.9693	17.289	22.377	27.545	32.504	37.2607	38.20215	26.7889	13.60391	0									234.9
14						0	0.991123953	6.48525	11.856	17.027	22.23	27.247	32.073	37.03943	37.1644	27.2082	12.98771	0								232.3
15							0	1.00122	6.424	11.677	16.915	21.989	26.8853	31.88252	36.0333	37.7461	25.97578	12.8836	0							229.4
16								0	0.9918	6.3268	11.6	16.732	21.6976	26.72562	31.0164	36.59726	36.03636	25.7676	12.98003	0						226.5
17									0	0.9768	6.2853	11.475	16.5102	21.56872	25.9996	31.50192	34.93955	35.7476	25.96042	12.8075	0					223.8
18										0	0.9703	6.2173	11.3225	16.4122	20.9828	26.40657	30.07501	34.6596	36.01504	25.61535	12.2514	0				220.9
19											0	0.9598	6.13483	11.2553	15.9664	21.31123	25.21047	29.834	34.91889	35.53633	24.5032	12.2887	0			217.9
20												0	0.94712	6.098396	10.9496	16.21628	20.34592	25.0084	30.05722	34.45474	33.9934	24.5777	12.47443	0		215.1
21													0	0.941493	5.93274	11.12094	15.48175	20.1829	25.19555	29.6577	32.9588	34.0968	24.9492	12.20375	0	212.7
22														0	0.91592	6.025594	10.6172	15.3577	20.33389	24.86065	28.37	33.059	34.61218	24.40784	11.9971	210.6
23															0	0.930254	5.752661	10.5321	15.47259	20.06361	23.7813	28.4563	33.55872	33.86115	23.9945	196.4
24																0	0.888117	5.70656	10.61092	15.26693	19.1925	23.8536	28.88643	32.83055	33.2877	170.5
25																	0	0.881	5.749257	10.46988	14.6041	19.2508	24.21413	28.25964	32.2745	135.7
26																		0	0.887592	5.672838	10.0153	14.6485	19.54184	23.68872	27.781	102.2
27																			0	0.875794	5.42654	10.0458	14.8699	19.11781	23.2875	73.6
28																				0	0.83777	5.44304	10.19761	14.54724	18.794	49.8
29																					0	0.84032	5.525312	9.976332	14.3009	30.6
30																						0	0.853018	5.405421	9.80738	16.1
31																							0	0.834509	5.31388	6.1
32																								0	0.82038	0.8
33																									0	0.0
34																										0.0

Figura 13. Cálculo del Caudal de Diseño mediante el proceso de convulación

## **Discusión.**

En la figura se observa el tiempo punta ( $T_p$ ), el tiempo de recesión ( $t_r$ ), duración de la lluvia ( $D$ ), el caudal punta ( $q_p$ ), tiempo de retardo ( $t_p$ ); en este HU el tiempo está dado en horas y el caudal en  $m^3/s.cm$ ; existen muchos Hidrogramas sintéticos uno de los más utilizados es este su finalidad es representar o simular un hidrograma representativo del fenómeno hidrológico de la cuenca, para determinar el caudal pico para diseñar y finalmente mediante el proceso de conbulación hallamos el caudal máximo de  $238.7m^3/s$ . para un  $Tr$  de 100.

### **3.1.2.7 Estimación de la socavación**

Para la estimación de la socavación se tuvo en cuenta el caudal, ancho efectivo de la superficie, tirante antes de la erosión, velocidad media de la sección, pendiente, Diámetro medio, pendiente, peso específico de la muestra agua sedimento, inclinación de los muros y otros datos tal y como se explicó en el proceso metodológico, tanto para la socavación general y local pues la suma de ambos es la socavación total.

#### **Para la socavación general En la ecuación 39, reemplazamos datos**

$H_s$ = profundidad de socavación (m)	
$Q_d$ = caudal de diseño	238.70 $m^3/seg$
$Be$ = ancho efectivo de la superficie de agua	20.00 m
$H_o$ = tirante antes de la erosión	3.10 M
$V_m$ = velocidad media en la sección	5.30 m/seg
$\mu$ = coheficiente de contraccion. Ver tabla 1	0.99

dm = diámetro medio	125.00	Mm
x = exponente variable. Tabla 2	0.273	
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño	100.00	años
$\beta$ = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. (Tabla 3)	0.97	
A = área de la sección hidráulica	45.04	m <sup>2</sup>
Hm = profundidad media de la sección	2.252	m
$\alpha$ =	3.116	$\alpha = Qd / (m \times Hm^{5/3}) \times Be$
$\gamma_m$ = Peso específico de la muestra agua sedimento	1.100	gr/cm <sup>3</sup>
$\phi$ = Factor de corrección por efecto de peso específico del agua durante la creciente	1.126	$\phi = -0.54 + 1.5143\gamma_m$

$$H_s = \left( \frac{3.116(2.252)^{5/3}}{0.68(0.97)(1.126)(125)} \right)^{\frac{1}{1+0.273}} = 4.69$$

La profundidad de socavación respecto al cauce es = 4.69-3.10 = 1.59

**Para la socavación local reemplazamos datos en la ecuación 43**

**Muro margen izquierda aguas abajo progresiva 0+173**

St = tirante incrementado al pie del muro debido a la socavación en mts.

Ho = tirante que se tiene en la zona cercana al muro antes de la erosión	2.85	m
Q = caudal de diseño	238.70	m <sup>3</sup> /seg
Q1 = caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el muro de la margen izquierda	15.00	m <sup>3</sup> /seg

Q1/Q =	0.06	
Pq = coeficiente que depende de la relación Q1/Q. Tabla 5	1.49	$Pq = 4.429 + 1.063 \ln ( Q1 / Qd )$
$\alpha$ = ángulo que forma el eje del estribo con la corriente	25.00°	
$P\alpha$ = coeficiente que depende del ángulo $\alpha$ Tabla 4	0.84	$P\alpha = 0.782 \cdot e^{(0.0028\alpha)}$
R = talud que tiene el estribo	0.00	
$P_R$ = coeficiente que depende del talud que tiene el estribo. Tabla 6	1.0	$PR = 1.028 \cdot e^{(-0.24 \cdot R)}$

$$St = 2.85(1.49)(0.84)(1) = 3.66 \text{ m}$$

La profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$S_0 = 3.82 - 3 = 0.81 \text{ m}$$

### Muro margen derecha aguas abajo Progresiva 0+333

St = tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en mts.

Ho = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión 3.00 m

Q = caudal de diseño 238.70 m<sup>3</sup>/seg

Q1 = caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo de la margen derecha 15.00 m<sup>3</sup>/seg

Q1/Q = 0.06

Pq = coeficiente que depende de la relación Q1/Q. (Tabla 11) 1.49  $Pq = 4.429 + 1.063 \ln ( Q1 / Qd )$

$\alpha$  = ángulo que forma el eje del estribo con la corriente 22.00°

$P_{\alpha}$  = coeficiente que depende del ángulo  $\alpha$  (Tabla 10)      0.83       $P_{\alpha} = 0.782 \cdot e^{(0.0028\alpha)}$

$R$  = talud que tiene el estribo      0.00

$P_R$  = coeficiente que depende del talud que tiene el estribo. (Tabla 12)      1.0       $P_R = 1.028 \cdot e^{(-0.24 \cdot R)}$

$$S_t = 3(1.49)(0.83)(1) = 3.82 \text{ m}$$

La profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$S_0 = 3.82 = 3.00 \text{ m} = 0.82$$

**NOTA:** Los datos utilizados para dicho cálculo tal como tirante, velocidad, área de la sección hidráulica con el programa Hec Ras, ancho efectivo han sido obtenidos mediante un modelamiento hidráulico, el cual se presenta en anexos

Tabla 24. Resumen de los Resultados relacionados con la variable 02

Resultados 02	Socavación para $T_r = 100$ años (Hs)		
	Socavación	Kilometraje	Margen
Socavación al pie de los muros de encauzamiento en el río Amojú; zona urbana de Jaén, para un tiempo de retorno según la vida útil y el tiempo de falla de la estructura.	Hs Local= 0.81m Hs General=1.59m Hs Total = 2.40m	0+173	Izquierda
	Hs Local= 0.82m Hs General=1.59m Hs Total = 2.41m	0+333	Derecha

## **Discusión.**

Como se describe en el resultado 01 tenemos profundidades de socavación de hasta 1.20m descritos en la tabla 14, lo cual ha sido ocasionado por avenidas menores a la estimada para un  $Tr = 100$  años.

En el resultado 02 se observa que se ha estimado una socavación de 2.41m, en las progresivas 0+173 margen izquierda y 0+333 margen derecha, lo cual no tienen variaciones importantes debido a que dicho tramo presentan características físicas (separación entre muros, granulometría y otros), topográficas (pendiente constante de 3.4%) que son semejantes; la causa por la que se ha realizado la estimación de socavación en estos puntos aparte de la mencionada anteriormente es porque estas zonas son más vulnerables dado que se encuentran en curvas y porque se ha observado actualmente la socavación la cual se demuestra en las progresivas del resultado 01, son zonas que al estimar dicha socavación el resultado obtenido se sustenta el generalizarlo para todo el tramo (por criterio ingenieril)

Al investigar sobre la construcción de los muros de encauzamiento encontramos que este se realizó por tramos, donde la unidad ejecutora fue el Proyecto Especial Jaén, San Ignacio – Bagua, desde el año 1985 – 2007, a donde se ha solicitado información de los planos para verificar la profundidad de la cimentación, lo cual se ha encontrado una cimentación de 1.50m; hemos descrito anteriormente que tenemos profundidades de socavación de 1.20m (Ver Anexos – Fotos) lo cual es un peligro al saber que tenemos una profundidad de cimentación de los muros de 1.50m.

Por lo anteriormente discutido se llega a la conclusión que para un caudal estimado para un tiempo de retorno de 100 años el cual es de 238.70 m<sup>3</sup>/seg, es

razonable estimar una socavación de 2.41m, puesto que se está considerando un diámetro medio de 5" (125mm), el cual se ha estimado con mucho criterio en campo, en un metro cúbico de material, se debe tener en cuenta que este río tiene gran cantidad de bolonería y roca de hasta 4m de diámetro lo cual se observa en las fotos anexadas, 30% – 35% son arenas y gravas < 3", de 17% - 25% son piedras de 3" - 6", de 7% -15% son piedras de 9" - 12" y mayor 12" un 20% aproximadamente; por esta razón se ha considerado un diámetro medio de 5". Se sabe que mientras más grande sea el diámetro medio la socavación será menor.



## **CAPITULO IV. CONCLUSIONES y RECOMENDACIONES**

### **4.1 CONCLUSIONES**

- ✓ La socavación existente al pie de los muros de encauzamiento en el tramo más crítico es de 1.20m; lo cual indica que la profundidad de la cimentación existente es muy poca pues esta tiene una profundidad de 1.50m.
  
- ✓ La socavación para un caudal estimado de 238.70 m<sup>3</sup>/seg para un tiempo de retorno de 100 años sobrepasa 0.91m la cimentación de los muros construidos, lo cual es un riesgo para la población.

### **4.2 RECOMENDACIONES**

- ✓ Se recomienda que para realizar los estudios hidrológicos e hidráulicos, para el diseño de la cimentación de una obra hidráulica se hagan teniendo en cuenta los antecedentes de socavaciones de dichas obras en zonas aledañas a este sí es que no se pudiese observar dicho fenómeno en campo ya que la socavación es un fenómeno complejo de estudiar además las características que definen dicho fenómeno son muy difíciles de definirlos.

- ✓ Se recomienda que se evalúe las diferentes obras hidráulicas después de máximas avenidas en cuanto a su socavación para tomar medidas preventivas, reduciendo el riesgo de un colapso de estas, por ejemplo rellenar las socavaciones con un empedrado de rocas de tal manera que las grande avenidas no socaven más dichos tramos.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Flórez, I. y J. Aguirre. 2006. "Hidráulica Fluvial". Facultad de Ingeniería, Universidad de los Andes. Mérida, Venezuela.

ICG (Instituto de la Construcción y Gerencia. 2010). Proyecto de manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje – MTC. Lima, PE. 150p.

Chereque W. 1989. Hidrología para estudiantes de Ingeniería Civil. Pontífica Universidad Católica del Perú. 223 p.

Martinez G. 2007. Estudio de Socavación en Obras Civiles y su problemática.

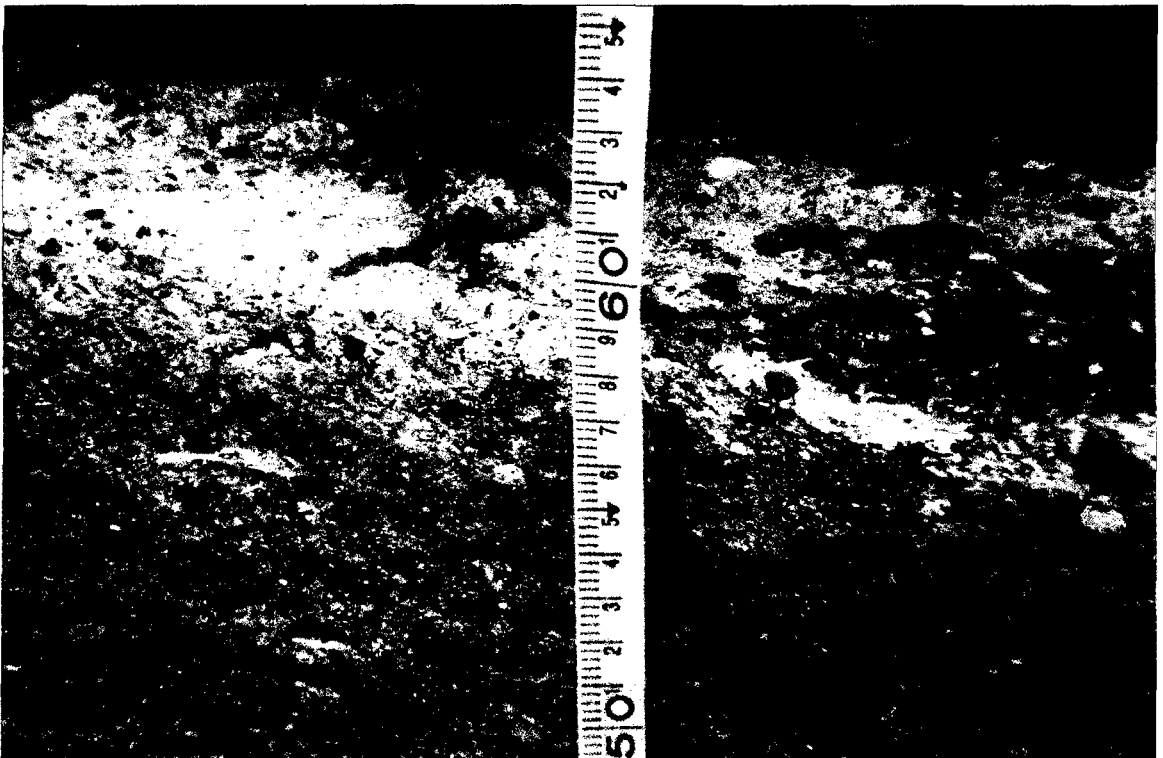
Tesis título Ing. Civil. México. D. F. Instituto Politécnico Nacional. 93 p.

# ANEXOS

# **IMÁGENES DE SOCAVACIÓN EXISTENTES**



*IMAGEN 01.\_Se observa la socavación al pie de los moros de encauzamiento en la parte derecha respecto al flujo (inicio del tramo: Puente Orellana-Puente Pardo y Miguel)*



*IMAGEN 02.\_Se observa la dimensión de la socavación de la imagen anterior de 60cm. (inicio del tramo: Puente Orellana- Puente Pardo y Miguel)*



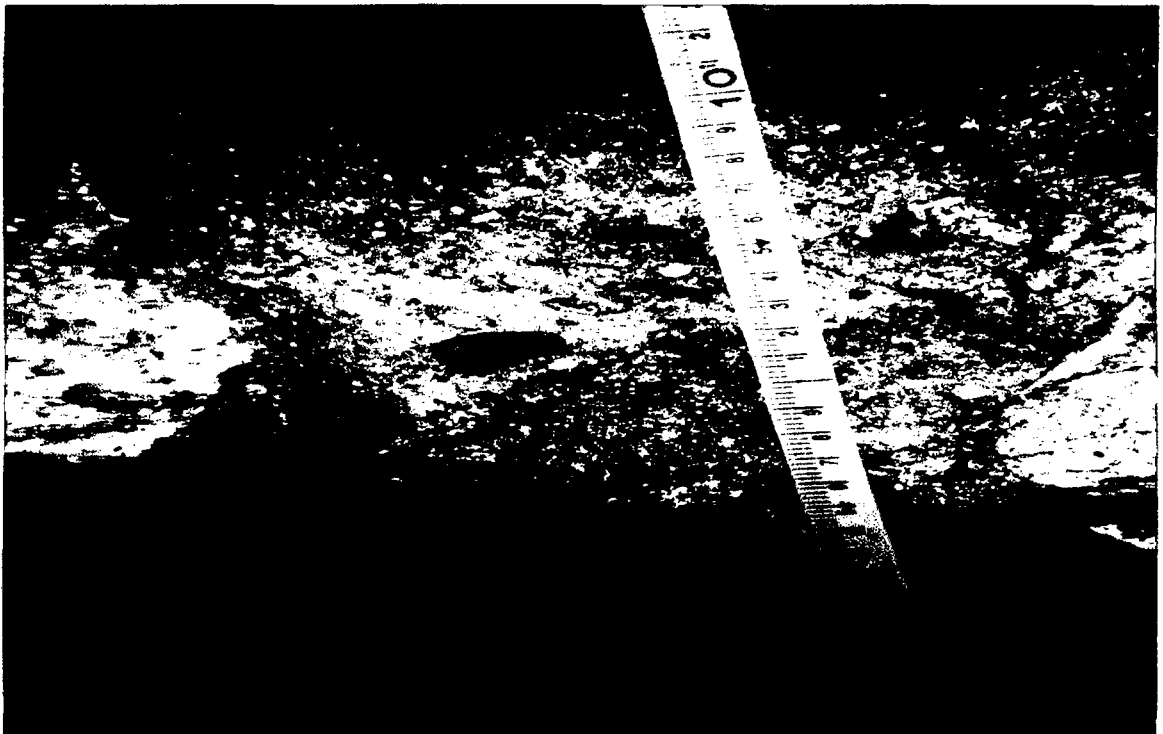
*IMAGEN 03.\_Se observa la dimensión de la socavación en otro tramo de los muros de la margen derecha, en este caso sólo es de 20cm. (comienzo del tramo: Puente Orellana – Puente Pardo y Miguel)*



*IMAGEN 04.\_Se observa la socavación en un tramo de los muros de la margen izquierda, este caso es el más crítico (comienzo del tramo: Puente Orellana – Puente Pardo y Miguel)*



*IMAGEN 05.\_Se observa la socavación crítica en el tramo de los muros de la margen izquierda; es decir de la vista anterior; se observa que está profunda.*



*IMAGEN 06.\_Se observa la dimensión de la socavación en el tramo de los muros de la margen izquierda de las dos imágenes anteriormente descritas; el cual es de 1m de profundidad.*





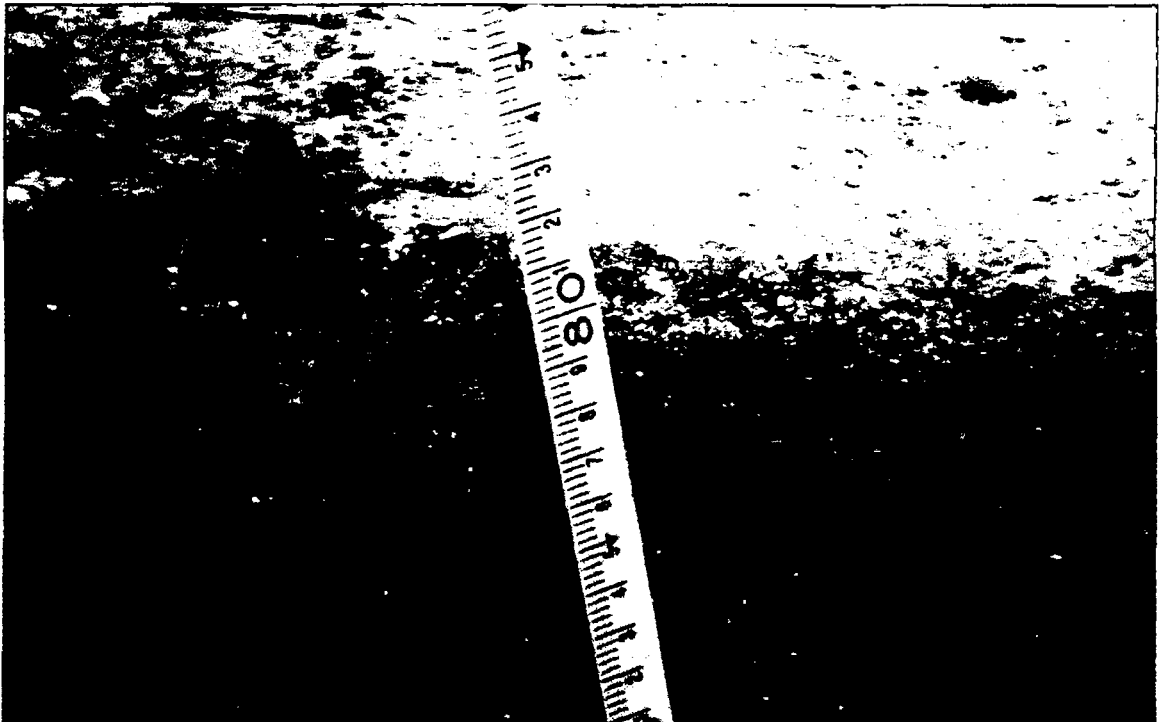
*IMAGEN 07.\_Se observa la socavación en el tramo de los muros de la margen izquierda al comienzo del tramo: Puente Orellana – Puente Pardo y Miguel, se observa grande rocas a su lado.*



*IMAGEN 08.\_Se observa la magnitud de la socavación en el tramo de los muros de la margen izquierda parte comienzo del tramo: Puente Orellana - Puente Pardo y Miguel, el cual es de 1.20m de profundidad.*



*IMAGEN 09.\_Se observa la socavación en el tramo de los muros de la margen izquierda parte central del tramo: Puente Pardo Miguel - Puente Mesones Muro.*



*IMAGEN 09.\_Se observa la magnitud de la socavación en el tramo de los muros de la margen izquierda parte central del tramo: Puente Pardo Miguel - Puente Mesones Muro; el cual es de 80cm.*

# PLANOS