

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**EVALUACION DE LA CIMENTACION DEL PUENTE
BILLINGHURST**

**“EVALUACION HIDROLOGICA PARA LA
DETERMINACION DEL CAUDAL MAXIMO DE DISEÑO”**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

JUAN CARLOS NARREA CANGO

Lima- Perú

2007

DEDICATORIA:

A mis padres por todo el sacrificio durante mucho tiempo y por la confianza depositada en mí, a mis hermanos por la paciencia y apoyo.

INDICE DEL INFORME:

RESUMEN	4
INTRODUCCIÓN	6
LISTA DE CUADROS	9
LISTA DE FIGURAS	10
Cáp. 1: ASPECTOS GENERALES	12
1.1 Ubicación	12
1.2 Accesos	12
1.3 Climatología	13
1.4 Suelo	14
1.5 Descripción del Proyecto	16
1.6 Inversión del Proyecto	19
Cáp. 2: INFORMACION BASICA	20
2.1 Cuenca Hidrográfica	20
2.2 Características Hidrológicas.	21
2.3 Características Físicas de la Cuenca.	21
2.4 Estaciones Disponibles	24
2.5 Interrelación con los Estudios Geológicos y Geotécnicos.	26
2.6 Consideraciones para el Diseño Hidrológico.	29
2.7 Periodo de Retorno	30
Cáp. 3: CALCULO DEL CAUDAL MAXIMO DE DISEÑO	32
3.1 Hidrología de Cuencas Pequeñas	34
3.1.1 Método Racional	34
3.2 Hidrología de Cuencas Medianas	37
3.2.1 Hidrograma Unitario	40
3.3 Hidrología de Cuencas Grandes	44
3.3.1 Análisis de Frecuencia	45
3.4 Métodos Regionales	46
3.4.1 Evaluación	46
3.4.2 Consideraciones.	49

3.4.3 Método Regional en Cuencas vecinas Correlacionadas a la Cuenca de Madre de Dios.	50
3.5 Tránsito de Avenidas.	50
3.5.1 Métodos Hidrológicos.	51
3.5.2 Métodos Hidráulicos.	52
3.6 Análisis de Resultados.	54
CONCLUSIONES	57
RECOMENDACIONES	57
BIBLIOGRAFÍA	59
ANEXOS	60

RESUMEN

Se ha efectuado el estudio hidrológico del río Madre de Dios para el diseño del puente Presidente Billingham, uno de los puentes colgantes más largos del país, con 722.95 m de longitud total y de los cuales 528 m corresponden a una estructura de acero colgante. La cuenca del río Madre de Dios tiene un área de 76,648 km² hasta la ubicación del puente, donde el río se configura como uno típico de la Selva, de cauce ancho, muy caudaloso y de baja pendiente.

En el presente informe se ha considerado importante recopilar las pautas a seguir para optar por una u otra de las metodologías de estimación del caudal máximo de diseño disponibles, de acuerdo a la información que se tiene para la cuenca, como registros de precipitación o caudales, variación de la precipitación en el espacio y/o el tiempo, características fisiográficas de la cuenca, entre otros.

Se ha descrito en forma resumida pero valiosa tales metodologías y se puede concluir que tanto el método Racional como el método del Hidrograma Unitario, no son aplicables a la cuenca del río Madre de Dios. En el primer caso debido a que el método está formulado para cuencas pequeñas, donde la precipitación se considera uniforme en el tiempo y espacio, lo cual evidentemente no describe a la cuenca estudiada y en el segundo caso debido a que el método está formulado para cuencas medianas, donde se considera la variación de la precipitación en el tiempo pero se considera que ésta es uniforme en el espacio y en una cuenca tan grande como la del río estudiado se presentan variaciones de precipitación en su extensión. Es decir, la cuenca del río Madre de Dios, con su extensión y características, definitivamente califica como una cuenca grande.

Respecto a la información de precipitación que se dispone, algunas estaciones se ubican en el área de la cuenca pero se encuentran relativamente alejadas entre sí, con algunas zonas importantes y extensas sin información, por ejemplo la parte alta de la cuenca de los ríos Manu y Las Piedras. Además, debido a que no se cuenta con estaciones hidrométricas, tampoco se puede

hacer un análisis de frecuencia de caudales, método que suele ser utilizado en los ríos importantes por contar estos con registros de caudales y que evita la enorme e imprecisa tarea de subdividir una cuenca grande en cuencas medianas y pequeñas.

Debido a que los métodos Racional e Hidrograma Unitario no son aplicables para la cuenca del río Madre de Dios, y dado que no es posible hacer un simple análisis de frecuencia por no contarse con información apropiada, se buscó un método alternativo que considere la información disponible. Dicho método es el Análisis Regional de las Avenidas en los Ríos del Perú estudiado por el Dr. Wolfgang Trau y el Ing. Raúl Gutiérrez y publicado por el INRENA. Este método presenta parámetros regionales y una ecuación de regresión para determinar el caudal máximo a partir del área de una cuenca según su ubicación en las diferentes regiones en las que ha sido dividido el país, de tal forma que teniendo el área de una cuenca sin registros hidrométricos se puede estimar el caudal máximo para diferentes periodos de retorno.

También es importante mencionar que tanto el método Racional como el método del Hidrograma Unitario pueden ser aplicables a la cuenca en estudio siempre y cuando se consiga particionar la cuenca en áreas que cumplan dichas metodologías, claro que eso traerá como consecuencia un arduo trabajo debido a las características de la cuenca. El Método Regional utilizado también ha requerido la partición de la cuenca total en subcuencas también grandes, esto se ha considerado conveniente en atención a los límites de aplicabilidad del método indicados por sus autores.

Luego de la aplicación del método regional se obtuvo caudales en la zona del puente Presidente Billinghamurst para los periodos de retorno de 100 y 500 años los caudales fueron 15,324 m³/s y 20,680 m/s respectivamente. Con estos caudales, el especialista en Hidráulica Fluvial determina el tirante de flujo así como la socavación en los pilares.

INTRODUCCIÓN

El presente Informe de Suficiencia está dedicado a la elaboración del Estudio de Hidrología para el diseño del puente Presidente Billinghamurst, es decir, aborda la estimación del caudal máximo de diseño. Este puente cruza el río Madre de Dios, río típico de la Selva peruana, de cauce ancho, muy caudaloso y con baja pendiente. La estimación del caudal máximo será utilizada para elaborar el Estudio de Hidráulica Fluvial, estudio a cargo de otro especialista.

Cuando se requiere estimar los caudales máximos asociados a diferentes períodos de retorno, necesarios para el diseño de una estructura hidráulica, o de una estructura que interactúa con el agua, se pueden emplear diversas metodologías siempre y cuando se disponga de registros hidrológicos. Sin embargo, cuando existe escasez de información hidrológica se presenta el problema de cómo determinar los caudales con adecuado nivel de confiabilidad.

En este informe se presentan los caudales máximos asociados a ciertos períodos de retorno obtenidos para el río Madre de Dios en la ubicación del puente Billinghamurst mediante un Método Regional. Se presenta primero las diferentes metodologías de hidrología que se vienen utilizando, en general, para la determinación del caudal máximo de diseño, las cuales dependen de la información disponible. Al analizar la cantidad y calidad de la información hidrológica disponible, la cual es escasa, se hace evidente concluir que el método más apropiado en este caso particular es el uso de un Método Regional.

La escasez de información es un problema típico de los estudios realizados en nuestro medio. En general, no se tiene registros de caudales en todos los ríos importantes y los registros de lluvias y caudales disponibles no siempre tienen la calidad necesaria para una estimación fidedigna del caudal de diseño; sin embargo, se dispone de métodos de hidrología difundidos por bibliografía nacional y extranjera y estudios regionales realizados en nuestro país, que permiten salvar estos vacíos y estimar, con adecuado grado de aproximación, los caudales máximos de diseño necesarios para el diseño de una estructura.

El principal problema es determinar una metodología adecuada para el cálculo del caudal máximo de diseño. En general, se ha observado el uso indistinto de las diferentes metodologías de hidrología disponibles a los variados casos que se presentan; es por ello que se considera conveniente escribir acerca de la aplicabilidad de las metodologías más usadas y explicar por qué, en vista de las características del río estudiado, debe recurrirse a un método regional.

El interés del tema radica en que el diseño de ciertas obras de ingeniería, como los puentes, que requieren del conocimiento de la descarga máxima asociada a diferentes periodos de retorno. Este caudal máximo de diseño es la variable independiente en el estudio de hidráulica fluvial. Si se estima correctamente todo lo que se desprenda de este valor será correcto. Los métodos de hidrología vienen siendo difundidos pero, ciertos temas aún son resueltos "a criterio", en vista de la falta de información. El uso del criterio es imprescindible; sin embargo, el uso de metodologías que prueben ser válidas es necesario para una estimación ingenieril del caudal máximo de diseño.

El objetivo general consiste en determinar el caudal máximo de diseño del puente Billinghamurst, para que este pueda ser utilizado en la evaluación hidráulica del puente.

Simultáneamente se buscará ampliar el horizonte sobre los métodos de cálculo del caudal máximo de diseño para cuencas con áreas mayores a 50 km².

El presente estudio también busca concienciar acerca de la importancia de contar con información hidrológica de calidad para el diseño de estructuras tan importantes para el desarrollo nacional, como lo es el puente Billinghamurst.

El capítulo 1: incluye aspectos generales del área de estudio como ubicación, temperatura, precipitación y suelo. Además de incluirse también la descripción del proyecto a realizar en la zona de estudio.

El capítulo 2: incluye la recopilación de la información básica de hidrología, el estatus de la zona a estudiar, dando a conocer la información referente a la cuenca y sus características fisiográficas y morfológicas, las estaciones disponibles y en general toda la información hidrológica.

El capítulo 3: trata sobre el cálculo del caudal máximo de diseño, se describe los métodos de cálculo del caudal máximo de diseño y su aplicación a la zona de estudio. Se selecciona el método más conveniente, según las características de la cuenca estudiada mencionando las ventajas y desventajas que justifican el método de aplicación, además de hacer un análisis de los resultados obtenidos.

LISTA DE CUADROS:

- **Capítulo 1:**

Cuadro 1-1: Dimensiones del Puente Presidente Billinghamurst.

Cuadro 1-2: Datos del proyecto Construcción del Puente Guillermo Billinghamurst.

- **Capítulo 2:**

Cuadro 2-1, Parámetros de los principales afluentes del río Madre de Dios.

Cuadro 2-2, Estaciones pluviométricas de la cuenca del río Madre de Dios.

- **Capítulo 3:**

Cuadro 3-1 Formulas para el cálculo del Tiempo de Concentración

Cuadro 3-2: Área y Estaciones para las Regiones

Cuadro 3-3: Parámetros a dimensionales para el Cálculo de Avenidas.

Cuadro 3-4: Caudales de las Subcuencas del rio Madre de Dios para 100 años de Periodo de Retorno.

Cuadro 3-5: Caudales de las Subcuencas del rio Madre de Dios para 500 años de Periodo de Retorno.

LISTA DE FIGURAS:

- **Capítulo 1:**

Figura 1-1: Departamento de Madre de Dios

Figura 1-2: Detalle del contraste entre el material del escarpe de la terraza alta de la margen derecha (tonalidad rojiza) y los sedimentos aluviales recientes en la parte inferior (color gris), fotografía tomada en la orilla derecha y ligeramente aguas abajo del eje del puente.

Figura 1-3: Ubicación del puente Billinghamurst

Figura 1-4. Sección y Planta del Puente Billinghamurst. Fuente Lainez Losada Ingenieros S.A.

- **Capítulo 2:**

Figura 2-1 Cuenca del río Madre de Dios hasta la ubicación del puente Presidente Billinghamurst.

Figura 2-2 Estaciones Pluviométricas Disponibles en las inmediaciones de la Cuenca del río Madre de Dios.

Figura 2-3: Mapa Geomorfológico Regional del Proyecto Puente Presidente Billinghamurst.

Figura 2-4: Mapa Geológico Regional del Puente Presidente Billinghamurst.

Figura 2-5: Reconocimiento en campo de las condiciones reales.

Figura 2-6: Determinación del Caudal Máximo de Diseño.

- **Capítulo 3:**

Figura 3-1 La precipitación es un factor importante en las crecidas

Figura 3-2 Hidrograma anual

Figura 3-3 Hidrograma producido por una tormenta.

Figura 3-4. Construcción del Hidrograma Unitario.

Figura 3-5. Proporcionalidad del Hidrograma

Figura 3-6. Principio de Superposición.

Figura 3-7. Hidrograma Sintético

Figura 3-8. Hidrograma de entrada y salida

Figura 3-9. Almacenamiento en un tramo del cauce.

Figura 3-10: Parámetros Geométricos de la Cuenca

- **Anexo:**

Figura 1-A: Relación entre el número de estaciones y el tiempo de registros, base de la información en el estudio del Método Regional.

Figura 2-A: Curva Envolvente de la avenida Q_{1000} en la Región 3

Figura 3-A: Curva Envolvente de la avenida Q_{1000} en la Región 4

Figura 4-A: Mapa de Regionalización de Caudales para el Método Regional

Capítulo

1

ASPECTOS GENERALES

1.1 UBICACIÓN

El departamento de Madre de Dios se encuentra ubicado al sudeste del Perú, su capital es la ciudad de Puerto Maldonado con una altitud de 183 m.s.n.m. Tiene un área o superficie de 85,301 km² y está dividido en 3 provincias y 11 distritos. El puente Billinghamurst se encuentra ubicado sobre el río Madre de Dios, aguas arriba de la confluencia de este río con el río Tambopata, en la provincia de Tambopata, Departamento de Madre de Dios, además el puente se encuentra en la Ruta Nacional 026, tramo Puente Inambari – Mazuko – Puerto Maldonado – Iñapari, que a su vez forma parte de la Carretera Interoceánica, que une el Perú con Brasil.

Geográficamente se encuentra ubicado entre las siguientes coordenadas:

Latitud: 12° 35' a 13° 20'

Longitud: 69° 10' a 70° 39'

1.2 ACCESO

El acceso a la zona puede hacerse por vía aérea o terrestre. En el primer caso existen servicios aéreos desde la ciudad de Lima hasta Puerto Maldonado con escala en la ciudad de Cusco. Asimismo, existen servicios de avionetas desde la ciudad del Cusco hacia los poblados de Huepetuhe, Colorado y Mazuko.

El principal acceso por vía terrestre está dado por la carretera de penetración Urcos – Quincemil – Puerto Maldonado. También existe una carretera de penetración desde Cusco hasta la localidad de Shintuya en el Alto Madre de Dios.

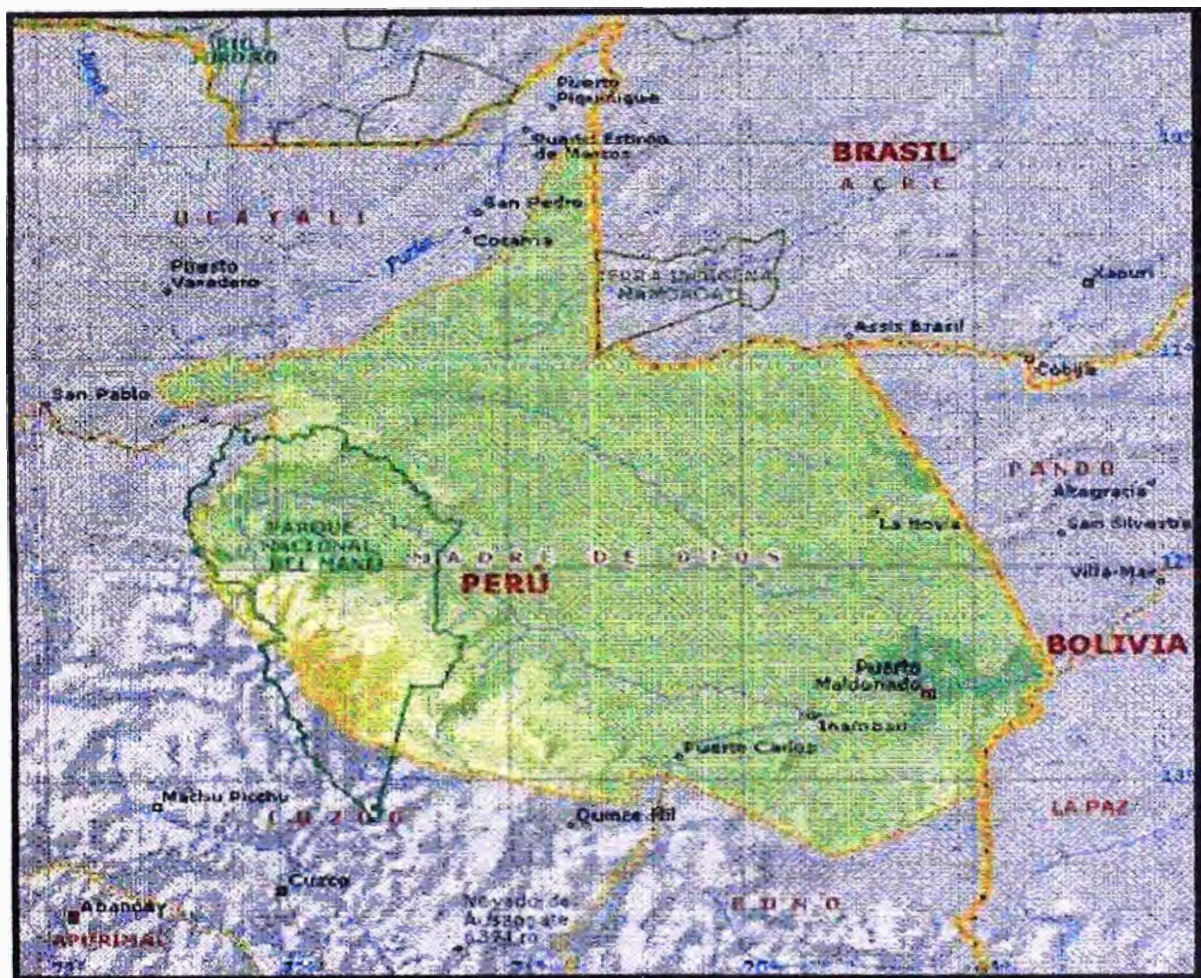


Figura 1-1: Departamento de Madre de Dios

1.3 CLIMATOLOGIA

1.3.1 TEMPERATURA

La temperatura promedio anual del Departamento de Madre de Dios es de 26° C, con máxima de 34° C y mínima de 21° C.

La temperatura se incrementa en el sentido geográfico SO a NE. Así, se observa que en el sector sur – occidental, correspondiente a las estribaciones de

la Sierra de Carabaya, la temperatura promedio anual es de alrededor de 23° C (promedio deducido de los datos registrados en Quincemil) y, en el sector nor oriental, la temperatura se eleva a alrededor de 26° C (como promedio anual de datos de Puerto Maldonado y Fundo Iberia).

1.3.2 PRECIPITACIÓN

Las lluvias en el departamento de Madre de Dios se incrementan en dirección NE a SO, guardando relación con el alineamiento de la Cordillera de los Andes. Así, se tiene que, mientras en el sector nororiental al noreste del río de Las Piedras la precipitación pluvial promedio anual es de alrededor de 1,700 mm (Estaciones de Puerto Maldonado, Fundo Iberia y Tambopata), en el sector sur- occidental, correspondiente a las estribaciones de la Cordillera de Carabaya, la precipitación pluvial se incrementa bruscamente a alrededor de 4,000 mm promedio anual (cifra deducida de los datos registrados en las estaciones de Quincemil y San Gabán). La época de lluvias es de diciembre a marzo, sin embargo, en algunos años se inicia en Octubre o Noviembre.

1.4 SUELO

El departamento de Madre de Dios está formado principalmente por llanuras aluviales de tres y hasta cuatro niveles de terrazas. Las más bajas están sometidas a inundaciones anuales y son generalmente pantanosas. El sur de Madre de Dios está dominado por los contrafuertes de la cordillera de Carabaya.

Al oeste del departamento, en la zona donde están los nacientes del río Manu, existen colinas de poca elevación, entre las que se ubica el istmo de Fitzcarrald, formando la divisoria de aguas entre los ríos Madre de Dios y Urubamba.

El área corresponde a una planicie aluvial, con una terraza inferior reciente localizada en la margen izquierda asociada a la serie del Holoceno, y una terraza alta localizada en la margen derecha, de origen más antiguo, que por la presencia de una secuencia de arenas limosas y arcillas duras con pseudo-estratificación, se puede asociar a niveles alterados de suelos residuales; esto se

puede explicar además por la diferencia de nivel entre las terrazas derecha e izquierda, de aproximadamente 25 m, producto de procesos orogénicos.

La zona en la que se ubica el puente tiene una geografía de Selva Baja, cubierta con densa vegetación alta, del tipo Bosque Tropical, presenta una topografía ondulada, de pendientes bajas y con suelos con matriz arcillo-arenolimsa.

En la actualidad el río Madre de Dios tiene una planicie de desborde en la terraza inferior de la margen izquierda de origen aluvial, con acumulación de suelos finos predominantemente compuesto de limos y arcillas en los horizontes superficiales.



Figura 1-2: Detalle del contraste entre el material del escarpe de la terraza alta de la margen derecha (tonalidad rojiza) y los sedimentos aluviales recientes en la parte inferior (color gris), fotografía tomada en la orilla derecha y ligeramente aguas abajo del eje del puente.

1.5 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Desde hace aproximadamente 25 años las estructuras del puente Billinghamurst se encontraban almacenadas y por lo tanto postergado el proyecto. Hoy, las estructuras metálicas colgantes Wagner Biro existente con longitud de 528 metros (la longitud total del puente es 722.95m), que se encuentran en perfecto estado, serán utilizadas en el proyecto. El tramo restante será completado en varios tramos, sin variar la longitud total. El inicio del puente se ubicará al final de la Av. León Velarde, y el término en la zona denominada El Triunfo.

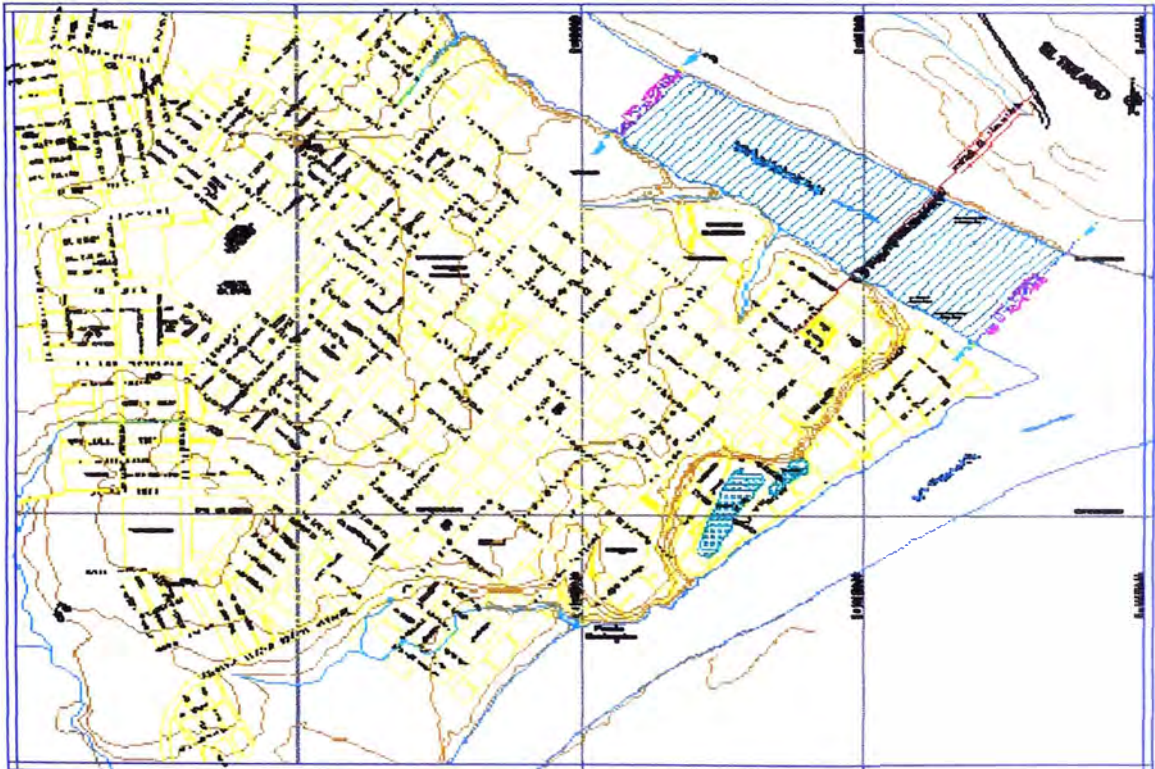


Figura 1-3: Ubicación del puente Billinghamurst

El Puente Presidente Billinghamurst forma parte de la carretera interoceánica, y por sus características se convertirá en “El Puente Colgante más grande del Perú”. Esta obra demandará una inversión de aproximadamente 82 millones de soles.



Figura 1-4. Sección y Planta del Puente Billingham. Fuente Lainez Lozada Ingenieros S.A.

La longitud total del puente es de 722.95 m, dividida en la siguiente forma, de izquierda a derecha:

Cuadro 1-1: Dimensiones del Puente Presidente Billingham.

Descripción	Long. (m)
Losa de aproximación (hasta el Estribo, eje 1)	13.50
Puente de Concreto Pretensado (ejes 1 a 4)	130.00
Cámara de anclaje izquierdo (ejes 4 a 6)	25.45
Tramo lateral izq. puente colgante (ejes 6 a 7)	104.00
Tramo central puente colgante (ejes 7 a 8)	320.00
Tramo lateral derecho puente colgante (ejes 8 a 9)	104.00
Cámara de anclaje derecha (ejes 9 a 10)	26.00
Total (m)	722.95

Fuente: Lainez Lozada Ingenieros S.A.

El puente está formado por los siguientes elementos:

Estructura colgante de acero en tres tramos: dos laterales de 104.00 m un tramo central de 320.00 m. que incluye torres de acero en los ejes 7 y 8, cables de acero, vigas de rigidez, anclajes terminales de los cables, sillas de volteo de los cables, péndolas de suspensión del tablero y vigas transversales de soporte de la losa de concreto que constituye el tablero del puente.

La estructura colgante de acero WAAGNER-BIRO, de procedencia austriaca, fue adquirida a principios de los años ochenta. Actualmente se encuentra depositada en Puerto Maldonado.

Las dimensiones de la estructura de acero son base para el proyecto de las estructuras de concreto que la complementan para lograr la construcción terminada y en servicio.

Pilares de concreto en los ejes 7 y 8, donde se apoyan las torres y las vigas de rigidez de la estructura de acero. Cada pilar está formado por una viga de 4.50 m de base por 3.00 m de alto que se apoya en forma integral, formando pórtico, en dos columnas cilíndricas de 3.00 m de diámetro empotradas en una zapata octogonal alargada de 24.00 m de largo, por 15.00 m de ancho y 3.00 m de alto.

El fondo de la zapata está en la cota 167.366 msnm por encima del nivel de estiaje, lo cual permite su encofrado y cumple el objetivo de transmitir las fuerzas de la zapata al conjunto de doce columnas de cimentación de 1.85 m de diámetro y 50.00 m de profundidad en promedio.

Dado que el nivel de rasante en los ejes (7) y (8) difiere en 6.40 m, la altura de las columnas difiere en esta misma cantidad, siendo la más alta la de la margen derecha (eje 8).

Cámaras de anclaje en ambas márgenes, eje (5) en la izquierda y eje (10) en la derecha. La cámara de anclaje izquierda es más profunda que la derecha, debido a la socavación a la que está expuesta. Cada cámara de anclaje ha sido dimensionada en base a las fuerzas originadas por las cargas de peso propio y cargas vivas actuando sobre la estructura de acero. La estabilidad de las cámaras de anclaje se logra en base a las 24 columnas de cimentación sometidas a fuerza axial y a momentos flectores.

Losa del tablero de concreto armado, en los 528.00 m de longitud de la estructura de acero. La losa ha sido diseñada con armaduras longitudinales; se apoya sobre las viguetas transversales de acero, considerando estas como

apoyos elásticos y manteniendo el espesor de losa de concreto en 200 mm y la carpeta asfáltica en 50 mm, tal como indican los planos de WAAGNER-BIRO. Cualquier aumento de dimensiones, implicaría mayor peso y en consecuencia mayores esfuerzos en la estructura de acero.

Tramo de acceso entre los ejes 1 y 4. Está constituido por tres tramos continuos de concreto pre esforzado, longitudinal y transversalmente, de luces 39.00 m, 52.00 m, y 39.00 m respectivamente. La sección transversal de la losa del tablero en este tramo es la misma que en la estructura de acero: 7.20 m de calzada y 1.60 m de veredas a cada lado. Los apoyos del tramo son en el eje 1, el estribo izquierdo, cimentado en 4 columnas de cimentación de 1.50 m de diámetro, dos de 16.00 m y dos de 24.00 m de profundidad bajo el nivel de la zapata; en el eje 2, un pilar que se apoya en 4 columnas de cimentación de 1.50 m de diámetro y 31 m de profundidad; en el eje 3, un pilar se apoya en cuatro columnas de cimentación de 1.50 m de diámetro y 35.00 m de profundidad; y en el eje 4 directamente sobre la cámara de anclaje izquierda.

1.6 INVERSION DEL PROYECTO

El siguiente cuadro muestra datos acerca del proyecto de construcción del Puente Billinghamst:

Cuadro 1-2: Datos del proyecto Construcción del Puente Guillermo Billinghamst.

OBRA	CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE GUILLERMO BILLINGHURST
UBICACIÓN	REGIÓN MADRE DE DIOS, DPTO DE MADRE DE DIOS, PROV. TAMBOPATA
PROGRESIVA	INICIO : Km. 0+244 FINAL : Km. 0+966.95
CONTRATISTA	CONSORCIO MADRE DE DIOS
SUPERVISOR	CONSORCIO INTEROCEÁNICO DE PUENTES
MONTOS DE CONTRATO	Aproximadamente s/. 82,000,000 (inc. IGV)
PLAZO DE OBRA	780 días calendarios
FECHA DE INICIO	20 DE JULIO DEL 2006
FECHA DE TERMINO	06 DE SETIEMBRE del 2008

Capítulo

2

INFORMACION BASICA

2.1 CUENCA HIDROGRÁFICA

Cuenca hidrográfica es una unidad territorial formada por un río con sus afluentes y por un área colectora de aguas. En la cuenca están contenidos los recursos naturales básicos para múltiples actividades humanas, como agua, suelos, vegetación y fauna. Todos ellos mantienen una continua y particular interacción con los aprovechamientos y desarrollos productivos del hombre. (FAO, 1990).

Una cuenca hidrográfica o cuenca de drenaje de un río, puede también definirse como el área limitada por un contorno al interior de la cual las aguas de lluvia que caen se dirigen hacia un mismo punto, ya sea de salida o de interés particular (Jiménez, 1992).

El puente Billingham sobre el río Madre de Dios tiene una cuenca que se ubica entre las cotas 180 a 4800 m.s.n.m.; la cual cubre las regiones Tropical Pre Montano a tropical Alpino, según el sistema de L.R. Holdridge.

El río Madre de Dios pertenece a la cuenca amazónica, y sus principales afluentes son los ríos: Inambari, Las Piedras, Manu y Tambopata. La cuenca del río Madre de Dios hasta la ubicación del puente tiene un área de 76,648Km² y la longitud de su cauce principal es de 942Km desde la parte más alta, aproximadamente a 3000 msnm, hasta el nivel 180 msnm en Puerto Maldonado.

2.2 CARACTERÍSTICAS HIDROLOGICAS

La zona está caracterizada por una topografía medianamente plana, exuberante vegetación e intensas lluvias que precipitan durante todo el año, siendo particularmente intensas en los meses de verano. Esto corresponde a una región húmeda (P_{anual} superior a 750mm).

Las características del río Madre de Dios son similares a los cursos reticulados con dirección predominante al noreste. Al confluir con el río Manu, cambia su dirección hacia el sureste, modificando sus características a las de un curso meándrico, las que conserva hasta la frontera con Bolivia; en algunos sectores se presentan meandros muy cerrados. Luego de recibir las aguas del río Tambopata, las inflexiones de los meandros se van suavizando y se observan estirones de más de 6 Km de longitud.

El ancho medio del cauce es de 500 m. Aunque el río Madre de Dios es de curso meándrico, su cauce es estable debido a que su lecho está formado por sedimentos de diámetros muy gruesos: arenas, cascajo y rocas; así mismo se tiene grandes formaciones de arcilla en algunas márgenes.

Durante las crecidas, entre los meses de diciembre a marzo, el incremento del caudal producirá un aumento significativo de la velocidad del flujo.

En la zona en estudio el río se encuentra encauzado, sensiblemente recto, con pendiente baja, teniendo un régimen periódico, típico de regiones húmedas, es decir, si bien hay una variación entre el periodo de avenidas (diciembre a marzo) y el periodo de normal (abril a noviembre), el río es perenne.

2.3 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA.

El ciclo hidrológico desde el punto de vista de una cuenca está constituido por la precipitación, al que la cuenca responde mediante el

escurrimiento en su salida. Entre estas ocurren varios fenómenos que condicionan la relación entre una y otra y que están controlados por las características geomorfológicas de la cuenca y urbanización. Tales características se clasifican en 2 tipos: las que controlan el volumen de escurrimiento, como el área de la cuenca, tipo de suelo, etc., y las que condicionan la velocidad de respuesta como son el orden de las corrientes, pendiente, cauces, etc (Aparicio, 1987).

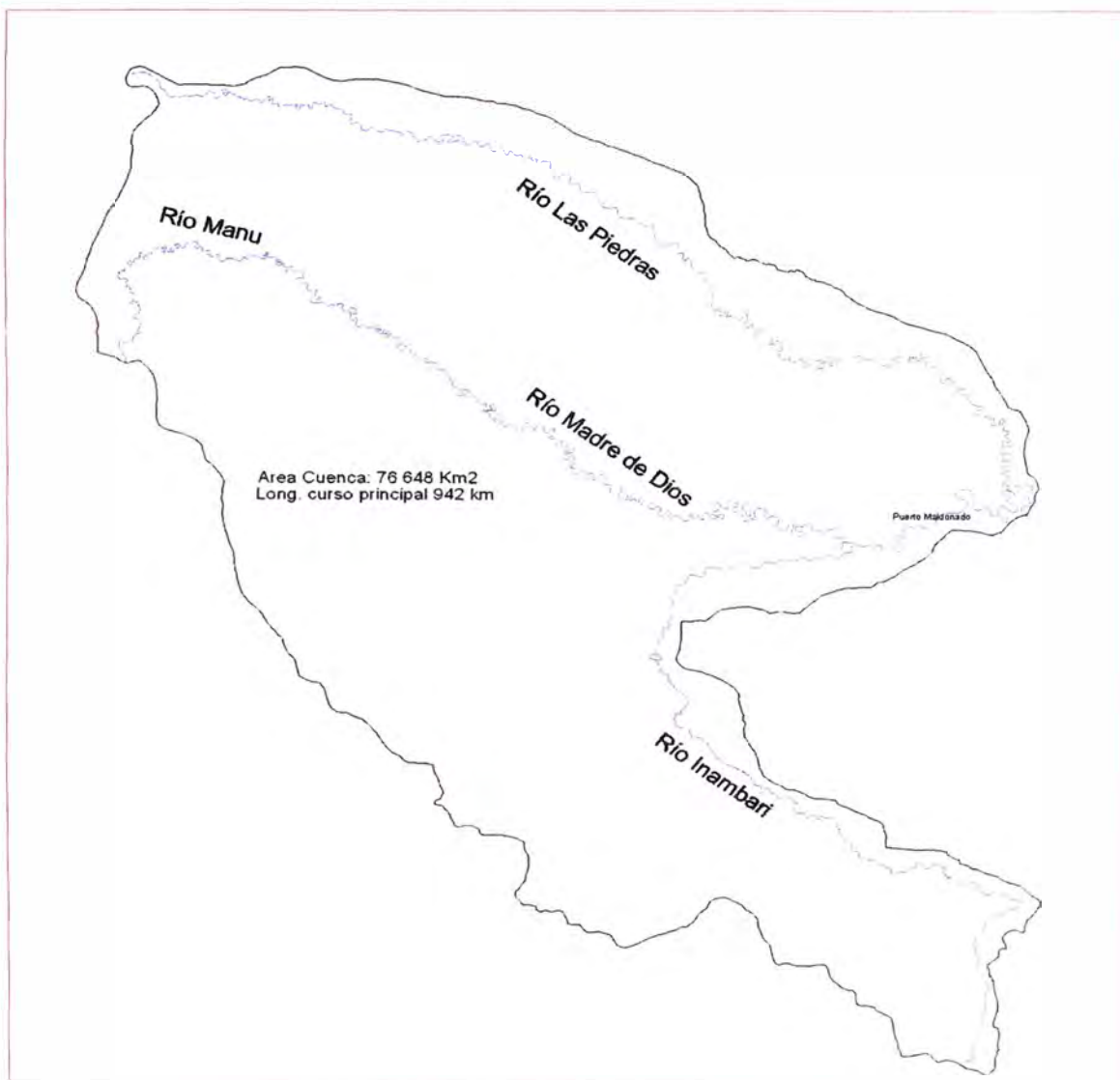


Figura 2-1 Cuenca del río Madre de Dios hasta la ubicación del puente **Presidente Billinghamurst**.

Cuadro 2-1, Parámetros de los principales afluentes del río Madre de Dios

Río	Área de cuenca km ²	Longitud del cauce km	Cota superior cuenca msnm	Cota inferior en confluencia msnm
Madre de Dios	35 681	942	3000	180
Inambari	20 390	479	4380	194
Las Piedras	29 577	683	2900	185
Tambopata*	14 764	398	4300	180

Fuente: Lainez Losada Ingenieros S.A.

*El río Tambopata entrega sus aguas al río Madre de Dios aguas abajo de la ubicación del puente.

2.3.1 AREA DE LA CUENCA

Está determinada por una línea imaginaria que encierra el área de confluencia. Esta línea que separa una cuenca de las circundantes, se denomina línea divisoria de aguas o parteaguas y en su trazo no debe cortar ningún curso de agua, salvo a la salida.

El área de la cuenca tiene una gran influencia en la magnitud del caudal que de ella va a drenarse, normalmente, a medida que crece el área de la cuenca se incrementarán los caudales promedio mínimos y los máximos instantáneos.

Dividir el caudal de una cuenca (Q) por el área de la cuenca (A) permite obtener los caudales específicos o rendimientos específicos (q), que se expresan generalmente en litros/seg/km². Éste parámetro permite la comparación entre cuencas de una misma o de diversas regiones. Es importante señalar que mientras los caudales medios generan una relación prácticamente lineal con el área, en el caso de los caudales máximos, la relación es de tipo potencia $Q=CA^n$, expresión base de algunos métodos regionales.

2.3.2 TIPO Y USO DEL SUELO

Teniendo en cuenta el tipo de suelo y la vegetación de las cuencas hidrográficas se han definido una serie de parámetros empíricos para su clasificación. Entre los más aceptados y empleados se encuentra el llamado número de escurrimiento (CN), el cual varía de 0 a 100, según el Servicio de de Conservación de Suelos (SCS). (Jimenez, 1992). Este parámetro identifica el

tipo de suelo, el uso del terreno (cultivos, bosques, zona urbana, etc.), la condición hidrológica (buena o mala) y la condición de humedad antecedente (húmeda, promedio, seca), factores que influyen en la abstracción de precipitación que la cuenca hará.

Para la selección del Número de Escurrimiento CN, se clasifican los suelos de acuerdo con su grado de permeabilidad designándose por letras A, B, C, y D.

2.3.3 PENDIENTE

La pendiente de la cuenca tiene una importante correlación con la infiltración, el escurrimiento superficial, la humedad del suelo. Es uno de los factores físicos que controla el flujo sobre el terreno y tiene una influencia directa en la magnitud de las avenidas o crecidas. Una cuenca de baja pendiente tendrá por lo general una respuesta P-Q lenta, como es el caso del río Madre de Dios.

La fisiografía de la cuenca del río Madre de Dios es caracterizada por suaves pendientes y superficies planas, así como su alto poder de retención debido a la abundante cobertura vegetal, factores que determinan que la precipitación se convierta en forma más lenta en descarga superficial del río.

2.4 ESTACIONES DISPONIBLES.

2.4.1 ESTACIONES HIDROMÉTRICAS:

No se dispone de estaciones hidrométricas o de registros de aforo del río Madre de Dios.

2.4.2 ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS:

Se dispone de estaciones pluviométricas. Con los datos de precipitación máxima obtenidos del SENAMHI correspondiente a la precipitación máxima en 24 horas, lo usual es hacer el análisis de frecuencia con la finalidad de obtener lluvias para los periodos de retorno de diseño, luego se aplica los métodos

racional o del hidrograma unitario para calcular la avenida de diseño de determinada cuenca según la aplicabilidad de uno u otro método, como veremos más adelante.

En el cuadro siguiente se muestra la relación de estaciones pluviométricas con información disponible en la cuenca del río Madre de Dios.

Cuadro 2-2, Estaciones pluviométricas de la cuenca del río Madre de Dios

Estación	Registro	Latitud	Longitud	Altura msnm	Periodo
Cirialo	Pluviométrica	12° 43' S	73° 11' W	900	1964-76
Occobamba	Pluviométrica	12° 50' S	72° 26' W	1 900	1964-76
Quillabamba	Pluviométrica	12° 53' S	72° 44' W	950	1965-80/87-92 y 96-98
Huachibamba	Pluviométrica	13° 03' S	72° 06' W	2 900	1964-78
Huyro	Pluviométrica	13° 04' S	72° 27' W	1 700	1964-76
Curahuasi	Pluviométrica	13° 33' S	72° 42' W	2 687	1967-83/87-88
Vilcabamba	Pluviométrica	13° 07' S	73° 01' W	4 000	1965-70
Quincemil	Pluviométrica	13° 13' S	70° 45' W	651	1961-80/98-04
Pilcopata	Pluviométrica	13° 05' S	71° 01' W	900	1968-87/98-04
Iñapari	Pluviométrica	10° 57' S	69° 36' W	273	1965-75/96-02
Puerto Maldonado	Pluviométrica	12° 35' S	69° 12' W	256	1978-90/93-96/99-05
Ollacea	Pluviométrica	13° 48' S	70° 29' W	2 850	1977-84/93-04
San Gabán	Pluviométrica	13° 26' S	70° 24' W	820	1981-88/93-04

Fuente: Lainez Lozada Ingenieros S.A.

Las estaciones pluviométricas disponibles en las inmediaciones de la cuenca del río Madre de Dios se observa en la figura 2-2. En ella se observa la poca densidad de estaciones, siendo nula en la mitad norte de la cuenca.

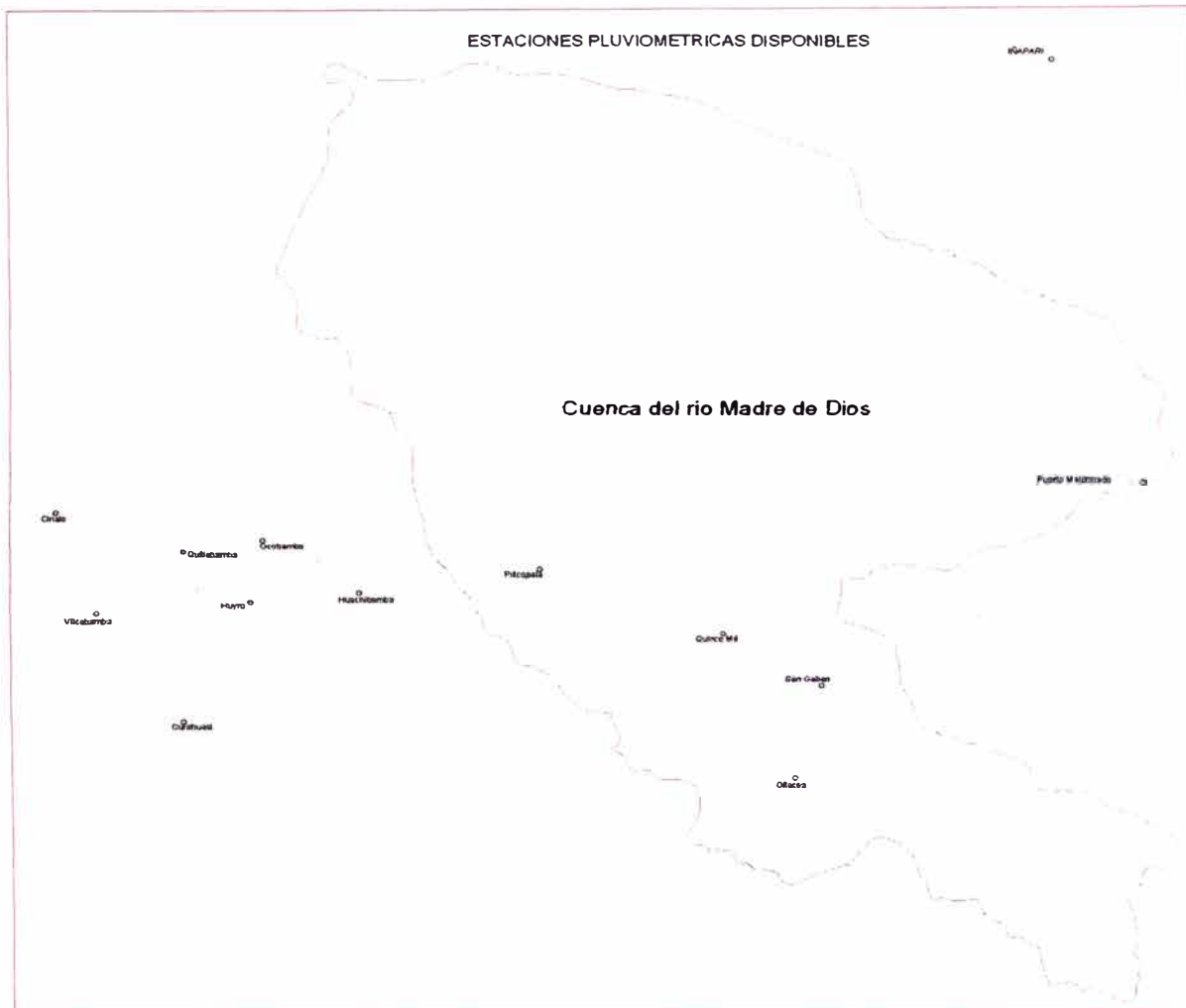


Figura 2-2 Estaciones Pluviométricas Disponibles en las inmediaciones de la Cuenca del río Madre de Dios.

2.5 INTERRELACIÓN CON LOS ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS.

El proyecto de 1983 incluyó los estudios de suelos. En el Estudio de Suelos ejecutado en esta oportunidad se ha ejecutado siete sondeos, uno en cada apoyo, hasta las siguientes profundidades:

	Profundidad
Eje (1) Estribo margen izquierda	40.00 m
Eje (2) Pilar 1	40.95 m
Eje (3) Pilar 2	40.95 m

Eje (5) Cámara de anclaje izquierda	50.80 m
Eje (7) Pilar torre izquierda	62.77 m
Eje (8) Pilar torre derecha	60.58 m
Eje (10) Cámara de anclaje derecha	55.95 m

Estos sondeos han permitido elaborar los perfiles estratigráficos. Adicionalmente se cuenta con información de apoyo como son los mapas geomorfológicos y geológicos.

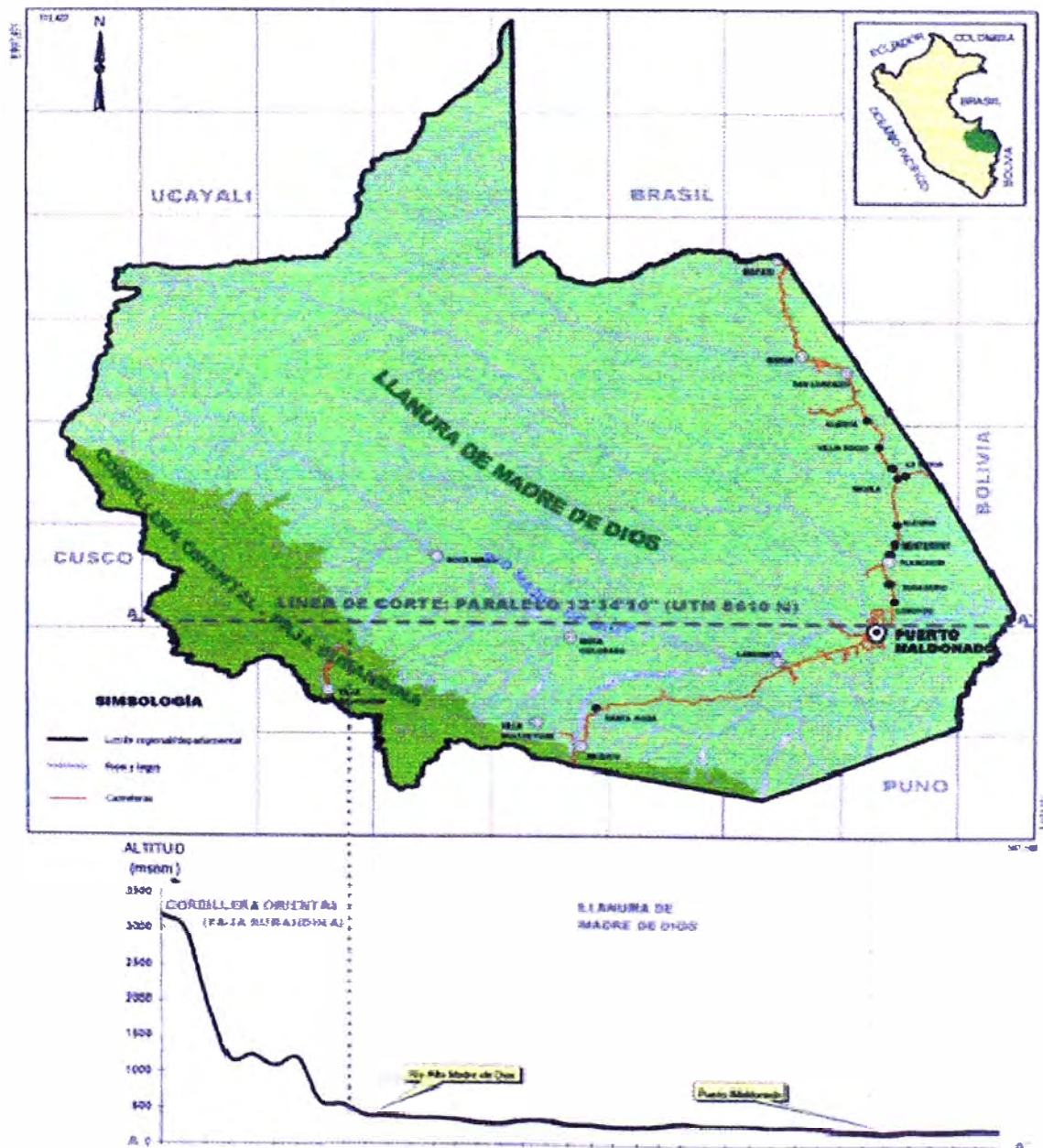


Figura 2-3: Mapa Geomorfológico Regional del Proyecto Puente Presidente Billinghurst

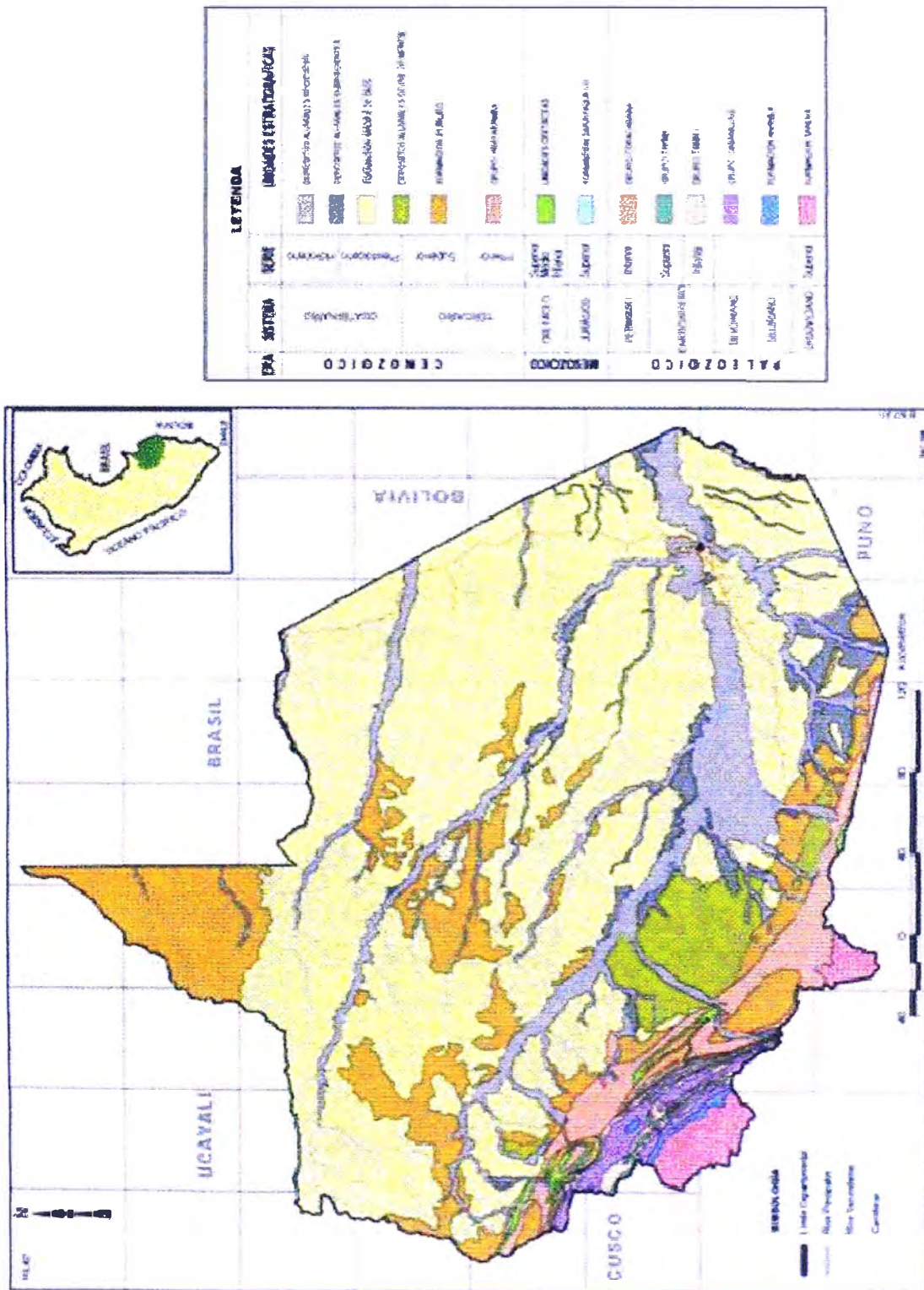


Figura 2-4: Mapa Geológico Regional del Puente Presidente Billinghurst.

2.6 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO HIDROLÓGICO.

El estudio hidrológico consiste en apreciaciones sobre el balance hídrico, máximas avenidas así como comentarios del caudal de los ríos útiles para el diseño de estructuras que interactúan con el agua. En el caso de un puente, el objetivo principal del Estudio Hidrológico es determinar el caudal máximo de diseño, con la finalidad de recomendar los parámetros para definir la longitud del puente, su altura sobre el lecho y la profundidad de cimentación de las estructuras de apoyo. El estudio comprende las siguientes fases:

1. Recopilación de información básica existente, en la que se considera la información cartográfica y la información hidro meteorológica.
2. Reconocimiento de campo, en la que se toma conocimiento real de las características geológicas y morfológicas y de cobertura vegetal de la cuenca, así como las condiciones existentes de clima y escorrentía.

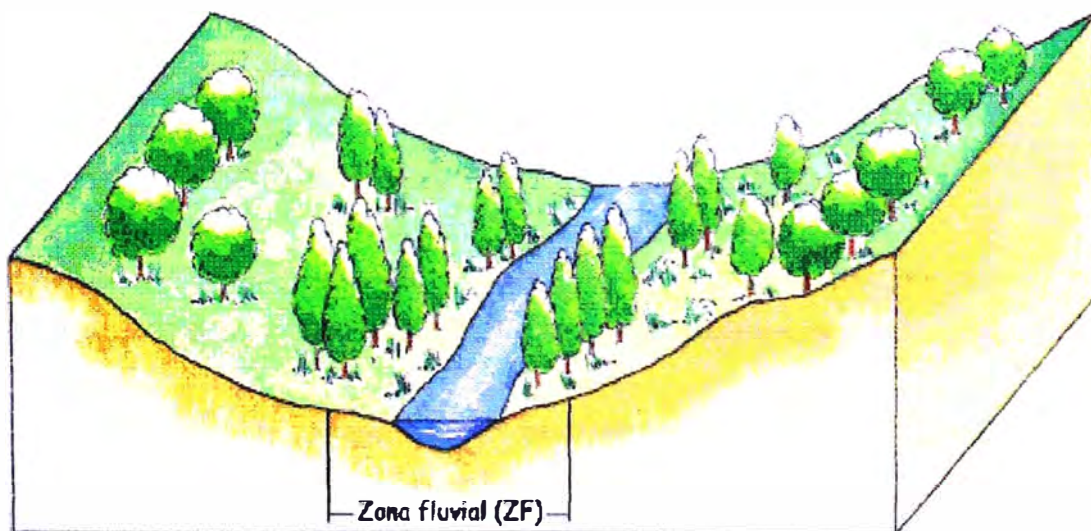


Figura 2-5: Reconocimiento en campo de las condiciones reales.

3. Análisis y determinación de descargas

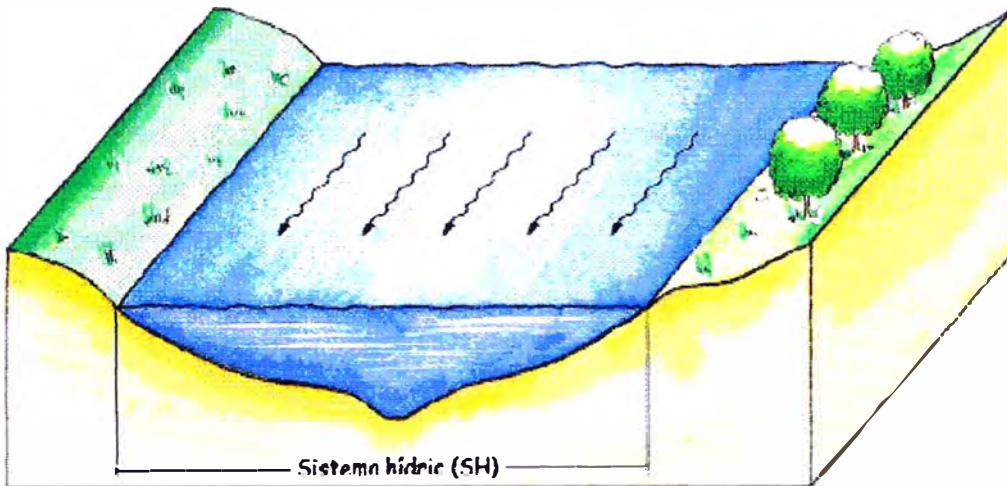


Figura 2-6: Determinación del Caudal Máximo de Diseño.

4. Conclusiones y recomendaciones.

Como se ha indicado se tienen datos de precipitación pluvial de estaciones dentro del área de influencia de la cuenca, que han sido tomados de los registros del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología - SENAMHI.

2.7 PERIODO DE RETORNO:

Es uno de los parámetros más importantes a tomar en cuenta para el dimensionamiento de obras hidráulicas que soportan avenidas.

El periodo de retorno es el tiempo promedio transcurrido entre ocurrencias observadas de un evento. De otro lado si el periodo de retorno tiene un retorno real de t_p , la probabilidad P de que dicho evento se presente o sea superado en un año determinado es:

$$P = \frac{1}{t_p}$$

El periodo de retorno para el cual se va a dimensionar una obra depende de la importancia de la obra, teniendo en cuenta los puntos de vista: económico,

socio-económico, turístico, estratégico y de los daños que implicaría su falla como son la pérdida de vidas humanas, costo y duración de la reconstrucción, costo del no funcionamiento de la obra, etc.

La idea es evitar el sobredimensionamiento de toda la obra, concentrando los esfuerzos en algunas partes definidas como vitales o esenciales, y adoptar disposiciones constructivas permitiendo minimizar los daños en caso de eventos excepcionales, dando prioridad a la protección de zonas de mayor interés socio-económico y a las obras más costosas.

Para el puente se está considerando periodos de retorno de 100 y 500 años.

Capítulo

3

CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO DE DISEÑO

En este capítulo se evaluarán los diferentes métodos de cálculo del caudal máximo de diseño y su aplicabilidad a la cuenca en estudio.

El caudal máximo se debe a la crecida o caudal extraordinario en un río. La predicción de la magnitud de la creciente para el diseño de obras hidráulicas ha sido siempre motivo de controversia debido a que los métodos que analizan crecientes deben realizar una proyección hacia el futuro, aplicando como por ejemplo teoría de probabilidades, con un alto grado de incertidumbre.

Los fenómenos de las avenidas, al igual que las precipitaciones, son aleatorios con ciclos básicamente anuales. Las crecidas son debidas a factores como:

a) La precipitación. La existencia de frentes activos, las lluvias orográficas, así como las tormentas pueden producir precipitaciones excepcionales, que son la base de las crecidas. Las precipitaciones afectan de forma distinta según el tamaño de las cuencas. En cuencas grandes, son los frentes los que producen una generalización de la precipitación, mientras que en cuencas medianas o pequeñas son las lluvias convectivas u orográficas las que producen las mayores y más peligrosas avenidas.



Figura 3-1 La precipitación es un factor importante en las crecidas

b) La fusión de la nieve. Este fenómeno debido a un aumento de la temperatura, que puede acompañar a las lluvias intensas, puede ser un factor de incremento del caudal de una avenida.

c) El estado de humedad del suelo. Como se sabe existe una primera retención que es muy baja si el suelo está inicialmente saturado. Es un factor importante en cuencas grandes.

d) Geomorfología de la cuenca. Las características geomorfológicas de una cuenca como la pendiente o la vegetación son un factor básico en la generación de una avenida.

e) La actividad humana. Puede variar las características de la avenida en una cuenca, como por ejemplo la existencia de zonas urbanizadas facilita la escorrentía, la existencia de embalses retrasa atenuando la avenida.

Entre los diferentes métodos de evaluación del caudal máximo tenemos los siguientes:

Método Racional

Métodos del Hidrograma Unitario

Métodos Estadísticos

Métodos Empíricos

Para decidir que método usar para el cálculo del caudal máximo de diseño se requiere saber clasificar la cuenca hidrológica de acuerdo a factores como el área, la variación de la precipitación en el tiempo y en el espacio, el almacenaje de agua, entre otros factores.

3.1 HIDROLOGÍA DE CUENCAS PEQUEÑAS

Características de la hidrología de cuencas pequeñas:

- La precipitación puede ser asumida como uniformemente distribuida en el espacio.
- La precipitación puede ser asumida como uniformemente distribuida en el tiempo.
- Usualmente la duración de la tormenta supera al tiempo de concentración.
- El proceso de almacenamiento es despreciable.

En la práctica, el tiempo de concentración y el área de la cuenca son usados para definir el límite superior de una cuenca pequeña. Algunos autores respecto a una cuenca dicen que es pequeña cuando el tiempo de concentración es de 1h o menos. Para otros una cuenca es pequeña cuando el área es menor a 2.5Km², aunque es probable que estos límites sean un poco arbitrarios.

3.1.1 METODO RACIONAL

El Método Racional es el método ampliamente usado para cuencas pequeñas. El caudal máximo es producto del coeficiente de escorrentía, intensidad de lluvia y el área de la cuenca. La duración de la precipitación está relacionada al tiempo de concentración y a la concentración de la escorrentía en la cuenca. El caudal máximo está formulado de la siguiente manera:

$$Q_p = 0.278 \times C_x I_x A$$

Donde:

Q_p = Caudal pico o máximo (m³/s)

C = Coeficiente de escorrentía

I = Intensidad de lluvia (mm/h)

A = Área de la Cuenca (Km²)

En general, el método racional toma en cuenta las siguientes características hidrológicas: Intensidad de precipitación, duración de precipitación, frecuencia de precipitación, área de la cuenca, abstracciones hidrológicas, concentración de escorrentía, difusión de escorrentía

Este método se basa en que la duración de la precipitación, es mayor o igual que el tiempo de concentración, para la determinación del caudal máximo. El coeficiente de escorrentía depende del tipo de suelo, pendiente, cobertura vegetal, etc.

La intensidad de la tormenta se deberá calcular para una duración igual al tiempo de concentración y para el período de retorno T que se desea calcular el caudal, según la ecuación

$$I = \frac{aT^n}{(t + b)^m}$$

Donde:

t es el tiempo de la tormenta.

a, b, n y m son parámetros que dependen de las condiciones meteorológicas de la zona.

T es el período de retorno.

Tiempo de concentración

Es el tiempo que tarda el flujo en viajar desde el punto más alejado de la cuenca, hasta la salida de la misma. Este tiempo depende de las características geomorfológicas de la cuenca. Para su determinación existen varias expresiones, entre ellas las propuestas por: Témez, William, Kirpich, Johnstone-Cross, C.C.P, Giandotti, S.C.S Ranser, Linsley, Snyder entre otros. Todas estas expresiones producen resultados muy diferentes, ya que fueron deducidas para cuencas con características muy específicas.

Cuadro 3-1 Formulas para el cálculo del Tiempo de Concentración

Método y fecha	Fórmula para t_c (min)	Observaciones
Kirpich (1940)	$t_c = 0.0078L^{0.775}S^{-0.385}$ L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, pies S = pendiente promedio de la cuenca, pies/pie	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales en Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_c por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.
California Culverts Practice (1942)	$t_c = 60(11.9L^3/H)^{0.385}$ L = longitud del curso de agua más largo, mi H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, pies	Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California (U. S. Bureau of Reclamation, 1973, pp. 67-71).
Izzard (1946)	$t_c = \frac{41.025(0.0007i + c)L^{0.33}}{S^{0.333; 0.667}}$ i = intensidad de lluvia, pulg/h c = coeficiente de retardo L = longitud de la trayectoria de flujo, pies S = pendiente de la trayectoria de flujo, pies/pie	Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of Public Roads para flujo superficial en caminos y áreas de céspedes; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0.0070 para pavimentos muy lisos hasta 0.012 para pavimentos de concreto y 0.06 para superficies densamente cubiertas de pasto; la solución requiere de procesos iterativos; el producto de i por L debe ser ≤ 500 .
Federal Aviation Administration (1970)	$t_c = 1.8(1.1 - C)L^{0.50}S^{0.333}$ C = coeficiente de escorrentía del método racional L = longitud del flujo superficial, pies S = pendiente de la superficie, %	Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers; el método tiene como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos, pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.
Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erlurge (1973)	$t_c = \frac{0.94(0.6-0.6)}{(1.04S-0.3)}$ L = longitud del flujo superficial, pies n = coeficiente de rugosidad de Manning i = intensidad de lluvia, pulg/h S = pendiente promedio del terreno, pies/pie	Ecuación para flujo superficial desarrollada a partir de análisis de onda cinemática de la escorrentía superficial desde superficies desarrolladas; el método requiere iteraciones debido a que tanto i (intensidad de lluvia) como t_c son desconocidos; la superposición de una curva de intensidad-duración-frecuencia da una solución gráfica directa para t_c .
Ecuación de retardo SCS (1973)	$t_c = \frac{100 L^{0.8} [(1,000/CN) - 9]^{0.7}}{1,900 S^{0.5}}$ L = longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), pies CN = número de curva SCS S = Pendiente promedio de la cuenca, %	Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 2,000 acres; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que $t_c = 1.67 \times$ retardo de la cuenca.
Cartas de velocidad promedio del SCS (1975, 1986)	$t_c = \frac{1}{60} \sum \frac{L}{V}$ L = longitud de la trayectoria de flujo, pies V = velocidad promedio en pies por segundo de la figura 3-1 del TR 55 para diferentes superficies	Las cartas de flujo superficial de la figura 3-1 del TR 55 muestran la velocidad promedio como una función de la pendiente del curso de agua y de la cubierta superficial. (Véase también la tabla 5.7.1)

Fuente: Ven Te Chow, Hidrología para Ingenieros.

El Método Racional no toma en cuenta las siguientes características de proceso:

- Las variaciones temporal y espacial de la precipitación efectiva.
- El tiempo de concentración es mucho más grande que la duración de la precipitación.
- Una porción significativa ocurre en forma de flujo concentrado (cauce).

3.2 HIDROLOGÍA DE CUENCAS MEDIANAS

Características de la hidrología de cuencas medianas

- La precipitación varía con la duración de la tormenta.
- La precipitación puede ser asumida como uniformemente distribuida en el espacio.
- La escorrentía es por flujo superficial y en cauce.
- Los procesos de almacenamiento son despreciables.

A diferencia de las cuencas medianas, en cuencas grandes es probable que varíe la precipitación en el espacio ya sea como una tormenta de isoyetas distribuidas concéntricamente que abarque toda la cuenca hidrográfica con precipitaciones moderadas o como intensas tormentas locales que cubran sólo una parte de la cuenca. Es decir, una cuenca grande estaría conformada por cuencas medianas y pequeñas.

Una característica importante de las cuencas grandes y que las diferencia de las cuencas medianas es su sustancial capacidad de almacenamiento, atenuando el flujo en su tránsito hacia el cauce.

Desde que la intensidad de precipitación varía con la duración de la tormenta, la respuesta de la cuenca es descrita por métodos que toman en cuenta la variación temporal de la intensidad de lluvia.

El método usado más ampliamente en cuencas medianas es el método del Hidrograma Unitario.

Hidrograma:

Si se mide el gasto (volumen de escurrimiento por unidad de tiempo), que pasa de manera continua durante todo un año por una determinada sección transversal de un río y se grafican los valores obtenidos contra el tiempo se obtendría una gráfica como la de la figura 3-2. Una gráfica como ésta se denomina hidrograma, como cualquiera que relacione el gasto con el tiempo.

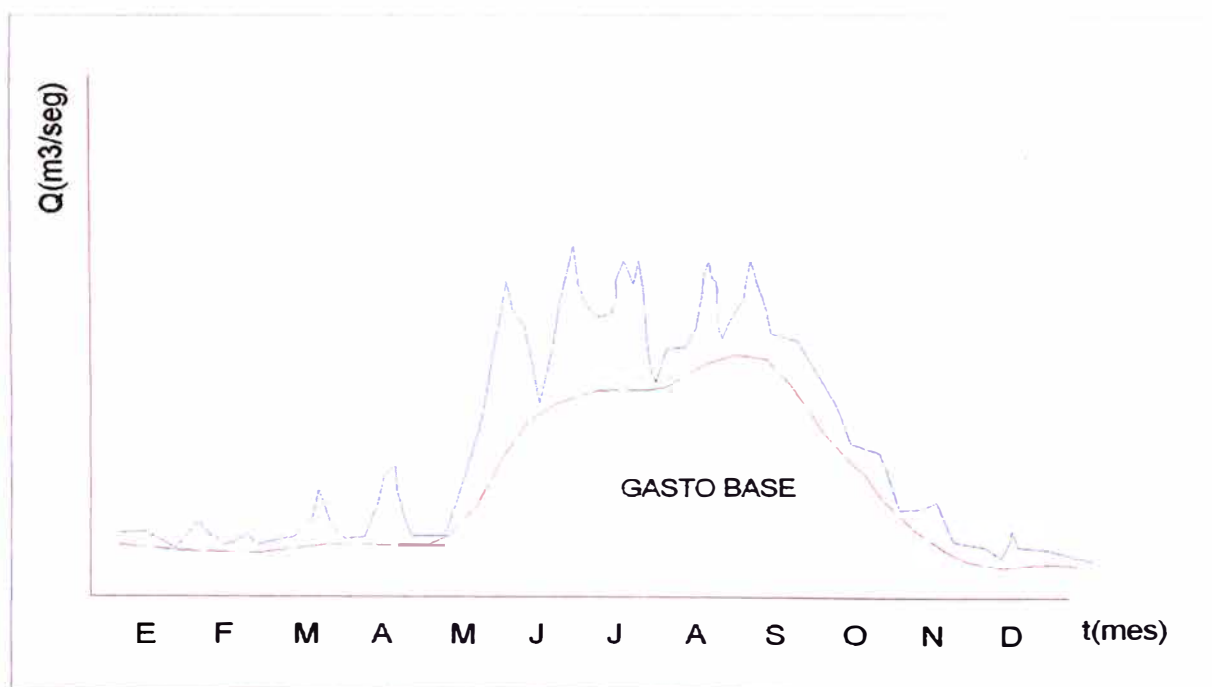


Figura 3-2 Hidrograma anual

La figura 3-2 representa un hidrograma anual; si la escala del tiempo se amplía de tal manera que se pueda observar el escurrimiento producido por una sola tormenta se tendría una gráfica como la que se muestra en la figura 3-3. Aunque la forma de los hidrogramas producidos por tormentas particulares varía no sólo de una cuenca a otra sino también de tormenta a tormenta, es posible en general distinguir las siguientes partes en cada hidrograma (figura 3-3).

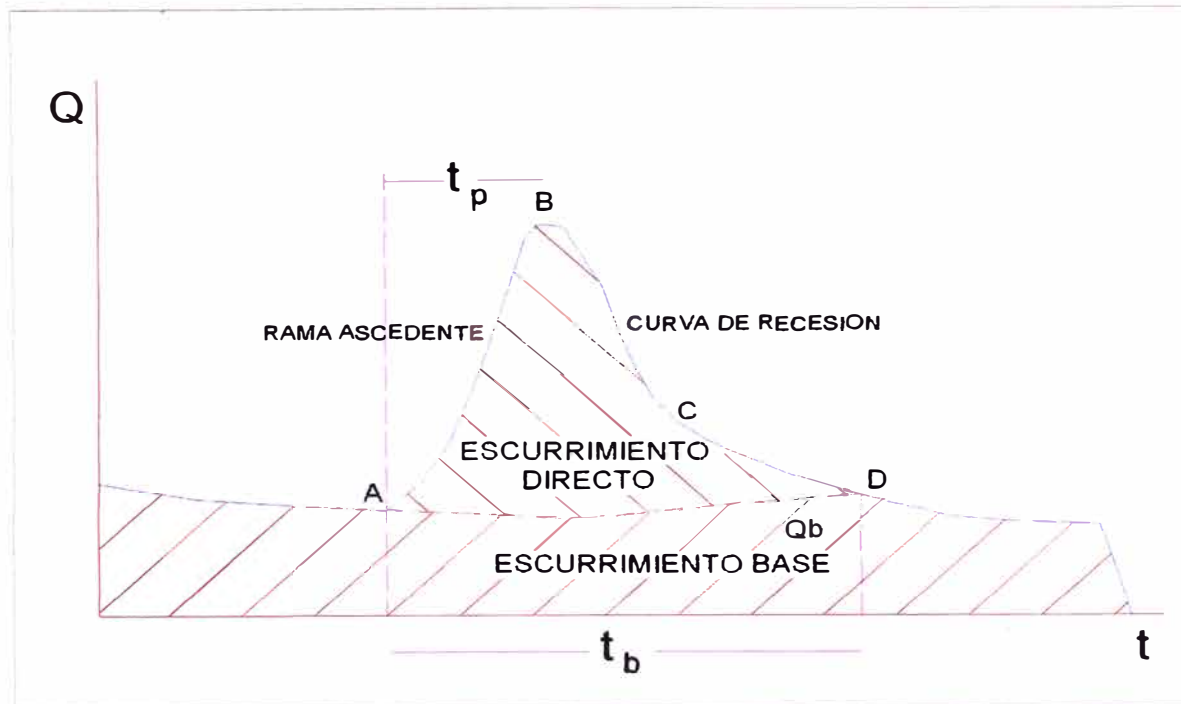


Figura 3-3 Hidrograma producido por una tormenta.

A. Punto de Inicio. En este punto el agua proveniente de la tormenta bajo análisis comienza a llegar a la salida de la cuenca y se produce inmediatamente después de iniciada la tormenta.

B. Pico. Es el gasto máximo que se produce por la tormenta. Con frecuencia es el punto más importante de un hidrograma para fines de diseño.

C. Punto de inflexión. Es el punto aproximadamente cuando termina el flujo sobre el terreno, y de aquí en adelante, lo que queda de agua en la cuenca escurre por canales y como escurrimiento subterráneo.

D. Final del escurrimiento directo. De este punto en adelante el escurrimiento es sólo de origen subterráneo.

T_p : Tiempo pico. Es el tiempo que transcurre desde el punto de inicio hasta el pico del hidrograma.

T_b : Tiempo base. Es el tiempo que transcurre desde el punto de inicio hasta el punto final del escurrimiento directo.

3.2.1 HIDROGRAMA UNITARIO

El Hidrograma Unitario, que consiste en derivar un hidrograma para una tormenta unitaria. La duración del hidrograma unitario es usualmente una fracción del tiempo de concentración.

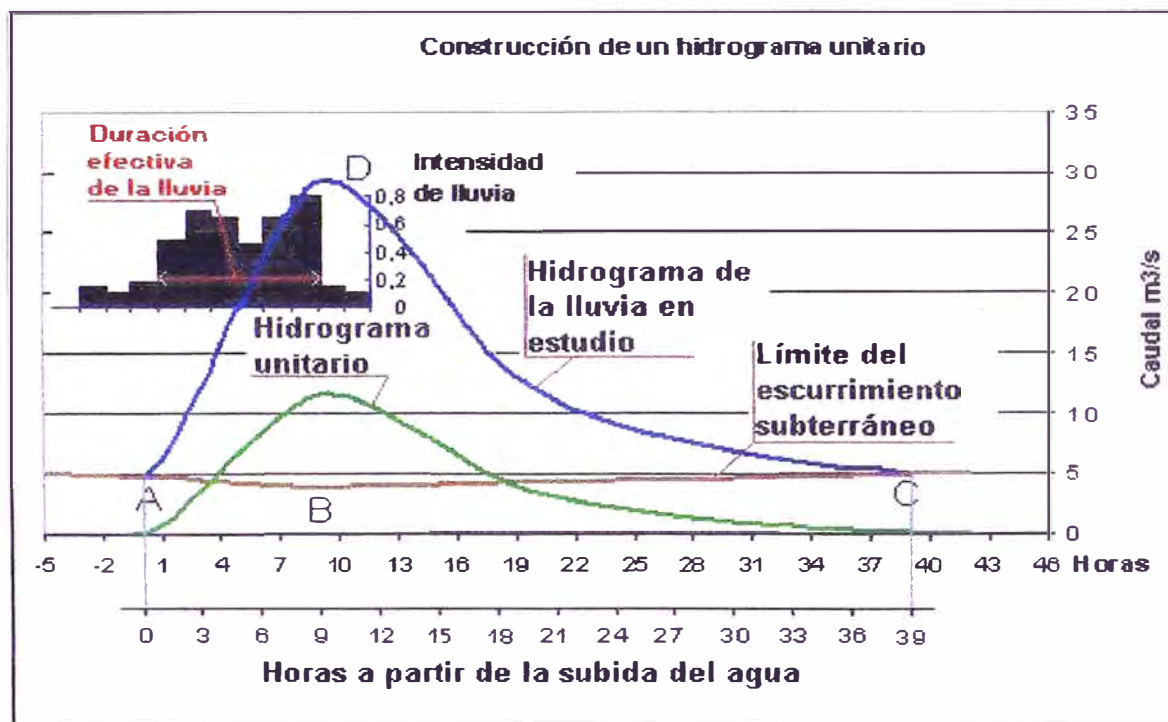


Figura 3-4. Construcción del Hidrograma Unitario.

El método del hidrograma unitario desarrollado inicialmente por Sherman en 1932, es aplicable a cuencas de tamaño mediano con una superficie de 300 a 400 Km², cuya respuesta ante una tormenta suponga un hidrograma complejo.

El método del hidrograma unitario se basa en la posibilidad de aplicación del principio de linealización al proceso de escurrimiento; según fue explicado por Sherman, se puede enunciar en 3 principios:

1. Para tormentas cortas e intensas, el tiempo al pico del hidrograma producido es constante e independiente de la duración de la tormenta.
2. Para tormentas de la misma duración e inferior al tiempo base T_b del hidrograma, el volumen de escurrimiento producido es proporcional a la intensidad de dichas tormentas:

$V_2 / V_1 = I_2 / I_1$, de la misma forma que $Q_2 / Q_1 = I_2 / I_1$.

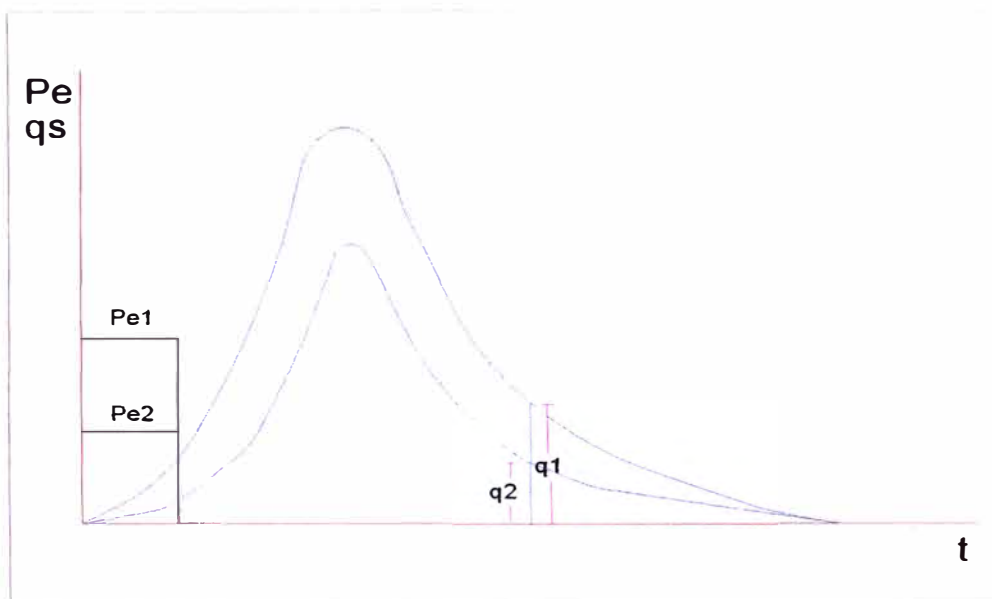


Figura 3-5. Proporcionalidad del Hidrograma

3. Principio de Superposición. El hidrograma producido por una tormenta de duración superior al tiempo T_b , se puede obtener dividiendo la tormenta en partes de tiempo igual o inferior a T_b y superponiendo los hidrogramas obtenidos.

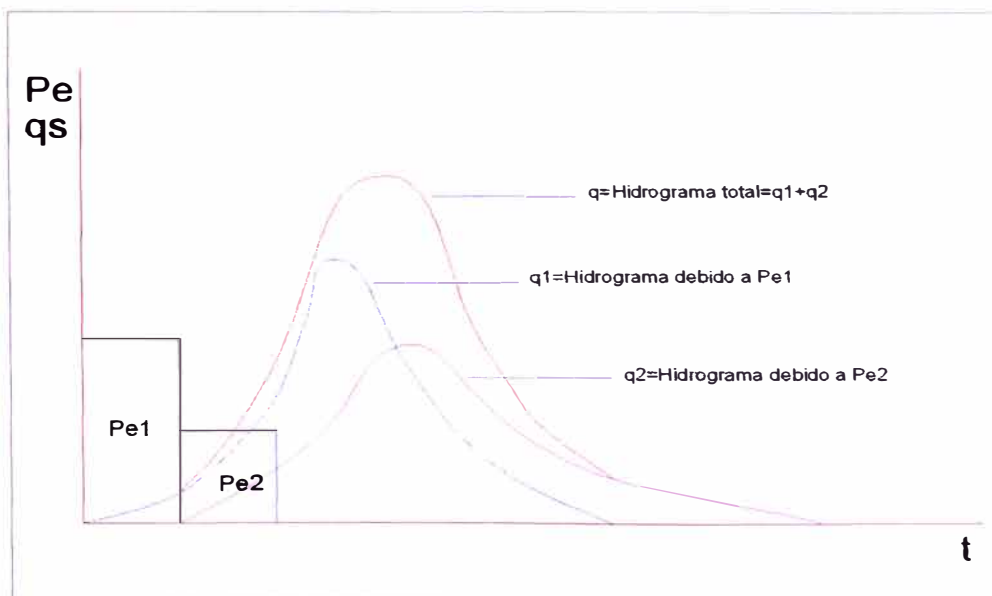


Figura 3-6. Principio de Superposición.

Por otra parte, el método de hidrograma unitario no considera las pérdidas en la lluvia por infiltración, evaporación, etc., por lo que a la hora de su calibración es necesario valorar estas pérdidas y descontarlas en el pluviograma inicial. Aunque en la mayoría de los eventos de crecientes se presentan lluvias anteriores al aguacero principal, y por esta razón las pérdidas por interceptación y por infiltración temprana no se consideran cuando se calcula la lluvia neta.

El hidrograma unitario no incluye flujo subterráneo o flujo base. Estos deben ser separados del hidrograma total antes de derivar un hidrograma unitario, y deben ser estimados separadamente y sumados al hidrograma de escurrimiento superficial calculado después de la aplicación del hidrograma unitario, debe ser consistente con la forma en que se estima y tratan estos elementos en la aplicación.

Cuando no se tienen datos reales, los hidrogramas sintéticos son utilizados. Estos consisten en determinar las características fundamentales de un hidrograma por medio de fórmulas empíricas. Los hidrogramas unitarios sintéticos más usados son los siguientes:

Hidrograma Unitario de Triangular

El Hidrograma Unitario Triangular del SCS ofrece un procedimiento sencillo para el cálculo de crecientes en cuencas pequeñas o medianas. Los siguientes son los pasos que se siguen en la aplicación del método del hidrograma unitario:

1. Síntesis de una lluvia de diseño, a partir de un análisis de intensidad-duración-frecuencia de aguaceros de corta duración.
2. Determinación de un índice de infiltración característico de la cuenca.
3. Cálculo de la lluvia de exceso a partir de la lluvia total de diseño y de la infiltración esperada.
4. Determinación del hidrograma unitario de la cuenca.
5. Aplicación de la lluvia de exceso al hidrograma unitario.
6. Interpretación de los resultados para estimar el caudal pico de creciente.

El método está limitado a cuencas homogéneas (Una Cuenca es Homogénea cuando tiene las mismas características físicas y de almacenamiento en toda su área)

El hidrograma sintético de forma triangular esta formulado de la siguiente forma:

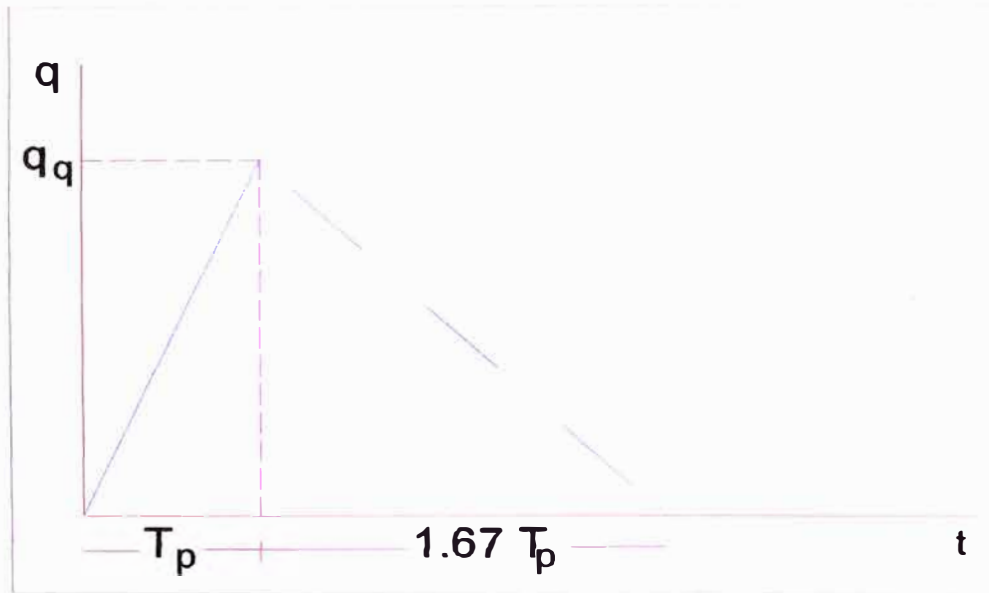


Figura 3-7. Hidrograma Sintético

$$q_p = 0.555 \times \frac{A}{t_b}$$

Además se tiene las siguientes relaciones:

$$t_b = 2.67 t_p$$

$$t_p = d_e / 2 + t_r$$

$$t_r = 0.60 t_c$$

$$d_e = 2t_c^{0.5} \text{ Para cuencas grandes}$$

$$d_e = t_c \text{ Para cuencas pequeñas}$$

Donde:

q_p = Gasto pico (m³/s/mm)

A = Área de la cuenca

t_b = tiempo base (h)

t_p = tiempo pico (h)

d_e = Duración en exceso

t_r = tiempo de retraso

t_c = tiempo de concentración

Hidrograma Unitario de Snyder

$$Q_p = 7x \frac{C_r \times A}{t_r}$$

$$t_r = C_t x (L_x L_c)^{0.3}$$

$$d_r = t_r / 5.5$$

Donde:

Q_p = descarga máxima (m³/s)

C_r = coeficiente (0.56 a 0.69)

A = Área de la cuenca

t_r = tiempo de retardo (h)

L = Longitud de la corriente principal (km)

L_c = Longitud desde el desagüe hasta el punto más próximo al centroide de la cuenca sobre el cauce (km)

C_t = Varía de 1.35 a 1.65 (para pendientes altas y pendientes bajas)

3.3 HIDROLOGIA DE CUENCAS GRANDES

La serie histórica de caudales máximos de una estación hidrométrica se conforma con los picos de los hidrogramas si la estación está equipada con limnógrafo o con los registros de maxímetros si la estación está compuesta por una batería de miras. Para asegurar la independencia de los datos de la serie se recomienda tomar un solo valor por cada año de registro, el máximo.

El análisis estadístico de la serie de máximos históricos permite establecer la confiabilidad de la serie en cuanto tiene que ver con la longitud del registro y la consistencia de la información. Luego de que se establece la confiabilidad de la serie se procede a calcular los estadísticos que van a

representar el régimen histórico de las crecientes; estos estadísticos son Promedio (\bar{X}), Desviación Estándar (SD) y Coeficiente de Asimetría (C_a).

Posteriormente, se utiliza métodos de Inferencia Estadística, para calcular los parámetros de la población que serán aplicados en el pronóstico de probabilidad de las crecientes futuras; estos parámetros son Esperanza Matemática (μ), Varianza (var) y Coeficiente de Asimetría (C_s). Por último, se selecciona una distribución de probabilidades y se calculan los picos de crecienta para Períodos de Retorno (T_r) determinados. Como se sabe, el período de retorno es una medida de la probabilidad de que un evento de una determinada magnitud sea igualado o excedido por lo menos una vez en un año cualquiera.

El método tiene el inconveniente de que analiza con un gran rigor matemático la teoría de las probabilidades pero no tiene en cuenta los factores físicos de la corriente de drenaje y de su cuenca vertiente.

Este método es útil en el cálculo de picos de crecienta para diseño de sistemas de drenaje urbano, sistemas de drenaje de carreteras y aeropuertos, puentes, y protección de obras hidráulicas pequeñas en ríos, como captaciones, desarenadores y conducciones.

3.3.1 ANÁLISIS DE FRECUENCIA

El análisis de frecuencia se refiere a la técnica cuyo objetivo es analizar la incidencia de las variables hidrológicas dentro de un marco estadístico. En ese análisis se relaciona la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad. Esas técnicas son aplicables para el estudio de propiedades estadísticas ya sean de series de precipitaciones o caudales.

En principio el análisis de frecuencia es aplicable en cuencas con registros con largos periodos de datos de flujo, pero en la práctica son principalmente usados para cuencas grandes, debido a que es más probable que se tengan registros y que tiene largos periodos de datos.

En cuencas sin registro de caudales de captación (ya sea mediana o grande), el análisis de frecuencia se pueden utilizar en un contexto regional para desarrollar las características de flujo aplicables a las regiones hidrológicamente homogéneas (Análisis Regional).

Las preguntas a ser resueltas por el análisis de frecuencia son las siguientes: Dado n años de registros de caudales para un curso de agua o cauce, cual es el máximo o mínimo caudal Q asociado con un periodo de retomo T . Alternativamente la pregunta sería también, cual es periodo de retorno T , asociado al máximo o mínimo caudal Q .

3.4 MÉTODOS REGIONALES

El objetivo de estos métodos es estimar las descargas máximas para diferentes periodos de retorno, en cuencas sin mediciones hidrométricas, como es el caso de estudio.

A continuación se describe el método regional basado en los estudios realizados por la Comisión Multisectorial del Plan Nacional de Ordenamiento de los Recursos Hidráulicos a cargo del Dr. Wolfgang Trau y del Ing. Raúl Gutiérrez.

Las descargas máximas han sido recopiladas de las diferentes instituciones relacionadas al tema como SENAMHI, INERN, INIE, entre otros para una ampliación de la base de información.

Este método tomo en cuenta solo el área de la cuenca, es de enorme utilidad en los casos que se carezca de información. La idea fundamental de este método es relacionar el gasto máximo con el área de la cuenca.

3.4.1 EVALUACION

Para la generalización de frecuencia de caudales se sigue el siguiente procedimiento:

- Se aplica una función de distribución teórica para registrar los valores máximos.
- Se combina los datos de una región homogénea.
- Se desarrolla una relación de máximas descargas con factores fisiográficas.

La función de distribución para el cálculo de avenidas escogida fue la distribución Gumbel, ya que obtiene un mejor ajuste para el análisis de valores máximos. Esta función se expresa:

$$f(x) = P = e^{-e^{-y}}$$

Donde:

x = evento

y = variable reducida

P = probabilidad acumulativa

El proceso de agrupamiento regional consiste en agrupar las estaciones que guardan una pendiente parecida. Con el fin de obtener estimaciones de caudales donde no se tenga observaciones, se han graficado relaciones entre el caudal y el área para periodos de retorno de 10 y 1000 años.

Para obtener la envolvente de las descargas máximas en función del área se utiliza la ecuación de Creager siendo su forma la siguiente:

$$q = 46 * C * A^{(0.894 * A^{-0.048} - 1)}$$

Donde:

q = descarga máxima específica variable (cfs/sqm)

A = área (sqm)

C = coeficiente de escala (adimensional)

La misma ecuación se puede representar en forma aproximada de la siguiente manera:

$$Q = 0.5 * C * A^{(1.02 * A^{0.05} - 1)}$$

Donde:

Q = descarga máxima específica variable (m³/s)

A = área (km²)

C = coeficiente de escala (adimensional)

El área aproximada de las diferentes regiones, así como el número de estaciones consideradas se presenta en el siguiente cuadro.

Cuadro 3-2: Área y Estaciones para las Regiones

Región	Área	Estaciones
	A (km ²)	N
1	31,000	12
2	59,000	21
3	64,000	34
4	142,000	58
5	101,000	28
6	137,000	40
7	751,000	0

Fuente: Comisión Multisectorial del Plan de Ordenamiento de los Recursos Hidráulicos.

En forma general la ecuación para diferentes periodos de Retorno, haciendo una correlación entre el logaritmo del periodo de retorno y la relación de la avenida en términos del caudal promedio, se obtiene la ecuación siguiente:

$$Q_T = (C_1 + C_2) * \text{LogTr} * A^{m * A^{-n}}$$

Donde:

Q_T = avenida con periodo de retorno (m³/s)

C₁ = coeficiente de escala (adimensional)

C₂ = coeficiente de escala (adimensional)

Tr = Periodo de Retorno

A = área (Km²)

m = exponente (adimensional)

n = exponente (adimensional)

Los exponentes m y n están relacionados a la forma y pendiente de la curva envolvente. Los coeficientes $C1$ y $C2$ están relacionados a la escala de la curva.

Cuadro 3-3: Parámetros a dimensionales para el Cálculo de Avenidas.

Región	C1	C2	m	n
1	1.01	4.37	1.02	0.04
2	0.10	1.28	1.02	0.04
3	0.27	1.48	1.02	0.04
4	0.09	0.36	1.24	0.04
5	0.11	0.26	1.24	0.04
6	0.18	0.31	1.24	0.04
7	0.22	0.37	1.24	0.04

Fuente: Comisión Multisectorial del Plan de Ordenamiento de los Recursos Hidráulicos.

Para el caso de la región 7, para compensar la incertidumbre debido a que la mayor parte carece de observaciones, se ha aumentado en 20% la avenida calculada para la región 6, ya que están en zonas adyacentes y además las lluvias en la región 7 son elevadas.

3.4.2 CONSIDERACIONES

Se ha considerado valores promedio diario, debido a que existen muy pocas observaciones de valores instantáneos. Una comparación indica que los valores instantáneos pueden superar a los valores promedios diarios hasta en un 100% en pocos casos.

Frecuentemente las grandes avenidas producen discontinuidades en los registros, por lo tanto los valores registrados de avenida no representa la avenida real. Entonces aquí se producen grandes errores.

Se comete un cierto error estadístico al incluir registros cortos en el análisis de frecuencia.

Debido a la variación importante de las avenidas y a las pocas observaciones en cuencas pequeñas, el Método Regional tiene una validez en cuencas cuyas áreas sean mayores de 50km² y menores de 30,000 km²

Para utilizar este método se utilizó aproximadamente 200 estaciones hidrométricas que tienen datos de descargas diarias.

Los resultados son utilizados con fines de planificación de los recursos hidráulicos cuando se carece de mediciones hidrométricas.

3.4.3 METODO REGIONAL EN CUENCAS VECINAS CORRELACIONADA A LA CUENCA DE MADRE DE DIOS

Debido a que el método Regional desarrolla relaciones regionales entre características de los caudales y de las cuencas. Tales relaciones se pueden usar para estimar las características del caudal en lugares en los que no hay registros de flujo. Entonces una alternativa al Método regional descrito anteriormente, donde la base de información es en todo el territorio nacional, es tomar como referencia los caudales de las cuencas vecinas y sus características fisiográficas, así se tendría una serie de datos. Teniendo esa data se correlacionaría de la siguiente forma:

$$Q_p = Cx A^n$$

Donde:

Q_p = Caudal pico

C, n = coeficientes

A = Área de la cuenca

Entonces con esta correlación con el área de la cuenca del río Madre de Dios para obtener el gasto máximo.

3.5 TRANSITO DE AVENIDAS

Con el tránsito de avenidas se busca saber cómo evoluciona el hidrograma a medida que discurre a lo largo de un cauce o a través de un embalse.

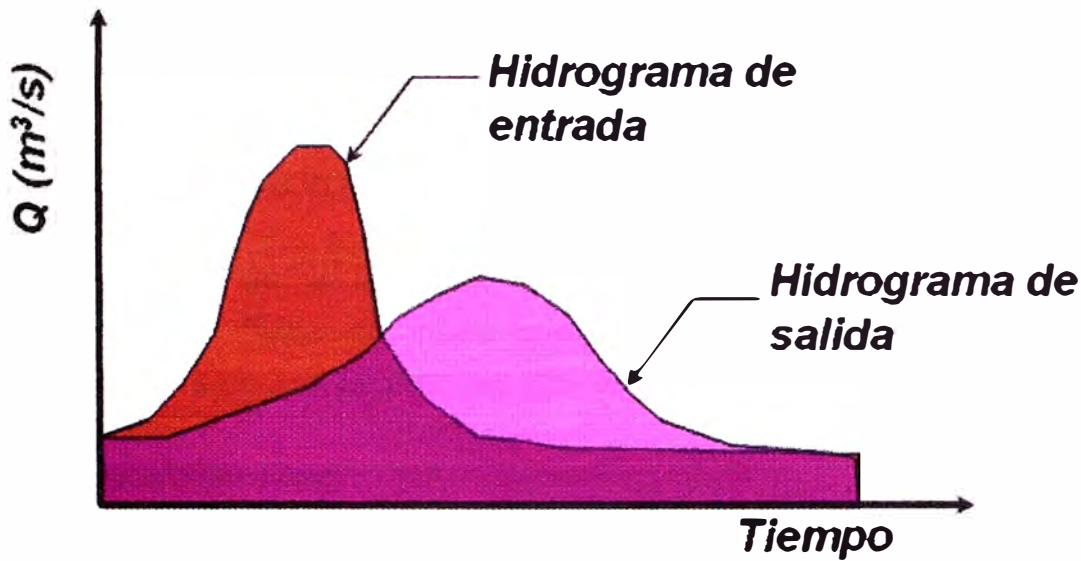


Figura 3-8. Hidrograma de entrada y salida

Calcular el tránsito de una avenida es obtener el hidrograma a partir de un punto conocido. Existen varios métodos para efectuar los cálculos que se agrupan en dos categorías:

3.5.1 METODOS HIDROLOGICOS

Se basan en la ecuación de continuidad, que para un tramo de un cauce o de embalse se establece lo siguiente:

Volumen de Entrada – Volumen de Salida = Δ almacenamiento

Dividiendo entre Δt

Q entrada – Q salida = Δ almacenamiento / Δt

Que es equivalente a

$$I - O = \Delta S / \Delta t = (S_2 - S_1) / \Delta t$$

Donde:

I = Caudal de entrada medio en un Δt

O = Caudal de salida medio en un Δt

ΔS = Incremento del almacenamiento en el tiempo Δt

3.5.2 METODOS HIDRAULICOS

Además de la ecuación de continuidad, utilizan las ecuaciones del movimiento del fluido de modo que para cauces o canales en régimen no permanente se utilizan ecuaciones diferenciales.

Conservación de masa:

$$\frac{dV}{dt} + v \frac{dV}{dx} + g \frac{dy}{dx} = g(S_0 - S_f)$$

Conservación de cantidad de movimiento:

$$\frac{dV}{dt} + v \frac{dV}{dx} + g \frac{dy}{dx} = g(S_0 - S_f)$$

Donde:

y = tirante

v = velocidad

q = gasto lateral

B = ancho de la superficie libre

S_0 = Pendiente del fondo

S_f = Pendiente de fricción

Método de Muskingum

Es uno de los métodos hidrológicos más utilizados. El almacenamiento en un tramo del cauce se puede descomponer en dos partes: el almacenamiento (S) en un prisma, que es proporcional al caudal de salida (O) y el almacenamiento en cuña, que sería función de la diferencia del caudal de entrada y salida ($I - O$).

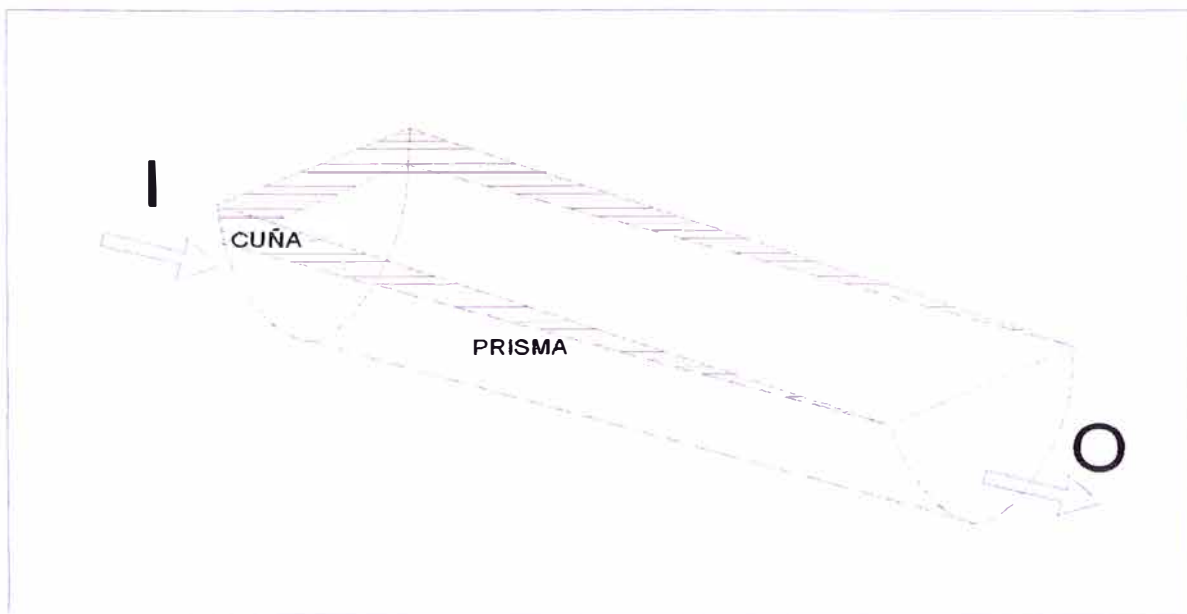


Figura 3-9. Almacenamiento en un tramo del cauce.

$$S_{prisma} = KxO$$

$$S_{cuna} = KxXx(I - O)$$

Sumando las dos expresiones tenemos:

$$S_{cuna} = Kx(XxI - (1 - X)xO)$$

Donde:

S = almacenamiento en el tramo considerado de un cauce

I = Caudal de entrada en ese tramo

O = Caudal de salida en ese tramo

K, X = Constantes para ese tramo de cauce

Aplicando a la ecuación anterior 2 incrementos consecutivos

$$S_1 = Kx(XxI_1 + (1 - X)xO_1)$$

$$S_2 = Kx(XxI_2 + (1 - X)xO_2)$$

Sustituyendo estas ecuaciones en la ecuación de continuidad se obtiene

$$O_2 = C_0xI_2 + C_1xI_1 + C_2xI_1$$

Donde:

I_1 y I_2 = Caudales de entrada en dos incrementos de tiempos sucesivos

O_1 y O_2 = Caudales de salida en los mismos incrementos de tiempos

$$C_0 = (-KxX + 0.5\Delta t) / (K - KxX + 0.5\Delta t)$$

$$C_1 = (KxX + 0.5\Delta t) / (K - KxX + 0.5\Delta t)$$

$$C_2 = (K - KxX - 0.5\Delta t) / (K - KxX + 0.5\Delta t)$$

K y X = Constantes que dependen del tramo del cauce.

3.6 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Debido a que la estructura a analizar es un puente se considera los periodos de retorno de 100 y 500 años, debido a la importancia de la estructura y a la evaluación técnico - económica.

Según el Método Regional se toma en cuenta el coeficiente de escala C_1 y C_2 y los exponentes m y n según en la región en que se encuentran. Debido que la cuenca del río Madre de Dios se encuentra en la región 7 se toman los valores correspondientes del cuadro 3-3.

Debido a que el método nos limita al tamaño de las áreas de las cuencas, subdividimos la cuenca en subcuencas que estén en el orden. Luego se aplica la fórmula del método regional:

$$Q_T = (C_1 + C_2) * \text{Log}Tr * A^{m*A^n}$$



Figura 3-10: Parámetros Geométricos de la Cuenca

Para $T_r = 100$ años

Cuadro 3-4: Caudales de las Subcuencas del río Madre de Dios para 100 años de Periodo de Retorno.

Subcuencas	C_1	C_2	T_r	A	m	n	Q_T
	--	--	año	km ²	--	--	m ³ /s
Madre de Dios1	0.22	0.37	100	33,795	1.24	0.04	5,920
Madre de Dios2	0.22	0.37	100	1,886	1.24	0.04	1,191
Inambari	0.22	0.37	100	20,390	1.24	0.04	4,623
Las Piedras	0.22	0.37	100	20,577	1.24	0.04	4,644

Haciendo el tránsito de avenidas para las Cuencas:

$$Q \text{ (sub cuenca MD1)} = 5,920 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q \text{ (sub cuenca Inambari)} = 4,623 \text{ m}^3/\text{s}$$

Luego:

$$Q_A = Q \text{ (sub cuenca MD1)} + Q \text{ (sub cuenca Inambari)}$$

$$Q_A = 10,543 \text{ m}^3/\text{s}$$

Considerando que hay 10% de atenuación del flujo en el recorrido hacia B y que el caudal en el punto A se puede considerar igual al punto C (figura 3-14).

$$Q_B = Q \text{ (sub cuenca MD2)} + 90\%Q_A + Q \text{ (sub cuenca Las Piedras)}$$

$$Q_B = 15,324 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para $T_r = 500$ años

Cuadro 3-5: Caudales de las Subcuencas del río Madre de Dios para 500 años de Periodo de Retorno.

Subcuencas	C ₁	C ₂	T _r	A	m	n	Q _T
	--	--	año	km ²	--	--	m ³ /s
Madre de Dios1	0.22	0.37	500	33,795	1.24	0.04	7,989
Madre de Dios2	0.22	0.37	500	1,886	1.24	0.04	1,607
Inambari	0.22	0.37	500	20,390	1.24	0.04	6,239
Las Piedras	0.22	0.37	500	20,577	1.24	0.04	6,268

Haciendo el tránsito de avenidas para las Cuencas:

$$Q \text{ (sub cuenca MD1)} = 7,989 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q \text{ (sub cuenca Inambari)} = 6,268 \text{ m}^3/\text{s}$$

Luego:

$$Q_A = Q \text{ (sub cuenca MD1)} + Q \text{ (sub cuenca Inambari)}$$

$$Q_A = 14,228 \text{ m}^3/\text{s}$$

Considerando que hay 10% de atenuación del flujo en el recorrido hacia B y que el caudal en el punto A se puede considerar igual al punto C (figura 3-10).

$$Q_B = Q \text{ (sub cuenca MD2)} + 90\%Q_A + Q \text{ (sub cuenca Las Piedras)}$$

$$Q_B = 20,680 \text{ m}^3/\text{s}$$

CONCLUSIONES

La cuenca se divide en subcuencas y se analiza los caudales generados por toda la cuenca.

Luego de revisar las distintas metodologías de cálculo del caudal máximo de diseño, se concluye que el Método Regional es el más adecuado para la Cuenca de Madre de Dios, debido a que no tiene registros hidrométricos, las áreas de las subcuencas son mayores que las definiciones de cuencas pequeñas o medianas, además de que los registros de precipitación están muy dispersos y muchos fuera de la cuenca.

Los caudales obtenidos para los periodos de retorno de 100 y 500 años fueron 15,324m³/s y 20,680m³/s respectivamente. Con estos caudales el especialista de Hidráulica Fluvial determinará el nivel del fondo de losa así como la socavación máxima esperada en los pilares.

El método Racional como el método del Hidrograma Unitario, pueden ser aplicables a la cuenca en estudio siempre y cuando se consiga particionar la cuenca en áreas que cumplan dichas metodologías, pero con un arduo trabajo.

Mientras mayor sea el período de registro de precipitación empleado en la etapa de calibración, los resultados serán más satisfactorios, siempre y cuando la información a usarse sea de buena calidad.

RECOMENDACIONES

Implementar limnigrafos en la cuenca para comparar los valores observados con los simulados, de manera que los modelos puedan calibrarse para adecuarlos a las condiciones del medio.

Para trabajos futuros considerar el flujo base que existe en determinados meses del año.

Otro aspecto que se debería tomar en cuenta es la realización de visitas previas a las comunidades, para obtener mayor información acerca del comportamiento hidrológico de las cuencas y conocer de esta forma el historial de la misma.

Implementar por lo menos una estación meteorológica en cada una de las subcuencas que conforman la cuenca del Río madre de dios.

BIBLIOGRAFIA:

- Aparico, Francisco; Fundamentos de Hidrología de Superficie; Editorial Limusa; México; 1987.
- Comisión Multi sectorial del Plan de Ordenamiento de los Recursos Hidráulicos; Análisis Regional de las Avenidas en los Ríos del Perú; Lima; 1979.
- Linsley - Kohler – Paulhus; Hidrológica para Ingenieros; Mc Graw Hill, Bogota; 1977
- MTC; Manual de Diseño de Puentes; ICG; Lima; 2005
- Peck B. Ralph; Ingeniería de Cimentaciones; Editorial Limusa; Segunda Edición; México; 1994.
- Ponce, Victor M.; Engineering Hydrology; Prentice Hall; 1995
- Sáenz, Hidalgo, Santa; Estimación de Precipitaciones Máximas mediante el Método Regional del Índice de Avenida; Revista de Obras Públicas; España; 1991
- Ven Te Chow; Hidrológica Aplicada; Mc Graw Hill; Bogotá; 1998.
- Villón, Máximo; Hidráulica de Canales; Editorial Tecnológica de Costa Rica; Costa Rica; 2000.

ANEXO

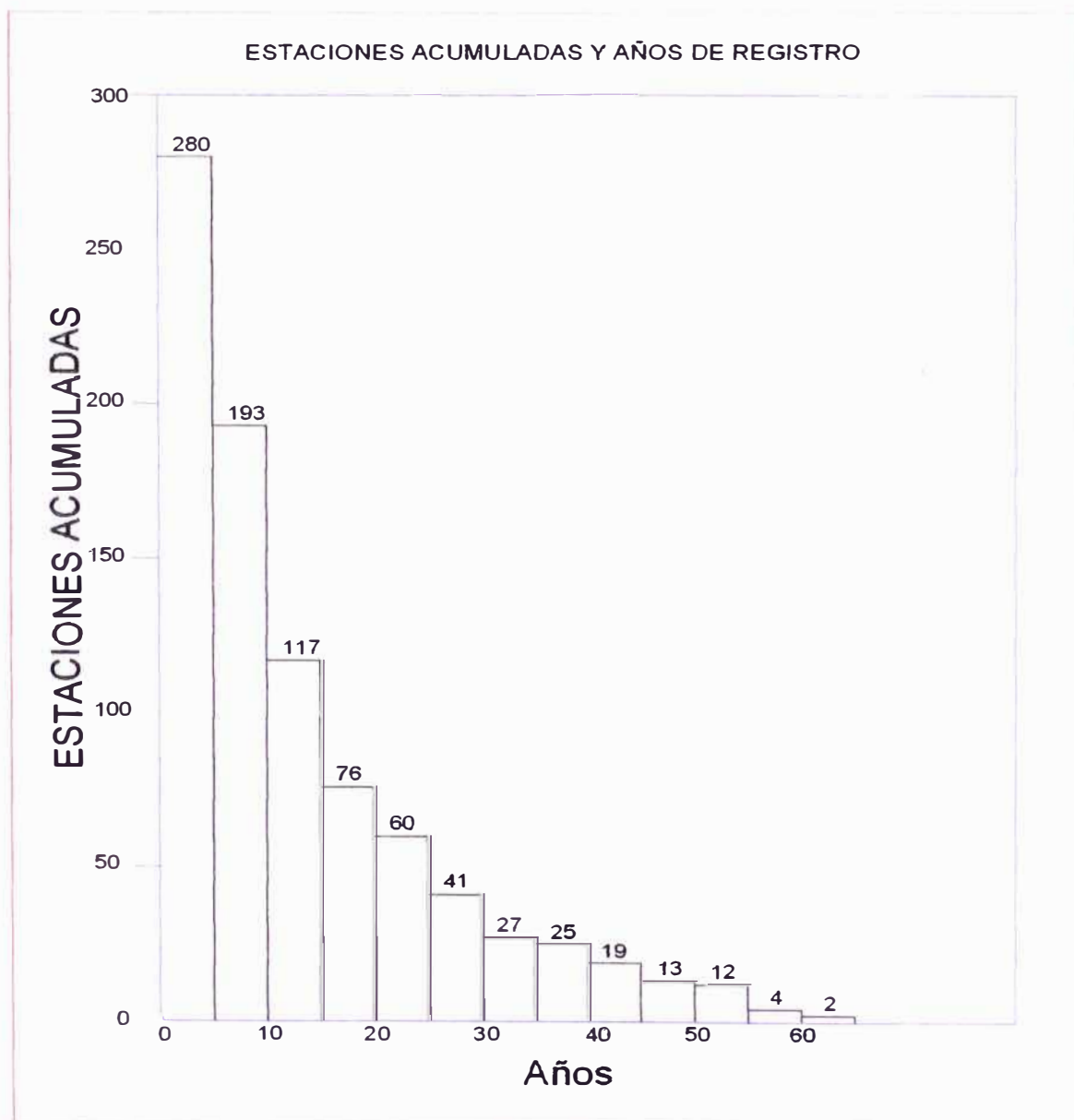


Figura 1-A: Relación entre el número de estaciones y el tiempo de registros, base de la información en el estudio del Método Regional.

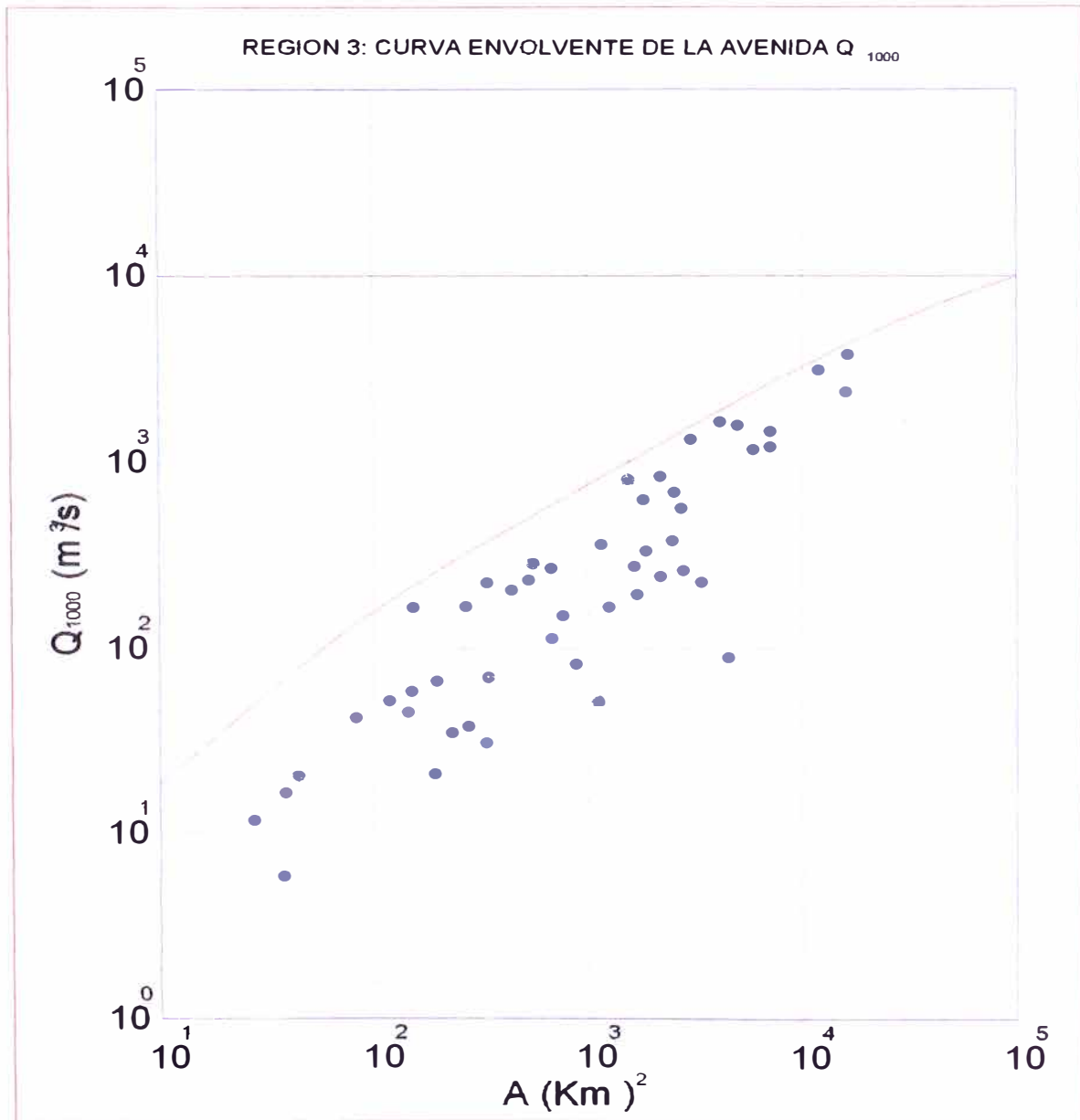


Figura 2-A: Curva Envolvente de la avenida Q_{1000} en la Región 3

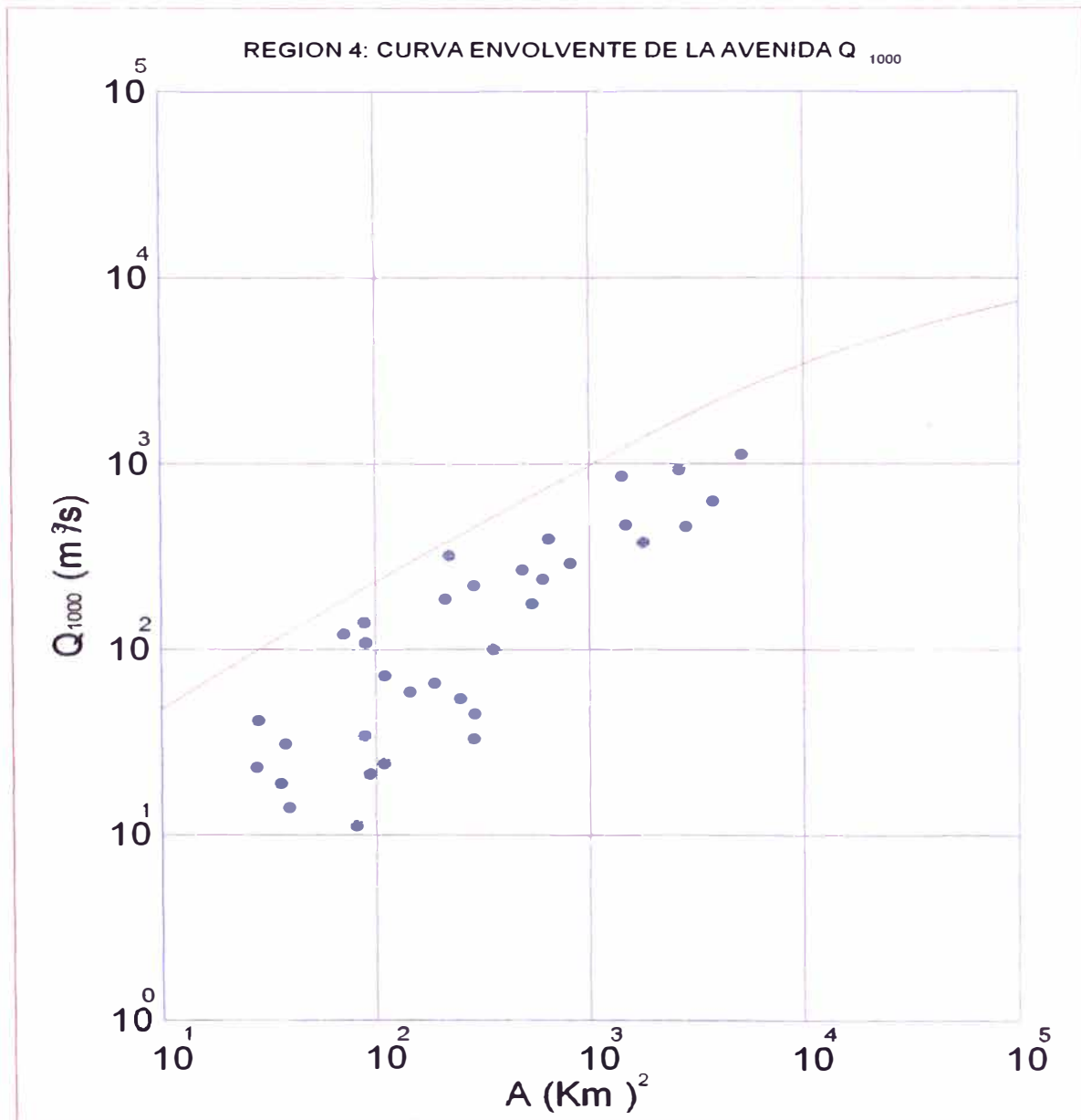


Figura 3-A: Curva Envolvente de la avenida Q₁₀₀₀ en la Región 4

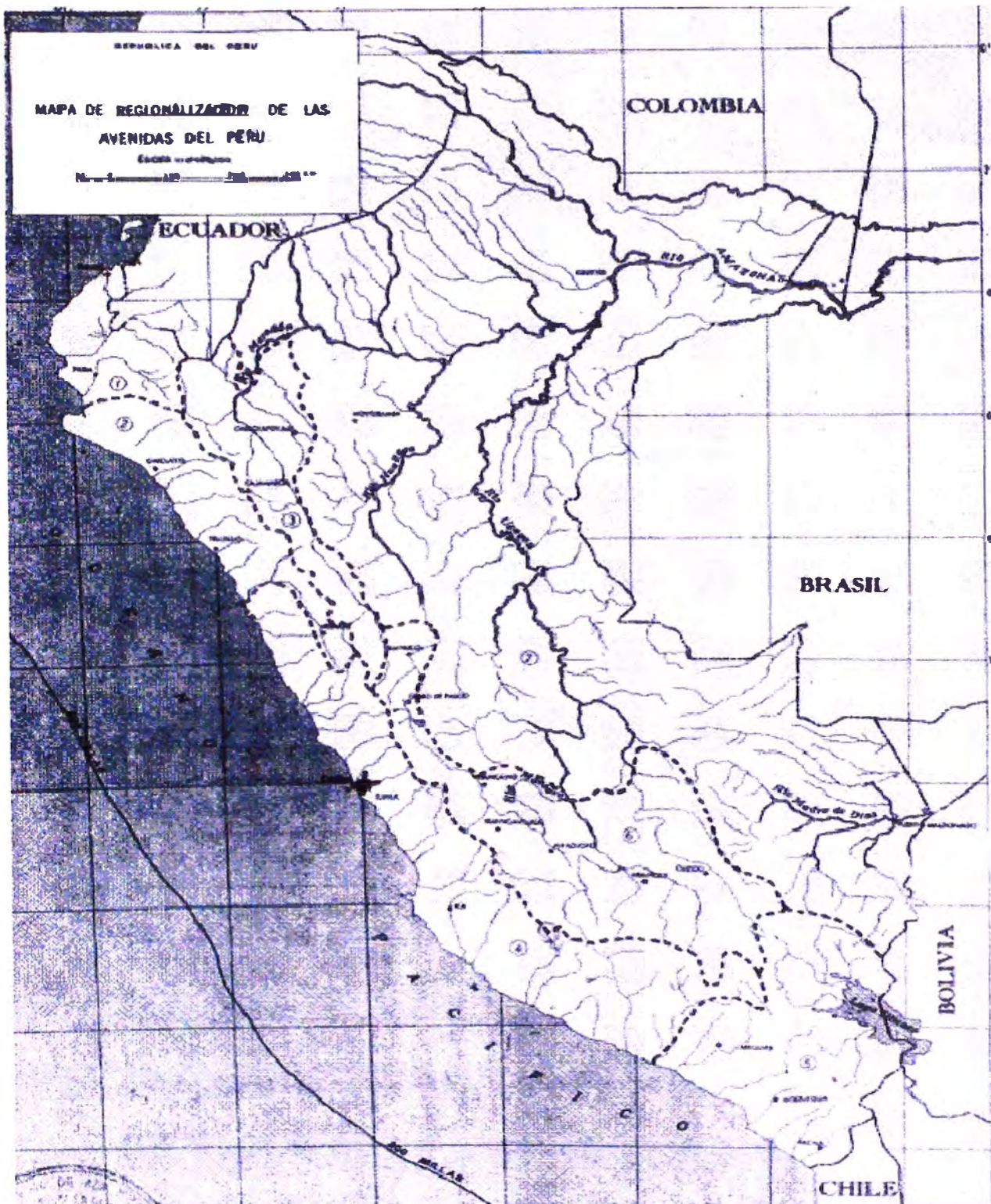


Figura 4-A: Mapa de Regionalización de Caudales para el Método Regional