

1. ASPECTOS GENERALES

1.1. GENERALIDADES

La cuenca en estudio se halla situada en la localidad de Caraparí, el curso de sus aguas pasa por el centro del área urbana de la ciudad, en algunos sectores recientemente la Quebrada El Común, está canalizada por estructuras de carácter hidráulico, pero en lo posterior se podría esperar la construcción de otras obras hidráulicas con el fin de proteger a las familias que habitan a orillas de la quebrada y además proteger a las estructuras viales (puentes) que cruzan la quebrada.

1.2. JUSTIFICACIÓN

Debido a que en nuestro medio son escasos los datos sedimentológicos; el presente proyecto de grado nace con la necesidad de remediar esta deficiencia, a través de un cuidadoso análisis hidrológico y sedimentológico del área de estudio. De esta manera se pretende coadyuvar con la región en la obtención de estos datos que son de suma importancia y difícil de estimar.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Determinar la producción hídrica y la producción de sedimentos de la cuenca de la Quebrada el Común de Caraparí.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Se espera alcanzar los siguientes objetivos específicos.

- Determinar los caudales máximos alcanzados en un año seco, normal y lluvioso
- Estimar los volúmenes mensuales producidos en un año seco, normal y lluvioso

- Estimar la pérdida de suelo producida en la cuenca
- Determinar la producción y descarga media anual de sedimentos
- Comparar y validar los resultados calculados, de esta manera observar la variación que pueda existir entre estos, o en su caso ver cuál de las formulas se ajustan más a la realidad regional.
- Contribuir a la región y a la misma universidad en la obtención de una metodología apropiada a nuestro medio para cuantificar sedimentos.

2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO

2.1. INTRODUCCIÓN

La Cuenca de la Quebrada El Común, es una sub-cuenca de la cuenca del Río Caraparí, cuyo recorrido final lo hace por territorio argentino.

2.2. UBICACIÓN

El área de estudio está comprendida por las siguientes coordenadas geográficas $63^{\circ} 45' 22.49''$ latitud sur y $21^{\circ} 50' 86''$ longitud oeste, forma parte de la Cuenca del Río Caraparí. La zona elegida para el presente estudio que comprende la Cuenca de La Quebrada El Común cubre una superficie de 19.42 Km^2

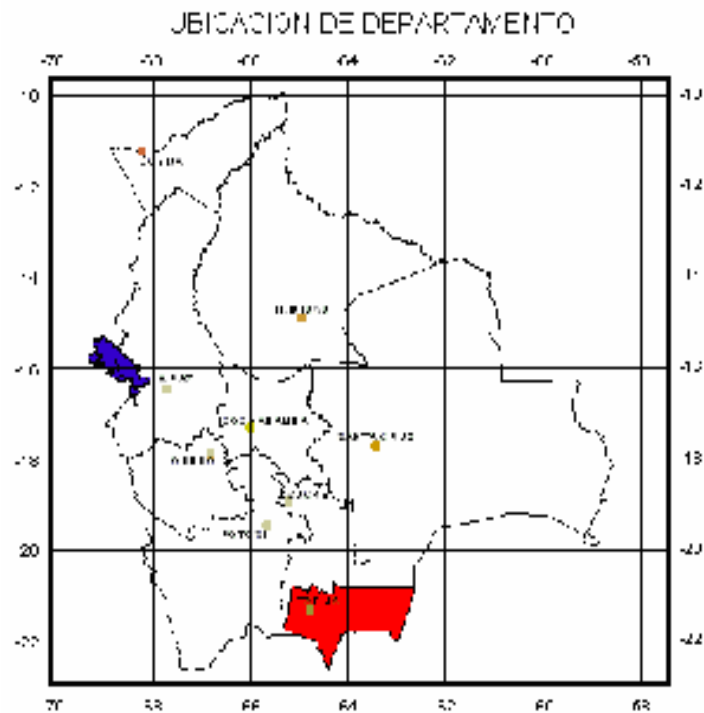


Figura 1: Localización en la Macro Región del Dpto. de Tarija



Figura 2: Localización en la Micro región del Dpto. De Tarija

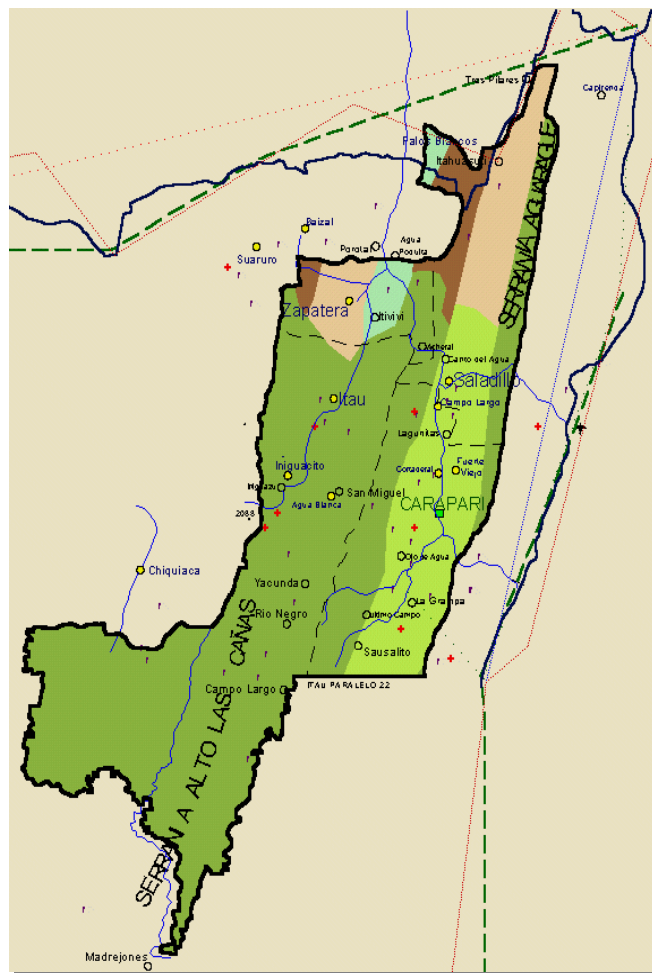


Figura 3: Mapa de localización en la Región

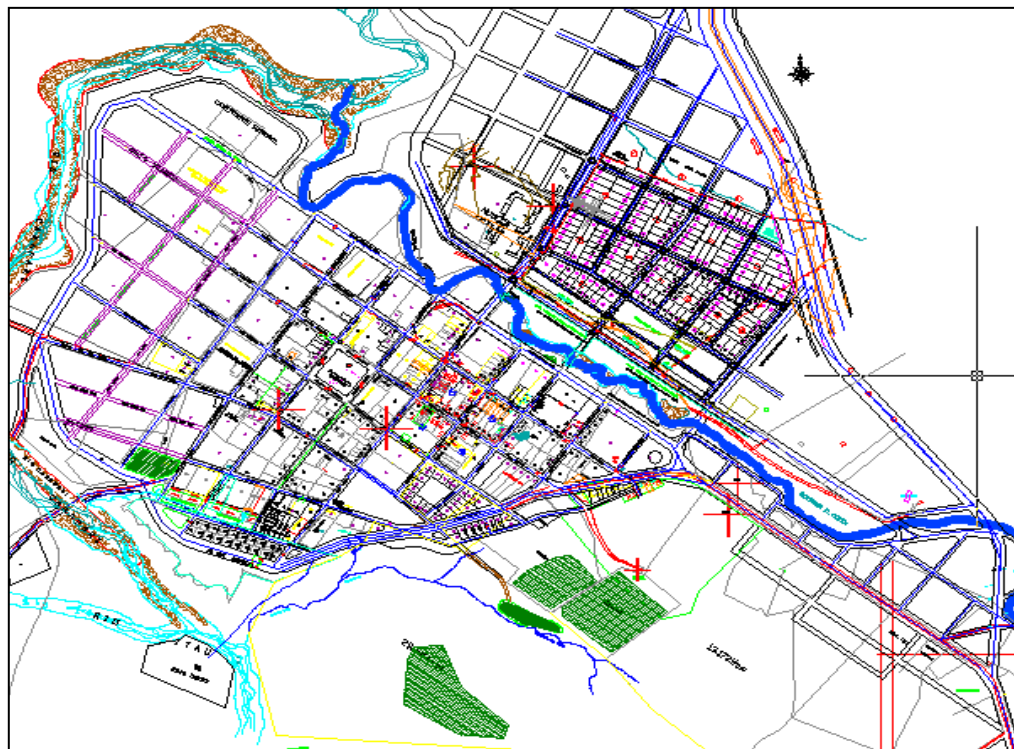
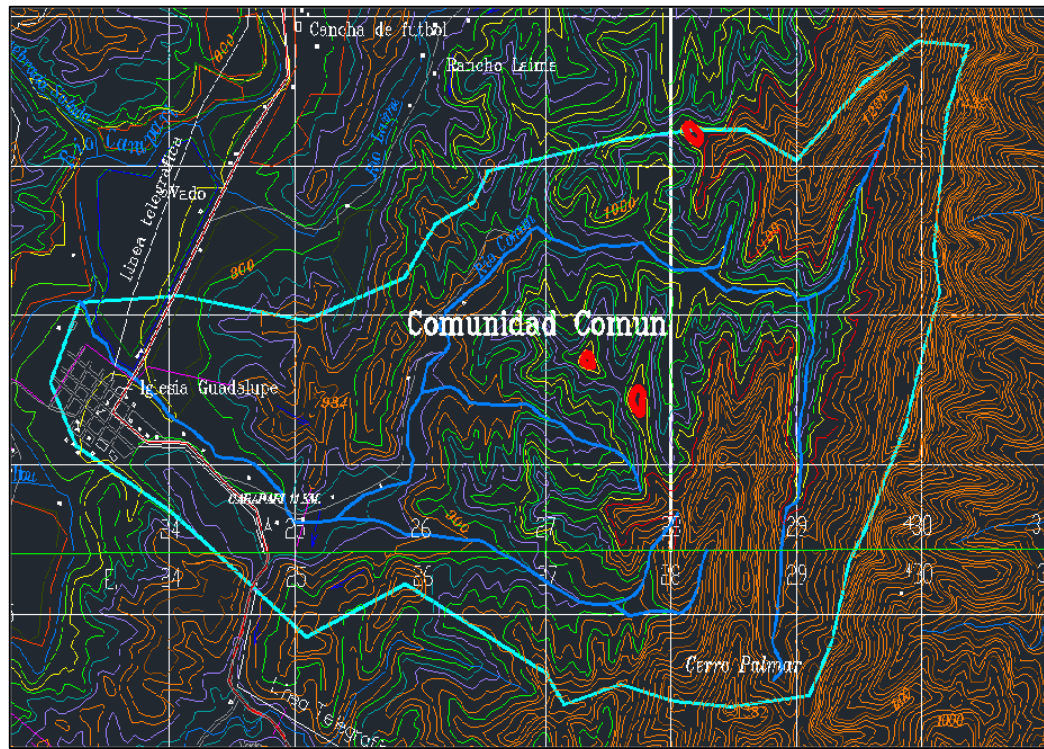


Figura 4: Mapa de localización en la Micro Región

2.3. HIDROGRAFÍA

La Quebrada El Común nace a unos 1200 msnm en una de las serranías del Aguarague con una longitud hasta la sección más baja de la cuenca (desemboque al Río Caraparí) de 9.75 km y una pendiente media de 4.31 %.

Los afluentes de la Quebrada El Común son pocos y de poca importancia, solamente el curso principal es el que aporta todo el caudal líquido y sólido en su mayor parte.

2.4. CLIMATOLOGÍA

La caracterización climatológica se ha determinado con los datos existentes en las estaciones hidrometeorológicas, ubicadas alrededor de la cuenca hidrográfica.

La precipitación anual varía entre 1.100 y 1.300 mm. Año, con lluvias durante el verano y seco en el invierno, las temperaturas varían de 22 °C y 24 °C entre los meses de Octubre a enero, los valores más bajos son registrados en los meses de junio y julio, promedio - 2 °C, la humedad relativa oscila entre 52% en época seca y 85% en época de lluvias, en general en la zona se presentan frentes fríos, tormentosos, temporales e intensos, denominados Surazos, donde baja la temperatura a -3,5°C, los vientos vienen del sur oeste y registran velocidades de 2,5 Km h⁻¹, los vientos dominantes en la región son los del norte, por lo que el clima en la región según la clasificación de Thornwaite es Semiárido Mezo termal, con inviernos secos y calientes.

Las áreas de cultivo producen hortalizas, papa, maní, yuca, tomate, cebolla, camote, maíz, sandía, cítricos, caña de azúcar y palta.

La flora y fauna, está contemplada dentro de la protección del “Parque Nacional de Manejo Integrado de la Serranía del Aguarague”, que hacen de la biodiversidad una potencialidad de gran importancia económica y alimenticia. La flora presenta una diversidad de asociaciones vegetales y la fauna silvestre existente,

cuenta con una considerable cantidad de especies que reúnen características para la alimentación y para la cacería deportiva.

La diferencias de temperaturas y precipitaciones en el Gran Chaco son variables por lo que los riesgos climáticos tiene incidencia principalmente en la producción agropecuaria y en épocas de lluvias arrastra grandes caudales de tipo torrencial que se escurren por los ríos o torrenteras que cruzan el valle, no solo se desaprovechan, sino que por su torrencialidad, el material que arrastra de las partes más altas, con frecuencia ocasionan graves daños en la degradación de los suelos, causan problemas en las aéreas de cultivos y zonas urbanas.

2.5. VEGETACIÓN Y SUELO

En el área del proyecto según Navarro en su libro Geografía y Ecología de Bolivia, pertenece a la Provincia Fisiográfica Boliviano – Tucumana, ubicada en la zona Sub Andina Oriental.

La vegetación del sub andino tiene un bioclima pluviestacional, con ombroclimas sub húmedos es de meso bosques semidecuidos, con dosel entre 15 – 20 m de alto, sotobosque arbóreo de unos 8 – 10 m, y niveles arbustivos y matas bien desarrollados.

El bosque es subandino inferior del Bermejo, con la serie provisional de la Quina y el Palo Blanco.

2.6. GEOMORFOLOGÍA

Morfo estructuralmente el área de estudio se encuentra al sur este de la cordillera Sub Andina, emplazado en la Serranía del Aguarague, los procesos geomorfológicos que han modelado el paisaje del área del proyecto son: glaciales, fluviales, estructurales y de gravedad, por lo que presenta geoformas de cordillera como ser serranías y montañas, modeladas por la erosión fluvial, están conformadas por depósitos aluviales, geoformas de origen coluvial, constituyen los depósitos de pie de talud y ladera, conos de deyección y en las partes más plana constituyen

depósitos coluvio-aluviales. El área debido a la configuración del relieve presenta geoformas que constituyen rasgos del terreno, inherentes y relativamente estables que resultan como consecuencia de los diferentes procesos que actúan y continúan sobre el paisaje.

A través de la integración del relieve es posible definir varios aspectos, que están en relación con los factores y procesos medio ambientales que permiten definir la evaluación del paisaje y al mismo tiempo predecir su futuro.

La identificación de procesos naturales como: precipitación pluvial, dinámica del escurrimiento superficial, movimientos de masa, acción antrópica, sobre pastoreo, son factores que actúan en el medio físico, la degradación del mismo.

La relación entre factores y procesos en aéreas no intervenidas se encuentra en equilibrio, sin embargo en otras, donde la acción del hombre es evidente, como quemas, migración agrícola, deforestación, sobre pastoreo, etc. La relación muestra un desequilibrio, que causa la degradación de uno o más de los componentes ambientales, el proceso de erosión, gradualmente transforma al paisaje, en tierras eriales, así como actúan en las pendientes o laderas del paisaje donde se advierte la combinación de las agentes endógenos y exógenos.

La evaluación geomorfológica de la cordillera oriental comprende el complejo montañoso, paleozoico y cenozoico, forma un arco de serranías desde la frontera con el Perú hasta los límites con la Argentina.

En la descripción de las unidades de paisaje, que conforma la cuenca de El Común, se da con mayor detalle una explicación de los procesos, que en mayor o menor grado están afectando al desequilibrio.

a) Serranías ligeramente o moderadamente disectadas

Rodeando el valle de la cuenca en estudio se encuentran las serranías ligeramente a moderadamente disectadas, donde los relieves son irregulares de superficies

moderadas a escarpadas, la erosión es laminar y sus pendientes moderadas a ligeras. Los suelos son muy pocos profundos a profundos, inferiores a 0,30 m, franco arenosos, arcillosos, pardo amarillento a pardo rojizo, talud hasta 36 %.

b) Serranías fuertemente disectadas

La cadena de montañas modeladas por efectos de procesos, fluviales, eólicos y meteorización, han formado serranías de amplitud alta con cimas irregulares en forma de crestas, con mayor grado de disección media en areniscas que afloran alrededor de la pared alta de la cuenca, formando superficies biseladas a sub redondeadas, divisorias de aguas poco discernible, donde la erosión es laminar y en cárcavas. La pendiente en estos sectores es de moderado a fuerte, escarpadas.

Los suelos son superficiales, moderadamente profundos, color pardo amarillentos a rojo amarillentos, de textura franco arenoso a franco arcilloso, estructura granular en horizontes superficiales y en guijarros y gravas, angulares, medianos y finos, cuyas pendientes son variables, con moderada amplitud de relieve.

c) Escarpes

Unidad de transición típica de serranías y laderas con talud moderadamente pronunciadas, formada por procesos erosivos acentuados, predominan al oeste de la área norte, donde las serranías presentan alto grado de disección en areniscas, paisaje abrupto, fracturadas y diaclasadas, con densa a moderada cobertura vegetal, con cimas sub redondeadas a irregulares por procesos erosivos activos.

d) Colinas

Comprenden geoformas que generalmente se encuentran en la parte media del área del proyecto, son individuales adyacentes a las llanuras de inundación, otras cerca de los pies del monte, formando colinas en areniscas y lutitas, arcillas. Son relieves degradados debido a procesos denudacionales por la acción hídrica de los

cursos de agua, formando un sistema fluvial dendrítico y por la intervención antrópica, a menudo existen valles estrechos.

2.7. GEOLOGÍA

El área de la cuenca en estudio esta ubicada al sureste del departamento de Tarija, emplazada en la serranía del Aguarague, al sud este del subandino.

En esta sinopsis se describen todas y cada una de las unidades lito estratigráficas siguiendo su ubicación en la columna estratigráfica generalizada a partir de más antigua hasta la más nueva.

Las rocas que afloran en el área son sedimentarias, pertenecientes al cenozoico que corresponden a los sistemas, terciario y cuaternario.

Cenozoico.-

Esta era constituye la parte más alta de toda la columna estratigráfica abarcando desde las sedimentitas rocosas duras a semi sueltas del terciario en su parte basal, hasta los sedimentos consolidados a sueltos del sistema cuaternario que conforman el tope de toda la secuencia.

✓ *Sistema Terciario (T)*

Este sistema, que presenta un desarrollo de facies de tipo continental, se halla desarrollado en la parte andina como en el sub andino y en el área de transición, mayormente son de origen fluvial y lacustre.

Litológicamente las rocas que conforman este sistema, se hallan constituidos por conglomerados y areniscas, desde limosas hasta cuarzosas de grano variable.

El terciario en general esta representado por dos formaciones que corresponden a la época del Neógeno, que tienen las siguientes características.

a) Formación chaco inferior

El desarrollo de estas sedimentitas se inicia con la serie litológica de arcillitas micáceas, bastantes plásticas, de tonalidades marrón claras a rojizas, continúan bancos delgados de areniscas blanquecina, de grano medio, porosas calcáreas y estratificación media, a las que siguen horizontes de areniscas limosas de grano fino a medio, rojizas macizas y friables, estratificados en bancos delgados, de ascillitas rojizas claras a marrón rojizas, dispuestas en capas lenticulares, presencia de venillas de yeso en sus fracturas y diaclasadas, este tipo de rocas afloran en el lugar del eje de la cuenca, continúan hacia el tope en sectores horizontes delgados de conglomerados de grano medio a fino de color amarillo grisáceos, presentándose hacia la llanura chaqueña sedimentos semi consolidados de arcillas y limos rojizos , en general se encuentra cubierta por la abundante vegetación que predomina en la zona.

b) Formación chaco superior

El desarrollo de estas sedimentitas corresponde a la parte más alta del terciario y se encuentra en la zona de transición entre el sub andino y la llanura chaqueña, en áreas ocupadas por sinclinales, descansa concordantemente sobre la anterior. Litológicamente inicia con una intercalación rítmica y alternante de numerosos horizontes conglomeraditos polimísticos, con matriz areno limosa y calcárea, areniscas micáceas, de color blanquecino, arcillitas de variadas tonalidades y cuarzos abigarrados.

La secuencia continúa con paquetes de areniscas, estratificadas, macizas, consolidadas, competentes, resistentes, friables, de grano medio, sub angulares a subredondeados, de tonalidades grisáceos a amarillentos, intercalados en su parte superior por bancos de limonitas y arcillitas plásticas de color rojizo a marrón.

✓ ***Sistema Cuaternario (Q)***

En general constituyen todo el material suelto, poco o escasamente consolidado que se presenta en la parte superficial, conformando la cubierta de rocas Paleozoicas, Mesozoicas y Cenozoicas, los depósitos cuaternarios corresponden al pleistoceno y holoceno, 1,6 millones de años, depositados como material suelto en el lecho de los ríos, en sus márgenes o terrazas, pie de montes, planicies y llanuras aluviales.

a) Depósitos Aluviales

Están representados por materiales depositados a lo largo del curso de la quebrada El Común y en las llanuras aluviales, constituyendo la capa superficial de depositación, están conformados por sedimentos mayormente olóctonos, de; bloques, guijarros, cantos rodados, gravas, arenas, limos y arcillas, de formas subangulares a sub redondeadas, que resultan del transporte de los sedimentos, formando desde cauces angostos en sus partes altas y playas anchas principalmente aguas abajo, donde decrece la velocidad de las aguas, la depositación de este material se realizan activamente durante la época de lluvias como consecuencia del aumento en el caudal de las aguas y su creciente poder de arrastre.

b) Depósitos coluviales

Son materiales sueltos que se originan en las partes altas del paisaje acumulándose en la parte inferior, laderas de serranías, colinas, cuevas, pie de montes, producto de diferentes agentes de meteorización y erosión, acumulándose selectivamente en las faldas de los cerros o quebradas, transportadas por la acción de la gravedad, constituidos por material detrítico autóctono, heterogéneo y conformado de; bloques, Guijarros, cantos, gravas, angulosas o subangulosas o en forma de conglomerados mal clasificados.

c) Depósitos coluvio aluviales

Son materiales sueltos depositados caóticamente constituidos por rocas de diferentes tamaños que resultan del poco transporte ocasionado por acción de la gravedad y el agua corriente, formándose en las laderas de los cerros o a la salida de las quebradas, su presencia esta relacionada con la falta de cobertura vegetal, y que donde existe vegetación el material coluvio aluvial es menor, mayormente están constituidos por sedimentos finos de gravas, arenas y limos que se hallan sujetos a la acción fluvial .

d) Depósitos de terrazas

Constituyen acumulaciones aisladas de material suelto en superficies planas, generalmente estrechas y alargadas poco consolidadas, que interrumpen una pendiente, formadas por procesos de erosión y de depositación lateral o coluvial, ubicándose a los bordes de los ríos y quebradas, conformadas de material grueso a fino mal clasificadas sub redondeadas, angulosas y redondeadas de acuerdo a su posición topográfica siendo utilizadas con fines agrícolas.

e) Depósitos lacustres

Su distribución se encuentra en la cuenca endorreica del Común, como en las cuencas locales de menor superficie, conformados por sedimentos transportados desde las laderas de los cerros, habiéndose sedimentado en pequeñas depresiones lagunares, originadas en un ambiente de depositación tranquila, intercaladas con un material detrítico medio a grueso, acarreado en época de lluvias máximas, están constituidos por: gravas, limos y arcillas, poco consolidados con los depósitos arcillosos.

f) Depósitos de derrumbes y deslizamientos

Son productos de movimientos gravitacionales, debidos al afecto de la gradiente y la humedad, como también resultan del chequeo que se realizan en

algunos lugares, causando una deforestación del paisaje, que en determinado tiempo, por efecto de procesos físico químicos, provocan la caída de sedimentos, generalmente el material de los derrumbes se halla constituido por , gravas finas a medias, arenas, limos y arcillas poco consolidadas, por su magnitud estas pueden ser catastróficas y problemáticas en la estabilidad de los taludes, como en la aportación de sedimentos a la cuenca, se pueden observar en ciertos sectores de la cuenca.

2.8. FISIOGRAFÍA

Las principales formaciones o unidades fisiográficas originadas por los depósitos sedimentarios cuaternarios son las terrazas antiguas no disectadas y disectadas, las planicies bajas aluviales.

Los procesos regresivos de erosión han realizado cierto avance a partir de los bordes escarpados, entrando en forma de cárcavas dentro de la meseta.

Las llanuras bajas son formaciones aluviales recientes, de relieve plano o ligeramente ondulado, y constituyen unidades de extensiones menores, a orillas de la quebrada.

3. ANÁLISIS DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA

3.1. DEFINICIÓN DE CUENCA HIDROGRÁFICA

Para el concepto de cuenca hidrográfica se tienen varias definiciones. Según Heras (1972), se entiende por cuenca vertiente, o cuenca de drenaje de un río, considerado en un punto dado de su curso, al área limitada por el contorno en el interior del cual el agua precipitada corre por su superficie, se encuentra y pasa por el punto determinado del cauce.

Otra definición es la de Lamas (1993), según la cual una cuenca es un espacio geográfico cuyos aportes son alimentados exclusivamente por las precipitaciones y cuyos excedentes en agua o en materias sólidas transportadas por el agua forman, en un punto espacial único, una desembocadura, una estación de aforo, o un punto arbitrario.

Se define como línea divisoria o línea de divorcio a una línea imaginaria que delimita la cuenca. Generalmente se considera que la línea divisoria es la línea de cresta que separa dos vertientes teniendo en cuenta el drenaje superficial, pero en algunos casos se debe considerar la línea definida por las elevaciones más altas de la capa freática (almacenamiento de agua gravitacional en el suelo – agua libre en el suelo). Sin embargo, dado que dicho límite generalmente no difiere mucho del que está determinado por el drenaje superficial y cuando difiere un poco es muy difícil de detectar, se suele considerar como cuenca la determinada por el límite de las aguas superficiales.

Dos cuencas sometidas a las mismas condiciones climáticas similares, pueden tener regímenes de flujo totalmente distintos. Esta diferencia se debe principalmente a las diversas características físicas de ambas cuencas. Aunque resulta evidente que

factores como el tipo de suelo y el espesor de la capa permeable ejercen un gran efecto sobre el régimen de flujo, la fisiografía puede ser importante en la respuesta de la cuenca a las precipitaciones.

Se define como cuenca hidrográfica a la superficie de terreno donde (si fuera impermeable) toda el agua caída por precipitación se une por el sistema de corrientes, para formar un solo curso de agua, en nuestro caso nuestra cuenca de estudio es la cuenca de la quebrada El Común.

Desde el punto de vista de su salida, existen fundamentalmente dos tipos de cuencas: endorreicas y exorreicas. Las primeras se caracterizan porque el punto de salida está dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago; mientras que en las segundas el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca.

3.2. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA CUENCA DE ESTUDIO

3.2.1. ÁREA DE LA CUENCA

Indica la superficie del área drenada, desde donde nace el cauce principal hasta el sitio donde se encuentra la estación medidora de caudal que va a servir de base para el estudio hidrológico de la cuenca, considerándose a esta característica como determinante por la escala de varios fenómenos hidrológicos tales como el volumen de agua que ingresa por precipitación, la magnitud de los caudales generados y otros. En general a mayor tamaño de la cuenca el escurrimiento total es mayor, pero el escurrimiento específico por unidad de superficie es menor; por otra parte la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno para toda el área también disminuye con el aumento del tamaño de la cuenca.

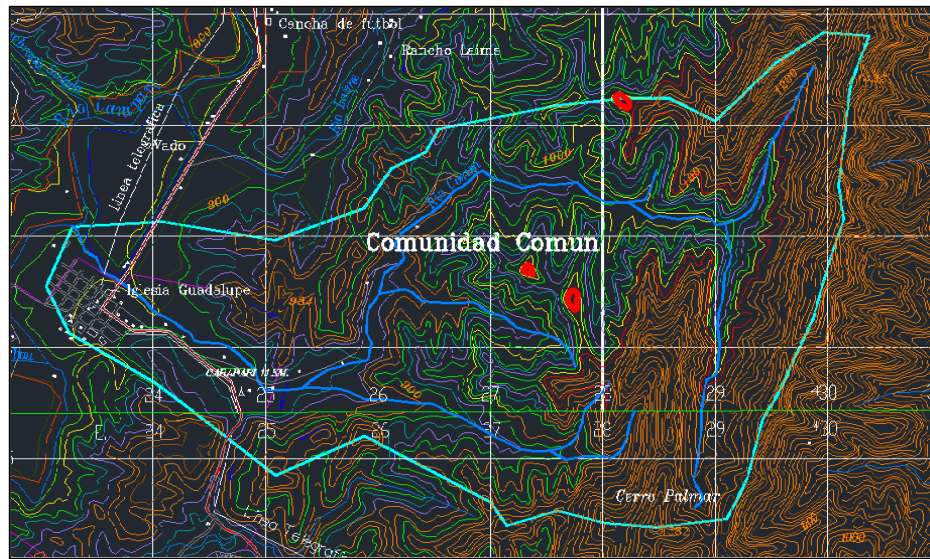


Figura 5: Delimitación de la cuenca de la quebrada El Común.

Para determinar el área, previamente se debe delimitarla, para lo cual generalmente en nuestro medio se utiliza las cartas geográficas (escala 1:50000), debe tomarse en cuenta que este límite es topográfico y no geológico (Figura 5).

El área de la cuenca de La Quebrada El Común es de 19.42 Km², ver Anexo 1

3.2.2. PERÍMETRO REAL Y ESTILIZADO

El perímetro real, es el polígono que delimita la cuenca de otra, al igual que el área el perímetro real se determina sobre cartas geográficas. Para la determinación del perímetro real de la cuenca de La Quebrada El Común se utilizo mapas digitales con los que se obtuvo como resultado 20,88 km

El perímetro estilizado, es aquel polígono que compensa las partes entrantes y salientes de la cuenca (en planta), logrando así un polígono más suave. Dando un resultado de 19,17 km.

3.2.3. ÍNDICE DE COMPACIDAD O DE GRAVELIUS

Es la relación que existe entre el perímetro y el área de la cuenca

$$I = \frac{p}{2 \sqrt{\pi \cdot A}}$$

El índice de compacidad de la cuenca de La Quebrada El Común es de 1.21, en la medida en que este número sea próximo a la unidad tendrá una mayor tendencia a las crecidas. Es decir que cuando más se acerque a la unidad, la forma de la cuenca se aproximará al de una circunferencia, pero al ser mayor su valor, más irregular será la cuenca y sus aguas drenarán más lento.

3.2.4. MEDIDAS DEL RECTÁNGULO EQUIVALENTES

Es un parámetro que nos permite determinar las dimensiones de los dos lados de un rectángulo, de manera tal que este se asemeje a la forma de la cuenca, pero cumpliendo con las siguientes condiciones.

$$A_{\text{cuenca}} = A_{\text{rect}} P_{\text{cuenca}} = P_{\text{rect}}$$

Siendo:

$$Ac = L \cdot l \qquad Pc = 2(L + l)$$

Donde L y l son las dimensiones de los dos lados de un rectángulo.

Para la cuenca de la Quebrada El Común los valores son:

$$L=6.67 \text{ km}; l=2.91 \text{ km}$$

3.2.5. FACTOR DE FORMA

La forma de la cuenca hidrográfica afecta a los hidrogramas de escorrentía y a las tasas de flujo máximo. Se han hecho numerosos esfuerzos para tratar de descubrir el efecto de la forma por medio de un solo valor numérico. La mayoría de las cuencas tienden a tener la forma de una pera, sin embargo los controles geológicos conducen a numerosas desviaciones a partir de esta forma. Horton sugirió un factor adimensional de forma (F) como índice de la forma de una cuenca según la ecuación.

$$F = \frac{A}{L^2}$$

Donde:

A = Superficie de la cuenca en Km²

L = Longitud del lado del rectángulo paralelo al río principal en Km.

Si:

$F < 0.50 \rightarrow$ Cuenca Alargada

$F > 0.50 \rightarrow$ Cuenca Achatada

El factor de forma de la cuenca de la Quebrada el Común es 0.43. Este Valor indica que la cuenca tiene una forma alargada

3.3. PROPIEDADES DE RELIEVE DE LA CUENCA

3.3.1. INDICE GLOBAL O PENDIENTE MEDIA DEL RÍO PRINCIPAL

Este índice presenta la pendiente media del curso principal. Es la relación del desnivel (nivel superior menos nivel inferior) entre la longitud del río.

$$IG = \frac{D}{L}$$

El valor para nuestra cuenca es: 4.51 %

- **Longitud del río principal (L):** Es la distancia medida en kilómetros (planta) desde el nacimiento hasta su desembocadura, generalmente se considera río principal al de mayor longitud.

La longitud del río principal es 9,75 km

- **Desnivel del curso principal (D):** Diferencia entre el nivel del naciente y el de la desembocadura del curso principal.

El desnivel es: 440 m.

3.3.2. PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA

La pendiente media ponderada de una cuenca hidrográfica, toma como dato fundamental las curvas de nivel, siendo la ecuación.

$$P_m = \frac{\frac{D \cdot I_1}{a_1} \cdot a_1 + \frac{D \cdot I_2}{a_2} \cdot a_2 + \frac{D \cdot I_3}{a_3} \cdot a_3}{a_1 + a_2 + a_3} = D \cdot \frac{\sum I_i}{\sum a_i} = \frac{D \cdot L}{A}$$

Donde:

li = Es la longitud total de cada curva de nivel, en km.

ai = Es el área correspondiente a cada curva, en km²

D = Es la diferencia consecutiva de cota entre curvas de nivel, en km

Pm = Es la pendiente promedio ponderada de una cuenca determinada, en %.

El valor de la pendiente media expresada ya en porcentaje para la cuenca de la Quebrada El Común es de 35.61 % (Anexo 2 y 3).

Esta característica determina, en buena parte, la velocidad con que se da la escorrentía superficial y afecta, por tanto, a la erosión de la cuenca.

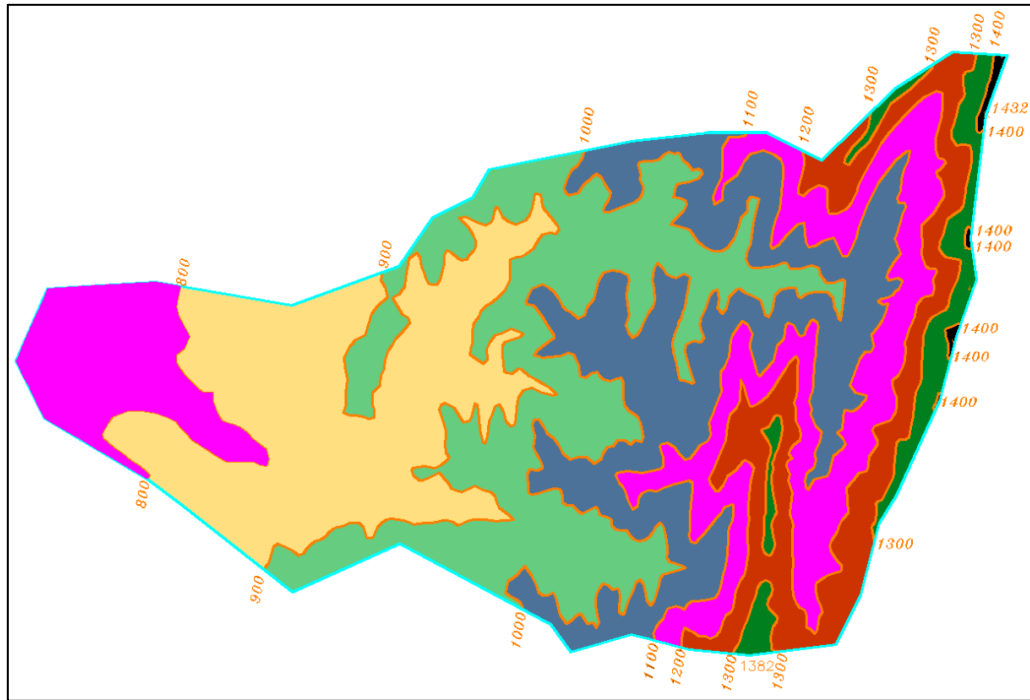


Figura 6: Desnivel de la cuenca de la quebrada El Común.

3.3.3. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

También denominado tiempo de respuesta o de equilibrio, se define como el tiempo requerido para que, durante un aguacero uniforme, se alcance el estado estacionario; es decir, el tiempo necesario para que todo el sistema (toda la cuenca) contribuya eficazmente a la generación de flujo en el desagüe. Se atribuye muy comúnmente el tiempo de concentración al tiempo que tarda una partícula de agua caída en el punto de la cuenca más alejado (según el recorrido de drenaje) del desagüe en llegar a éste. Esto no se corresponde con el fenómeno real, pues puede haber puntos de la cuenca en los que el agua caída tarde más en llegar al desagüe que el más alejado. Además, debe tenerse claro que el tiempo de concentración de una cuenca no es constante; depende, de la intensidad del chubasco, aunque muy ligeramente.

Por tener el concepto de tiempo de concentración una cierta base física, han sido numerosos los autores que han obtenido formulaciones del mismo, a partir de características morfológicas y geométricas de la cuenca. A continuación, se muestran algunas de esas fórmulas empíricas:

1. Alcantarillas

$$T_c = \left(\frac{0,875 * L^3}{H} \right)^{0,385}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración de la cuenca, en hrs.

L = Longitud del río principal expresado en km

H = Desnivel entre el nivel máximo y mínimo del río principal, en m.

Como resultado de esta fórmula se obtuvo: $T_c = 1.29$ hrs

2. Giandotti

$$T_c = \frac{4 * \sqrt{A + 1,5 * L}}{25,3 * J * L}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración de la cuenca, en hrs.

A = Área de la cuenca, en km²

L = Longitud del río principal expresado en km

J = Pendiente media del curso principal (Índice global), decimal.

Como resultado de esta fórmula se obtuvo: $T_c = 2.19$ hrs

3. California

$$T_c = 0,066 * \left(\frac{L}{\sqrt{J}} \right)^{0,77}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración de la cuenca, en hrs.

A = Área de la cuenca, en km²

J = Pendiente media del curso principal (Índice global), decimal.

Como resultado de esta fórmula se obtuvo: $T_c = 1.28$ hrs.

4. Ventura – Hevas

$$T_c = 0,05 * \sqrt{\frac{A}{J}}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración de la cuenca, en hrs.

L = Longitud del río principal expresado en km

J = Pendiente media del curso principal (Índice global), decimal.

Como resultado de esta fórmula se obtuvo: $T_c = 1.061$ hrs

Promediando todos los valores se tiene: $T_c = 1.46$ hrs. Valor que asumiremos para este estudio.

3.3.4. CRUVA HIPSOMÉTRICA

La curva hipsométrica proporciona una información sintetizada sobre la altitud de la cuenca, que representa gráficamente la distribución de la cuenca vertiente por tramos de altura. Dicha curva presenta, en ordenadas, las distintas cotas de altura de la cuenca, y en abscisas la superficie de la cuenca que se halla por encima de dichas cotas, bien en Km² o en tanto por cien de la superficie total de la cuenca.

Esta gráfica es de suma importancia dentro del análisis hidrológico de una determinada cuenca, ya que nos permite:

- Determinar el porcentaje de aéreas en diferentes alturas.
- Observar la altitud más frecuente de la cuenca.
- Determinar la altitud media de la cuenca.

Los valores de las áreas correspondientes de dichas altitudes se encuentran tabulados en el Anexo 4.

3.3.5. ALTITUDES CARACTERÍSTICAS

- **Altitud media de la cuenca:** Es la ordenada de la curva hipsométrica que divide a la cuenca en dos partes iguales. La cota correspondiente a la curva hipsométrica es la cota: 998.3 (msnm)
- **Altitud más frecuente:** Escalón que alberga el mayor porcentaje de área.

El valor para la curva hipsométrica de la cuenca en estudio es la cota 1000 (msnm), este escalón tiene un porcentaje del 22.40 % de área.

3.4. PROPIEDADES MORFOMÉTRICAS DE LA CUENCA DE ESTUDIO

Para poder determinar estas propiedades, previamente de debe:

- Determinar la red hidrográfica de la cuenca
- Clasificar los afluentes por su orden y longitud

3.4.1. ORDEN DE LOS RÍOS

Es un número que tiene relación estrecha con el número de ramificaciones de la red de drenaje. A mayor número de orden, es mayor el potencial erosivo, mayor el transporte de sedimentos y por tanto mayor también la componente de escorrentía directa que en otra cuenca de similar área. El número de orden de una cuenca es muy

vulnerable a sufrir el efecto de escala, la misma que es necesario especificar siempre. Existen dos metodologías para determinar el orden de una cuenca, el criterio de Schumn y el criterio de Horton. El primero se determina asignando el primer orden 1 a todos los cauces que no tienen tributarios y, en general la unión de dos cauces de igual orden determinan o dan origen a otro de orden inmediatamente superior y dos de diferente orden dan origen a otro de igual orden que el de orden mayor y así sucesivamente hasta llegar al orden de la cuenca. El cauce principal tiene el orden más elevado, que es nada menos el orden de la cuenca. El criterio de Horton sólo permite asignar el orden 1 a uno de los tributarios simples confluyentes, siendo el otro de orden inmediatamente superior que hace un menor ángulo con la dirección del flujo en el punto de confluencia. Siguiendo la misma ley anterior se llega al número de orden de la cuenca.

Para la cuenca en estudio, el orden de los ríos se determinó siguiendo la teoría de Schumn, la cual establece.

“Sera de orden $(x + 1)$ todo río formado por la confluencia de los ríos de orden (x) ; cuando confluyen ríos de orden $(x + 1)$ y (x) , el río será de orden $(x + 1)$. Siempre el río principal tiene el mayor orden”.

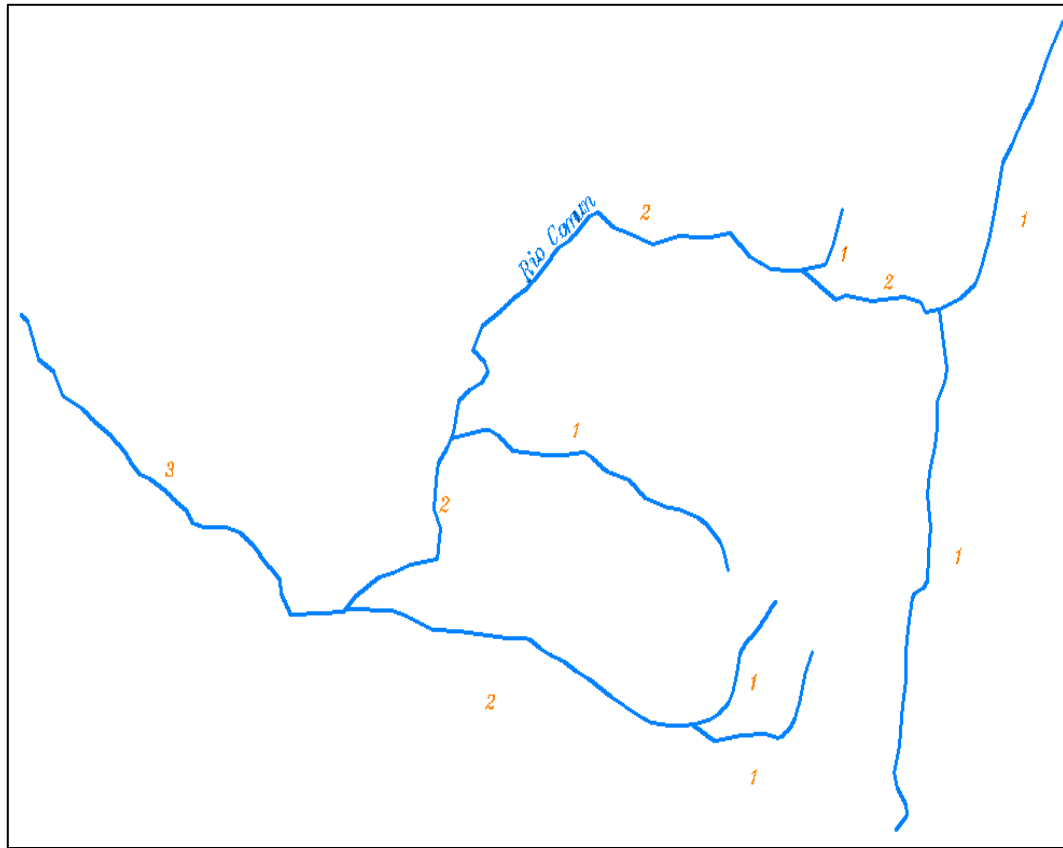


Figura 7: Orden de los ríos de la cuenca de la quebrada El Común.

El número de orden es sensible a la escala del mapa utilizado. Para el presente estudio, se utilizó las cartas geográficas del Instituto Geográfico Militar (I. G. M.), los cuales están escala 1:50000. (Anexo 5)

ORDEN	LONG.(Km)	NUMERO
1	8,72	6
2	7,60	4
3	2,74	1
SUMA	19,06	

3.4.2. DENSIDAD DE DRENAJE

La longitud de los cauces (L_s) de una cuenca, dividida por el área de drenaje (área de la cuenca), define la densidad de drenaje o longitud de cauces por unidad de área. Una densidad alta refleja una cuenca bien drenada que debería responder relativamente rápido al flujo de la precipitación: en cambio una cuenca con baja densidad refleja un área pobremente drenada, con respuesta hidrológica muy lenta.

Los valores altos de la densidad generalmente áreas con suelos fácilmente erosionables o relativamente impermeables, con pendientes fuertes y escasa cobertura vegetal.

Este valor toma valores entre 0,5 (Km / KM²) para cuencas con drenaje pobre, y con valores de hasta 3.0 (Km / KM²) par cuencas bien drenadas.

$$D_d = \frac{L_s}{A}$$

Para nuestra cuenca tenemos un valor de: **0,9786 (Km / KM²)**

Este valor expresa que nuestra cuenca es rápidamente drenada. Lo cual manifiesta la elevada presencia de accidentes topográficos con pendientes fuertes y la evidencia de suelos casi impermeables.

3.4.3. RELACIÓN DE CONFLUENCIA

Es la relación entre el número total de cauces de cierto orden al número total de cauces de orden inmediatamente superior.

$$Rc = \frac{N^0 \text{ de corrientes de orden}_i}{N^0 \text{ de corrientes de orden}_{i+1}}$$

Rc = Relación de confluencias, adimensionales

ni = Número total de cauces de orden i

ni+1 = Número total de cauces de orden i + 1

La relación de confluencias de la cuenca R_c es valor promedio de todas las relaciones de confluencias parciales. Es un indicador del potencial erosivo y de la capacidad de evacuación de la escorrentía directa de la cuenca.

3.4.4. RELACIÓN DE LONGITUD

Es la relación entre la longitud promedio de cierto orden a la longitud promedio de los cauces de orden inmediatamente inferior.

$$R_c = \frac{\text{Longitud promedio de afluentes de orden}_i}{\text{Longitud promedio de afluentes de orden}_{i-1}}$$

R_l = Relación de longitudes, adimensional

L_i = Longitud promedio de todos los cauces de orden i

L_{i-1} = Longitud promedio de todos los cauces de orden $i - 1$

La relación de longitudes de la cuenca (R_l) es el promedio de todas las relaciones de longitudes parciales. Es un indicador de la capacidad de almacenamiento momentánea de agua e influye en la cantidad instantánea de la componente de escorrentía directa, conocida como máxima avenida o gasto pico.

ORDEN	1	R_c	R_l
1	1,454	1,5	1,307
2	1,900	4	1,441
3	2,738		

4. ANÁLISIS HIDROLÓGICO DE LA CUENCA

4.1. DEFINICIÓN DE HIDROLOGÍA

Es una ciencia natural que trata sobre el agua, su ocurrencia, circulación y distribución sobre y debajo de la superficie terrestre. La hidrología es de importancia para todos los problemas que involucran el aprovechamiento del agua. Los principales objetivos de la hidrología, al diseñar una obra de ingeniería, pueden resumirse en dos grandes grupos:

a) La obtención de la avenida máxima que con una determinada frecuencia puede ocurrir en un cierto lugar.

b) Conocimiento de la cantidad, frecuencia y ocurrencia del transporte del agua sobre la superficie terrestre.

4.2. EL CICLO HIDROLÓGICO

Es un término descriptivo aplicable a la circulación general del agua, este ciclo puede empezar con la evaporación de los océanos. El vapor transportado por las masas de aire en movimiento. En determinadas ocasiones el vapor se condensa formando nubes que, a su vez, pueden generar precipitaciones. De la precipitación sobre el terreno, una parte retenida por la superficie otra escurre sobre ella y la sobrante penetra en el suelo. El agua retenida es devuelta a la atmósfera por evaporación y por la transpiración de las plantas.

La parte que escurre sobre la superficie es drenada por arroyos y ríos hasta el océano; aunque parte se pierde por evaporación. El agua que se infiltra satisface la humedad del suelo y abastecen los depósitos subterráneos donde puede fluir hacia corrientes de los ríos, o bien descargar en los océanos; la que queda detenida en la capa vegetal del suelo es regresada a la atmósfera por transpiración. Esta descripción simplifica el ciclo hidrológico es de tipo cualitativo y ella no se ha incluido en el

tiempo. Por ejemplo, después de ocurrida una tormenta, el efecto inmediato de un río se deja sentir por el escurrimiento superficial, además de existir recarga en el agua subterránea. Puede decirse también que no hay evaporación durante la tormenta, y que toda el agua de lluvia se intercepta, infiltra y escurre superficialmente.



Figura 8: Ciclo Hidrológico

El ciclo hidrológico es de importancia básica para delimitar el campo de la hidrología, al cual corresponde la fase entre la precipitación sobre el terreno y el retorno a la atmósfera o al océano.

4.3. ANÁLISIS DE LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN

Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre y sus mediciones forman el punto de partida de la mayor parte de los estudios concernientes al uso y control del agua.

La principal fuente de humedad para la precipitación, la constituye la evaporación desde la superficie de los océanos. Sin embargo, esto es relativo, son los

factores del clima (latitud, longitud, vientos, etc.) y las barreras orográficas las que determinan la humedad atmosférica de una región.

4.3.1. MEDICIÓN DE LA PRECIPITACIÓN

Los instrumentos para medir la cantidad y la intensidad de la precipitación son los más importantes. Los otros instrumentos incluyen aparatos para medir el tamaño y la distribución de las gotas de agua y para establecer el tiempo de comienzo y fin de la precipitación. Pero todas las formas de precipitación, se miden sobre la base de una columna vertical de agua, que se acumula sobre una superficie a nivel. Las unidades más comunes que se utilizan para la medición de la precipitación son el cm y la pulg.

Los aparatos más usuales en nuestro medio, para medir la precipitación son los pluviómetros y los pluviógrafos, aunque el segundo requiere de personal técnico capacitado, lo cual lo hace poco usual.

- **Los Pluviómetros:** Son equipos que están formados por un recipiente cilíndrico graduado cuya área transversal es la décima parte del área del embudo colector, esto con el objeto de que, por cada milímetro de lluvia que cae al embudo colector se deposite un centímetro en el recipiente.
- **Los Pluviógrafos:** también llamados pluviómetros registradores, son muy semejantes a los primeros, con la diferencia de que tienen un mecanismo para producir un registro continuo de precipitación. Este mecanismo esta formado por un tambor que gira a velocidad constante, sobre el se coloca un papel graduado. En el recipiente se coloca un flotador que se une mediante un juego de varillas a una plumilla que marca las alturas de precipitación en el papel.

4.3.2. ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS

La información pluviométrica utilizada, consiste de registros a nivel diario, provenientes de la red del servicio nacional de meteorología e hidrología (SENAMHI – Tarija), los pluviómetros seleccionados en base a un criterio de proximidad al área de estudio son los de Yacuiba y Caraparí. Aclarando que la

estación más cercana al sitio de la cuenca en estudio es Caraparí, consecuentemente Yacuiba será utilizada como estación de apoyo.

Mediante el uso del programa HEC-4 y en base a registros de Yacuiba, mostrados en la Tabla 1, se rellenaron los períodos faltantes en Caraparí, completado la serie mensual mostrada en la Tabla 2 que abarca los años hidrológicos 1975/76 a 2005/06 (ver Anexo 6 y 7).

4.4. PRECIPITACIONES MÁXIMAS

Para poder determinar la frecuencia y magnitud de las avenidas que se pueden producir en una determinada cuenca, es que se recurre al análisis de precipitaciones máximas.

4.4.1. PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS

Para dicho análisis se elegirá la distribución Gumbell (ley probabilística de extremos valores).

A continuación se muestra un resumen de las estaciones a utilizar. (Anexo 6 y 7).

Tabla 1: Precipitación máxima mensual, estación Yacuiba. Fuente: SERPETBOL

		Longitud 63 ° 42'					Latitud: 22 ° 01'					Tarija		
STA	YEAR	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	TOTAL
20	1975	7	11	27	80	129	171	143	156	5	11	1	4	741
20	1976	3	7	33	37	159	204	31	217	45	41	38	12	819
20	1977	11	17	22	165	313	152	242	128	125	4	1	1	1175
20	1978	1	1	34	54	172	356	240	540	153	26	16	18	1607
20	1979	48	12	35	163	279	359	227	310	80	11	16	2	1536
20	1980	11	1	116	196	134	471	374	143	267	67	1	2	1777
20	1981	17	3	1	95	158	264	221	479	312	9	28	35	1614
20	1982	7	10	11	126	181	498	288	104	185	176	18	34	1634
20	1983	5	6	38	91	256	461	330	725	149	116	86	6	2262
20	1984	130	1	68	153	512	414	572	184	310	38	26	5	2407
20	1985	25	89	21	235	134	359	235	430	102	45	20	8	1696
20	1986	6	11	4	65	172	293	121	185	140	9	4	1	1008
20	1987	1	1	15	358	252	246	279	269	370	54	6	25	1872
20	1988	1	1	89	17	189	131	43	233	101	26	147	5	975
20	1989	1	19	80	81	334	68	346	102	295	28	12	10	1373
20	1990	7	3	91	80	215	210	174	472	91	48	4	3	1396
20	1991	1	45	25	113	175	187	330	87	34	27	10	7	1034
20	1992	2	24	21	95	80	98	84	180	45	8	1	11	646
20	1993	1	6	24	84	231	251	240	62	59	47	6	2	1007
20	1994	2	21	60	165	125	216	137	239	3	25	7	4	999
20	1995	3	12	29	91	101	203	71	83	36	218	7	1	850
20	1996	3	5	32	140	143	92	207	148	41	22	4	4	833
20	1997	6	7	6	121	190	127	45	93	55	8	12	8	674
20	1998	12	2	22	153	100	109	129	212	49	26	21	16	845
20	1999	1	20	70	37	58	118	104	304	43	24	13	3	790
20	2000	4	1	65	115	63	95	132	119	51	11	6	1	655
20	2001	1	16	55	69	57	59	255	123	46	30	4	5	715
20	2002	5	1	147	82	117	175	162	322	18	7	10	1	1040
20	2003	1	1	59	120	259	221	125	307	99	15	10	1	1211
20	2004	8	6	43	186	68	315	238	204	187	10	14	1	1275
20	2005	1	1	36	29	276	199	67 E	237 E	61 E	29 E	7 E	1 E	940
													PROMEDIO	1207

E=Valor rellenado con el HEC4

Tabla 2: Precipitación máxima mensual, estación Caraparí. Fuente: SERPETBOL

		Longitud 63 ° 44' 26''												Tarija
		Latitud: 21 ° 49' 27''												
		Elevacion: 480 msnm												
STA	YEAR	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	TOTAL
10	1975	9	16	17	62	205 E	179	151	105	1	30	1	1	777
10	1976	7	8	11	64	176	311	21	230	108	42	10	1	989
10	1977	21	27	48	131	291	216	142	155	77	8	1	2	1119
10	1978	1	1	68	55	74	252	310	236	89	10	21	27	1144
10	1979	7	20	24	132	207	259	161	207	53	1	1	4	1076
10	1980	20	1	65	152	114	233	132	149	145	20	7	18	1056
10	1981	11	1	1	164	129	187	133	229	115	28	15	24	1037
10	1982	2	20	24	58	177	190	205	80	133	42	19	20	970
10	1983	1	1	102	28	146	309	158	161	53	36	29	10	1034
10	1984	10	48	49	182	314	252	355	107	193	24	1	1	1536
10	1985	25	32	85	175	70	246	155	161	26	19	16	2	1012
10	1986	6	25	37	1	74	322	65	84	84	3	1	1	703
10	1987	12	1	8	95	27	159	143	135	74	16	1	8	679
10	1988	1	1	73 E	3	241	222	104	208	67	8	40	5	973
10	1989	1	25	47	102	187	107	110	187	106	29	3	2	906
10	1990	2	7	123	126	243	197 E	198	157	99	27	1 E	12	1192
10	1991	1	76	17	61	310 E	143 E	341	62	10	25	7	16	1069
10	1992	7	20	18	32	146	76	65	125	23	1	1	2	516
10	1993	1	3	39	47	263	142	324	51 E	91	28 E	2	4 E	995
10	1994	1	68 E	49 E	182 E	333 E	172 E	118 E	176 E	2 E	11 E	1 E	1 E	1114
10	1995	1 E	8 E	49 E	17 E	386 E	164 E	167 E	72 E	58 E	33 E	2 E	6 E	963
10	1996	2 E	19 E	1 E	45 E	205 E	293 E	199 E	51 E	1 E	50 E	10 E	1 E	877
10	1997	1 E	54 E	104 E	1 E	73 E	288 E	41 E	85 E	68 E	2 E	1 E	1 E	719
10	1998	12 E	5 E	14 E	152 E	270 E	211 E	92 E	158 E	85 E	13 E	3 E	3 E	1018
10	1999	1 E	44 E	44 E	47 E	49 E	210 E	113 E	219 E	24 E	27 E	9 E	6 E	793
10	2000	4 E	1 E	93 E	155 E	312 E	111 E	74 E	101 E	4 E	1 E	1 E	2 E	859
10	2001	2 E	122 E	81 E	109 E	392 E	122 E	246 E	146 E	42 E	34 E	1 E	3 E	1300
10	2002	2 E	1 E	80 E	34 E	204 E	228 E	166 E	143 E	10 E	10 E	1 E	2 E	881
10	2003	2 E	2 E	20 E	99 E	223 E	209 E	74 E	229 E	33 E	17 E	3 E	2 E	913
10	2004	8 E	1 E	75 E	149 E	185 E	208 E	160 E	151 E	84 E	4 E	1 E	5 E	1031
10	2005	1 E	1 E	55 E	23 E	66 E	323 E	52 E	178 E	24 E	18 E	4 E	7 E	752
													PROMEDIO	968

E=Valor rellenado con el HEC4

Tabla 3: Serie anual de precipitación máxima diaria, en estaciones indicadas. Fuente: SERPETBOL

AÑO HIDROLOGICO	Carapari Precipitacion Máx. diaria (mm)	Yacuiba Precipitacion Max. diaria (mm)
75-76	72.5	60.0
76-77	105.5	64.0
77-78	140.2	85.0
78-79	160.0	79.5
79-80	89.0	230.0
80-81	90.0	104.0
81-82	64.0	144.0
82-83	55.5	108.0
83-84	69.5	110.0
84-85	156.0	212.5
85-86	116.0	178.0
86-87	80.0	154.0
87-88	78.0	91.0
88-89	87.5	130.0
89-90	47.4	81.0
90-91	118.0	99.0
91-92		106.0
92-93	43.0	71.8
93-94	142.0	104.0

4.4.1.1. LEY DE DISTRIBUCIÓN GUMBELL

La ley de distribución de las precipitaciones de máxima intensidad esta definida a partir de la ley de Gumbell, es una distribución de eventos hidrológicos extremos, en su análisis se emplean secuencias de observaciones máximas y mínimas de un conjunto de datos, esta distribución toma en cuenta que el numero de estaciones, cuya característica de distribución de probabilidad (K_{Di}) y moda (E_{Di}) de la altura de lluvia máxima caída en un día (h_{DT}), asuma un único valor (K_D) y (E_D).

La función de distribución acumulada de la ley de Gumbell viene expresada de la siguiente manera:

$$\Phi(h_{DT}) = e^{-e^{-y}}$$

Realizando operaciones se concluye que:

K_D : característica:

$$KD = \frac{SD}{0.557 \cdot ED}$$

E_D : moda:

$$ED = XD - 0.45 \cdot SD$$

Finalmente la ecuación de Gumbell modificado para lluvias máximas diarias es:

$$hdT = ED \cdot (1 + KD \cdot \log T)$$

Los valores para diferentes períodos de retorno (T) se muestran en la Tabla4.

Tabla 4: Lluvias máximas diarias para distintos períodos de retorno

PERÍODO DE RETORNO (años)	hdT (mm)
2	110,849
5	140,205
10	162,412
20	184,620
50	213,976
100	236,184
200	258,391
300	271,381
500	287,748
1000	309,955

4.4.2. PRECIPITACIÓN MÁXIMA PARA PERÍODOS DE TIEMPO INFERIORES A LAS 24 HRS. Y SUPERIORES A 2 HRS.

Ante la carencia de datos pluviográficos en la cuenca es que se recurre a obtener los valores de las precipitaciones máximas en períodos menores a las 24 hrs,

pero mayores a 2 hrs, para esto se utilizará la fórmula de Fuller, que no es nada mas que la ley de regresión de valores modales.

$$htT = hdT \left(\frac{ti}{td} \right)^\beta$$

O también puede ser:

$$htT = ED \cdot \left(\frac{ti}{td} \right)^\beta \cdot (1 - KD \cdot \log T)$$

Donde:

htT = valor modal de la precipitación máxima correspondiente a la duración t horas.

ED = valor modal ponderado de la precipitación máxima diaria

KD = característica ponderada

Ti = tiempo en horas

T = período de retorno

Td = equivalente de lluvia diaria, para cuencas menores a 20 KM² posee un valor igual a 2; y para cuencas mayores a 20 KM² posee un valor de 12.

β = coeficiente angular que varía entre 0.2 y 0.3 (depende de la región).

Los valores de la precipitación se muestran en la Tabla 5 y su respectiva gráfica en el Anexo 8.

Tabla 5: Precipitación Máxima para períodos de tiempo inferiores a las 24 hrs. y superiores a 2 hrs.

PERÍODO DE RETORNO T(años)	Períodos de duración de lluvias en horas (t)								
	2 hrs	3 hrs	4 hrs	5 hrs	6 hrs	8 hrs	10 hrs	12 hrs	24 hrs
2	110,85	120,21	127,33	133,14	138,09	146,27	152,94	158,62	182,21
5	140,21	152,05	161,05	168,40	174,66	185,00	193,45	200,63	230,46
10	162,41	176,13	186,56	195,08	202,32	214,30	224,09	232,41	266,97
20	184,62	200,21	212,07	221,75	229,99	243,61	254,73	264,19	303,47
50	213,98	232,05	245,79	257,01	266,56	282,34	295,23	306,19	351,72
100	236,18	256,13	271,30	283,69	294,22	311,65	325,87	337,97	388,23
200	258,39	280,22	296,81	310,36	321,89	340,95	356,51	369,75	424,73
300	271,38	294,31	311,74	325,96	338,07	358,09	374,43	388,34	446,08
500	287,75	312,05	330,54	345,62	358,46	379,69	397,01	411,76	472,99
1000	309,95	336,14	356,04	372,29	386,12	408,99	427,65	443,54	509,49

4.4.3. PRECIPITACIÓN MÁXIMA PARA PERÍODOS DE TIEMPO MENORES A 2 HRS.

4.4.3.1. METODO DE BELL

La escasez de datos pluviográficos ha llevado a algunos investigadores a buscar procedimientos que permitan superar tal deficiencia, aprovechando al máximo la información realmente existente.

Federich Bell (1969) publicó un trabajo en el cual generalizaba las curvas intensidad – duración – frecuencia. El argumento físico en el que se apoyó, 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:

$$P_t^T = (0.21.T + 0.52). (0.54 . t^{0.25} - 0,50) . p_{60}^{10}$$

Donde:

t = duración de la lluvia en minutos

T = período de retorno en años (2 – 100 años)

P_t^T = precipitación caída en t minutos con período de retorno en T años

p_{60}^{10} = precipitación en una hora de duración y diez años de período de retorno.

El valor de p_{60}^{10} no siempre se posee, por lo que Epildora obtuvo que la relación entre la lluvia máxima diaria y la lluvia de una hora sea más o menos constante e igual a 4,04. Esto hace posible obtener el valor de p_{60}^{10} es decir:

$$\frac{h_d^{10}}{p_{60}^{10}} = 4,04$$

Como el valor de h_d^{10} es 49,46 mm, entonces se puede afirmar que p_{60}^{10} es igual a 12,24 mm. En la tabla 6 se muestran los valores para distintos períodos de retorno (ver Anexo 9).

Tabla 6: Precipitación Máxima para períodos de tiempo inferiores a 2 hrs

PERÍODO DE RETORNO T(años)	0,25 hrs	0,50 hrs	1,00 hrs	1,50 hrs	2 hrs
2	7,205	6,490	10,529	22,775	55,424
5	7,420	6,882	11,841	27,165	70,103
10	7,558	7,140	12,750	30,347	81,206
20	7,612	7,240	13,110	31,933	92,310
50	7,905	7,820	15,260	39,727	106,988
100	8,057	8,120	16,460	44,520	118,092
200	8,160	8,340	17,420	48,487	129,196
300	8,120	8,240	16,960	46,573	135,691
500	8,320	8,640	18,660	53,740	143,874
1000	8,200	8,400	17,610	49,247	154,977

4.4.3.2. MÉTODO DE LA REGRESIÓN

En realidad no es un método, es más bien un artificio gráfico, y se desarrolla como sigue: una vez graficadas las precipitaciones máximas (en papel logarítmico) se une, mediante una recta, el origen con el valor de la precipitación correspondiente a dos horas. Los valores de la precipitación máxima se muestran en la tabla 7.

Tabla 6: Precipitación Máxima para períodos de tiempo inferiores a 2 hrs. (Método de la regresión)

PERÍODO DE RETORNO T(años)	0,25 hrs	0,50 hrs	1,00 hrs	1,50 hrs	2,00 hrs
2	1,80	3,24	10,53	34,16	110,849
5	1,86	3,44	11,84	40,75	140,205
10	1,89	3,57	12,75	45,52	162,412
20	1,90	3,62	13,11	47,90	184,620
50	1,98	3,91	15,26	59,59	213,976
100	2,01	4,06	16,46	66,78	236,184
200	2,04	4,17	17,42	72,73	258,391
300	2,03	4,12	16,96	69,86	271,381
500	2,08	4,32	18,66	80,61	287,748
1000	2,05	4,20	17,61	73,87	309,955

4.4.4. CURVAS INTENSIDAD – DURACION- FRECUENCIA

La magnitud de la intensidad de una precipitación está referida principalmente a la frecuencia con que se manifiesta (período de retorno).

- Intensidad. Es un valor que generalmente se mide en mm/hr. Y su valor varía durante una tormenta. Se define tormenta al conjunto de lluvias que obedecen a una misma perturbación meteorológica y de características bien definidas.
- Duración. Es el período de tiempo transcurrido desde el comienzo hasta el fin de la tormenta, generalmente se mide en min. En algunos casos se mide hasta en horas.

- Frecuencia. Es el inverso del período de retorno, y se define como la probabilidad de que ocurra un evento hidrológico, en este caso una precipitación de magnitud “x” en un determinado período de retorno.
- Período de Duración. Es un período de tiempo dentro de la duración de la tormenta. Se escogen períodos de duración tipo. Por ejemplo en nuestro medio se utilizan: 10 min, 30 min, 60 min, 120 min, 240 min. Con estos períodos de duración se determinarán las intensidades máximas.

Las intensidades para los períodos de duración mencionados para distintos períodos de retorno se muestran en la Tabla 7.

Tabla 7: Intensidad para distintos períodos de duración y retorno

T (años)	HT (mm)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN EN HORAS								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
2	110,85	67,44	38,73	28,00	22,25	18,61	16,08	14,22	12,78	11,63
5	140,21	85,30	48,99	35,42	28,14	23,54	20,34	17,98	16,16	14,71
10	162,41	98,81	56,75	41,03	32,59	27,27	23,56	20,83	18,72	17,04
20	184,62	112,32	64,51	46,64	37,05	30,99	26,79	23,68	21,28	19,37
50	213,98	130,18	74,77	54,05	42,94	35,92	31,05	27,44	24,66	22,45
100	236,18	143,69	82,53	59,66	47,40	39,65	34,27	30,29	27,22	24,78
200	258,39	157,20	90,29	65,27	51,86	43,38	37,49	33,14	29,78	27,10
300	271,38	165,10	94,82	68,56	54,46	45,56	39,38	34,81	31,28	28,47
500	287,75	175,06	100,54	72,69	57,75	48,31	41,75	36,91	33,17	30,18
1000	309,95	188,57	108,30	78,30	62,20	52,03	44,97	39,75	35,73	32,51

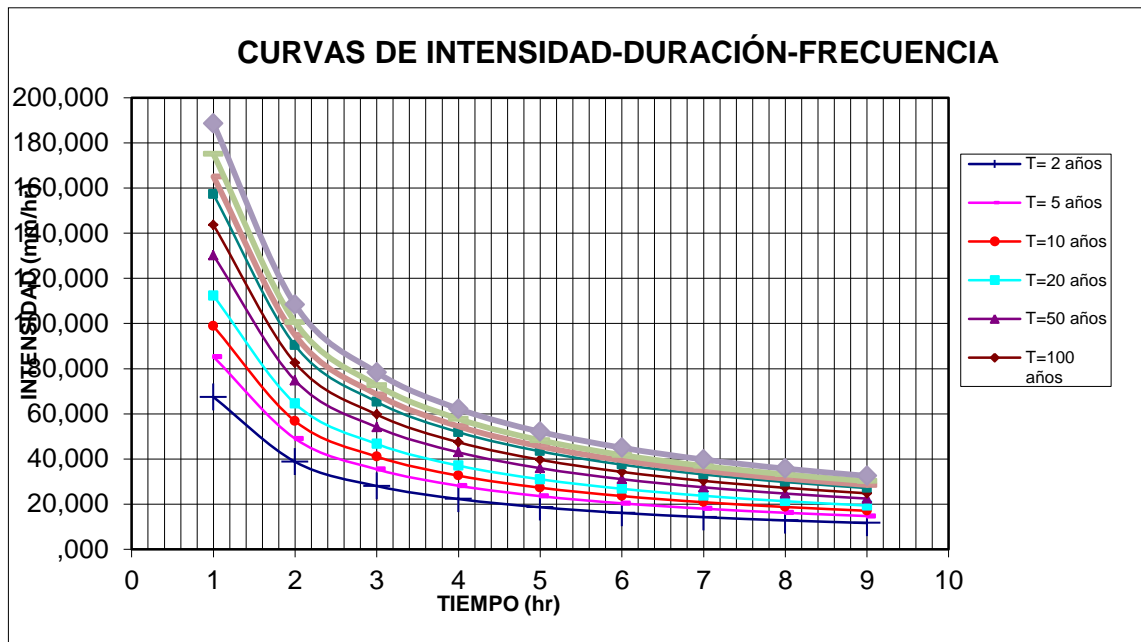


Figura9: Curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia

4.5. CAUDALES MÁXIMOS

Para determinar el arrastre de sedimentos cuando se produce alguna crecida extraordinaria, se analiza detalladamente los caudales máximos

Se considera que una crecida, es cualquier caudal alto que desborde los terraplenes, ya sean artificiales o naturales.

Los caudales máximos para un determinado período de retorno, se estimaron a partir de un análisis íntegro de datos de las lluvias máximas diarias, proporcionados por el SENAMHI.

4.5.1. ESCORRENTÍA DIRECTA

4.5.1.1. MÉTODO DEL NÚMERO DE CURVA – FUNDAMENTO

La fundamentación de este método (desarrollado por el U.S. Conservation Service) se basa principalmente a:

- Asignar a nuestra cuenca una de las curvas de escorrentía (un número de escala de 100 a cero), según los tipos de suelo y la cubierta vegetal.

- Hallar la lámina de escorrentía directa que es de esperar ocurra en dicha cuenca, después de una lluvia intensa y prolongada P.

1. Grupos de suelos hidrológicos

Se utilizan cuatro grupos principales de suelos, obtenidos según el aporte de escorrentía directa después de haberse mojado e hinchado y sin la cubierta protectora de la vegetación.

Grupo A. (Con el potencial de escurrimiento mínimo), incluye a las arenas profundas con poco limo y arcilla.

Grupo B. Incluye la mayor parte de los suelos arenosos, menos profundos que los suelos del grupo A. este tipo de suelo tiene una infiltración media superior después de haberse mojado completamente.

Grupo C. comprende los suelos poco profundos y los que tienen mucha arcilla y coloides. Este grupo tiene una infiltración inferior a la promedio, después de su saturación.

Grupo D. (Con potencial de escurrimiento mayor). Este grupo posee arcillas muy expansivas, incluye también algunos suelos pocos profundos y casi impermeables cerca de la superficie.

2. Clases de usos y tratamientos de suelos

La evaluación de un uso o tratamiento se hace con respecto a sus efectos hidrológicos. La idea es que cuanto más un uso de la tierra o tratamiento aumentan la retención total, tanto más descenderá en la escala de producción de avenidas. Los usos o tratamientos principales son.

1. **Rotación de cultivos.** Las buenas rotaciones contienen alfalfa u otras legumbres, que se siembran muy juntas, o pastos para mejorar la otra textura de la tierra y aumentan la infiltración. Las buenas rotaciones entonces aumentan la infiltración y las malas la disminuyen.

2. **Cultivos en hileras rectas.** En esta clase se incluyen los cultivos que siguen la mayor pendiente y los transversales en hileras rectas.
3. **Cultivos por líneas de nivel.** Los cultivos que se presenta en la siguiente tabla obedecen a cuencas experimentales con taludes de 3% a 8%
4. **Terrazas.** Valores que corresponden a terrazas con pendiente y con los extremos abiertos.

Tabla 8: Clases de suelos y tratamiento de suelos

Uso de suelo y cubierta	Tratamiento o método	Condición para infiltración	Grupo hidrológico del suelo			
			A	B	C	D
Barbecho	SR		77	86	91	94
	SR	Mala	72	81	88	91
	SR	Buena	67	78	85	89
	C	Mala	70	79	84	88
	C	Buena	65	75	82	86
	CYT	Mala	66	74	80	82
	CYT	Buena	62	71	78	81
Granos pequeños	SR	Mala	65	76	84	88
	SR	Buena	63	75	83	87
	C	Mala	63	74	82	85
	C	Buena	61	73	81	84
	CYT	Mala	61	72	79	82
	CYT	Buena	59	70	78	81
	Legumbres tupidas o rotación de	SR	Mala	66	77	85
SR		Buena	58	72	81	85

pradera	C	Mala	64	75	83	85
	C	Buena	55	69	78	83
	CYT	Mala	63	73	80	83
	CYT	Buena	51	67	76	80
Pradera o pastizal		Mala	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
	C	Mala	47	67	81	88
	C	Regular	25	59	75	83
	C	Buena	6	35	70	79
			30	58	71	78
pradera permeable, Bosques (lotes de bosques)		Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
	Cascos ranchos		59	74	82	86
	Caminos revestidos		72	82	87	89
	Pavimentos		74	84	90	92

5. Praderas naturales o pastizales. Las praderas malas tienen exceso de pastoreo y tienen una cubierta vegetal en menos de 50 % del área. Las praderas regulares tienen una cubierta vegetal entre el 50 y 70 % del área. Las praderas malas tienen más del 75% de cubierta vegetal y están sujetas a un pastoreo ligero.

6. Lotes de bosques. Se consideran tres tipos. Lotes de bosques malos, con pastoreo excesivo, que se queman regularmente. Lotes de bosques regulares, con algo de pastoreo pero que se queman. Lotes de bosques buenos,

protegidos contra el pastoreo, de manera que el suelo está cubierto por arroyo y arbustos.

3.- Combinaciones Hidrológicas de Suelo – Vegetación

En la Tabla 8 se combinan los grupos de suelos, el uso del suelo y las clases de tratamiento, formando complejos hidrológicos suelo – vegetación. Los números muestran en una escala de 0 a 100, el valor relativo de los complejos como productores de escorrentía directa (curvas de escurrimiento). Cuanto más elevado es el número, mayor es el volumen de escorrentía directa que puede esperarse de una tormenta. Dicha tabla se preparó en parte usando datos de cuencas aforadas con suelo y vegetación conocidos.

4.- Condición precedente

La cantidad de agua precipitada en un período de 5 a 30 días, presidiendo a una tormenta importante, es llamada precipitación precedente, y las condiciones que se producen en la cuenca con respecto al escurrimiento potencial son llamadas condiciones precedentes. En general, cuanto mayor es la precipitación precedente, mayor será el escurrimiento directo que ocurre en una tormenta dada.

Debido a las dificultades para determinar las condiciones precedentes producidas por las lluvias de los datos normalmente disponibles, las condiciones se producen en los siguientes tres casos:

Condición I. Esta es la condición que presentan los suelos de una cuenca en la que los suelos están secos, pero no hasta el punto de marchitamiento. Esta condición no se considera aplicable al cálculo para determinar una avenida.

Condición II. Es el caso promedio para avenidas anuales, es decir un promedio de las condiciones que ha presidido a la ocurrencia de la avenida máxima anual en numerosas cuencas.

Condición III. Esta condición es presentada cuando ha llovido mucho o poco y han ocurrido bajas temperaturas durante los cinco días anteriores a la tormenta y el suelo está casi saturado.

El valor del Número de Curva determinada para la cuenca en estudio, para la condición de humedad precedente promedio es:

$$CN = 80$$

4.5.1.2. PROCEDIMIENTO

Por mediciones hechas en cuencas se sabe que Q se aproxima a P , mientras P aumenta en la tormenta. También que los valores $(P-Q)$ se aproxima a una constante mientras P continua Aumentando, las cantidades pueden agruparse en la forma:

$$\frac{P - Q}{S} = \frac{Q}{P}$$

Donde: Q = escorrentía directa en lámina de agua, en pulg.

P = precipitación en lámina de agua, en pulg.

S = diferencia potencial máxima entre P y Q , a la hora que comienza la tormenta.

El $(P-Q)$ que ocurre está limitado por el agua almacenada por el suelo o por la intensidad de infiltración al aumentar P . El potencial máximo $(P-Q)$ o S , por lo tanto depende del agua almacenada en el suelo y de las intensidades de infiltración en la cuenca.

Desarrollando se tiene:

$$Q = \frac{(P - 0.2 \cdot S)^2}{P + 0.8 \cdot S}$$

Las curvas representativas de complejos hidrológicos suelos – vegetación se numeran, por comodidad, de 100 a 0. La relación que existe entre los números y S es como sigue a continuación:

$$\text{Número de Curva } (N) = \frac{1000}{10 + S}$$

Despejando S , se tiene:

$$S = \frac{1000 - 10 \cdot N}{N}$$

El problema se soluciona, primero asumiendo de la tabla citada el número de curva, luego determinar S , para posteriormente remplazar en la ecuación de Q .

Tabla 9: Precipitación efectiva

PERÍODO DE RETORNO T(años)	PRECIPITACIÓN		CN	S	PRECIPITACIÓN EFECTIVA	
	mm	pulg			pulg	mm
2	31,093	1,224	80	2,5	0,163	4,131
5	36,912	1,453	80	2,5	0,263	6,683
10	41,093	1,618	80	2,5	0,345	8,773
20	42,846	1,687	80	2,5	0,382	9,704
50	53,437	2,104	80	2,5	0,627	15,920
100	59,699	2,350	80	2,5	0,787	19,990
200	64,870	2,554	80	2,5	0,926	23,530
300	62,381	2,456	80	2,5	0,859	21,808
500	71,704	2,823	80	2,5	1,119	28,419
1000	65,863	2,593	80	2,5	0,954	24,226

4.5.2. MÉTODOS PARA LA DETERMINACIÓN DE CAUDALES MAXIMOS

Es casi común que no se cuente con registros adecuados de escurrimiento en el sitio de interés (como en el caso nuestro), para determinar los parámetros necesarios para el diseño de obras hidráulicas. En general los registros de

precipitación son más abundantes que los datos hidrométricos, y además no se afectan por cambios en la cuenca, como construcción de diques u obras de almacenamiento aguas arriba del sitio de interés. Por ello es conveniente contar con métodos que permitan determinar el escurrimiento en una cuenca mediante las características de la misma y la precipitación. Las características de la cuenca se conocen por medio de planos topográficos, imágenes satelitales y la precipitación a través de mediciones directas (datos pluviométricos).

Los principales datos que intervienen en el análisis de los caudales máximos son los siguientes:

1. Área de la cuenca
2. Altura total de precipitación
3. Características generales o promedio de la cuenca (forma, pendiente, vegetación, etc.)
4. Distribución de la lluvia en el tiempo
5. Distribución de la lluvia en el espacio y de las características de la cuenca.

Existen desde luego infinidad de métodos que permiten determinar caudales picos, pero la complejidad de los métodos, a medida que se toman en cuenta más de los parámetros anteriormente citados.

Los métodos que se utilizaran para la determinación de caudales máximos son los siguientes.

- Fórmula Racional
- Fórmula de Passenti
- Hidrograma Unitario Triangular
- Método de Montecarlo
- Fórmulas Empíricas

4.5.2.1. FÓRMULA RACIONAL

Este método es posiblemente el modelo más antiguo de la relación lluvia escurrimiento. Su origen se remonta a partir del año 1851. Este modelo toma en cuenta, además del área de la cuenca, las intensidades máximas de precipitación para la estimación de caudales máximos de escorrentía.

Básicamente se formula que el caudal máximo de escorrentía es directamente proporcional a la intensidad máxima de lluvia, para un período de duración igual al tiempo de concentración, y al área de la cuenca. Cuando haya transcurrido este tiempo toda la cuenca estará contribuyendo a formar el caudal de la escorrentía que tendrá en consecuencia un valor máximo.

Su representación esta dada mediante la siguiente fórmula:

$$Q = C.I.A$$

Donde:

Q: caudal máximo de escorrentía, en m³/seg. Si **i** esta en m/seg y **A** en m²

C: coeficiente de escorrentía

I: intensidad máxima de la lluvia para un período de duración igual al tiempo de concentración, y para un período de retorno determinado.

A: área de la cuenca

Cuando en **I** esta en mm/h (unidades comunes) y **A** en Has, entonces **Q** estará en m³/seg, la formula viene dad por:

$$Q = \frac{C.I.A}{360}$$

Como ya se mencionó “C” es el coeficiente de escorrentía que representa la fracción de lluvia que ocurre en forma directa, toma valores entre 0 y 1, además varía considerablemente de una cuenca a otra y de una tormenta a otra, debido a las

condiciones iniciales de humedad. Sin embargo es común tomar valores de c representativos de acuerdo a ciertas características predominantes de la cuenca en estudio.

Para la validación de esta fórmula, se aceptan dos hipótesis importantes, siendo las mismas.

1. La precipitación ocurre con una intensidad uniforme durante un tiempo igual o mayor que el tiempo de concentración.
2. La intensidad de precipitación es uniforme en toda el área de la cuenca.

Tabla 10: Valores del coeficiente de escorrentía

TIPO DEL AREA DRENADA	COEF. DE ESCORRENTA	
	MÍNIMO	MÁXIMO
ZONAS COMERCIALES		
Zona comercial	0,70	0,95
Vecindarios	0,50	0,70
ZONAS RESIDENCIALES		
Unifamiliares	0,30	0,50
Multifamiliares, espaciados	0,40	0,60
Multifamiliares, compactos	0,60	0,75
Semiurbanas	0,25	0,40
Casas, habitación	0,50	0,70
ZONAS INDUSTRIALES		
Espaciado	0,50	0,80
Compacto	0,60	0,90
CEMENTERÍOS, PARQUES	0,10	0,25
CAMPOS DE JUEGO	0,20	0,35
PATIOS DE FERROCARRIL	0,20	0,40
ZONAS SEMIURBANAS	0,10	0,30
CALLES		
Asfaltadas	0,70	0,95
De concreto hidráulico	0,70	0,95
Adoquinadas	0,70	0,85
ESTACIONAMIENTOS	0,75	0,85

TECHADOS	0,75	0,95
PRADERAS		
Suelos arenosos planos (pend. 0,02 – 0,07)	0,05	0,10
Suelos arenosos con pend. Medias (0,02 – 0,07)	0,10	0,15
Suelos arenosos escarpados (0,07 o más)	0,15	0,20
Suelos arcillosos planos (0,02 o más)	0,13	0,17
Suelos arcillosos con pend. Medias (0,02 – 0,07)	0,18	0,22
Suelos arcillosos escarpados (0,07 o más)	0,25	0,35

Esta hipótesis casi nunca se cumple por lo que el uso de esta fórmula se debe limitar a cuencas pequeñas. El área límite de aplicación depende mucho de la pendiente y más que todo de la naturaleza de la superficie, la fórmula debe usarse con cautela para áreas mayores a 50 has, y probablemente nunca para áreas mayores de 500 has.

Aplicando este método para la cuenca, la Tabla 11 muestra los valores de caudales máximos por el Método Racional (ver Anexo 10).

Tabla 11: Caudales máximos para diferentes períodos de retorno (Método Racional)

PERÍODO DE RETORNO T(años)	LLUVIA MÁXIMA h_{max} (mm)	INTENSIDAD MÁXIMA i_{max} (mm/h)	CAUDAL Q (M³/S)
2	110,85	75,92	204,78
5	140,21	96,03	259,02
10	162,41	111,24	300,04
20	184,62	126,45	341,07
50	213,98	146,56	395,30
100	236,18	161,77	436,33
200	258,39	176,98	477,35
300	271,38	185,88	501,35
500	287,75	197,09	531,59
1.000	309,95	212,30	572,61

4.5.2.2. FÓRMULA DE PASSENTI

Se ha demostrado que en nuestro medio este método da muy buenos resultados.

La fórmula viene representada por:

$$Q = c. h. \frac{A}{L}$$

Donde:

$$Q = (\text{m}^3/\text{s})$$

C = coeficiente que varía de 700 a 800, valor que se adopta 750

H = altura de precipitación máxima en 24 hrs. En m.

A = área de la cuenca, en km^2

L = longitud del curso principal en Km

Tabla 12: Caudales máximos para diferentes períodos de retorno (Fórmula de Passenti)

PERÍODO DE RETORNO T(años)	LLUVIA MÁXIMA hmax (m)	CAUDAL Q (M3/S)
2	0,11	165,59
5	0,14	209,44
10	0,16	242,62
20	0,18	275,79
50	0,21	319,65
100	0,24	352,82
200	0,26	386,00
300	0,27	405,40
500	0,29	429,85
1.000	0,31	463,02

4.5.2.3. HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

Este método es el elaborado por Mockus y es adoptado por el U.S. ConservationService. La ecuación es la Siguiete.

$$Q_P = \frac{5,556 \cdot A \cdot h}{(1 - \alpha) \cdot T_p}$$

El valor que se adopta para α en cuencas no aforadas es de 1,67, así tenemos:

$$Q_P = \frac{2,08 \cdot A \cdot h}{T_p}$$

Siendo:

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

Para el tiempo de retardo de la cuenca T_L se puede relacionar con:

$$T_L = 0,6 \cdot T_C$$

De modo que se tiene:

$$T_p = \frac{D}{2} + 0,6 \cdot T_C$$

Por lo que los resultados son:

<i>Tiempo de concentración T_c.....</i>	<i>1.46 hrs</i>
<i>Duración de la precipitación.....</i>	<i>1.46 hrs</i>
<i>Tiempo de retardo T_L</i>	<i>0.876 hrs</i>
<i>Tiempo al pico T_p</i>	<i>1.606 hrs</i>
<i>Tiempo base T_b.....</i>	<i>2.482 hrs</i>
<i>Caudal pico Q_p</i>	<i>25.152 m³/s</i>

Tabla 13: Caudales máximos para diferentes períodos de retorno (Hidrograma Triangular)

PERÍODO DE RETORNO T(años)	PRECIPITACIÓN EFECTIVA		Qp (m ³ /s)
	mm	cm	
2	4,131	0,413	28,862
5	6,683	0,668	46,695
10	8,773	0,877	61,293
20	9,704	0,970	67,799
50	15,920	1,592	111,229

100	19,990	1,999	139,663
200	23,530	2,353	164,395
300	21,808	2,181	152,360
500	28,419	2,842	198,552
1000	24,226	2,423	169,257

4.5.2.4. MÉTODO DE MONTECARLO

4.5.2.4.1. FUNDAMENTACIÓN

El método de Montecarlo o estadístico, es un método que permite determinar el escurrimiento (lluvia eficaz), basándose en la aplicación de curvas experimentales o isócronas, definidas por tener igual tiempo de concentración.

La experiencia de este método ha demostrado que el tiempo de concentración de cada punto de la cuenca se mantiene constante, cuando se consideran dos crecidas diversas, durante una misma crecida, es decir, podemos hablar de un tiempo de concentración único en cada punto referido al punto más alejado o sección de salida.

Si consideramos T_c , como tiempo de concentración de la cuenca, asumiendo que las curvas isócronas coinciden con las curvas de nivel, la superficie total de la cuenca puede descomponerse en áreas parciales S_1, S_2, \dots, S_n , que serán delimitadas por las isócronas que corresponden a un tiempo de concentración $T^1_c = T_c/n$.

Para conocer la lluvia eficaz caída (h_e) se recurre a las curvas experimentales cuya relación media es:

$$\Sigma h_e = 0,138 \cdot (x - 10,5)^{1.262}$$

Donde: Σh_e = sumatoria de la lluvia eficaz

X = altura de precipitación

Estas curvas fueron construidas en base a un análisis de gran cantidad de eventos de crecidas registradas en cuencas diversas, para las cuales se conocían los pluviogramas e hidrogramas.

Se puede afirmar que dicha ecuación, es válida para terrenos semi impermeables, tal es el caso de nuestra cuenca.

4.5.2.4.2. PROCEDIMIENTO

- Conociendo la superficie de la cuenca, su longitud media a lo largo del cauce principal de la red y su altura media referida a la cota más baja de la sección terminal, se puede determinar el tiempo de concentración.
- Teniendo la curva hipsométrica, de la cuenca con las superficies S1, S2, S3.....Sn puede deducirse de ella formulando la hipótesis que las líneas isócronas coincidan con las curvas de igual nivel. Si H es el desnivel entre el punto más bajo y el más alto de la cuenca. Las isócronas correspondientes a tiempos de concentración que difieren entre si de un intervalo de tiempo igual a T_c/n , coinciden con las curvas nivel distanciadas entre si por intervalos igual a H/n .
- Se obtiene la cantidad de lluvia $h_{(t,T)}$ que cae en un período de retorno T, para una duración t igual a un tiempo de concentración T_c .
- Con la distribución es posible conocer a cada instante t_i la distribución de la lluvia acumulada Σh_e . Aplicando la ecuación para terrenos semi impermeables se obtienen la cantidad de lluvia eficaz a efectos de escurrimiento superficial como Σh_{ei} .
- El cálculo del escurrimiento que pasa por Z asociados a los tiempos t_i , se obtiene sumando los elementos de los hidrogramas elementales, en resumen este método permite desarrollar además con cierta aproximación, los diagramas gastos vs tiempo en la sección de salida de la cuenca, de esta manera es posible definir el valor gasto instantáneo máximo que se produce.

Los valores de los caudales producidos en los diferentes períodos de retorno se muestran en la Tabla 16 (ver Anexo 13).

Tabla 14: Caudales máximos para diferentes períodos de retorno Método de Montecarlo

PERÍODO DE RETORNO T(años)	CAUDAL Q (M3/S)
2,00	43,99
5,00	70,12
10,00	79,87
20,00	113,47
50,00	144,20
100,00	168,39
200,00	193,31
300,00	208,21
500,00	227,29
1.000,00	253,72

4.5.2.4.3. FÓRMULAS EMPÍRICAS

1. FÓRMULA DEL PEA

Esta fórmula fue obtenida en base a estudios de crecidas medias en varias cuencas que fluyen hacia el río Pilcomayo. El PEA (Programa Estratégico de Acción) ha encontrado una relación entre el área de las cuencas y el caudal específico de la crecida.

Dicha expresión se puede expresar de la siguiente manera:

$$q = 20.5 \cdot A^{-0.3748}$$

Dónde:

q = caudal específico de crecidas, en m³/seg/km²

A = área de la cuenca, en km²

Dicha ecuación solo es válida para períodos de retorno de 50 a 100 años.

Tabla 15: Caudal específico de crecidas

PERÍODO DE RETORNO <i>T</i> (años)	CAUDAL <i>q</i> (M3/Seg/Km3)
50	6,74
100	6,74

2. FÓRMULA DE FORTI

$$Q = A. \left[0.50 + \frac{1175}{A + 125} \right]$$

3. FÓRMULA DE SANTI

$$Q = C. \sqrt{A}$$

C = coeficiente que depende del período de retorno *T*

Tabla 16: Coeficiente C que depende del período de retorno T

T	C
100	33
500	50
1000	66

4. FÓRMULA DE FANNING

$$Q = 2.5. A^{\frac{3}{6}}$$

5. FÓRMULA DE DICKENS

$$Q = 6.9. A^{\frac{3}{4}}$$

6. FÓRMULA DE GANGUILLET

$$Q = \frac{25.A}{5 + \sqrt{A}}$$

7. FÓRMULA DE KUICHLING

$$Q = A. \left[\frac{1246}{A + 440} + 0.22 \right]$$

8. FÓRMULA ITALIANA

$$Q = \frac{32.A}{0.5 + \sqrt{A}}$$

9. FÓRMULA DE RYVES

$$Q = 8.5.A^{\frac{2}{3}}$$

10. FÓRMULA DE GONZALES QUIJARRO

$$Q = 17.A^{\frac{2}{3}}$$

11. FÓRMULA DE VALENTINI

$$Q = 27.\sqrt{A}$$

12. FÓRMULA DE GUTMAN

$$Q = \frac{2832.A}{96 + A}$$

13. FÓRMULA DE PAGLIARI

$$Q = \frac{2900.A}{90 + A}$$

14. FÓRMULA DE ZAPATA

$$Q = 21.A^{0.6}$$

En todas las anteriores ecuaciones:

A= área de la cuenca en Km²

Q = caudal en m³/seg

Tabla 17: Caudales máximos Fórmulas empíricas

ECUACIÓN	Q (M³/S)
FORTI	167,71
SANTI	290,85
FANNING	11,02
DICKENS	63,83
GANGUILLET	51,61
KUICHLING	56,94
ITALIANA	126,65
RYVES	61,41
GONZALES QUIJARRO	122,82
VALENTINI	118,98
GUTMAN	476,50
PAGLIARI	514,70
ZAPATA	124,50

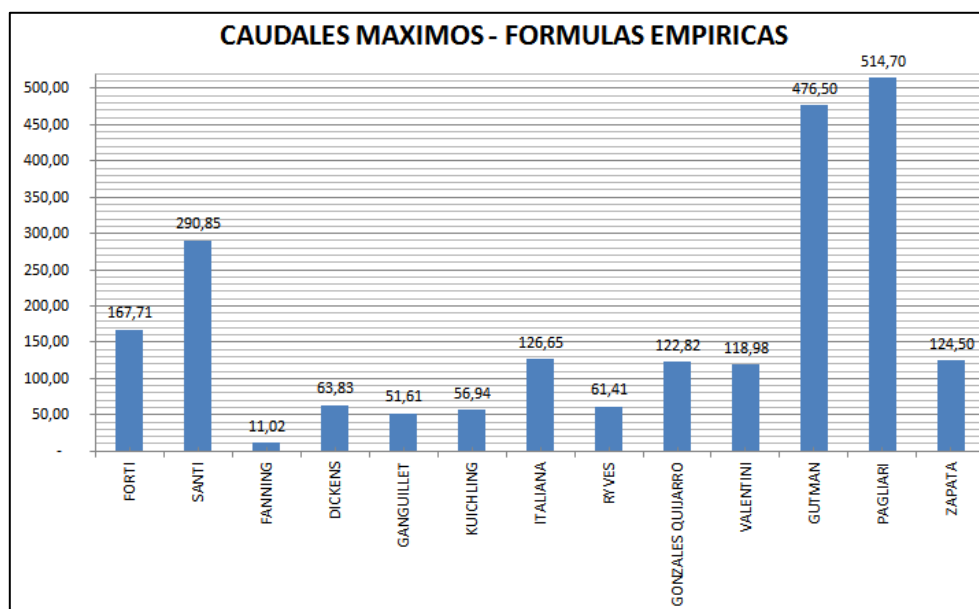


Figura 10: Gráfica de Caudales máximos calculados con Fórmulas empíricas

4.5.3. COMPARACIÓN DE MÉTODOS

En la Tabla 17 se muestran los diferentes valores obtenidos por los distintos métodos de cálculo.

Tabla 18: Caudales máximos para diferentes períodos de retorno

	MÉTODO RACIONAL	MÉTODO DE PASSENTI	HIDROGRAMA TRIANGULAR	MÉTODO DE MONTECARLO
PERÍODO DE RETORNO T(años)	CAUDAL Q (M³/S)	CAUDAL Q (M³/S)	CAUDAL Q (M³/S)	CAUDAL Q (M³/S)
2,00	204,78	165,59	28,86	43,99
5,00	259,02	209,44	46,69	70,12
10,00	300,04	242,62	61,29	79,87
20,00	341,07	275,79	67,80	113,47
50,00	395,30	319,65	111,23	144,20
100,00	436,33	352,82	139,66	168,39
200,00	477,35	386,00	164,39	193,31
300,00	501,35	405,40	152,36	208,21
500,00	531,59	429,85	198,55	227,29
1.000,00	572,61	463,02	169,26	253,72

Se puede afirmar que los métodos que dan resultados parecidos son: Método Racional y el Método de Passenti, por lo que el valor correspondiente a T igual a 500 años (período con el que se diseña un vertedero de excedencias), será el promedio entre los dos, como muestra la Tabla 19.

Tabla 19: Comparación de Caudales máximos por los distintos Métodos

	MÉTODO RACIONAL	MÉTODO DE PASSENTI	HIDROGRAMA TRIANGULAR	MÉTODO DE MONTECARLO	PROMEDIO
PERÍODO DE RETORNO T(años)	CAUDAL Q (M ³ /S)	CAUDAL Q (M ³ /S)	CAUDAL Q (M ³ /S)	CAUDAL Q (M ³ /S)	CAUDAL Q (M ³ /S)
500,00	198,55	227,29	198,55	227,29	346,82

Adoptamos como resultado de caudal máximo, el que resulta de aplicar el un promedio entre los cuatro métodos analizados, ya que consideramos dos valores máximos parecidos del método Racional y de Passenti y dos valores mínimos parecidos del método del Hidrograma Triangular y el Montecarlo.

El caudal máximo asumido es:

$$Q = 346,82 \text{ (m}^3\text{/seg)}$$

5. ANÁLISIS SEDIMENTOLÓGICO DE LA CUENCA QUEBRADA EL COMÚN

El impacto de la erosión hídrica se manifiesta en el incremento de la carga, de sedimentos sobre los cursos naturales, los mismos ofrecen condiciones desfavorables para el aprovechamiento de los recursos hídricos.

La erosión superficial de un cuenca puede ser responsable del arrastre de miles de toneladas de suelo que llega de los ríos ocasionando perjuicios en la implementación y ejecución de obras hidráulicas, que pueden ser obras de captación, regulación, o sino de encausamiento.

El sedimento procedente del derrumbe de la orillas de las zanjas o de las riveras de los ríos pasa inmediatamente al caudal de la corriente. Mientras que la pérdida de suelo de una pequeña superficie cultivada, dentro de la cuenca en la que predominan los bosques podrían tener tasas de erosión local elevadas, pero contribuir poco a la carga total sedimentos.

El movimiento de los sedimentos en las corrientes y ríos presenta dos formas, aunque existe un tipo intermedio. Los sedimentos en suspensión, constituidos por partículas finas, mantenidas en suspensión por los remolinos de la corriente y solo se asientan cuando la velocidad de la corriente disminuye, cuando el lecho se hace más liso o la corriente descarga en un pozo o lago. Las partículas sólidas de mayor tamaño son arrastradas a lo largo del lecho de la corriente y se designan con el nombre de arrastre de fondo.

Existe un tipo intermedio de movimiento en el que las partículas se mueven aguas abajo dando rebotes o saltos, a veces tocando el fondo y a veces avanzando en

suspensión hasta que vuelven a caer en el fondo. A este movimiento se lo denomina saltación.

5.1. EROSIÓN

Las actividades antrópicas (hechas por el hombre) realizadas sin control ambiental, tales como el vertimiento de contaminantes, la explosión minera, la construcción de carreteras y obras civiles, la tala de bosques y algunos usos inadecuados del suelo, generan problemas de erosión y de sedimentación que afecta adversamente todo tipo de terreno.

Se considera erosión, como el proceso relativo al desprendimiento y arrastre de los materiales del suelo, causado por el agua y el viento.

La erosión constituye un problema, ya que es un proceso dominante de desgaste del paisaje y donde las tasas de erosión están por encima de las tasas de formación de suelos.

La velocidad con la que se produce el proceso de erosión depende de varios factores y entre ellos destacan la topografía del terreno, la naturaleza geológica del sustrato, la mayor o menor densidad de la cubierta vegetal y la intensidad y frecuencia de las precipitaciones.

Respecto a la topografía del terreno, cabe resaltar la pendiente como un factor clave en los procesos erosivos, a mayor pendiente mayor capacidad de arrastre de suelo por los agentes erosivos.

5.1.1. DEFINICIÓN DE EROSIÓN

Es el proceso en virtud del cual los agentes externos, actúan sobre el suelo, desintegrando sus elementos para transportarlos y depositarlos en otros lugares.

La erosión también se define como el desprendimiento y la remoción de partículas de suelo, por acción del agua y del viento, es sin embargo el agente más importante.

Las condiciones meteorológicas, el clima, la cobertura vegetal, el tipo y características del suelo, la geomorfología, la geología y los usos de los suelos, establecen el grado de proporción del suelo al ser afectado por los agentes generadores de erosión.

5.1.2. AGENTES EROSIVOS

Los principales agentes erosivos son>

- El agua
- El aire (viento)
- Los glaciares (hielo)
- El hombre (acción antrópica)

El más importante es sin duda el agente hídrico (erosión hídrica).

Las diversas acciones que llevan a cabo los agentes erosivos, se denominan procesos erosivos, estos se dividen en procesos mecánicos y químicos.

Así los procesos mecánicos no alteran la composición de los materiales sobre los que actúan, sino que producen alteración en la estructura de dichos materiales como la disgregación, fragmentación, etc. Mientras que los procesos químicos alteran la composición química de los materiales, y en este grupo se incluyen fenómenos como la disolución, la oxidación, la hidratación, la hidrólisis, carbonatación entre los más principales.

5.1.3. TIPOS DE EROSIÓN EN EL ÁREA DE ESTUDIO

El área en estudio debido a su heterogénea configuración de relieve, clima y vegetación, componente físico ambiental, que controla los procesos de erosión en la sub cuenca con cierto grado de degradación, observamos, las rocas que afloran están expuestas a una acción combinada de factores, climáticos, físicos, químicos que producen una meteorización y en el valle la formación de conos de deyección, a la

salida de quebradas, donde este proceso de origen deposicional tiene directa relación con procesos de origen denudacional que actualmente viene sucediendo en la parte alta, serranías irregulares a roderamente disectadas, así mismo se observan diferentes tipos de grados de procesos erosivos, resaltando, surcos, cárcavas activas a roderamente activas, siendo zonas de mayor aporte de sedimentos, caracterizada por la alta densidad de drenaje.

La región en general presenta un relieve irregular, consolidado en forma general y removido, en determinados sectores, fácilmente deleznable, en función de la pendiente, cobertura vegetal moderadamente densa e inadecuado manejo de suelos.

Entre las unidades erosivas identificadas en el terreno se tienen.

1. Cárcavas activas

Unidad ubicada en los cauces principales, que es la receptora de las aguas de los tributarios, caracterizándose por la alta densidad de drenaje, producto principalmente del intenso avance de los procesos erosivos de la zona, localizándose en las cabeceras, talud de ríos y quebradas, acompañados de remoción de masa como son los derrumbes, observándose en determinados sectores.

2. Cárcavas moderadamente activas

Esta unidad se caracteriza por presentar, un drenaje moderado, con algo más de cobertura vegetal, en la base de los tributarios, categorizada como cárcava moderadamente activa, debido principalmente a la inexistencia de procesos erosivos altamente activas como son los deslizamientos, derrumbes y reptación, pero alternativamente se disponen en esta unidad de erosión de base ligera a moderada y erosión lateral, en taludes también en grado moderado, la presencia de afloramientos rocosos es otra característica de esta unidad.

Este tipo de cárcavas es considerado como áreas con poco aporte de sedimentos hacia el cauce principal, siendo necesario preservar estas áreas, que se encuentran, ambos lados del valle.

3. Cárcavas moderadamente activas

Es una unidad con una densidad de drenaje inferior a las otras, anteriormente descritas, ubicándose en la parte alta de la serranía, formando lugares planos donde se almacenan aguas formando charcos o befedades y por consiguiente aportan aguas hacia el cauce principal u otras afluentes, la presencia de densas áreas de vegetación en los tributarios y taludes de esta cárcavas es una propiedad que las caracteriza, así como la presencia de afloramientos rocosos, en mayor proporción que la unidad anterior, por lo que se considera como zonas con muy poco aporte de sedimentos hacia el cauce principal.

4. Cárcavas ampliadas

Unidad típica de zonas donde la presencia de cárcavas activas y moderadamente activas, sin embargo por sus proporciones de tamaño aporte de material es una unidad intermedia entre las cárcavas y los surcos, ubicándose en las cabeceras de las cárcavas anteriormente mencionadas donde la ampliación es ocasionada por la presencia de intensos procesos erosivos tanto longitudinalmente pendiente arriba como transversalmente, por las características de ampliación en este tipo de unidades se efectúa la remoción reciente de material suelto, razón por la cual es otra zona de aporte de sedimentos que por su ubicación y por el área de aporte, muchas veces el material removido no llega a distancias significativas, estando en función de la pendiente, este tipo de erosión se produce por el mal manejo del recurso agua, la presión del recursos vegetal en cabeceras o por procesos geológicos, erosión, fallas lineamientos sobre plegamientos o movimientos tectónicos

imperceptibles, particularmente se manifiesta sobre la serranía y colinas de El Común.

5. Erosión en surcos ligeros

Unidad caracterizada por ser de dimensiones muy reducidas 3 cm de ancho por 2 cm de profundidad, siendo que estas dimensiones pueden aumentar si no se les presta atención. Por lo general los surcos ligeros presentan densos arbustos y vegetación herbácea en sus taludes y en su entorno, siendo este un fiel reflejo del grado de consolidación natural que tiene, siendo necesario mantenerlo en este estado es lo más adecuado concientizar a los comunarios que no desestabilicen este equilibrio de la naturaleza así como otros sectores donde se encuentran bojedades, de controlarse a tiempo pueden ampliarse a cárcavas.

6. Erosión en surco severos

Esta unidad donde las dimensiones son mayores, donde la cobertura vegetal es rala, se observa rasgos de ampliación, taludes muy verticales litología muy deleznable, signos de pequeños derrumbes y efectos de profundización se observan en las cunetas de algunos sectores al borde del camino o perpendiculares a las quebradas, siendo necesario un apoyo complementario para su estabilización, de no ser así se convertirán en cárcavas activas, ubicándose mayormente en la parte central del valle.

7. Erosión laminar ligera

Unidad erosiva caracterizada por la pérdida gradual de la capa arable, debido al grado de pendiente, como la escases de cobertura vegetal, presencia de fragmentos rocosos en superficie, presentándose en lugares de asentamientos poblacionales, terrazas, llanuras y áreas de cultivo de valles.

8. Erosión laminar con afloramientos rocosos

Este tipo de erosión presenta características similares al anterior, con la diferencia de encontrar afloramiento rocosos, esporádicos, los mismos que disponen de una cierta cobertura de suelo y vegetación producto del transporte de sedimentos de una zona a otra, actuando estas rocas como barreras de contención de partículas de suelos predomina a lo largo de toda la serranía.

5.2. MODELOS PARA ESTIMAR LA PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS

5.2.1. INTRODUCCIÓN

La reciente demanda de información referida al impacto de los cambios de uso de tierra ocasiona, sobre regímenes de producción de sedimentos y agua en cuencas hidrográficas, ha conllevado a un incremento significativo de la necesidad de uso de modelos de simulación hidrológica y de erosión para el análisis de dicho impacto.

Estas herramientas permiten obtener estimaciones con relativamente poca información de partida, bajos costos y en corto tiempo.

En la actualidad existe un número importante de modelos de simulación. Los cuales varían, en los procesos que simulan, en la escala de trabajo en que pueden aplicarse, y asociado a ello, en la manera y detalle en como agregan la variabilidad espacial de los parámetros de entrada.

Aunque los modelos de simulación hidrológica puedan convertirse en una herramienta relativamente fácil y de frecuente uso en la evaluación de procesos de escurrimiento, erosión y contaminación no puntual; se carece de información acerca de sus limitaciones y bondades de orden teórico y práctico según la escala y objetivos y los estudios planteados.

5.2.2. MODELOS UTILIZADOS EN LA DETERMINACIÓN DE LA PÉRDIDA DE SUELO PROMEDIO

La erosión por su distribución espacial y porqué las mismas están condicionadas por muchos factores interactuantes, es un proceso que no puede ser medido en forma exacta y de manera sencilla.

La estimación de las tasas de erosión, se realizan en base a pruebas de campo y modelos que consideran el mundo real como un sistema.

A continuación se muestran los modelos más conocidos para la determinación de la erosión.

- **USLE** (Ecuación universal de pérdida de suelo)

Aplicación: perdida media de suelo por unidad de superficie.

Escala espacial: Parcela/Cuenca

- **RUSLE** (USLE revisada)

Aplicación: perdida media de suelo por unidad de superficie.

Escala espacial: Parcela/Cuenca

- **MUSLE** (USLE modificada)

Aplicación: Presenta un enfoque para estimar el rendimiento de sedimento en cuenca a base de la USLE.

Escala espacial: Cuenca

5.2.2.1. ECUACIÓN UNIVERSAL DE PÉRDIDA DE SUELOS (USLE)

El método de uso es más amplio para la predicción de pérdida de suelo por parte de los conservacionistas en los Estados Unidos, es la ecuación universal de la perdida de suelos (USLE).

La USLE se desarrolló como un método para predecir la pérdida promedio anual de suelo procedente de la erosión.

Según Wischmeier (1976), la USLE, puede utilizarse adecuadamente para

- Predecir la pérdida anual del suelo
- Obtener estimaciones de pérdida de suelo para el análisis de los sedimentos.

La USLE es un modelo empírico matemático, cuya ecuación es:

$$A = R.K.L.S.C.P$$

Donde:

A = Pérdidas de suelo (tn/has)

R = índice de erosión pluvial o erosividad de la lluvia ($J.m^{-2}.cm.hora^{-1}$)

K = Erodabilidad del suelo ($tn.has^{-1}.hora.cm^{-1}.m^2.J$)

L = longitud de pendiente

S = factor de pendiente

C = factor de cultivo

P = factor de prácticas de cultivo

Cada uno de estos factores se puede calcular o estimar, utilizando datos sobre el terreno, de cuadros o monogramas.

La USLE está concebida para su utilización únicamente en relación con las lluvias, y no tiene en cuenta la nieve derretida o las precipitaciones que caen en un terreno congelado.

1. Erosividad de la lluvia (R)

Es el factor que representa a la variable lluvia, representa el índice de erosividad o la capacidad erosiva de la lluvia, y es el producto de la energía cinética y su máxima intensidad. También es considerado como el potencial erosivo de la lluvia que afecta el proceso de erosión del suelo. La erosión por gotas de lluvia incrementa con la intensidad de lluvia.

Cabe resaltar que una suave y prolongada lluvia puede tener la misma energía total que una lluvia de corta duración y más intensa.

Este factor se lo determina como el promedio de la suma de precipitación de cada mes elevada al cuadrado, dividida por la precipitación anual.

2. Erodabilidad del suelo (K)

El factor K representa la erodabilidad del suelo, el cual es la relación de la tasa de pérdida de suelo por unidad de índice de erosividad para un suelo específico.

Además es la propiedad que se entiende con la facilidad con la cual el suelo es desprendido por el salpicamiento, durante una lluvia o por el flujo superficial consecuente con esta. El factor K representa el efecto de las propiedades del suelo y de las características del perfil del suelo en la pérdida de suelo.

En resumen la erodabilidad o erosividad K representa la susceptibilidad del suelo a la acción erosiva y estará en función de las características físicas de los suelos: textura, permeabilidad, capacidad de filtración, estructura, granulometría, contenido de materia orgánica, etc.

Los valores K se pueden determinarse a través de la siguiente tabla, tomando en cuenta el tipo de suelo de la cuenca, más que todo el contenido de materia orgánica.

Tabla 20: Valores de erosividad según el tipo de suelo

Clase de textura	Contenido de materia orgánica %		
	0,50%	2%	4%

	k	k	k
Arena	0,05	0,03	0,02
Arena fina	0,16	0,14	0,1
Arena muy fina	0,42	0,36	0,28
Arena arcillosa	0,12	0,1	0,08
Arena fina migajosa	0,24	0,2	0,16
Arena muy fina migajosa	0,44	0,38	0,3
Migajón arenoso	0,27	0,24	0,19
Migajón arenoso fino	0,35	0,3	0,24
Migajón arenoso muy fino	0,47	0,41	0,33
Migajón	0,38	0,34	0,29
Migajón limoso	0,48	0,42	0,33
Limo	0,6	0,52	0,42
Migajón arcilloso arenoso	0,27	0,25	0,21
Migajón arcilloso	0,28	0,25	0,21
Migajón arcilloso limoso	0,37	0,32	0,26
Arcilla arenosa	0,14	0,13	0,12
Arcilla limosa	0,25	0,23	0,19
arcilla	0,13 – 0,29		

Otra forma de determinar el valor K es a través de la clasificación de SCS (Soul Conservation Service), el cual clasifica a los suelos de la siguiente manera:

Suelo A: De bajo potencial de escurrimiento, buena permeabilidad, por lo que la infiltración mantendrá valores altos, aun cuando estén húmedos. Pertenecen a este grupo los suelos gravosos.

Suelo B: Mantienen moderadas velocidades de infiltración y mayores valores de escurrimiento. En este grupo se consideran a los suelos arenosos, limo-arenosos con reducida presencia de material coloidal.

Suelo C: En estos suelos la infiltración es lenta, es frecuente la presencia de material muy fino, mezclados con partículas gruesas. A este grupo pertenecerán los suelos franco arcillosos y franco arcillo arenosos.

Suelos D: Estos suelos son los que presentan mayor potencial de escurrimiento. Se consideran como suelos de este grupo a los de grano fino, que

forman capas prácticamente impermeables por lo que la infiltración será muy lenta. En este caso se consideran a los suelos arcillosos.

Tabla 20: Valores de K – Clasificación SCS

TIPO DE SUELO	K
A	0.16 – 0.23
B	0.13 – 0.38
C	0.13 – 0.18
D	0.07 – 0.12

3. Factor Topográfico (L.S)

Para el cálculo del factor topográfico que será el resultado del producto del factor L (relacionado con la longitud de la pendiente) y el factor S (relacionado con la inclinación propia del terreno), se seguirá tres procedimientos diferentes.

A. Aplicación del método de WISCHMEIR, 1982

Siendo S la pendiente del terreno en porcentaje, se distinguen las dos siguientes posibilidades de cálculos:

Si $s < 9\%$

$$LS = \left(\frac{\lambda}{22.1}\right)^{0.3} \cdot \left(\frac{0.43 + 0.3 \cdot s + 0.043 \cdot S^2}{6.613}\right)$$

Si $s > 9\%$

$$LS = \left(\frac{\lambda}{22.1}\right)^{0.3} \cdot \left(\frac{S}{9}\right)^{1.3}$$

Siendo λ en ambos casos la longitud del declive en metros.

Para el cálculo de λ recurrimos al método de Horton.

$$\lambda = 0.5 \cdot \frac{A}{\Sigma L}$$

Donde:

A = superficie total de la zona de la cuenca estudiada (km²)

ΣL = longitud total de los cauces existentes en la zona estudiada (km)

La ecuación anterior es muy fácil de utilizar, porque solo la longitud de los cauces y el área total de la cuenca entran en los cálculos.

B. Aplicación de la metodología proporcionada por la Universidad Real de Madrid

Tabla 21: Valores de K – Wischmeir

PENDIENTE	K
0-3	0.3
3-12	1.5
12-18	3.4
18-24	5.6
24-30	8.7
30-60	14.6
60-70	20.2
70-100	25.2
MAYOR A 100	28.5

4. Factor de cobertura vegetal del suelo factor de cultivo (C)

El factor C representa el índice de pérdida de suelo, en un área con un cierto cultivo comparada con otra área no cultivada bajo las mismas condiciones de manejo, precipitación, pendiente y longitud.

Los factores de uso, manejo del suelo C y práctica conservacionista P, están relacionados entre sí y deben ser evaluados en forma conjunta, en base a mapas de uso del suelo a una escala que permita la distinción entre las principales formas de uso y ocupación agrícola, tal es el caso de nuestra cuenca.

Al no existir mapas del uso del suelo, en diferentes lugares se pueden utilizar valores que vienen tabulados en función a la clase de cobertura vegetal.

Para la determinación de C pueden ser considerados los siguientes valores referenciales.

Tabla 22: Valores de C (Factor de Cultivo)

COBERTURA VEGETAL	C
Bosque no intervenido	0.001
Bosque intervenido	0.34
Tierras erosionadas con escasa vegetación	0.8
Suelo desnudo	1
Cultivos extensivos en hileras	0.5
Ejm. Maíz, yuca y batata	0.2-0.8
Palmera, café, cacao	0.1-0.3
Pastos	0.07
Hortalizas	0.3

5. Factor de prácticas de conservación (P)

El factor P es la relación que existe entre la pérdida de suelo de un área con prácticas de control para la erosión, como siembra en contorno, terrazas, barreras

vivas, acequias de ladera, terracotas de bancos, etc. Y la pérdida que ocurre para un mismo suelo sin ninguna medida de control de la erosión.

Los métodos de control de la erosión que por lo general se incluye en este factor son la delineación de los contornos, el cultivo en fajas de contorno y terraceo.

Los valores del factor P tabulados por el SCS en función de la pendiente se muestran en la Tabla 22.

Tabla 23: Factor P – Según SCS

PENDIENTE	CULTIVO		CULTIVO EN	
	A NIVEL	EN FAJAS	A	B
2 – 7	0.5	0.25	0.1	0.05
8 – 12	0.6	0.3	0.12	0.05
13 – 18	0.8	0.4	0.16	0.05
19 - 24	0.9	0.45	0.18	0.06

5.2.2.2. ECUACIÓN UNIVERSAL DE PÉRDIDA DE SUELOS REVISADA (RUSLE)

La metodológica ecuación de pérdida de suelo revisada RUSLE, fue desarrollada en base a algunas de las limitaciones de la USLE, sus avances influyen fundamentalmente el cálculo de los nuevos valores de erosividad de la lluvia (R), como también nuevos valores de las prácticas de conservación (P). Todos los demás factores son los mismos de la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo

1. Erosividad de la lluvia (R)

El cálculo de este factor se realiza según la fórmula que el ICONA-INTECOSA publicó en el año 1988 con los datos pluviométricos de precipitación total y lluvia máxima en 24 horas.

$$R = e^{-0.834} \cdot (PMEX)^{1.314} \cdot (MR)^{-0.388} \cdot (F24)^{0.563}$$

Donde:

PMEX = Valor medio anual de la máxima lluvia mensual (mm)

MR = Precipitación media del período OCTUBRE - ABRIL (mm)

F24 = Valor medio de los cocientes entre la lluvia máxima en 24 horas de cada año, elevada al cuadrado, y 1 asuma de las máximas en 24 horas de todos los meses de ese mismo año.

Siendo las unidades de R

$$R = \frac{J}{m^2} \cdot \frac{cm}{hora}$$

2. Practicas de control de la erosión (P)

Este factor P se calcula en base en porcentajes de pendiente, longitud de pendiente, rugosidad, altura de bordes, grupo de suelos y el efecto de terrazas contra la pendiente.

Las prácticas de apoyo con los que trabaja el RUSLE se muestran en la Tabla 24.

Tabla 24: Factor P – Según Mannaerts

PENDIENTE DEL TERRENO (%)	CULTIVO EN CONTORNO	CULTIVO EN FAJAS Y SURCOS DE CONTORNO	TERRACEO
1 – 2	0.6	0.3	0.12
3 – 8	0.5	0.25	0.1

9 – 12	0.6	0.3	0.12
13 – 16	0.7	0.35	0.14
17 – 20	0.8	0.4	0.16
21 - 25	0.9	0.45	0.18

5.2.2.3. ECUACIÓN UNIVERSAL DE PÉRDIDA DE SUELOS MODIFICADA (MUSLE)

La MUSLE es un enfoque para estimar el rendimiento de sedimentos en cuencas, fue adoptado por Williams (1975), revisado y planteado como modelo de simulación por Arnold (1991).

La MUSLE es un modelo de parámetros agrupados que incrementa la precisión de cálculo de la pérdida de suelo, estimando el rendimiento de sedimento en cuencas.

La expresión matemática de este modelo es la siguiente:

$$Y = 428.43 * (Qd * Qp)^{0.56} * K * LS * C * P * A^{-0.44}$$

Donde:

Y = pérdida de suelo anual (tn/has)

Qd = volumen de escurrimiento (mm)

Qp = caudal pico (m³/seg)

5.2.3. DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS

5.2.3.1. MODELO USLE

1. Determinación de la Erosividad de la Lluvia (R)

Este factor se determinó tomando en cuenta las estaciones de Caraparí y Yacuiba.

Tabla 25: Determinación de R

ESTACIÓN	FACTOR DE EROSIÓN PLUVIAL R
YACUIBA	211,76
CARAPARÍ	176,86
Promedio	194,31

El valor de R, será el promedio de las dos estaciones, es decir $R = 194,31$. El procedimiento del cálculo se encuentra en el Anexo 14 y 15.

3. Determinación de la Erosionabilidad del Suelo (K)

Para la determinación del factor K se utilizó las dos metodologías citadas anteriormente:

- a. Siguiendo la metodología de Wischmeier y Smith, donde se toma en cuenta el porcentaje del contenido de materia orgánica del suelo. La determinación del tipo de suelo se basó en una inspección de campo, examinando los diferentes tipos de suelos y cobertura vegetal. La Tabla 26 muestra como se determinó el factor K.
- b. Siguiendo la metodología de la SCS (Soil Conservation Service), se concluye que el tipo de suelo correspondiente a la cuenca en estudio es de Tipo C, por tanto $K = 0,18$.

Como valor final se adoptará el promedio de los dos, de ahí que $K = 0,20$

Tabla 26: Determinación del Factor K aplicando Wischmeier y Smith

DESCRIPCIÓN DEL TIPO DE SUELO	ÁREA	INCIDENCIA	MAT. ORG.	FACTOR "K"
	(Km2)	(%)	(-)	(-)
DEPÓSITOS ALUVIALES				
De origen fluvio - lacustre, constituidos por gravas, arenas arcillosas y arenas limosas}	2,77	14,26	4,01	0,1
FORMACIÓN CHAUIPUNO				
Areniscas, cuarcitas, cuarzo de veta, areniscas arcillosas, areniscas lutitas.	1,73	8,91	1,81	0,22
FORMACIÓN CAMARGO	4,24	21,83	0,87	0,27

Bancos de arcillas calcáreas limosas, areniscas rojizas y arcillas marrones				
FORMACIÓN CIENEGUILLAS				
Lutitas y limonitas de color gris claro.	2,19	11,28	0,53	0,05
FORMACIÓN PIRCANCHA				
Bancos delgados de cuarcitas gris oscuras, con lutitas astillosas gris negruzcas	8,49	43,72	0,44	0,28
TOTAL	19,42	100,00	1,53	0,18

4. Determinación del Factor Topográfico (L*S)

Aplicando la metodología de WISCHEMEIER, se tiene $L*S = 3,079$

5. Determinación del Factor de Cobertura Vegetal del Suelo o Factor de Cultivo C

Este factor se determina experimental en función del tipo de vegetación. Para ello se utilizó una inspección en el lugar de la vegetación existente.

Se pudo observar que la mayor de la cuenca posee bastante vegetación, por tanto $C = 0,9$.

6. Determinación del Factor de Prácticas de Conservación (P)

El factor de prácticas de conservación (P), también llamado factor contra la erosión, tiene un valor de 1 para este estudio, ya que no existen en la zona, las determinadas prácticas de conservación, por lo tanto $P = 1$.

5.2.3.2. MODELO RUSLE

1. Determinación de la Erosividad de la lluvia "R"

Se determinan los parámetros PMEX, MR y F24 como muestra la Tabla 27. Los cálculos para PMEX se muestran en los Anexos 14 y 15, los cálculos para MR se

encuentran en los Anexos 16 y 17, los cálculos para F24 se encuentran en los Anexos 18 y 19, por último los cálculos para R se muestran en los Anexos 20 y 21.

Tabla 27: Erosividad de la lluvia

ESTACIÓN	PMEX	MR	F24	R
YACUIBA	211,76	907,48	79,67	413,76
CARAPARÍ	176,86	1125,00	86,94	315,58
Promedio	194,31	1016,24	83,31	364,67

2. A continuación se utiliza la siguientes fórmula para la determinación de R:

$$R = e^{-0.834} \cdot (PMEX)^{1.314} \cdot (MR)^{-0.388} \cdot (F24)^{0.563}$$

$$R = e^{-0.834} \cdot (194,31)^{1.314} \cdot (1016,24)^{-0.388} \cdot (83,31)^{0.563}$$

$$R = 364,67$$

5.2.3.3. MODELOS MUSLE

Este modelo basado en el desarrollo en el siguiente expresión:

$$Y = 11,8 * (Q * q_p)^{0.56} * K * LS * C * P$$

Donde:

- a) **Escorrentía Q (mm):** Escorrentía correspondiente a un determinado aguacero.
- b) **Caudal pico q_p(m3/s):** Caudal pico del Hidrograma.

Los demás factores son los mismos que los otros dos modelos, por lo que ya fueron determinados.

En la tabla 28 se muestran la precipitación efectiva y los caudales máximos de escurrimiento para un Tiempo de Concentración de 1,46 horas, para distintos períodos de retorno.

Tabla 28: Precipitación efectiva y Caudales máximos para un Tiempo de concentración de la cuenca T_c

PERÍODO DE RETORNO T(años)	PRECIPITACIÓN EFECTIVA		Q _p (m ³ /s)
	Q _d (mm)	cm	
2	4,131	0,413	0,111
5	6,683	0,668	0,140
10	8,773	0,877	0,162
20	9,704	0,970	0,185
50	15,920	1,592	0,214
100	19,990	1,999	0,236
200	23,530	2,353	0,258
300	21,808	2,181	0,271
500	28,419	2,842	0,288
1000	24,226	2,423	0,310

5.2.4. APLICACIÓN PRÁCTICA

5.2.4.1. MODELO USLE

Los cálculos aplicando el modelo USLE se muestran en la Tabla 29.

Tabla 29: Perdida del suelo Modelo USLE

DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
R	194,31	(J*m ⁻² *cm*hora ⁻¹)
K	0,20	(tn*has ⁻¹ *hora*cm ⁻¹ *m ² *J)
L*S	3,08	(-)
C	0,90	(-)
P	1,00	(-)
A	107,69	(tn/ha)

5.2.4.2. MODELO RUSLE

Los cálculos aplicando el modelo MUSLE se muestran en la Tabla 30.

Tabla 30: Perdida del suelo Modelo RUSLE

DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
-------------	-------	--------

R	364,67	(J*m-2*cm*hora-1)
K	0,20	(tn*has-1*hora*cm-1*m2*J)
L*S	3,08	(-)
C	0,90	(-)
P	1,00	(-)
A	202,11	(tn/ha)

5.2.4.3. MODELO MUSLE

Los cálculos aplicando el modelo MUSLE se muestran en la Tabla 31, para distintos períodos de retorno.

Tabla 31: Pérdida del suelo Modelo USLE

T (años)	Prec. (mm)	Qd (mm)	Qp (m3/s)	K	L*S	C	P	Y
2	4,131	0,111	28,862	0,20	3,08	0,90	1,00	51,832
5	6,683	0,140	46,695	0,20	3,08	0,90	1,00	125,224
10	8,773	0,162	61,293	0,20	3,08	0,90	1,00	207,850
20	9,704	0,185	67,799	0,20	3,08	0,90	1,00	261,376
50	15,920	0,214	111,229	0,20	3,08	0,90	1,00	614,533
100	19,990	0,236	139,663	0,20	3,08	0,90	1,00	926,379
200	23,530	0,258	164,395	0,20	3,08	0,90	1,00	1.256,323
300	21,808	0,271	152,36	0,20	3,08	0,90	1,00	1.146,897
500	28,419	0,288	198,552	0,20	3,08	0,90	1,00	1.791,315
1000	24,226	0,310	169,257	0,20	3,08	0,90	1,00	1.455,795

Para este estudio se determinó la erosión mediante el modelo MUSLE para un período de retorno de 10 años, puesto que, a este período son más frecuentes las precipitaciones.

5.2.5. COMPARACIÓN ENTRE MODELOS Y DETERMINACIÓN DEL VALOR FINAL

En la Tabla 32 se muestran los valores para cada modelo utilizado.

Tabla 32: Comparación entre modelos

MODELO	EROSIÓN (Tn/ha/año)	EROSIÓN (m ³ /km ² /año)
USLE	107,69	4.108,39
RUSLE	202,11	7.710,40
MUSLE	207,850	7.929,50

En la tabla 33 se muestra la comparación de los datos que requieren los modelos a ser utilizados.

Tabla 33: Diferencia entre modelos

DATOS REQUERIDOS	USLE	RUSLE	MUSLE
Precipitaciones	x	x	x
Precipitación máxima 24 hrs.		x	x
Análisis de suelos	x	x	x
Área de la cuenca en estudio	x	x	x
Información cartográfica	x	x	x
Información agronómica	x	x	x
Tablas y ábacos	x	x	x
Escurrimiento			x
Generación de caudales			x

Observando el cuadro anterior, el modelo que introduce mayor cantidad de parámetros es el MUSLE, por lo que, en este estudio éste será el modelo base para la determinación de la erosión o pérdida de suelo de la cuenca.

El valor de la erosión adoptada es el resultado obtenido por MUSLE, este valor es 207,85 Tn/ha/año o 7.929,50 m³/km²/año. De acuerdo a este valor se puede afirmar que el grado de erosión de la cuenca es Muy alto, según la Tabla 34.

Tabla 34: Grado de Erosión. Fuente: “FAO – UNESCO”

Pérdida de suelo (Tn/ha/año)	Grado de erosión hídrica
< 10	Ninguna o ligera
10 - 50	Moderada
50 - 200	Alta
> 200	Muy Alta

5.3. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

5.3.1. INTRODUCCIÓN

Los problemas que se presentan en el diseño de estructuras hidráulicas cuando se necesita evaluar de manera confiable los volúmenes de sedimentos que los ríos transportan hasta las obras y que a menudo ocasionan fallas en la operación de bocatomas y presas de embalse, en el control de las inundaciones y en las protecciones de las márgenes, se deben a los siguientes factores:

- Deficiencias en la información cartográfica e hidrometeorológica de las cuencas vertientes, deficiencias de los caudales líquidos y sólidos en la mayoría de los ríos.
- Desarrollo aun incipiente de los métodos de medición de sedimentos y de aplicación de formulas empíricas a casos reales.

Por las razones expuestas, para lograr un buen diseño de las obras que van a estar sometidas al efecto de los sedimentos es necesario evaluar, además de la información histórica existente, la relación que existe entre la cuenca como productora de sedimentos y el río como conductor de los mismos.

Los eventos extraordinarios, que se presentan en los cauces de las corrientes naturales superan en magnitud la cantidad de sedimentos, a los valores medios que son normales en dichas corrientes.

Por ello, es que se realiza una evaluación del transporte sólido para una escala de tiempo llamada “breve escala temporal”, que corresponde al comportamiento de los ríos durante eventos excepcionales de precipitación máxima y no así para una de “larga escala temporal”, que corresponde a la evolución de los ríos con ciclos hidrológicos relativamente constantes a los cuales corresponden los caudales medios.

Las metodologías más utilizadas en nuestro medio, para la cuantificación del arrastre de sedimentos, es la aplicación de ecuaciones empíricas.

5.3.2. PROPIEDADES DEL SEDIMENTO

En general el lecho del cauce menor de un río está formado por material no cohesivo de diferente tamaño: arenas, gravas, bolos, etc. Por el contrario, en las márgenes del cauce menor y en el cauce de avenidas suelen coexistir materiales cohesivos y no cohesivos, fruto de la historia de su formación y de los depósitos generados por las crecidas más recientes.

En sedimentos aluviales no cohesivos, el tamaño y el peso específico de las partículas son los parámetros que influyen básicamente en el transporte del sedimento. Sin embargo las propiedades de los suelos aluviales cambian drásticamente con el incremento de contenido de arcilla. En la mayor parte de los suelos, la arcilla asume el control de sus propiedades cuando esta alcanza un contenido de un 10 %. En estos casos, son dominantes las fuerzas de interacción electroquímica, pasando a tener poca importancia el tamaño y peso específico de las partículas individuales.

Realizando el análisis granulométrico del lecho de la cuenca en estudio, se puede constatar que el contenido de arcilla solo alcanza el 1% por lo que, el sedimento se analizar desde el punto de vista aluvial.

5.3.3. PROPIEDADES DEL SEDIMENTO ALUVIAL

1. Granulometría y tamaño de las partículas

Los sedimentos se clasifican de acuerdo a su tamaño, existiendo diversas formas de definir el tamaño de una partícula, tales como.

Diámetro Nominal: Es el diámetro de una esfera o partícula con igual volumen al del sedimento.

Diámetro de tamiz: Es la apertura mínima de una malla de tamiz a través de la cual pasa una partícula.

Diámetro de sedimentos: Diámetro de una esfera con la misma densidad y velocidad de caída, en el mismo fluido y con la misma temperatura que la partícula.

Diámetro de caída normalizado: diámetro de una esfera con peso específico, igual a 2.65 que tiene la misma velocidad terminal uniforme de una partícula cuando ambas caen en una extensión infinita de agua destilada en reposo a una temperatura de 24 °C.

En base generalmente a los diámetros nominales o de malla, los sedimentos han sido clasificados según distintos rangos de tamaño en bloques, bolos, gravas, arenas, limos y arcillas. El material aluvial consiste en limos (0.004 – 0.062 mm), arenas (0.062 – 2mm), gravas (2 – 64mm), bolos (64 – 250mm) y bloques ($d > 250\text{mm}$).

Tabla 35: Clasificación de tamaños de sedimento

Diámetro	Denominación	Malla N°	Abertura (mm)
4-2 m	Rocas muy grandes		
2-1 m	Rocas grandes		
1-0.5 m	Rocas medianas		
50-25 cm	Rocas pequeñas		
25-13 cm	Bolón grande		
130-64 mm	Bolón pequeño		
64-32 mm	Grava o ripio muy grueso	2 1/2"	64
32-16 mm	Grava gruesa	1 1/4"	32
16-8 mm	Grava mediana	5/8"	16
8-4 mm	Grava fina	5/16"	8
4-2 mm	Grava muy fina	5	4
2-1 mm	Arna muy gruesa	10	2
1-0.5 mm	Arena gruesa	18	1
0.5-0.25 mm	Arena mediana	35	0.5
0.25-0.125 mm	Arena fina	60	0.25
0.125-0.062 mm	Arena muy fina	120	0.125
62-31 μ	Limo grueso	230	0.0625
31-16 μ	Limo mediano		
18-8 μ	Limo fino		
8-4 μ	Limo muy fino		
4-2 μ	Arcilla gruesa		
2-1 μ	Arcilla media		
1-0.5 μ	Arcilla fina		
0.5-0.25 μ	Arcilla muy fina		

Además es necesario mencionar algunas características granulométricas.

1. Diámetros característicos:

Diámetro mediano – D50: Es la mediana de la distribución, en ocasiones se usa como sustituto del diámetro medio. Es el material, que en las ordenadas indica el 50% acumulado.

Diámetro medio – D_m: Se divide la mezcla en grupos granulométricos, cuyos diámetros medios son d_a, d_b, d_c... si dichos grupos tiene un porcentaje en peso, en tanto por ciento del total de la muestra X_a, X_b, X_c, el diámetro medio del conjunto viene dado por.

$$d_m = \frac{\sum x_i \cdot d_i}{100}$$

Otros diámetros como d_{10} , d_{60} , d_{30} , $d_{84.1}$, d_{40} , d_{65} , d_{35} :son los diámetros que dejan pasar el 10%, 60%, 30%, 84.1%, 40%, 65%, 35% respectivamente, del material en peso.

2. Coeficiente característicos

Su valor decrece cuando la uniformidad aumenta> los suelos con $Cu < 3$ se consideran muy uniformes.

$$Cu = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

Además existen otros dos criterios simples para decidir si la mezcla de sedimentos puede ser tratada como uniforme. Si $d_{95}/d_5 < 4/5$ o $\sigma_G < 1.35$ el sedimento puede ser considerado como uniforme desde el punto de vista hidráulico. Para mezclas que no cumplan estas condiciones, la no uniformidad del tamaño del grano reduce la resistencia al flujo y el transporte de sedimentos. Los granos más gruesos tienden a pavimentar la superficie, lo cual se traduce en una reducción de la rugosidad efectiva, en consecuencia, las formas del lecho en sedimento no uniforme son más bajas y planas que las formadas por material uniforme, presentando una menor resistencia al flujo.

Coeficiente de curvatura

Define la graduación de un suelo, tiene valor de 1 a 3 en suelo bien graduado

$$Cc = \frac{(d_{30})^2}{d_{10} \cdot d_{60}}$$

3. Medidas de dispersión.

Es un parámetro importante en la especificación de una distribución granulométrica.

Desviación geométrica estándar σ_G : Los lechos granulares están frecuentemente compuestos de una mezcla de tamaños desde finos hasta gruesos. Si

la desviación geométrica estándar es menor a 1.35 se dice que su granulometría es uniforme o que el material es mal graduado y si $\sigma_G > 1.35$ la granulometría es extendida o el material es bien graduado.

La relación es la siguiente:

$$\sigma_G = \sqrt{\frac{d_{84.1}}{d_{15.9}}}$$

Generalmente las curvas granulométricas cerca de las fuentes son fuertemente sesgadas hacia los altos tamaños, durante el proceso de transporte, la distribución se transforma gradualmente alcanzando a una distancia suficiente, una distribución que podría asimilarse a la logarítmico normal.

Así mismo por teoría se sabe, que en general, el tamaño medio de las partículas de un río decrece y la uniformidad aumenta a medida que la pendiente del río disminuye.

A continuación en las tablas 36 y 37, se presenta una miscelánea a cerca de las características del sedimento de la cuenca en estudio.

Tabla 36: Valores de Diámetros (mm)

DIÁMETROS	MUESTRAS						PROMEDIO
	M - 1	M - 2	M - 3	M - 4	M - 5	M - 6	
D _{medio} (mm):	33,85	32,37	34,35	29,32	31,88	20	30,30
D ₉₀ (mm):	47	43	47	37	42	23	39,83
D _{84,1} (mm):	45	41	42	34	38	21	36,83
D ₆₅ (mm):	37	33	31	27	30	16	29,00
D ₆₀ (mm):	34	31	28	25	28	14	26,67
D ₅₀ (mm):	30	28	23	20	25	12	23,00
D ₄₀ (mm):	27	25	21	16	22	9,5	20,08
D ₃₅ (mm):	26	23	19	14	20	9	18,50
D ₃₀ (mm):	24	21	16	12	18	8	16,50
D _{15,9} (mm):	20	14	10	7,4	13	5,4	11,63
D ₁₀ (mm):	17	11	8	5,5	11	4,4	9,48

Tabla 37: Coeficientes característicos

N°	MUESTRA	CLASIF.	Cu	Cc	σ_G
----	---------	---------	----	----	------------

			VALOR	SUELO	VALOR	SUELO	VALOR	SUELO
1	M - 1	GP	2,00	Uniforme	1,00	Mal Graduado	1,50	Mal Graduado
2	M - 2	GW	2,82	Uniforme	1,29	Bien Graduado	1,71	Mal Graduado
3	M - 3	GW	3,50	No Uniforme	1,14	Bien Graduado	2,05	Mal Graduado
4	M - 4	GW	4,55	No Uniforme	1,05	Bien Graduado	2,14	Mal Graduado
5	M - 5	GW	2,55	Uniforme	1,05	Bien Graduado	1,71	Mal Graduado
6	M - 6	GW	3,18	No Uniforme	1,04	Bien Graduado	1,97	Mal Graduado

2. Peso Específico

El peso específico real de una partícula de sedimento, es función de composición mineralógica, casi todo sedimento tiene su origen en la descomposición de rocas naturales y normalmente en la partícula se encuentra todos los constituyentes del material madre.

Cuando el material se hace fino, por efecto del desgaste y la abrasión, los minerales menos estables tienden a desgastarse más rápidamente y a ser transportados con mayor facilidad como partículas finas o en suspensión, dejando el mineral más estable. La mayor gama de componentes debe encontrarse así en el mineral fino. El material grueso tal como los peñones y cantos rodados pueden tener la misma composición que el material madre.

Por ejemplo, el cuarzo, debido a su gran estabilidad, es el mineral más común en la composición de los sedimentos transportados por el viento o el agua, esto explica que la mayor parte de los sedimentos tiene un peso específico de 5.65 tn/m³, otros muchos minerales forman parte de su composición.

Tabla 38: Peso específico

MUESTRA	PE. GRANEL	PE. SAT. SUP.SECA	PE. APARENTE	%ABS.
M - 1	2,638	2,686	2,77	1,804
M - 2	2,636	2,684	2,768	2,768
M - 3	2,639	2,689	2,779	1,916
M - 4	2,620	2,683	2,796	2,396
M - 5	2,602	2,652	2,74	1,937
M - 6	2,637	2,694	2,795	2,135
PROMEDIO	2,629	2,681	2,775	2,159

3. Factor de forma

La forma juega un papel importante en el comportamiento de la partícula en su interacción con el agua que, junto con el tamaño, caracteriza algunas propiedades físicas del sedimento, normalmente se define la forma a través de la redondez, esfericidad y el factor de forma.

La redondez se puede definir por la relación entre el radio medio de curvatura de una arista 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 una partícula.

De acuerdo con estas definiciones, una partícula hexaédrica puede tener alta esfericidad, pequeña redondez y un cilindro circular con contorno hemisféricos, puede tener baja esfericidad y alta redondez.

La determinación de la esfericidad y de la redondez requiere de métodos con una rigurosa técnica de trabajo y una gran dedicación. Un parámetro simplificado de uso frecuente es el factor de forma F.F. definido por la relación.

$$FF = \frac{c}{\sqrt{a \cdot b}}$$

Donde *a*, *b*, *c*, son las dimensiones triaxiales de la partícula según tres ejes particulares, nominados de mayor a menor. Un valor referencial del factor de forma para gravas y arenas es del orden de 0,7.

El valor calculado para la cuenca en estudio es **0.65**.

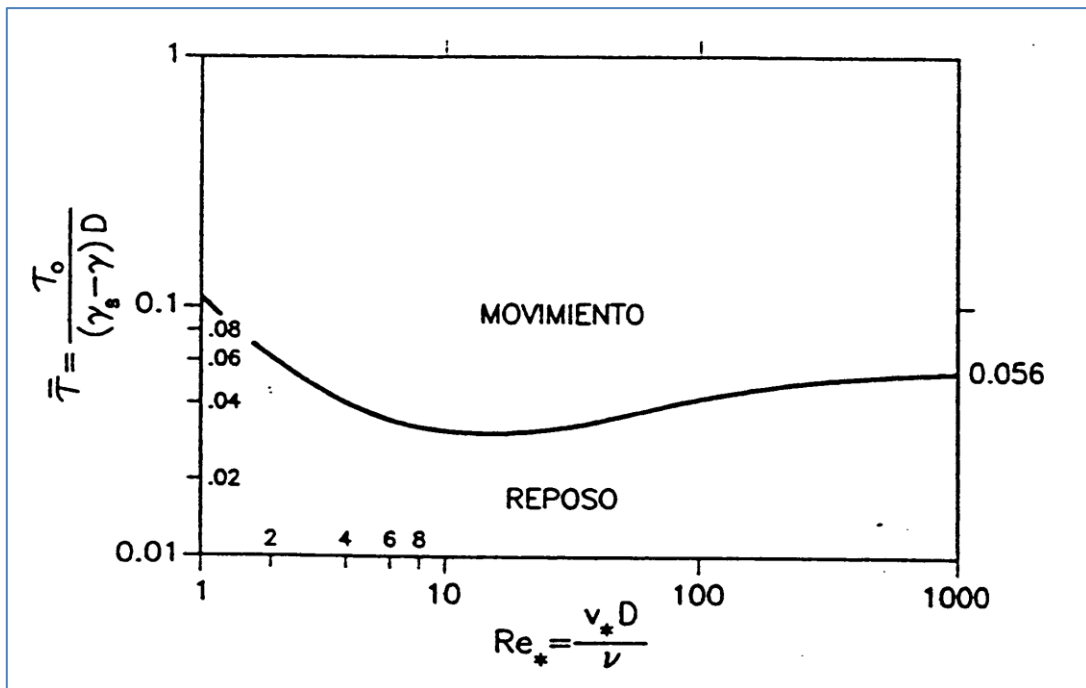
4. Velocidad de caída

Otro factor interesante, que influye en todos los procesos de suspensión y sedimentación, es la velocidad de caída de las partículas, que se define como la velocidad con la que una partícula sola cae en agua destilada en reposo infinita.

5. Ángulo de reposo

El Angulo de reposo, es el ángulo en cuya pendiente el material está bajo condiciones críticas de equilibrio de inicio de deslizamiento según U.S. Interagency Comité on Water Resources (1957). La acción del agua no afecta significativamente su valor, y obviamente, la colocación del material lo aumenta. Este ángulo para los materiales sumergidos es introducido en fórmulas para la iniciación del movimiento en los sedimentos. La variación de Θ con el diámetro de la partícula fue dada por Simons y Sentruk (1976) para los materiales uniformes y livianos, bakelita, piedra pómez, arena y gravas como se muestra en la figura.

Figura 11: Variación del Ángulo de reposo Θ , con materiales de Tamaño Uniforme



5.4. CONCEPTOS BÁSICOS

5.4.1. CORRIENTE ALUVIAL

Un río es un medio con flujo bifásico de agua y sedimento (procedente del cauce o de la cuenca). Cuando este flujo no presenta ningún cambio espacial o temporal, el río da una aportación de agua y una de sedimentos.

La importancia de la primera es evidente, la de la segunda no puede olvidarse, puesto que son problemas que toca al ingeniero civil, como la sedimentación y pérdida de capacidad de los embalses. Sólo por ello sería interesante conocer algo más del transporte de sedimentos. Pero, además, un desequilibrio temporal o espacial implica variaciones de cota del fondo que pueden ser graves para las obras cimentadas en el río.

La corriente aluvial en los ríos se caracteriza por la gran movilidad a consecuencia de grandes precipitaciones caídas sobre la cuenca, que incrementa el caudal en los ríos, trayendo consigo movimiento de sólidos, cambios en el lecho de los ríos por las erosiones y sedimentaciones, bajo estas características se denomina a los ríos como aluviales.

El flujo confinado por contornos compuestos de material granular no cohesivo, que pueda ser transportado por el flujo, es diferente al flujo que se produce sobre contornos rígidos. Las partículas sólidas, o sedimentos, se desplazan generando ciertas formas en el contorno que constituye el fondo.

El régimen resultante de la interacción entre el flujo y las rugosidades del contorno se denomina régimen fluvial, las características de este tipo de flujo son bastante complejas ya que la geometría del río es función de la rugosidad, profundidad y de la cantidad de sedimentos que transporta el flujo.

El régimen fluvial se produce generalmente en ríos naturales con regímenes de flujo turbulento – tranquilo y turbulento – rápido de acuerdo a la clasificación de Robertson y Rouse (1941). Los adjetivos tranquilo y rápido especifican la condición

de flujo con respecto al número de fraude F . cuando $F < 1$ el régimen es tranquilo, por el contrario, si $F > 1$ el régimen es rápido.

Tabla 39: Formas del lecho según el tipo de régimen

Régimen de flujo lento	Rizos, dunas con rizos súper puestos y Dunas
Transición	Rugosidad del lecho, rango de duna a lecho
Régimen de flujo turbulento	Lecho plano, Antidunas, rápidos y pozos

5.4.2. FORMAS DEL LECHO

Cuando el flujo sobre el fondo plano compuesto por partículas sueltas de arena de un canal de laboratorio, produce esfuerzos mayores que aquellos que corresponden a la condición crítica de iniciación del movimiento de tales partículas, se comienza a desarrollar algunas formas características del fondo. Simons y Richardson, en 1961 describieron en forma concisa el proceso y características de las formas originadas en el fondo.

Cuando se inicia el movimiento, las partículas tienden a agruparse en formaciones que en un corte longitudinal semejan la forma de los dientes de una sierra, estas formaciones que ocurren para los números de Froude bajos, se denominan rizos y es común observarlas en la arena de las playas.

Cuando la velocidad de flujo aumenta, aparecen formaciones periódicas mayores, conocidas con el nombre de dunas, las cuales llevan a los rizos montados sobre ellas. A velocidades más altas los rizos desaparecen y quedan las dunas las cuales son más largas y redondeadas que los rizos. La anchura de la forma es menor que su longitud en la dirección del flujo.

La diferencia entre rizos y dunas es difícil que sea establecida claramente por un observador o experimentado, aunque cuando existe superposición de rizos y dunas la distinción es más evidente.

Las formas rugosas del lecho observadas en los canales y los ríos fueron ilustradas por Simons y Richardson. Basada sobre formas similares en resistencia al flujo y transporte de sedimento, estas formas del lecho son divididas en categorías de régimen de flujo lento, zona de transición, y régimen de flujo rápido en el orden de cómo se incrementa la velocidad del flujo.

1. Rizos: Estas son pequeñas formas del lecho con ondulaciones de corta duración de aproximadamente 1 pie (30,48 cm) y alturas menores de 0,1 pie (3 cm), como se ilustra en la Figura 12. En sección longitudinal los perfiles de los rizos varían aproximadamente de forma triangular (con pendientes moderadas aguas arriba y aguas abajo con pendiente aproximadamente igual al ángulo de reposo del lecho del material), con formas cercanas a la sinuosidad.

2. Dunas: Son formas más grandes que los rizos, las dunas no están en fase con las ondulaciones de la superficie del agua que las acompaña como se muestra en la Figura 12. Las dunas generalmente ocurren a altas velocidad y transportan los sedimentos que proporcionan los rizos, los cuales pueden ocurrir sobre pendientes que proporcionan los rizos, los cuales pueden ocurrir sobre pendientes aguas arriba de las dunas. Los perfiles longitudinales de las dunas son aproximadamente triangulares con pendientes suaves aguas arriba y aguas abajo.

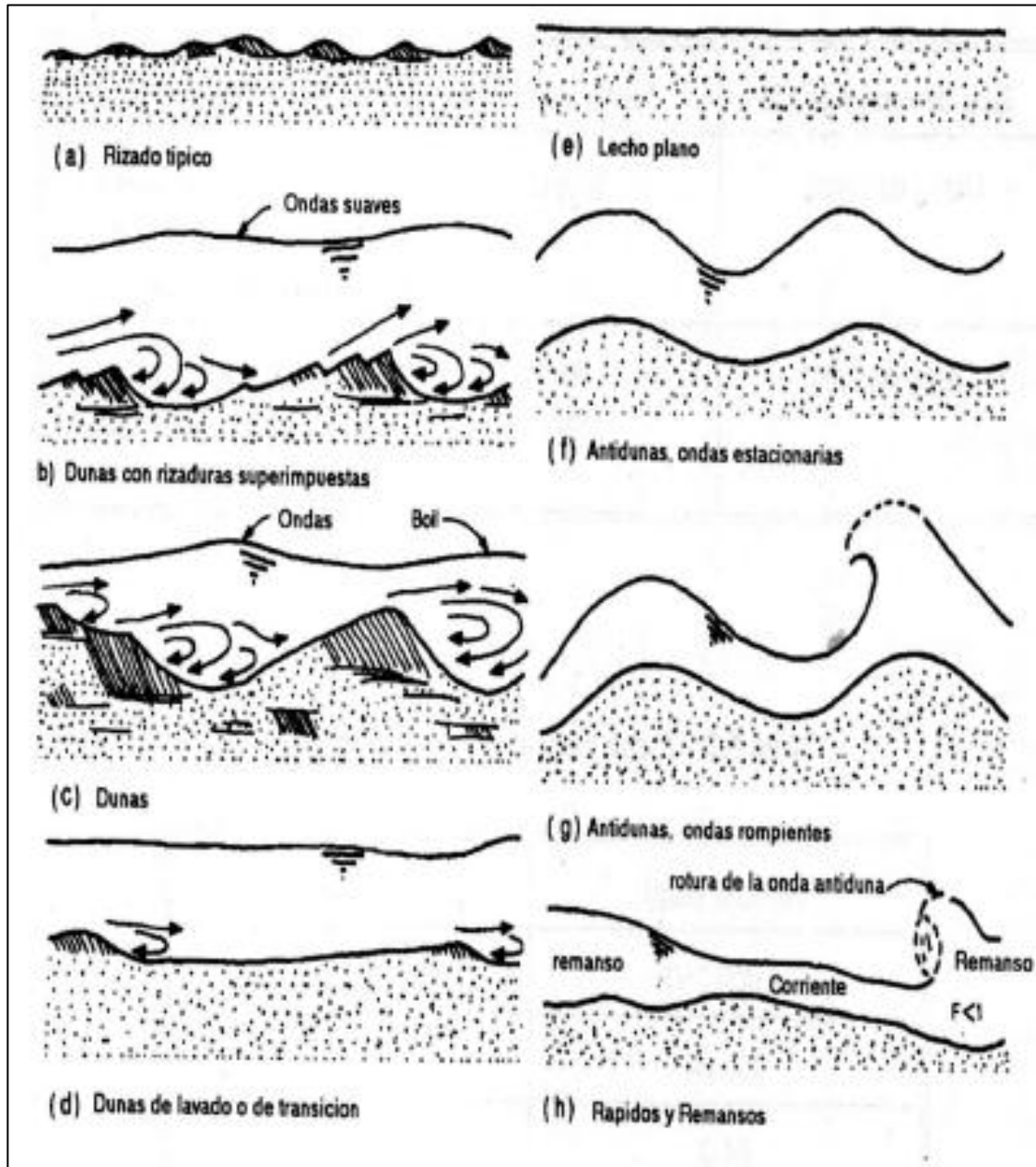
3. Transición: Ésta es una configuración del lecho consistente en poner en orden las formas del lecho heterogéneas, primeramente los rizos de amplitudes bajas o dunas y áreas llanas o lizas, Figura 12. La transición también llamada arenas onduladas o lavado de dunas, esto ocurre a altas intensidades de flujo para las dunas.

4. Antidunas: Estas son formas del lecho que ocurren en series, estando en fase y fuertemente interactuando con las ondulaciones de la superficie del agua; ellas son llamadas posición ondulada o arenas onduladas. La superficie del agua tiene ondulaciones de amplitudes más grandes que las ondulaciones de arena, figura 12.

5. Rápidos y pozos: Estas son configuraciones que ocurren a elevadas pendientes y cuando hay descarga de sedimentos. Se presentan, cuando ocurren terraplenes grandes con formas de rápidos en los cuales se produce el flujo súper –

crítico, llegando a los pozos en los cuales el flujo puede ser súper – crítico, llegando a los pozos en los cuales el flujo puede ser súper – crítico o sub – crítico.

Figura 12: Formas generales del lecho



5.4.3. CARACTERÍSTICAS MORFOMÉTRICAS DEL CAUCE

1. **Pendiente del río:** Determinada a partir de secciones en los dos ríos principales, ver la Tabla 40.
2. **Ancho del cauce:** Se define como ancho del cauce a la longitud transversal, en la cual el lecho es susceptible a modificaciones. Para su determinación, a lo largo de la quebrada El Común, se sacó diferentes secciones transversales, con el objeto de observar la variación de las características morfométricas del cauce, ver la Tabla 40.

Tabla 40: Características morfométricas del cauce (ancho y pendiente)

SECCIÓN	Ancho cauce (m)	Pendiente (%)
M - 1	13,80	2,75
M - 2	11,80	3,62
M - 3	8,00	3,62
M - 4	12,40	2,63
M - 5	18,20	1,96
M - 6	19,00	1,27
PROMEDIO	13,87	2,64

3. **Tirante h:** También llamado calado, es la profundidad máxima del agua. El cual corresponde a los caudales máximos para diferentes períodos de retorno calculados en el capítulo anterior. El tirante se determinará por medio de la ecuación de Continuidad y de Manning:

$$Q = v * A$$

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

$$n = \frac{d^{1/6}}{24}$$

Realizando operaciones se tiene los tirantes en la Tabla 41.

Tabla 41: Tirantes máximos del cauce (m)

PERÍODO DE RETORNO T(años)	Q _{máx} (M ³ /S)	h _{max} (m)
2	110,81	2,43
5	146,32	2,92
10	170,96	3,25
20	199,53	3,63
50	242,60	4,16
100	274,30	4,54
200	305,26	4,90
500	346,82	5,37
1.000	364,65	5,57

5.4.4. PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS DE LOS SEDIMENTOS

- 1. Parámetro de la Partícula D*:** Este parámetro refleja la influencia de la gravedad, densidad y viscosidad, viene dado por la siguiente expresión:

$$D^* = \left[\frac{(s - 1) \cdot g}{\nu^2} \right] \cdot d_{50}$$

Donde:

d_{50} = diámetro medio, en m.

s = gravedad específica γ_s/γ .

γ_s = peso específico del sedimento, en (kg/m³).

γ = peso específico del agua, 1000 kg/cm³.

ν = 0,00000102 coeficiente de viscosidad cinemática m²/s.

g = 9,81 aceleración de la gravedad m/s².

Los valores determinados son:

$$d_{50} = 23 \text{ mm}$$

$$D^* = 540,84$$

El peso específico del agua (γ), fue escogido para una temperatura ambiente de 68° F, es decir de 1000 kg/m³. Por otro lado, el peso específico del sedimento γ_s , se asumió, como el promedio de las 10 muestras tomadas en el lecho de la cuenca, este valor es 2629 kg/m³.

2. Parámetro de Tensión de Corte del Lecho: Es un parámetro que representa la acción del agua sobre el fondo, viene representado por:

$$\tau_{b,c} = \gamma \cdot I \cdot h$$

Donde:

γ = Peso específico del agua, 1000 kg/m³.

I = Pendiente del cauce (m/m).

h = Tirante de agua, para el caudal máximo (m).

3. Parámetro de Movilidad de la partícula: Es la relación de la fuerza del flujo hidrodinámico y el peso de la partícula sumergida.

La ecuación que representa el parámetro de movilidad es la siguiente:

$$\theta = \frac{h \cdot I}{(s - 1) \cdot d_{50}}$$

Donde:

h = Tirante de agua, para un caudal máximo, en m.

I = Pendiente del cauce, en m/m.

s = Gravedad específica.

d_{50} = Diámetro medio de la partícula (m).

La tabla 42 muestra los parámetros característicos.

Tabla 42: Parámetros característicos

T(años)	h_{max} (m)	$\tau_{b,c}$ (N/m²)	θ
2	2,43	168,66	1,410
5	2,92	202,66	1,695
10	3,25	225,57	1,886
20	3,63	251,94	2,107
50	4,16	288,73	2,414
100	4,54	315,10	2,635
200	4,90	340,09	2,844
500	5,37	372,71	3,116
1.000,00	5,57	386,59	3,232

5.4.5. INICIACIÓN DEL MOVIMIENTO

Cuando las fuerzas hidrodinámicas, que actúan sobre una partícula de sedimentos, son de tal magnitud que por pequeño que sea, produce movimientos, entonces se dice que las condiciones son críticas.

En numerosas ocasiones interesa conocer las características hidráulicas del flujo por las que comienzan a moverse las partículas del lecho del cauce. Tal es el caso, por ejemplo, de la estimación de la capacidad de transporte sólido en una determinada sección.

1. Tensión de Corte Crítica. Para analizar el comienzo de arrastre, tomando la tensión de corte crítica como variable representativa de las condiciones del flujo en el fondo, se estudia el equilibrio de acciones sobre una partícula del fondo en el instante de iniciarse el movimiento. Las fuerzas actuantes son el empuje hidrodinámico sobre la partícula y el peso sumergido de la misma.

A su vez, el empuje hidrodinámico se puede suponer proporcional a la tensión tangencial del fondo y al cuadrado del diámetro característico de la partícula, mientras que el peso sumergido es proporcional al cubo de dicho diámetro. Una vez planteados las ecuaciones de equilibrio (fuerzas y/o momentos), se obtiene el valor de

la tensión tangencial crítica en el fondo τ_c . Si esta tensión menor o igual que la existente, $\tau_c < \tau_0$, se producirá el arrastre del árido, permaneciendo éste inmóvil en caso contrario.

El análisis dimensional indica que:

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d_{50}} = f(Re^*)$$

Esta ecuación representa la curva conocida de Shields (ver Figura 13). Por otra parte el número de Reynolds (Re^*) se expresa como:

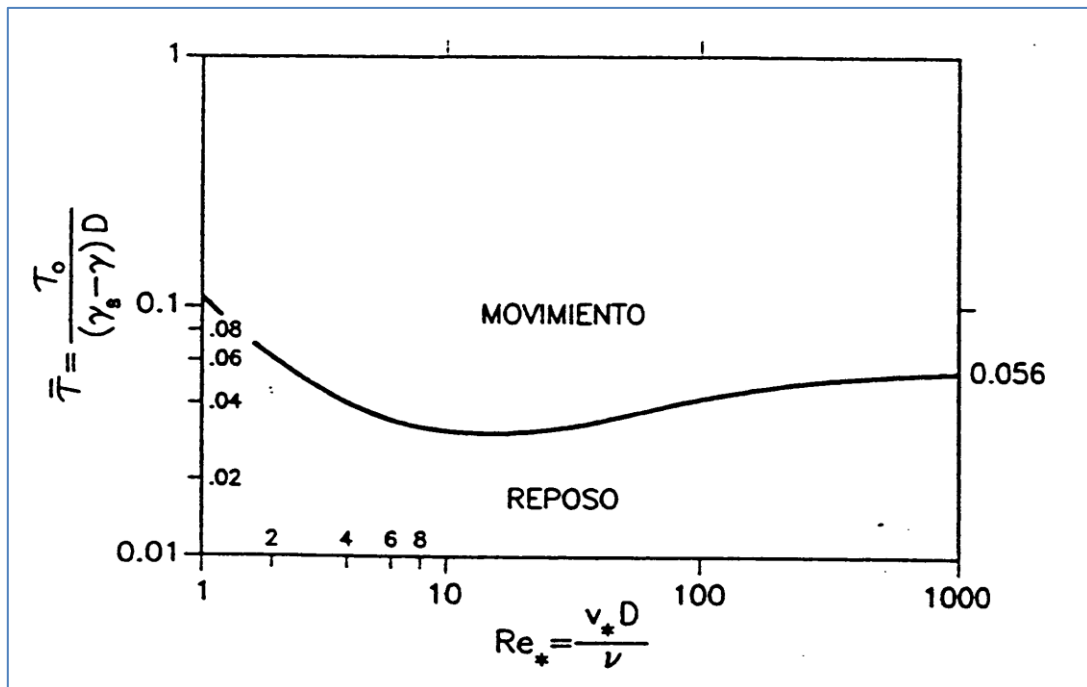
$$Re^* = \frac{V^* \cdot d_{50}}{\nu}$$

Siendo V^* , la velocidad crítica, d_{50} el diámetro medio de la muestra y ν la viscosidad cinemática del agua ($\nu = 1,02 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$).

Si tal como suele ocurrir, el flujo en lecho torrente es turbulento y rugoso, los valores de Re^* , son lo suficiente altos como para que las fuerzas de viscosidad dejen de tener influencia en el fenómeno, entonces se cumple que:

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d_{50}} = \text{constante} = 0,047$$

Figura 13: Diagrama de Shields



2. Velocidad de arrastre crítica: Es el valor de la velocidad media del flujo que proporciona el comienzo de arrastre del árido. De entre las numerosas expresiones, seleccionamos algunas de ellas.

a. Sogreath

$$\frac{V_o}{\sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \cdot g \cdot d_{50}}} = 1,5 \cdot \left(\frac{R}{d_{50}}\right)^{1/6}$$

Donde:

V_o : Velocidad media del comienzo del arrastre.

R : Radio hidráulico

γ_s : Peso específico del material

γ : Peso específico del agua

d_{50} : Diámetro medio de la muestra

g : aceleración de la gravedad

b. Neill

$$\frac{V_o^2}{\sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \cdot g \cdot d_{50}}} = 1,5 \cdot \left(\frac{h}{d_{50}}\right)^{0,2}$$

Siendo “h” el calado o la profundidad del flujo.

Tabla 43: Velocidad de arrastre crítica

T(años)	h (m)	Sogreath	Neill	Promedio
		Vo (m/s)	Vo (m/s)	Vo (m/s)
2	2,43	1,96	1,55	1,758
5	2,92	2,01	1,58	1,794
10	3,25	2,03	1,60	1,815
20	3,63	2,06	1,62	1,837
50	4,16	2,09	1,64	1,863

100	4,54	2,11	1,65	1,879
200	4,90	2,12	1,67	1,894
500	5,37	2,14	1,68	1,911
1.000	5,57	2,15	1,69	1,918

5.4.6. REGÍMENES DEL LECHO

El tipo de régimen, muestra la condición en la que se produce la condición crítica del movimiento de fondo. Por otro lado el tipo de régimen, lo establece el número de Reynolds.

La ecuación para Re está en función de d_{50} (diámetro medio), de V_o que es la velocidad de corte crítica y ν , que es viscosidad cinemática.

$$Re = \frac{V_o \cdot d_{50}}{\mu}$$

$\Theta_{cr} \geq 0,035$ para $Re \leq 5$ Régimen hidráulico uniforme y/o liso

$0,03 \leq \Theta_{cr} \leq 0,04$ para $Re \leq 70$ Régimen transitorio

$0,04 \leq \Theta_{cr} \leq 0,06$ para $Re \geq 70$ Régimen hidráulico turbulento y/o áspero

Tabla 44: Regímenes del lecho

T(años)	V_o (m/s)	Re	Régimen
2	1,758	39.640	Turbulento
5	1,794	40.459	Turbulento
10	1,815	40.932	Turbulento
20	1,837	41.417	Turbulento
50	1,863	42.007	Turbulento
100	1,879	42.381	Turbulento
200	1,894	42.704	Turbulento
500	1,911	43.088	Turbulento
1.000	1,918	43.239	Turbulento

5.4.7. RUGOSIDAD DEL LECHO

En un río la rugosidad del lecho depende de:

- a) La naturaleza del material del lecho, su distribución y propiedades y su variación espacial en el río.
- b) La profundidad y velocidad del flujo que determinan la naturaleza de las formas del lecho para un material dado.

En la determinación de la pérdida de energía producida por el lecho, intervienen dos factores:

- Efecto del grano
- Efecto de la forma

El primero de ellos, dependiente fundamentalmente del tamaño de árido, es equivalente al que produciría el lecho considerado como plano y sin transporte sólido. A este hay que sumarle el segundo que engloba las turbulencias proporcionadas por el movimiento del árido y la forma adoptada por el fondo, generando una pérdida suplementaria.

Para cauces con material grueso, las formas del lecho son mucho más redondeadas y las pérdidas de energía debida al efecto de la forma, es pequeña comparadas con la debida al grano y las corrientes secundarias. Para estos casos se puede aplicar la fórmula de Manning con valores de rugosidades dados por relaciones como la de Meyer Peter Muller:

$$n = \frac{(d_{90})^{1/6}}{26}$$

O la aplicación de las ecuaciones de Van Rijn, las cuales son:

$$k_t = d_{90} \cdot \alpha$$

Para régimen uniforme y/o laminar

$$k_t = d_{90} \cdot \alpha \cdot \theta$$

Para régimen turbulento

Donde $\alpha = 1$ para piedras y $\alpha = 3$ para material como arena y grava, por lo que es éste último el que corresponde. Además de que Θ es el parámetro de movilidad de la partícula y d_{90} expresada en m.

Tabla 45: Rugosidad del lecho

<i>T(años)</i>	Θ	Kt	
		Manning	Van Rijn
2	1,410	0,092	0,130
5	1,695	0,092	0,157
10	1,886	0,092	0,174
20	2,107	0,092	0,195
50	2,414	0,092	0,223
100	2,635	0,092	0,244
200	2,844	0,092	0,263
500	3,116	0,092	0,288
1.000	3,232	0,092	0,299

5.5. CUANTIFICACIÓN DEL ARRASTRE DE SEDIMENTOS

5.5.1. CAPACIDAD DE TRANSPORTE SÓLIDO

Cuando los caudales sobrepasan el caudal crítico de comienzo de arrastre, las partículas de fondo son transportadas por las aguas y el caudal sólido crece simultáneamente con el líquido, la cuantificación de este proceso requiere del conocimiento de alguna expresión, que proporcione la capacidad de transporte sólido a través de una determinada sección.

Por otro lado, las fórmulas que permiten estimar el transporte de sedimentos producen resultados que representan la capacidad de transporte de un determinado río, pero no su transporte real. Además que el transporte de material sólido no es uniforme a lo largo del año, normalmente se producen grandes aportes de sólidos en coincidencia con los grandes caudales.

En un tramo concreto del río, tendrán lugar simultáneamente entrada y salida del material sólido, la evolución del fondo dependerá del balance de ambas cantidades. Si entra mayor cantidad que la que sale, el tramo se atarrará, y si ocurre lo contrario, se erosionará, no modificándose si ambos son iguales.

Existe una variedad considerable de ecuaciones o fórmulas que permiten cuantificar el transporte de fondo, pero casi todas las fórmulas, esencialmente, pertenecen a alguno de los siguientes grupos:

1. Ecuaciones que consideran una relación de esfuerzos constantes, conocidas como ecuaciones del tipo Du Boys.
2. Ecuaciones que consideran una relación de caudales, conocidas como ecuaciones del tipo Schoklitsch.
3. Ecuaciones basadas en consideraciones estadísticas, del tipo Einstein.
4. Otros.

5.5.2. ECUACIONES QUE CONSIDERAN UNA RELACIÓN DE ESFUERZOS

5.5.2.1. FORMULA DE DU BOYS.

El autor admite que el lecho se mueve en una serie de capas superpuestas de espesor d' , del mismo orden de magnitud que el tamaño de las partículas, por acción del esfuerzo cortante.

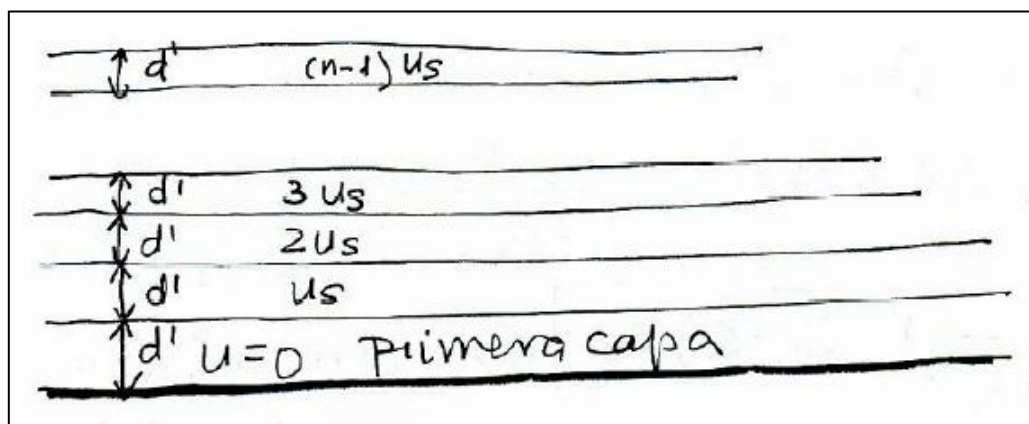


Figura 14: Acción del esfuerzo cortante

Se supone que existen n capas cuya velocidad de avance varía linealmente con iguales incrementos u_s desde la primera que tiene velocidad nula, en la capa más profunda, hasta la velocidad $(n-1) \cdot u_s$ en la capa superior.

Se supone que el esfuerzo cortante $\tau_o = h \cdot j \cdot \gamma$ está equilibrado por la fricción entre partículas de sedimentos que se desplazan en el ambiente del fluido con un coeficiente de fricción C_f ; luego:

$$\tau_o = h \cdot j \cdot \gamma = C_f \cdot (\gamma_s - \gamma) n d'$$

Siendo $(\gamma_s - \gamma) \cdot n \cdot d'$ el peso aparente del sedimento por unidad de área.

La condición de movimiento incipiente, cuando la capa superior apenas resiste el movimiento, corresponde a un valor crítico τ_c para $n=1$

$$\tau_o = h \cdot j \cdot \gamma = C_f \cdot (\gamma_s - \gamma) n d'$$

Sustituyendo la τ_c de la ecuación (2) en la ecuación (1)

$$\tau_o = \tau_c \cdot n \quad \rightarrow \quad n = \frac{\tau_o}{\tau_c}$$

Por otra parte, el transporte en volumen de sedimentos de fondo por unidad de anchura viene dado por:

$$q_s = u_s \cdot (0 + 1 + 2 + 3 + \dots + (n-1)) \cdot d'$$

Luego:

$$q_s = u_s \cdot d' \left(\frac{0 + n - 1}{2} \right) \cdot n = u_s \cdot d' \cdot \frac{(n-1)}{2} \cdot n$$

Introduciendo el valor de $n = \tau_o/\tau_c$ de la ecuación (3) en la ecuación (4') resulta:

$$q_s = \frac{u_s \cdot d'}{2} \cdot \left(\frac{\tau_o}{\tau_c} - 1 \right) \cdot \frac{\tau_o}{\tau_c} = \frac{u_s d'}{2 \cdot \tau_c^2} \cdot \tau_o \cdot (\tau_o - \tau_c)$$

Du Boys consideró

$$\frac{u_s \cdot d'}{2 \cdot \tau_c^2} = X$$

Como un coeficiente característico del material arrastrado. Sus dimensiones son:

$$\frac{LT^{-1} \cdot L}{[MLT^{-2}/L^2]^2} = \left[\frac{L^4}{M^2 \cdot T^{-3}} \right]$$

O bien $\left[\frac{L^6}{F^2 \cdot T} \right]$

Luego, en unidades de volumen ($m^3/(s \cdot m)$):

$$q_s = X \cdot (\tau_0 - \tau_c) \cdot \tau_0$$

En peso de material sólido:

$$g_s = \gamma_s \cdot X \cdot \tau_0 (\tau_0 - \tau_c)$$

Esta última es la ecuación fundamental y simplificada de Du Boys, que será base para el desarrollo de otras. Donde g_s es el caudal sólido en kg/seg/m, además los valores de χ , γ_s y τ_c fueron determinados por Stranp (1935) y representados gráficamente.

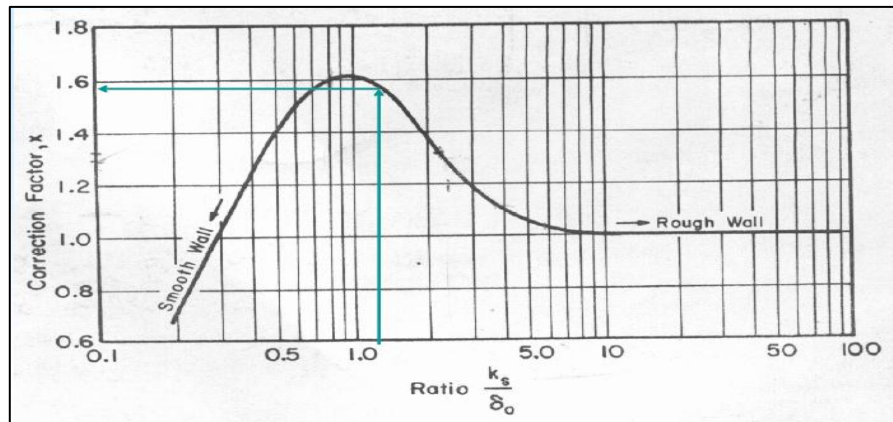


Figura 15: Parámetro de Straub 1

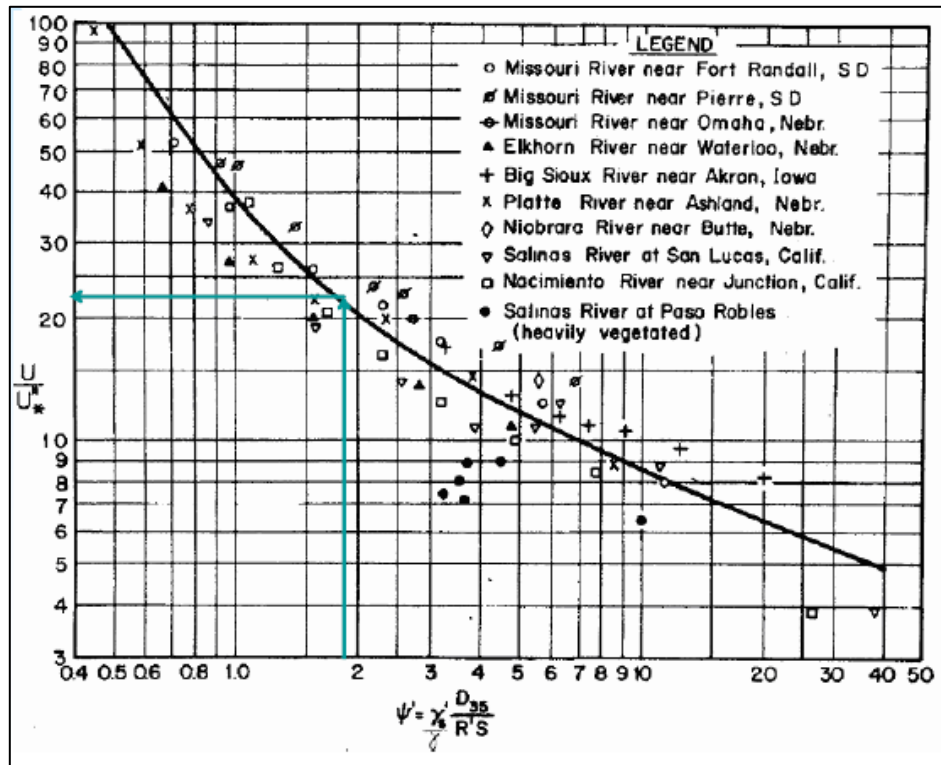


Figura 15: Parámetro de Straub 2

5.5.2.2. FÓRMULA DE BAGNOLD

Bagnold introduce el concepto de energía y relaciona la tasa de transporte de sedimento al trabajo realizado por el flujo, cuyo principio es establecer un equilibrio entre la tensión del corte de lecho ($\tau_{b,c}$) más la componente (τ_g) con la tensión tangencial del lecho (τ_s) que resiste el movimiento de las partículas de carga:

$$\tau_{b,c} + \tau_g = \tau_s$$

La aplicación de la tensión de corte del lecho es la base del movimiento de la capa de carga, y consiste en la dispersión de los granos del lecho y el fluido intergranular.

Donde:

$$\tau_{b,s} = (\rho_s - \rho) \cdot g \cdot V_b \cdot \cos (\tan \phi - \tan \beta)$$

El trabajo (W_t) exigido para el movimiento de las partículas de carga del lecho es igual a:

$$W_t = \tau_{b,c} \cdot u_b$$

Definiendo el volumen de carga como:

$$q_s = V_b \cdot \mu_b$$

También (W_t) es igual a:

$$W_t = W_a \cdot e_b$$

La energía del fluido disponible (W_a) por unidad de área es igual a:

$$W_a = \rho \cdot g \cdot h \cdot I \cdot \bar{u}$$

Finalmente la tasa de transporte volumétrica de fondo q_s en (m³/s), queda igual a:

$$q_s = \frac{e_b \cdot \tau_{b,c} \cdot \bar{u}}{(\gamma_s - \gamma) \cdot \cos \beta \cdot (\tan \phi - \tan \beta)}$$

Donde cada parámetro significa:

e_b : Factor de eficiencia que varía entre 0,1 y 0,2

$\tan \beta$: I: Pendiente o inclinación del cauce.

$\tan \phi$: Coeficiente de fricción dinámico, su valor es 0,6

$\tau_{b,c}$: Tensión de corte del lecho, en N/m²

v : Velocidad media del flujo, en m/s

5.5.2.3. ECUACIÓN DE FRIJLINK

Es aquella ecuación que involucra, en el análisis, parámetros característicos de la partícula como ser la velocidad de tensión y el denominado parámetro de movilidad.

$$q_s = 5 \cdot \mu^{0,5} \cdot \mu_{*,c} \cdot d_{50} \cdot e^{-\frac{0,27}{\mu \cdot \theta}}$$

Donde:

q_s : Arrastre de sedimentos, en $m^3/s \cdot m$.

g : Aceleración de la gravedad, en m/s^2 .

h : Tirante de agua, en m.

I : Pendiente del cauce del río, en m/m.

u : Factor de forma del lecho o factor de eficiencia.

Φ : Parámetro de movilidad de una partícula

d_{50} : Diámetro en la que el 50% son más finas, en m.

$u_{*,c}$: Velocidad de tensión relacionada con la corriente del lecho.

Expresada por:

$$u_{*,c} = (g \cdot h \cdot I)^{0,5}$$

5.5.3. ECUACIONES QUE CONSIDERAN UNA RELACIÓN DE CAUDALES

5.5.3.1. FÓRMULA DE SCHOKLITSCH

Una relación como la de Du Boys, en función del caudal, fue presentada por Schoklitsch en 1930, en la forma:

$$q_s = X^n \cdot S^k \cdot (q - q_c)$$

Ecuación en la cual X y k son coeficientes adimensionales, además q y q_c es el caudal líquido unitario y caudal unitario crítico respectivamente para el cual el sedimento comienza a desplazarse. Para la determinación de q es que se asumió q_s nulo lo que permitió determinar el valor crítico del caudal q , por tanto se tiene.

$$q_c = \frac{0,26 \cdot (\gamma_s + \gamma)^{5/3} \cdot d_{40}^{3/2}}{S^{7/6} \gamma^{5/3}}$$

Ecuación en la cual q_c es el caudal unitario crítico ($m^3/s/m$), d_{40} (m), γ_s es el peso específico del sedimento en (kg/m^3) y γ del agua.

La Ecuación (ref. Formula de Schoklitsch) también fue presentada en el sistema métrico, de modo que:

$$g_s = \frac{7000}{d^{1/2}} \cdot S^{3/2} \cdot (q - q_c)$$

5.5.3.2. FÓRMULA DE MEYER PETER Y MULLER

En el laboratorio de Hidráulica de Zurich, Laboratorio “Eidgenössische Hochschule” (ETH), Suiza los prof. Meyer – Peter y Müller (1949) desarrollaron estudios para determinar el arrastre de material de fondo. El análisis de los experimentos realizados en un laboratorio de la ciudad permitió establecer la relación empírica.

$$\frac{0,4 \cdot g_s^{2/3}}{d} = \frac{(\gamma \cdot q)^{2/3} \cdot S}{d} - 17$$

Donde $(\gamma \cdot q)$ es peso del fluido transportado por unidad de tiempo y de anchura en $Kg/s/m$; g_s es el caudal sólido en $Kg/s/m$ y d es diámetro uniforme de las partículas de fondo expresado en m.

Se observa claramente que la condición para la cual se inicia el movimiento de las partículas, es decir para $g_s = 0$, verifica que:

$$\frac{(\gamma \cdot q)^{2/3} \cdot S}{d} = 17$$

Cuando Meyer – Peter y Müller quisieron incluir en sus experimentos, sedimentos con distribución granulométrica no uniforme encontraron que, no se podía encontrar un diámetro representativo de la muestra, por lo que propusieron una relación que permitía emplear el diámetro medio d_m , dicha relación obtenida es:

$$\left(\frac{k}{k'}\right)^{3/2} \gamma \cdot R \cdot S = 0,047 \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot d_m + 0,25 \cdot \rho^{1/3} \cdot g_s^{2/3} \cdot \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s}\right)^{2/3}$$

Desplegando g_s , se tiene:

$$g_s = \left(\frac{\left(\frac{k}{k'}\right)^{3/2} \gamma \cdot R \cdot S - 0,047 \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot d_{50}}{0,25 \cdot \rho^{1/3} \cdot \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s}\right)^{2/3}} \right)^{3/2}$$

Donde:

$K = 1/n$, siendo “n” el coeficiente de rugosidad de Manning.

$k' = \frac{26}{d_{90}^{1/6}}$ Factor de resistencia, en $m^{1/3}/s$.

R = radio hidráulico, que cuando la base del lecho es grande es igual “h” porque la resistencia de los lados es despreciable, en m.

S = pendiente de la línea de emergencia, se considera como la pendiente del lecho.

γ_s = peso específico del agua, en Kg/m^3 .

dm = diámetro medio, en m.

ρ = Densidad del agua $\rho = \frac{\gamma}{g}$

5.5.3.3. ECUACIONES BASADAS EN CONSIDERACIONES ESTADÍSTICAS

En este tipo de ecuaciones se emplean conceptos estadísticos que permiten establecer las hipótesis principales:

- Se afirma que la partícula se mueve si la sustentación instantánea es mayor que el peso sumergido de la partícula.
- Se señala que una vez que la partícula está en movimiento, existe la misma probabilidad de que ella se deposite en cualquier punto. Cada partícula se desplaza en saltos de longitud aproximadamente igual a $100d$.

5.5.3.4. FÓRMULA DE EINSTEIN

El trabajo fundamental realizado por Einstein, en 1950, dio lugar al procedimiento para estimar el arrastre de sedimentos, quizá el más ampliamente estudiado y empleado en la actualidad.

El número N_1 de partículas que según Einstein se depositan por unidad de área y de tiempo puede expresarse por:

$$N_1 = \frac{g_s \cdot i_s}{(A_L \cdot d) \cdot (\gamma_s \cdot A_2 \cdot d^3)} = \frac{g_s \cdot i_s}{A_2 \cdot A_L \cdot \gamma_s \cdot d^4}$$

Donde g_s es el caudal en peso del sedimento que se desplaza por el fondo por unidad de anchura, ei_s es la fracción de g_s correspondiente a un diámetro o a un rango de diámetros determinados. Las partículas de diámetro d realizan saltos de longitud $100d$, o en forma más general, de longitud $A_L d$. El coeficiente A_2 multiplicado por d^3 indica al volumen de la partícula de sedimentos.

La tasa a la cual es erosionado el fondo del canal, por unidad de tiempo, es proporcional al número de partículas expuestas en el fondo por unidad de área, multiplicado por la probabilidad p_s que tiene una partícula de ser arrastrada por el

flujo. Si i_s' es la fracción de las partículas del fondo de un tamaño dado, entonces el número de partículas por unidad de área en el fondo es $i_s'/A_1 d^2$ donde $A_1 d^2$ es el área expuesta de cada partícula. El número de partículas arrancadas del fondo y arrastrada por el flujo por unidad de área y de tiempo es:

$$N_2 = \frac{i_s' \cdot P_s}{A_1 \cdot d^2} = \frac{i_s' \cdot P}{A_1 \cdot d^2 \cdot t_1}$$

Donde la probabilidad por unidad de tiempo p_s ha sustituido por la probabilidad absoluta

$p = p_s \cdot t_1$ tal que t_1 sea el tiempo necesario para remplazar una partícula del fondo por otra similar.

No existe un método que permita determinar experimentalmente el tiempo t_1 pero la experiencia indica que es un parámetro característico de la partícula. Einstein hizo la hipótesis que t_1 es proporcional al tiempo necesario para que la partícula descienda en el fluido una distancia igual a su propio tamaño, así:

$$t_1 = A'_3 \cdot \frac{d}{w}$$

A la ecuación anterior remplazando la velocidad de caída W por su expresión:

$$w = \sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{g \cdot d}{C_D}}$$

Se tiene que:

$$t_1 = A_3 \cdot \sqrt{\frac{d \cdot \rho}{(\rho_s - \rho)}}$$

Ecuación en la cual $A_3 = A'_3 \cdot (3 \cdot C_D/4)^{1/2}$. Luego haciendo $N_1 = N_2$, condición necesaria si el flujo de sedimentos es permanente, se tiene:

$$\frac{g_s \cdot i_s}{A_2 \cdot A_L \cdot g \cdot \rho_s \cdot d^4} = \frac{i'_s \cdot P}{A_3 \cdot A_1 \cdot d^2} \cdot \sqrt{\frac{(\rho_s/\rho - 1) \cdot g}{d}}$$

La probabilidad p de que una partícula sea erodada, es decir arrancada del fondo, se define como la fracción del tiempo total durante el cual, en cualquier punto, las condiciones locales del flujo originan una fuerza de sustentación sobre la partícula, de suficiente intensidad como para removerla de su sitio. Si todos los puntos del fondo se consideran estadísticamente equivalentes, también puede interpretarse que p es la fracción del área del fondo en la cual, para un tiempo dado, la sustentación ejercida sobre una partícula de diámetro d es suficiente para causar su movimiento. Esta última interpretación puede ser empleada para calcular la distancia $A_L d$ de viaje de una partícula entre dos posiciones consecutivas de reposo. Ya se mencionó que A_L es próximo a 100, pero se requiere que p sea pequeña para que la deposición de la partícula sea posible en cualquier lugar; si p es grande, la deposición no puede ocurrir en la parte del fondo (p) en donde las fuerzas de sustentación exceden al peso sumergido de la partícula. Hallando el promedio de las distancias de viaje de las partículas individuales hasta que ellas alcancen la condición de reposo, se puede determinar $A_L d$ como sigue:

Después de viajar una distancia λd se depositan $(1-p)$ partículas.

Después de viajar una distancia no se λd depositan p partículas.

De ellas después de viajar una distancia $2\lambda d$ se depositan $p(1-p)$ partículas, después de viajar una distancia $2\lambda d$ no se depositan p^2 .

De ellas, después de viajar una distancia $3\lambda d$ se depositan $p^2(1-p)$ partículas y así sucesivamente.

La distancia total promedio $A_L d$ recorrida por las partículas se obtiene por adición, así:

$$A_L d = \sum_{n=0}^{\infty} (1-p) \cdot p^n \cdot (n+1) \cdot \lambda d = \frac{\lambda d}{1-p}$$

Sustituyendo la ecuación anterior en esta última, se obtiene:

$$\frac{g_s \cdot i_s \cdot (1-p)}{A_2 \cdot g \cdot \rho_s \cdot \lambda \cdot d^4} = \frac{i'_s \cdot p}{A_3 \cdot A_1 \cdot d^2} \cdot \sqrt{\frac{(\rho_s/\rho - 1) \cdot g}{d}}$$

La misma ecuación se puede escribir de la siguiente manera:

$$\frac{p}{1-p} = \left(\frac{A_1 \cdot A_3}{A_2 \cdot \lambda} \right) \cdot \left(\frac{i_s}{i'_s} \right) \cdot \left(\frac{g_s}{g \cdot \rho_s} \cdot \left(\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{1}{g \cdot d^3} \right)^{1/2} \right)$$

O también:

$$\frac{p}{1-p} = A_* \cdot \left(\frac{i_s}{i'_s} \right) \cdot \phi$$

Donde:

$$A_* = \left(\frac{A_1 \cdot A_3}{A_2 \cdot \lambda} \right)$$

$$\phi = \left(\frac{g_s}{g \cdot \rho_s} \cdot \left(\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{1}{g \cdot d^3} \right)^{1/2} \right)$$

Además si $\phi \cdot (i_s/i'_s) = \phi_*$, entonces:

$$\frac{p}{1-p} = A_* \cdot \phi_*$$

El parámetro adimensional ϕ es una función de transporte de sedimentos y se lo puede denominar intensidad de transporte. La función ϕ es independiente de la escala y por consiguiente dos flujos con transporte de sedimentos a los que corresponde el mismo valor de ϕ son dinámicamente similares.

La probabilidad p debe ser expresada como función de las características del flujo. La probabilidad p representa, como se ha mencionado anteriormente, la

posibilidad de que la fuerza de sustentación dinámica sea mayor que el peso sumergido. El peso sumergido es:

$$p' = g \cdot (\rho_s - \rho) \cdot A_2 \cdot d$$

Y la fuerza de sustentación dinámica puede expresarse por:

$$L = C_L \cdot \rho \cdot \frac{v^2}{2} \cdot A_1 \cdot d^2 (1 - \eta)$$

Donde C_L es el coeficiente de sustentación igual a 0,178 cuando la velocidad v en el flujo se mide a $0,35d$ del fondo teórico de las partículas uniformes; η es un parámetro resultante del fenómeno turbulento variable con el tiempo.

La distribución de velocidades empleada por Einstein corresponde a una superposición de las distribuciones de Keulegan para contornos lisos y contornos rugosos y está dado por la expresión.

$$\frac{v}{v'_*} = 5,75 \cdot \log \left(30,2 \cdot \frac{y}{\Delta} \right)$$

Donde y es la posición del punto considerado, medida desde el fondo, y , $\Delta = Ks/X$ donde Ks es la altura de las rugosidades que Einstein tomó igual a d_{65} y X es un factor de corrección por la velocidad v . La integración de la anterior ecuación da como resultante:

$$\frac{v}{v'_*} = 5,75 \cdot \log \left(12,2 \cdot \frac{r'}{d_{65}} \cdot X \right)$$

La velocidad v se mide a $0,35 X'$ donde:

$$X' = 0,77 \Delta \quad \text{si} \quad \Delta/\delta' > 1,80$$

$$X' = 1,39 \delta' \quad \text{si} \quad \Delta/\delta' > 1,80$$

Substituyendo $y = 0,35 X'$, se obtiene que:

$$L = \frac{0,178}{2} A_1 \cdot \rho \cdot d^2 \cdot r' \cdot g \cdot S \cdot 5,75^2 \cdot \left(\log \left(10,6 \frac{X'}{\Delta} \right) \right)^2 \cdot (1 - \eta)$$

$$\text{Donde } g \cdot r' \cdot S = (v'_*)^2$$

Expresando p como la probabilidad de que p'/L sea menor que la unidad, podemos escribir:

$$1 > \frac{p'}{L} = \left(\frac{1}{1 - \eta} \right) \cdot \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \cdot \frac{d}{r' \cdot S} \right) \cdot \left(\frac{2A_2}{0,178A_1 \cdot 5,75^2} \right) \cdot \left(\frac{1}{\log \left(10,6 \frac{X'}{\Delta} \right)} \right)$$

El segundo término del miembro de la derecha fue designado ψ , el tercer miembro es sustituido por B y el cuarto por $1/B_2^x$ entonces se tiene que:

$$1 > \frac{1}{1 - \eta} \cdot \psi \cdot \frac{\beta^2}{\beta_x^2}$$

Se introducen dos factores de corrección Y , ξ ; el primero toma en cuenta el efecto del cambio de sustentación en mezclas con diversas condiciones de rugosidad y es función de Kg/δ' y el segundo toma en cuenta el efecto viscoso sobre las partículas más pequeñas, pre permanecen protegidas por las mayores o quedan inmersas en el interior de la subcapa límite laminar, y es función de d/X' . Estos factores están dados en las Figuras 16 y 17 respectivamente. La ecuación se generaliza y se escribe:

$$|1 + \eta| > \xi \cdot Y \cdot B' \cdot \frac{\beta^2}{\beta_x^2} \cdot \psi$$

Donde $B' = B/\beta^2$ en la cual $\beta = \log 10,6$. Si se considera que el material sólido es de diámetro uniforme se tiene que $\beta^2/\beta_x^2 = Y = \xi = 1$ y por lo tanto $\psi = \psi \cdot \xi \cdot Y \cdot \beta^2/\beta_x^2$.

La inecuación anterior se puede escribir elevando al cuadrado y dividiendo por η^0 que es la desviación estándar de η . Haciendo $\eta = \eta^0 \cdot \eta_*$ se tiene:

$$\left(\frac{1}{\eta_0} + \eta_*\right)^2 > \xi^2 \cdot Y^2 \cdot B_*^2 \cdot \left(\frac{\beta^2}{\beta_x^2}\right)^2 \cdot \psi^2 = B_*^2 \cdot \psi_*^2$$

Donde:

$$B_* = B'/\eta_0, \text{ y } \psi_*^2 = \xi \cdot Y \cdot B_*^2 \cdot \left(\frac{\beta^2}{\beta_x^2}\right) \cdot \psi$$

La condición límite para la iniciación del movimiento se obtiene cuando:

$$\left(\frac{1}{\eta_0} + \eta_*\right)^2 = (B \cdot \psi_*)^2$$

Es decir:

$$(\eta_*)_{\text{lim}} = \pm B_* \cdot \psi_* - \frac{1}{\eta_0}$$

La probabilidad para los valores de η_* está distribuida de acuerdo con la ley del error normal, así la probabilidad p es:

$$p = 1 - \frac{1}{\pi^{1/2}} \cdot \int_{B_* \cdot \psi_* - (1/\eta_0)}^{B_* \cdot \psi_* + (1/\eta_0)} e^{-t^2} dt$$

Donde t es solamente una variable de integración, pero según la ecuación del parámetro adimensional ϕ , que está en función del transporte de sedimentos, la probabilidad está dado por:

$$p = \frac{A_* \phi(i_s/i'_s)}{1 - A_* \phi(i_s/i'_s)} = \frac{A_* \phi_*}{1 - A_* \phi_*}$$

Donde η_0, A_*, B_* son constantes universales su solución puede graficarse mediante una curva simple que relaciona ϕ_* con ψ_* ya que, en resumen se puede escribir:

$$\phi_* = f(\psi_*)$$

1. Procedimiento de cálculo

El procedimiento de cálculo para determinar el transporte de material de fondo siguiendo el método de Einstein se puede desarrollar cubriendo los siguientes pasos:

1. Dado el radio hidráulico r , se supone un valor de r' .
2. Se determina $v'_* = \sqrt{g \cdot r' \cdot S}$ y se obtiene $\delta' = 11,6 \cdot v/v'_*$.
3. Con d_{65}/δ' se establece X en la Figura 17 y se determina v empleando la siguiente ecuación:

$$\frac{v}{v'_*} = 5,75 \cdot \log \left(12,2 \cdot \frac{r'}{d_{65}} \cdot X \right)$$

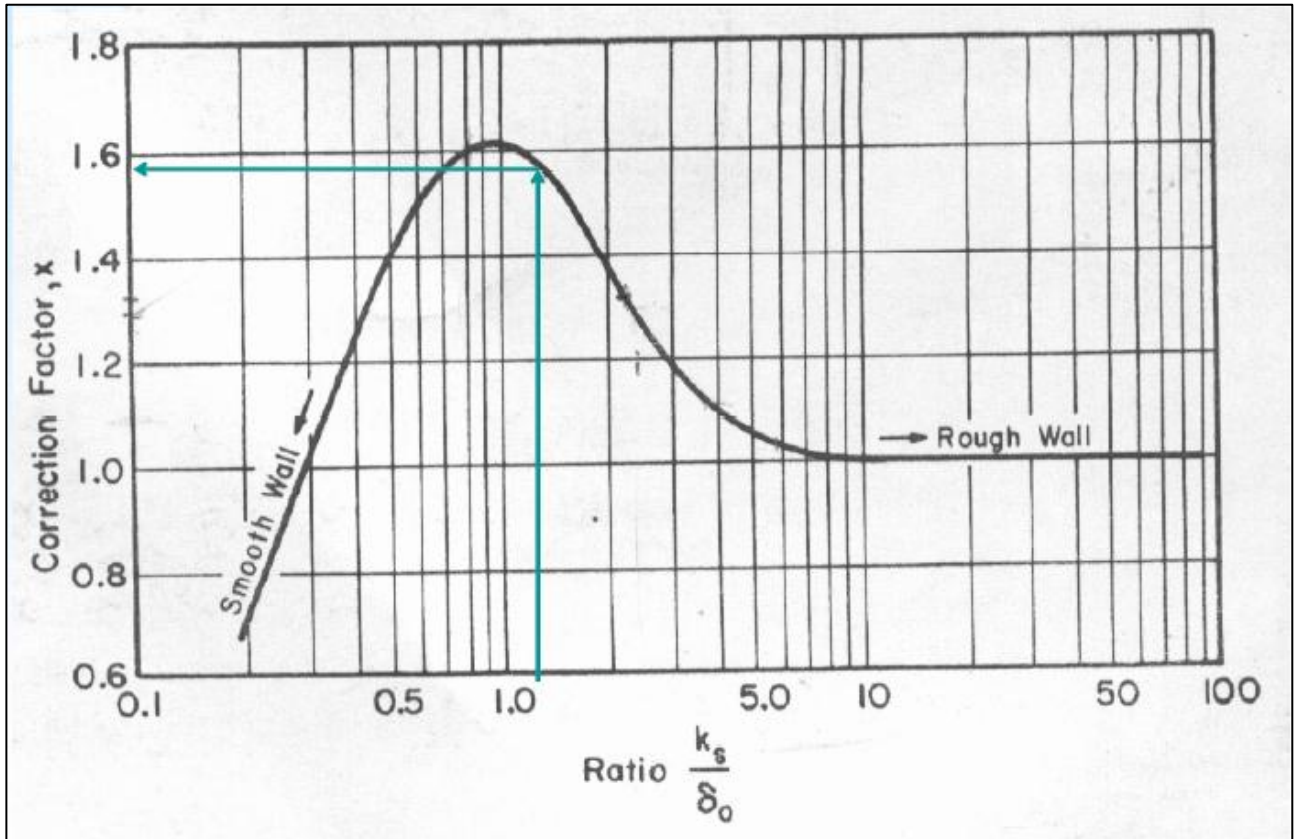


Figura 17: Gráfico logarítmico de Einstein y Barbosa

4. Se halla ψ' con $\psi' = \frac{(y_s - \gamma)}{\gamma} \cdot \frac{d_{35}}{r' \cdot S}$ y se obtiene v/v'_* en la Figura 18.

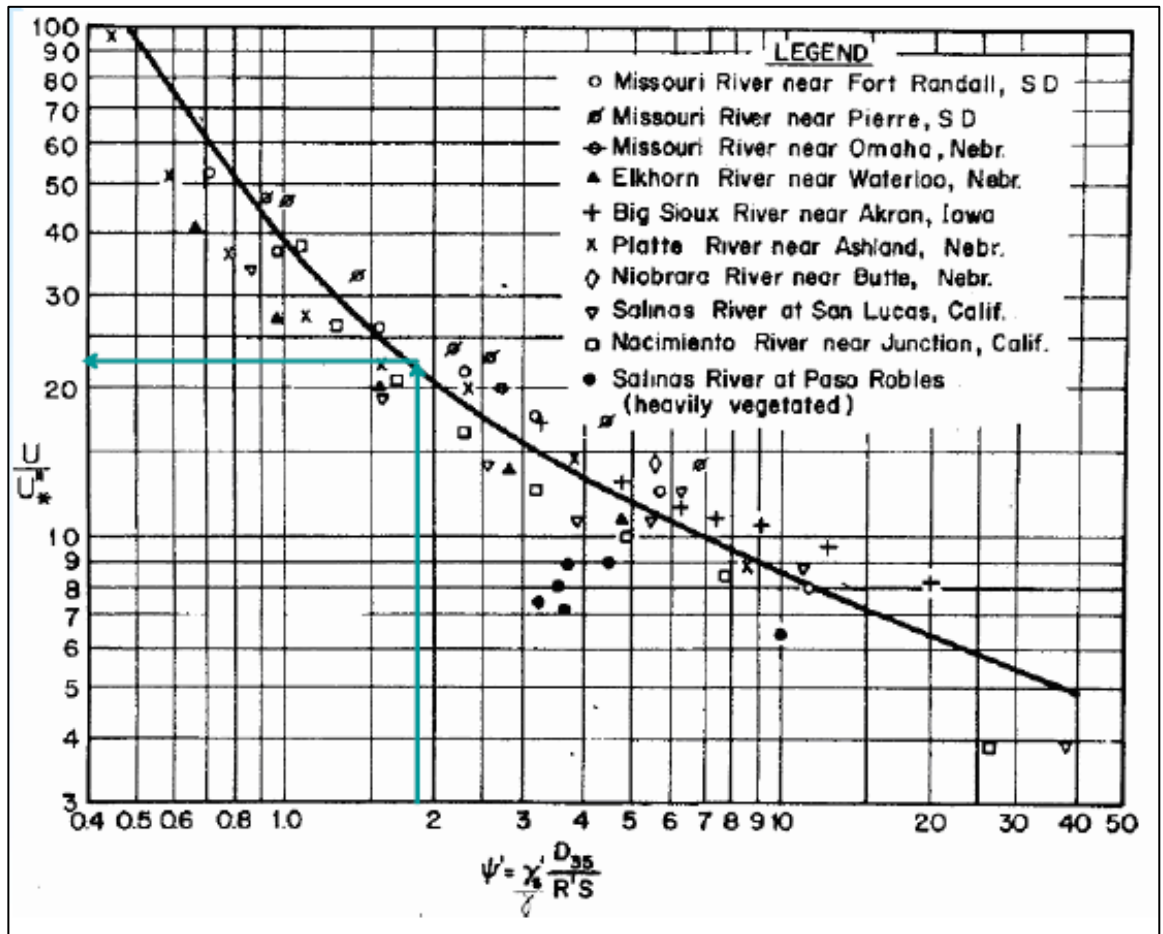


Figura 18: Resistencia de las formas de fondo según Einstein y Barbosa

- De $v_*'' = \sqrt{g \cdot r'' \cdot S}$ se obtiene r'' .
- Si $r' + r''$ difiere de r , se repite el proceso de 1 a 5 tantas veces sean necesarias hasta que $r' + r'' = r$.
- Con d_{65}/δ' se obtiene Y , de la Figura 19 y con d/X' se obtiene ξ en la Figura 20. El diámetro d corresponde al diámetro medio. X' , se obtiene con:

$$X' = 0,77\Delta \quad \text{si} \quad \Delta/\delta' > 1,80, \quad X' = 1,39 \delta' \quad \text{si} \quad \Delta/\delta' < 1,80$$

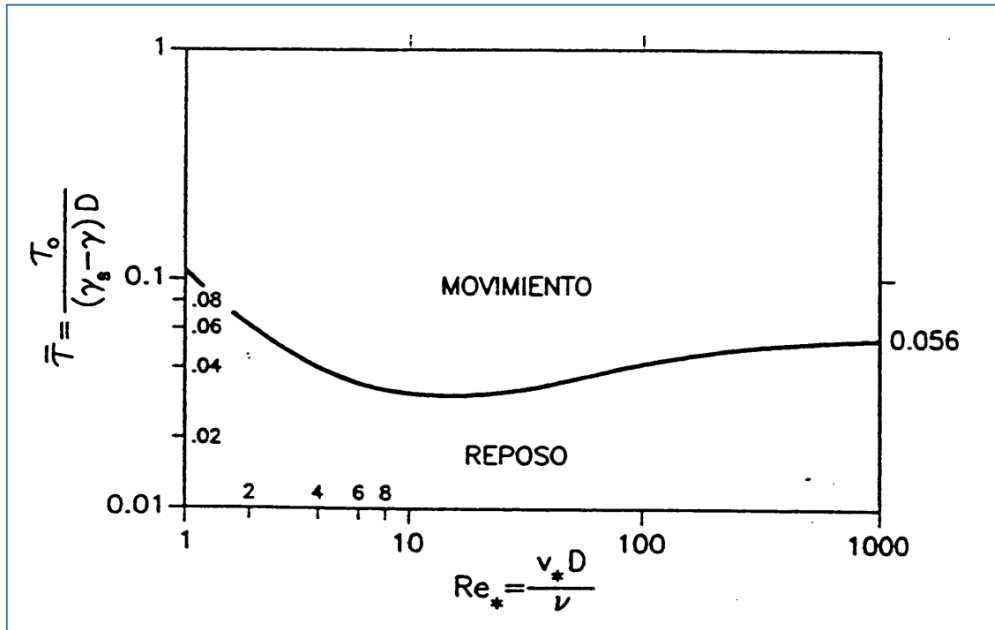


Figura 19: Factor de corrección "Y"

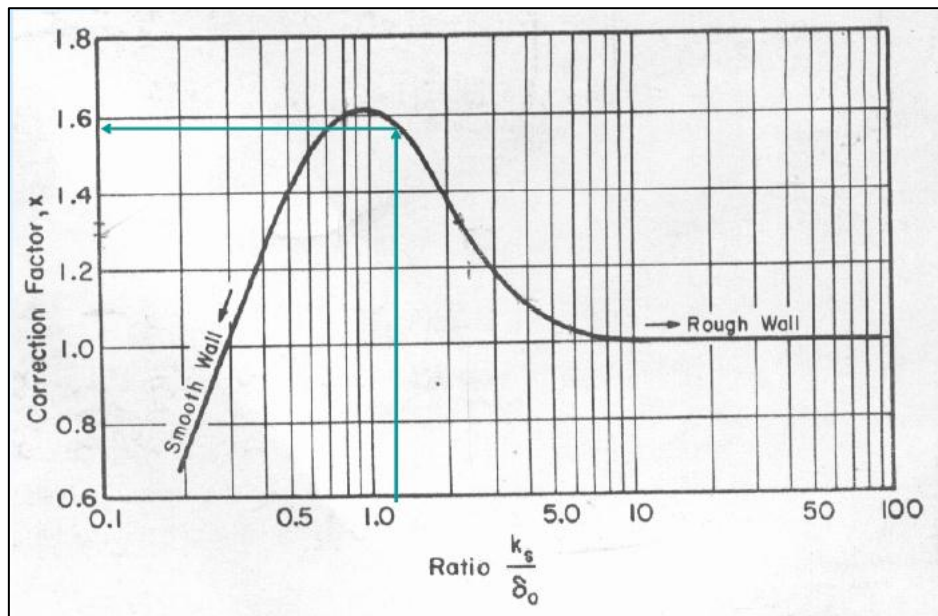


Figura 20: Factor de corrección δ'

8. Se obtiene β_x y β de las relaciones:

$$\beta_x = \log(10,6 \cdot X'/\Delta) \text{ y } \beta = 10,6$$

9. Se determina $\psi = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \cdot \frac{d}{r \cdot S}$ con el diámetro d , para el cual se quiere establecer el transporte y se halla $\psi_* = \xi \cdot Y \cdot (\beta^2 / \beta_x^2) \cdot \psi$.

10. De la Figura 21, se determina ϕ_* .

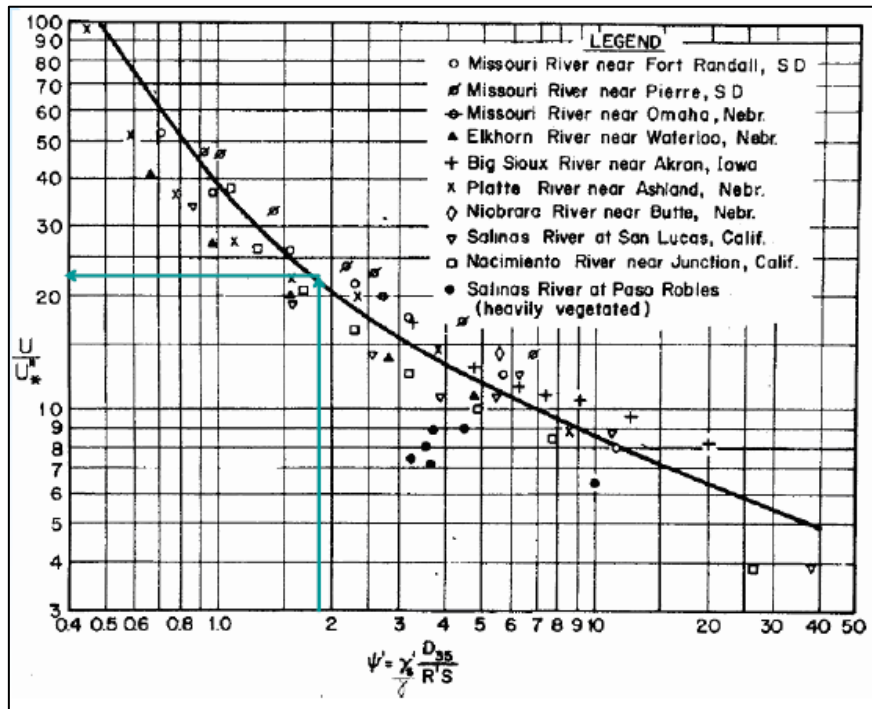


Figura 21: Funciones ϕ_* y ψ_* de Einstein

Con la siguiente ecuación se determina el caudal en peso de sedimento, que se desplaza por el fondo por unidad de anchura, donde i_s , es la fracción correspondiente a un diámetro o a un rango determinado.

$$g_s i_s = \phi_* \cdot i_s \cdot \gamma_s \cdot \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{0,5} \cdot (g \cdot d^3)^{0,5}$$

Se repite el proceso de 7 a 11 para todas las clases de partículas en las cuales se ha dividido la muestra del material del lecho y se halla $\sum g_s i_s$, para todas las fracciones de partículas en el fondo.

Cuando el sedimento de fondo tiene poca dispersión, tal es el caso nuestro, el transporte total de la mezcla puede determinarse directamente empleando d_{35} como el diámetro efectivo, haciendo $i_s = i's = I$. El aporte más significativo de Einstein es que en su procedimiento no interviene un valor crítico del esfuerzo cortante.

5.5.4. OTRAS ECUACIONES

5.5.4.1. ECUACIÓN DE ACKERS – WHITE

Ackers – White (1973), encontraron una relación que permite estimar el sedimento total donde relaciona la concentración media C_s , de la carda del lecho del material como una función de un factor de movimiento Fg :

$$C_s = 1000 \cdot c \cdot s \cdot \left(\frac{d_{35}}{r}\right) \cdot \left(\frac{V}{V_*}\right)^n \cdot \left(\frac{Fg}{A} - 1\right)^m$$

Siendo C_s , la concentración media en Kg/m^3 y n , c , A y m coeficientes empíricos.

El factor de movimiento Fg , esta dado por:

$$Fg = \left(\frac{V_*^n}{g \cdot d_{35} \cdot \sqrt{s-1}}\right) \cdot \left(\frac{V}{\sqrt{32} \cdot \log \cdot 10 \cdot \left(\frac{r}{d_{35}}\right)}\right)^{(1-n)}$$

Ackers – White expresan el tamaño de los sedimentos por las dimensiones de los diámetros de las partículas como dg :

$$dg = d_{35} \cdot \left(\frac{g \cdot (s-1)}{v^2}\right)^{1/3}$$

En las fórmulas:

$$s = \text{Gravedad específica, } s = \gamma_s / \gamma$$

$$V = \text{Velocidad media del flujo en m/s}$$

$$V^* = \text{Velocidad de fricción, en m/s, } V^* = (g \cdot \ln \cdot S)^{0,5}$$

$$\nu = \text{Viscosidad cinemática del agua, en m}^2/\text{s.}$$

$$D_{35} = \text{expresado en m}$$

Además que, g_s (caudal sólido en Kg/s.m) se expresa por:

$$g_s = V \cdot C_s \cdot r$$

Para la obtención de los coeficientes n , c , A y m , previamente se determina el factor dg , para posteriormente utilizar la tabla 46.

Tabla 46: Valores de los coeficientes

<i>Coeficiente</i>	<i>dg > 60</i>	<i>1 < dg < 60</i>
c	0,025	$\text{Log } c = 2,86 \cdot \log dg - (\log dg)^2 - 3,53$
n	0	$n = 1 - 0,56 \cdot \log dg$
A	0,17	$A = 0,23 / (dg)^{0,5} + 0,14$
m	1,5	$M = (9,66 / dg) + 1,34$

5.5.4.2. FÓRMULA DE ENGELUND

El procedimiento de Engelund (1966), basados en principios de similitud, le permitió determinar la resistencia asociada con las formas de fondo, fue reanalizado y ampliado por Engelund y Hansen donde obtuvieron una relación experimental presentada en 1967, que permite estimar el sedimento total y está definida por:

$$g_s = 0,05 \cdot \gamma_s \cdot V^2 \cdot \sqrt{\left(\frac{d_{50}}{g \cdot \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right)}\right)} \cdot \left(\frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d_{50}}\right)^{3/2}$$

Donde:

g_s = Transporte total de sedimentos en peso por unidad de ancho y tiempo, (k/m/s).

g = Aceleración de la gravedad, (m/s²)

S = pendiente del río, (m/m)

Yn = Profundidad del río, se considera $Yn \equiv r$, para ríos anchos, (m).

d_{50} = Diámetro medio, (m)

γ_s = Peso específico del sedimento, (k/m³)

γ = Peso específico del agua, (k/m³)

t_o = esfuerzo cortante, $t_o = \gamma \cdot r \cdot S$, (k/m²)

V = Velocidad del cauce, (m/s).

5.5.4.3. FÓRMULA DE DJOROVIC

Este modelo es aplicable a cuencas con comportamiento torrencial, y es el resultado de un complejo análisis hidráulico e hidrológico y viene definido por la ecuación.

$$W = T \cdot h \cdot \pi \cdot Z^{3/2} \cdot F$$

Donde:

W = Caudal sólido en m³/año

T = Factor de temperatura

h = Precipitación media anual en mm

F = Superficie de la cuenca en Km²

Z = Coeficiente de erosión que varía de 0,01 a 1,5

El factor de temperatura viene dado por:

$$T = \left[\left(\frac{t_0}{10} \right) + 0,10 \right]^{1/2}$$

Siendo t_0 , la temperatura media anual.

El coeficiente de erosión de (Z), refleja la extensión y la intensidad del fenómeno erosivo de una cuenca, valorando también la influencia de los factores de suelo, vegetación y relieve, se lo estima de la siguiente manera:

$$Z = X \cdot Y \cdot (J + P^{1/2})$$

Donde:

X = Coeficiente adimensional que cuantifica el estado de la cubierta vegetal y las prácticas de conservación de suelos. Varía de 0,05 para bosques o cubiertas vegetales – buenas, a 1,00 para suelos desnudos sin labrar.

Y = Coeficiente adimensional de erosionabilidad del suelo. Varía de 0,05 para suelos con estructura poco erosionable, a 2,00 para suelos sueltos.

J = Coeficiente adimensional que cuantifica el estado erosivo de la cuenca. Varía de 0,02 para cuencas con erosiones máximas, a 0,1 para cuencas que en su totalidad se encuentran bajo un proceso erosivo profundo.

P = Pendiente media de la cuenca como factor representativo del relieve, en %.

El valor de X , es propuesto en función de la tabla que muestran diferentes valores para distintas características de usos de suelos.

Tabla 47: Valores de “X”

Descripción	Coefficiente X
Selva montaña	0,05
Bosque de transición	0,15
Chaco serrano	0,20
Bosque Montaño	0,40
Pastizal serrano	0,50
Prepula	0,60
Puna	0,80
Alto andino	0,90
Ripario	1,00
Cultivo	0,65
Medanos	1,00
Suelo desnudo	1,00
Ciudades	0,70

5.5.5. COMPARACIÓN DE MÉTODOS

Desarrolladas las fórmulas citadas, se obtiene el aporte específico de sedimentos de fondo Q_s ($m^3/km^2/año$) para cada período de retorno.

Efectivamente la variación de estos resultados es alta debido a que cada autor introduce e interpreta diferentes coeficientes desde un punto de vista individual.

A continuación se muestra un resumen de resultados, y como se puede observar los métodos que dan resultados más coherentes y parecidos respecto al de Djorovic son: el método de Meyer – Peter y Muller y la fórmula de Eistein, razón por la cual se tomará como un valor final, el promedio de estos.

Todos los cálculos realizados, según lo diferentes métodos se muestran en los Anexos 29 al 34.

Tabla 48: Aporte específico de Sedimentos

T	Ecuaciones con Esfuerzos Cortantes			Ecuaciones con Relación de caudales		Ecuación Consideración Estadística	Otros		
	Du Boys	Bagnold	Frijlink	Schoklitsch	M - P y Muller	Einstein	Ackers - White	Engelund	Djorovic
(años)	qs (m ³ /s*m)	qs (m ³ /s*m)	qs (m ³ /s*m)	qs (m ³ /s*m)	qs (m ³ /s*m)	qs (m ³ /s*m)	qs (m ³ /s*m)	qs (m ³ /s*m)	Qs (m ³ /año)
2	0,002	0,041	0,006	0,382	0,039	0,042	0,090	0,001	711,106
5	0,003	0,070	0,008	0,566	0,057	0,062	0,136	0,003	
10	0,003	0,110	0,012	0,803	0,080	0,078	0,195	0,008	
20	0,004	0,185	0,018	1,214	0,117	0,111	0,298	0,019	
50	0,005	0,252	0,022	1,563	0,148	0,134	0,386	0,033	
100	0,006	0,327	0,028	1,946	0,182	0,175	0,483	0,051	
200	0,007	0,412	0,033	2,365	0,217	0,170	0,590	0,077	
500	0,007	0,531	0,041	2,943	0,266	0,220	0,738	0,120	
1000	0,008	0,630	0,047	3,411	0,305	0,219	0,858	0,161	

Tabla 49: Valor Final del Aporte específico de Sedimentos

T (años)	Método		
	Meyer - Peter y Muller	Einstein	Promedio
2	0,039	0,042	0,041
5	0,057	0,062	0,060
10	0,080	0,078	0,079
20	0,117	0,111	0,114
50	0,148	0,134	0,141
100	0,182	0,175	0,179
200	0,217	0,170	0,194
500	0,266	0,220	0,243
1000	0,305	0,219	0,262

5.5.6. APOORTE ESPECÍFICO DE SEDIMENTOS

Las fórmulas que permiten estimar el transporte de material sólido producen resultados que representan la capacidad de transporte de un determinado río, pero no

su transporte real. Para que el transporte real coincida con la capacidad de transporte calculada, es necesario que el material suelto esté disponible en el fondo del río.

Por lo dicho se plantean las siguientes consideraciones:

1. **Período de Retorno:** Los caudales que se manifiestan con mayor frecuencia, son los que se presentan con períodos de retorno de hasta 25 años, por lo que, el valor con el que se estimarán los sedimentos será $T = 10$ años.
2. **Área de la cuenca:** 19,42 km².
3. **Ancho del Río:** Es de aproximadamente 13,87 m, valor promedio de las 6 secciones realizadas.
4. **Duración de la Crecida:** Se asume una duración igual a la duración del tiempo base del Hidrograma. Valor que es de 2,842 horas.
5. **Meses de lluvia:** Se toma en cuenta que el acarreo de fondo se produce en los meses más calculados que son Enero, Febrero y Marzo, o sea 3 meses/año.
6. **Número de días que llueve:** De acuerdo a los registros presentados por el SENAMHI, el número máximo de días que llueve en la zona, durante los meses lluviosos, en los que se pueden producir dichos caudales, es de 4 a 7 días/mes. Por lo que se tomará como valor promedio el de 5 días/mes.

A continuación se presenta en la Tabla 50, el volumen anual de sedimentos por unidad de área.

Tabla 50: Volumen anual de Sedimentos

T (años)	qs (m ³ /s*m)	Qs (m ³ /s*m)
2	0,041	456,910
5	0,060	668,329
10	0,079	888,074
20	0,114	1.284,601
50	0,141	1.586,745
100	0,179	2.006,775
200	0,194	2.177,201
500	0,243	2.731,986
1000	0,262	2.945,288

Por lo tanto, el caudal sólido anual de la cuenca por unidad de área, es 888,074 m³/km²/año.

5.6. ECUACIÓN A CALIBRAR

5.6.1. FUNDAMENTACIÓN

En la actualidad en nuestro medio, no existe ningún dispositivo práctico para la medición de la carga del lecho que sea efectivo. Stevens estimó la carga del lecho de la corriente como el 15% del azolve en suspensión. Otros investigadores como Einstein, Meyer-Peter y Muller (analizados en este estudio) han presentado ecuaciones para el cálculo del movimiento de la carga del lecho con base en la distribución del tamaño del material del lecho y de los valores de gasto del escurrimiento.

La relación entre el azolve total acarreado Q_s y el escurrimiento fluvial Q , con frecuencia se presenta en papel logarítmico que puede expresarse con una ecuación de la forma:

$$Q_s = a \cdot Q^b$$

En donde b varía comúnmente entre 2 y 3 y a , el punto donde Q vale uno, que generalmente es bastante pequeña. Una curva que corresponde al tipo de la siguiente ecuación anterior, representada en papel logarítmico puede usarse para calcular el acarreo total de *azolve*. La curva de aplicación de sedimentos o azolves, es mucho menos precisa que la curva correspondiente de gastos del escurrimiento fluvial. Los ritmos de erosión varían de *tormenta a tormenta* con las variaciones en la intensidad de la lluvia, condición del suelo y desarrollo vegetal. Así el sedimento erosionado de una cuenca durante una tormenta puede depositarse en el cauce de la corriente para permanecer hasta otra tormenta superior que lo desvale hacia aguas abajo.

Porciones del área drenada pueden ser más susceptibles a la erosión que otras y cargas de azolves o sedimentos más altos pueden esperar cuando los centros de las tormentas caigan sobre tales áreas. En consecuencia, el ritmo del transporte o acarreo

de azolves y el ritmo de escurrimiento fluvial rara vez están estrechamente correlacionados. A pesar de estas imprecisiones, la calibración de azolves o sedimentos en función del caudal líquido proporciona un auxiliar útil para las estimaciones de las aportaciones de azolves.

5.6.2. PROCEDIMIENTO

El procedimiento a seguir para determinar la curva de calibración, es el siguiente:

1. Establecer los períodos de retorno para los cuales los caudales se presentan con mayor frecuencia, estos son: $T = 2, 5, 10, 20$ y 50 años.
2. Para dichos períodos de retorno se determinan los caudales, en m^3/s .
3. En base a los caudales calculados, determinar los niveles h_{max} , en m.
4. Teniendo las características físicas y granulométricas del lecho, se pasa a determinar el arrastre de sedimentos.
5. Obteniendo ya los pares ordenados, se grafica los puntos en papel logarítmico.
6. A continuación se ajustan los puntos a la curva del tipo $Q_s = a \cdot Q^b$
7. Finalmente se determinan los coeficientes “a” y “b”.

5.6.3. APLICACIÓN PRÁCTICA

Siguiendo el procedimiento mencionado, se pasa a realizar la tabla 51 que se muestra a continuación.

Tabla 51: Volumen anual de Sedimentos vs. Caudal de aporte

$T(\text{años})$	$Q_{\text{máx}}$ (m^3/s)	h_{max} (m)	q_s ($m^3/s \cdot m$)	Q_s (m^3/s)
2	110,81	1,21	0,041	0,580
5	146,32	1,38	0,060	0,848
10	170,96	1,40	0,079	1,127
20	199,53	1,39	0,114	1,630
50	242,60	1,53	0,141	2,013

La ecuación calibrada es:

$$Q_s = 0,0109 \cdot Q^{0,888}$$

Ecuación con un grado de correlación elevado ($R = 0,9992$)

5.6.4. COMPARACIÓN DE VALORES ENTRE LOS MODELOS ESTUDIADOS Y LA FÓRMULA CALIBRADA

Para dicha comparación, a continuación se presenta la tabla 52, donde se observa claramente, que la variación entre ambos procedimientos es mínima, con una variación de alrededor del 2%. Lo que indica la aceptación de dicha fórmula.

Tabla 52: Comparación de los Resultados aplicando la Fórmula Calibrada y Modelos

Q _{máx}	Q _s (con fórmula)		Q _s (con modelos)	
	(m ³ /s)	(m ³ /km ² *año)	(m ³ /s)	(m ³ /km ² *año)
110,81	0,713	561,56	0,580	456,910
146,32	0,912	719,12	0,848	668,329
170,96	1,048	825,56	1,127	888,074
199,53	1,202	1147,15	1,630	1.284,601
242,60	1,430	1476,85	2,013	1.586,745
274,30	1,594	1762,63	2,281	2.006,775
305,26	1,753	1990,99	2,560	2.177,201
346,82	1,964	2551,34	3,063	2.731,986
364,65	2,053	2785,49	3,446	2.945,288

5.6.5. DETERMINACIÓN FINAL DEL APOORTE ESPECÍFICO DE SEDIMENTOS

Este valor será el calculado a partir del análisis de caudales máximos, es decir:

$$Q_s = 888,074 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{año}$$

5.6.6. VALIDACIÓN DE RESULTADOS

Previamente cabe destacar, que no existen datos de transporte de sedimentos en la Quebrada El Común y tampoco existen datos en ríos próximos sobre transporte de sedimentos. De ahí que, la estimación del transporte de sedimentos sea de difícil cuantificación.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

Concluido el presente proyecto de grado, en el que además de desarrollar un análisis sedimentológico minucioso, se realizó también un estudio detallado de la cuenca hidrográfica, lo cual permitió establecer las siguientes conclusiones, tomando en cuenta que el orden de las mismas no necesariamente indica prioridad.

1) CON REFERENCIA A LA CUENCA HIDROGRÁFICA

- El análisis detallado de la cuenca: delimitación, área, red hidrográfica, se la hizo mediante el uso de imágenes satelitales y mapas de cuencas hidrográficas del IGM.
- La cuenca de la Quebrada El Común, en la que predominan formaciones estratigráficas, precisa un análisis sedimentológico de pérdida del suelo y transporte de sedimentos, detallado, como el nuestro para la estimación de sedimentos.
- El tiempo de concentración de la cuenca es de 1,46 horas, valor coherente con respecto al tamaño de la cuenca, lo que indica que sus aguas serán drenadas rápidamente, además que el índice de compacidad de 1,21 (valor cercano a la unidad) y la forma de la cuenca, confirman esto.
- El valor del orden de los ríos de la cuenca de 3 y la longitud total de la red hidrográfica de 19,06 km, demuestran que la densidad de drenaje es alta $0,9786 \text{ km/km}^2$, manteniendo así la elevada presencia de accidentes topográficos con pendientes fuertes.

2) CON REFERENCIA AL ANÁLISIS HIDROLÓGICO

- El método de Bell, para la determinación de precipitaciones máximas para períodos de duración menores a 2 horas, demostró en su

aplicación, valores mayores que los períodos de mayor duración, por lo que este, no es aplicable a la cuenca.

- Para la obtención de lluvias mensuales con probabilidades de excedencia del 75% y 80%, se observa claramente, que a medida que aumenta la probabilidad de excedencia, la precipitación disminuye, esto es por seguridad. De hecho se trabajó con una probabilidad de excedencia del 80%.
- Para la determinación de la escorrentía directa se aplicó el método de la Curva N, de acuerdo al tipo de suelo de la cuenca. Dicho valor es $N = 80$, valor que indica la gran presencia de suelo impermeable y la gran capacidad de drenar sus aguas rápidamente.
- De los métodos citados para la determinación de caudales máximos, los métodos que dan valores similares son los métodos de Passenti, Hidrograma Unitario Triangular y el método de Montecarlo, por lo que el valor asumido para cada período de retorno, es el promedio de los tres.
- El tiempo base del hidrograma tipo de la cuenca es 2,842 horas, tiempo relativamente corto respecto a la magnitud de la superficie de la cuenca, lo que indica claramente que posee una red hidrográfica considerable, forma de la cuenca achatada, suelo impermeable e índice de compacidad bajo.

3) CON REFERENCIA AL ANÁLISIS SEDIMENTOLÓGICO

- El modelo más confiable para la determinación de la pérdida de suelo de la cuenca, es el modelo MUSLE, puesto que engloba mayor cantidad de variables. Este modelo, en su aplicación dio como resultado, una pérdida de suelo de 207,75 Tn/ha/año, o 7929,5 $m^3/km^2/año$, valor que afirma, que la erosión de la cuenca es alta respecto a la clasificación de la FAO – UNESCO.

- La determinación del transporte del material sólido mediante la aplicación de modelos matemáticos y/o empíricos es dudoso, porque no es uniforme a lo largo del año, pero se sabe que normalmente se producen grandes aportes de sólidos en coincidencia con los grandes caudales. Sin embargo se desconoce la duración, frecuencia y magnitud de las crecidas. Además que las fórmulas producen resultados que representan la capacidad de transporte de un determinado río y no así su transporte real.
- De los diez modelos aplicados a nuestro estudio para la determinación del arrastre de sedimentos, los modelos de Meyer-Peter-Mueller y Einstein han demostrado que dan valores más parecidos, por lo que el valor del aporte específico de sedimentos se asumió como el promedio de ambos, dándonos un valor de $888 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{año}$. Pero se debe tener mucho cuidado al aplicar estos modelos, ya que son sumamente sensibles al nivel hidráulico que alcanza el río.
- La ecuación calibrada $Q_s = 0,0109 Q^{0,888}$ del gráfico caudal líquido vs. caudal sólido en escala logarítmica, da como resultado un coeficiente de correlación de 0,9992; valor que indica la buena correlación entre estos dos parámetros.
- El valor final del aporte específico de sedimentos para el estudio de esta tesis, es el valor calculado por la aplicación de caudales máximos $883 \text{ m}^3/\text{k}^2/\text{año}$.
- El valor de la pérdida de suelo de la cuenca es $7.929,5 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{año}$ mientras que el aporte específico de sedimentos es $888 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{año}$. Lo que indica una proporción de 8,93; es decir, que por cada 10 Tn de sedimentos producidos por la cuenca (pérdida de suelo por erosión hídrica) solamente se llena al punto de salida 1,12 Tn de sedimento.

6.2. RECOMENDACIONES

Concluido el presente trabajo se recomienda:

- El uso de imágenes satelitales y cartas del IGM (Instituto Geográfico Militar) para el análisis detallado de la cuenca (delimitación, área, red hidrográfica, etc.), ya que tiene mayor precisión y facilidad que los métodos tradicionales conocidos.
- La utilización de la fórmula de California, para la determinación del tiempo de concentración de la cuenca, al demostrar que sus valores determinados son muy similares al promedio de las fórmulas utilizadas.
- El uso del método del número de curva N para la determinación de la escorrentía directa, puesto que su aplicación requiere múltiples variables, lo que hace confiable el método.
- La aplicación de los métodos de Passenti, Hidrograma Unitario Triangular y el método de Montecarlo para la determinación de caudales máximos puesto que se demostró que dan valores similares.
- Utilizar el método MUSLE (Ecuación Universal Modificada de Pérdida Suelo) para cuantificar la erosión hídrica de la cuenca, puesto que es el modelo que toma en cuenta más variables.
- El uso de los modelos de Meyer-Peter-Mueller y Einstein, en la cuantificación de sedimentos, ya que estos toman muy en cuenta la distribución de tamaños y porcentajes del sedimento a utilizar para cada fracción.
- Es preciso que se den medidas en el manejo integral de la cuenca mediante la implementación de vegetación en las riberas del cauce y también en las zonas donde la degradación es alta, siendo también importante la implementación de prácticas agrícolas conservacionistas.
- Finalmente, se recomienda el uso de la ecuación calibrada $Q_s = 0,0109 * Q^{0,888}$ para la estimación de sedimentos tanto para caudales máximos como medios en la zona de estudio.