



UNIVERSIDAD JOSÉ CARLOS MARIÁTEGUI

VICERRECTORADO DE INVESTIGACIÓN

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y
ARQUITECTURA**

CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

T E S I S

**DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DE UN PUENTE SOBRE EL
RÍO PATARA, DISTRITO CARUMAS, PROVINCIA MARISCAL
NIETO, REGIÓN MOQUEGUA**

**PRESENTADA POR
BACHILLER EDWIN GUILLÉN ACERO**

**ASESOR
MGR. RUTH MERCEDES JINES CABEZAS**

**PARA OPTAR TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

MOQUEGUA – PERÚ

2019

CONTENIDO

	Pág.
PORTADA	
Página de jurado.....	i
Dedicatoria.....	ii
Agradecimientos.....	iii
CONTENIDO	iv
CONTENIDO DE TABLAS.....	viii
CONTENIDO DE FIGURAS.....	x
CONTENIDO DE ECUACIONES.....	xii
CONTENIDO DE APÉNDICES.....	xiv
RESUMEN.....	xvii
ABSTRACT.....	xvii
INTRODUCCIÓN.....	xix

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Descripción de la realidad del problema.....	1
1.2. Definición del problema.....	2
1.2.1. Problema general.	2
1.2.2. Problemas específicos.....	3
1.3. Objetivos de la investigación	3
1.3.1. Objetivo general.....	3
1.3.2. Objetivos específicos.	3
1.4. Justificación.....	3

1.5. Alcances y limitaciones.....	5
1.5.1. Alcances.....	5
1.5.2. Limitaciones.....	6
1.6. Variables	6
1.6.1. Variable independiente.	7
1.6.2. Variable dependiente.	7
1.6.3. Operacionalización de variables	7
1.7. Hipótesis de la investigación.....	8
1.7.1. Hipótesis general.....	8
1.7.2. Hipótesis específicas.....	8

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación	9
2.1.1. Antecedentes internacionales.....	9
2.1.2. Antecedentes nacionales.	10
2.2. Bases teóricas	14
2.2.1. El río Patara.	14
2.2.2. Modelamiento hidráulico.....	34
2.2.3. Tratamiento de datos hidrometeorológicos.....	41
2.2.4. El período de retorno	43
2.2.5. Caudal máximo de diseño.....	51
2.2.6. Método racional modificado.....	51
2.2.7. Método SCS.....	61
2.2.8. Modelamiento del río Patara mediante el HEC RAS.	69

2.2.9. Dimensionamiento hidráulico.....	75
2.3. Definición de términos.....	87

CAPÍTULO III

MÉTODO

3.1. Tipo de la investigación.....	95
3.2. Diseño de la investigación.....	95
3.2.1. Diseño demostrativo no experimental.....	95
3.3. Población y muestra.....	96
3.3.1. Población.....	96
3.3.2. Muestra	96
3.4. Descripción de instrumentos para recolección de datos.....	96
3.4.1. Técnicas e instrumentos para recolección de datos.....	96

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADO

4.1. Presentación de resultados.....	100
4.1.1. Precipitaciones máximas requeridas en 24 horas.....	100
4.1.2. Determinación de caudal máximo de diseño.....	100
4.1.3. Resultados del modelamiento hidráulico mediante el HEC RAS.....	107
4.1.4. Cálculo del tirante de agua para el caudal máximo de diseño.....	111
4.1.5. Cálculo de la profundidad de socavación.....	112
4.1.6. Dimensionamiento de la luz y la altura del puente.....	114
4.1.7. Resumen de resultados.....	115
4.2. Contrastación de hipótesis.....	116
4.2.1. Análisis de frecuencia con datos de serie completa.....	117

4.2.2. Prueba de bondad de ajuste.....	123
4.3. Discusión de resultados.....	125
4.3.1. Elección del método estadístico complementario.....	125
4.3.2. De la obtención del caudal máximo y el periodo de retorno.	125
4.3.3. De dimensiones hidráulicas del puente.....	126
4.3.4. De la profundidad de socavación.....	126

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones	128
5.2. Recomendaciones.....	129
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	130
APÉNDICES.....	133
MATRIZ DE CONSISTENCIA.....	156

CONTENIDO DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Operacionalización de variables	8
Tabla 2. Subcuenca del río Vizcachas (embalse Pasto Grande)	16
Tabla 3. Estaciones meteorológicas	18
Tabla 4. Grado de agresividad de sulfatos, cloruros y sales solubles totales al concreto	33
Tabla 5. Precipitaciones máximas en 24 horas estación Pasto Grande y Tocco (mm).....	42
Tabla 6. Precipitaciones máximas en 24 horas finales ordenados	42
Tabla 7. Precipitaciones máximas en 24 horas finales ordenados.....	43
Tabla 8. Valores de período de retorno T (Años)	44
Tabla 9. Valores máximos recomendados de riesgo admisible	45
Tabla 10. Precipitación máxima para diferentes períodos de retorno	47
Tabla 11. Lluvias máximas (mm) – estación Pasto Grande.....	48
Tabla 12. Intensidades máximas (mm/h) – estación Pasto Grande.....	48
Tabla 13. Intensidades máximas deducidas (mm/h) – estación Pasto Grande.....	49
Tabla 14. Intensidades máximas deducidas (mm/h) – estación Pasto Grande (<i>continuacion</i>)	50
Tabla 15. Valores para la determinación del coeficiente de escorrentía.....	52
Tabla 16. Coeficiente de escorrentía.....	53
Tabla 17. Coeficientes de escorrentía método racional	53
Tabla 18. Cálculo del umbral de escorrentía medio Po (mm)	54
Tabla 19. Cálculo del umbral de escorrentía medio Po (mm)	55

Tabla 20. Numeros de curvas de escurrimiento	66
Tabla 21. Para condiciones II de las cuencas hidrológicas suelo - vegetación	67
Tabla 22. Para condiciones III de las cuencas hidrológicas suelo - vegetación....	68
Tabla 23. <i>Para condiciones III de las cuencas hidrológicas suelo - vegetación</i> <i>(continuación)</i>	68
Tabla 24. Gasto unitario en función del tiempo de concentración.....	69
Tabla 25. Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración Tc.....	83
Tabla 26. Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración Tc (continuación)	84
Tabla 27. Cuadro técnicas de instrumentación y recolección de datos.....	98
Tabla 28. Precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes períodos de retorno	100
Tabla 29. Cálculo de caudal máximo por el método racional modificado (Tr = 150 años).....	101
Tabla 30. Cálculo de caudal máximo por el método racional modificado (Tr = 500 años).....	102
Tabla 31. Cálculo del caudal máximo por el método SCS (Tr = 150 años)	104
Tabla 32. Cálculo del caudal máximo por el método SCS (Tr = 500 años)	105
Tabla 33. Resumen de caudales máximos del río Patara	106
Tabla 34. Resultados del modelamiento hidráulico en el río Patara para un periodo de retorno (Tr = 150 años)	107
Tabla 35. Resultados del modelamiento hidráulico en el río Patara para un periodo de retorno (Tr = 150 años) (continuación).....	108

Tabla 36. Resultados del modelamiento hidráulico en el río Patara para un periodo de retorno ($T_r = 500$ años)	109
Tabla 37. Resultados del modelamiento hidráulico en el río Patara para un periodo de retorno ($T_r = 500$ años) (continuación)	110
Tabla 38. Cálculo del tirante de agua para el caudal máximo de diseño	111
Tabla 39. Cálculo del tirante de agua para el caudal máximo de diseño (continiacion)	112
Tabla 40. Cálculo de la profundidad de socavación	113
Tabla 41. Cálculo de la profundidad de socavación (continuación)	114
Tabla 42. Resumen de prueba de bondad de ajuste	124

CONTENIDO DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Mapa de ubicación de la zona de estudio	15
Figura 2. Subcuenca del río Vizcachas	15
Figura 3. Ubicación del puente sobre el río Patara	18
Figura 4. Variación estacional de la precipitación estación Pasto Grande	20
Figura 5. Variación estacional de la evaporación estación Pasto Grande.....	20
Figura 6. Variación estacional de la humedad relativa estación Pasto Grande.....	21
Figura 7. Variación estacional de la temperatura máxima estación Pasto Grande	21
Figura 8. Variación estacional de la temperatura mínima estación Pasto Grande	22
Figura 9. Variación estacional de la precipitación estación Tocco	22
Figura 10. Variación estacional de la temperatura máxima estación Tocco.....	23
Figura 11. Variación estacional de la temperatura mínima estación Tocco	23
Figura 12. Variación estacional de la humedad relativa estación Tocco	24
Figura 13. Variación estacional de la evaporación estación Tocco	24
Figura 14. Caudales promedio del río Vizcachas.....	26
Figura 15. Mapa de ubicación de la zona del embalse Pasto Grande	27
Figura 16. Mapa de la subcuenca del río Patara.....	28
Figura 17. Caudales promedio del río Patara	29
Figura 18. Mapa de la subcuenca del río Millojahuirá.....	29
Figura 19. Caudales promedio del río Millohauira	30
Figura 20. Mapa de la subcuenca del río Antajarani.....	30
Figura 21. Caudales promedio del río Antajarani	31
Figura 22. Mapa de la subcuenca del río Tocco.....	31

Figura 23. Caudales promedio del río Tocco	32
Figura 24. Obtención del período de retornos mediante gráfica	44
Figura 25. Menú principal de software HEC RAS	70
Figura 26. Tramo en perfil, fondo, nivel de agua y línea de energía	71
Figura 27. Pérdida de energía entre secciones de expansión y contracción.....	74
Figura 28. Esquema de socavación general	80
Figura 29. Esquema de definición para aplicar el método de Artamanov	80
Figura 30. Esquema de localización de socavación en estribos de un puente	81
Figura 31. Esquema de socavación en pilares de un puente	82
Figura 32. Clases de erosión que afectan en un puente.....	83
Figura 33. Esquema de niveles y ubicación del cimiento en pilar de un puente... 87	
Figura 34. Hidrograma unitario triangular del SCS	103
Figura 35. Esquema del puente con valores del dimensionamiento hidráulico .. 116	
Figura 36. Esquema de tratamiento de datos hidrometeorológicos	116
Figura 37. Ajuste de datos a la distribución normal	118
Figura 38. Ajuste de datos a la distribución log normal de dos parámetros	119
Figura 39. Ajuste de datos a la distribución log normal de tres parámetros	120
Figura 40. Ajuste de datos a la distribución Gamma de dos parámetros	121
Figura 41. Ajuste de datos a la distribución Gumbel	122
Figura 42. Ajuste de datos a la distribución log Gumbel	123
Figura 43. Enrocado de protección alrededor de un pilar	127

CONTENIDO DE ECUACIONES

	Pág.
Ecuación 1. Riesgo de falla admisible	43
Ecuación 2. Precipitación maxima en 24 horas	47
Ecuación 3. Intensidad máxima (mm/h)	48
Ecuación 4. Caudal máximo por metodo racional modificado	51
Ecuación 5. Coeficiente de escorrentía.....	54
Ecuación 6. Intensidad de precipitacion máxima horaria	56
Ecuación 7. Tiempo de concentración por método de Kirpich.....	57
Ecuación 8. Tiempo de concentración por método de California.....	57
Ecuación 9. Tiempo de concentración por método de Giandotti.....	58
Ecuación 10. Tiempo de concentración por método de Témez	58
Ecuación 11. Tiempo de concentración por método de Ragan Fleming.....	58
Ecuación 12. Tiempo de concentración por método SCS.....	59
Ecuación 13. Precipitación máxima corregida.....	60
Ecuación 14. Coeficiente de simulteidad.....	60
Ecuación 15. Coeficiente de uniformidad (K)	61
Ecuación 16. Caudal máximo por el metodo SCS	61
Ecuación 17. Escorrentía para el metodo SCS.....	61
Ecuación 18. Ecuación de flujo permanente	761
Ecuación 19. Ecuación de continuidad	761
Ecuación 20. Ecuación de energía cinética.....	71
Ecuación 21. Ecuación de conservación de masa y cantidad de movimiento	72
Ecuación 22. De la ecuación 21	72

Ecuación 23. Coeficiente de pérdida de energía cinética.....	74
Ecuación 24. Ecuación de Saint Venant para canales prismáticos	85
Ecuación 25. De la ecuación 24	85
Ecuación 26. De la ecuación 25	85
Ecuación 27. Ecuación de Saint Venant para canales no prismáticos	86
Ecuación 28. De la ecuación 27	86
Ecuación 29. Ecuación de Saint Venant en dos dimensiones	86
Ecuación 30. Vector de variables de flujo	86
Ecuación 31. Ecuación de Manning.....	111
Ecuación 32. Profundidad de socavación.....	112
Ecuación 33. Función de de distribución de probabilidad	11117
Ecuación 34. Variable estandarizada para distribución normal	118
Ecuación 35. Función de variable estandarizada	118
Ecuación 36. Función de probabilidad log normal de dos parámetros	118
Ecuación 37. Variable estandarizada para log normal de dos parámetros.....	119
Ecuación 38. Función de probabilidad log normal de tres parámetros	119
Ecuación 39. Variable estandarizada para log normal de tres parámetros.....	120
Ecuación 40. Función de densidad Gamma de dos parámetros	120
Ecuación 41. Función de probabilidad de distribución Gumbel.....	121
Ecuación 42. Valor absoluto de la direrencia por Smirnov Kolmogorov	124
Ecuación 43. Función de distribucion de probabilidad.....	124

CONTENIDO DE APÉNDICES

	Pág.
Apéndice A. Información climatológica.....	133
Tabla A1. Temperatura máxima estación Pasto Grande (°C).....	133
Tabla A2. Temperatura máxima estación Tocco (°C).....	134
Tabla A3. Temperatura mínima estación Pasto Grande (°C).....	135
Tabla A4. Temperatura mínima estación Tocco (°C).....	136
Tabla A5. Precipitación total mensual estación Pasto Grande (mm).....	137
Tabla A6. Precipitación total mensual estación Tocco (mm).....	138
Tabla A7. Evaporación total mensual estación Pasto Grande (mm).....	139
Tabla A8. Evaporación total mensual estación estación Tocco (mm).....	140
Tabla A9. Humedad relativa estación Pasto Grande (%).....	141
Tabla A10. Humedad relativa estación Tocco (%).....	142
Tabla A11. Velocidad del viento estación Pasto Grande (m/s).....	143
Tabla A12. Velocidad del viento estación Tocco (m/s).....	143
Tabla A13. Dirección del viento estación Pasto Grande (grados).....	143
Tabla A14. Dirección del viento estación Tocco (grados).....	143
Apéndice B. Gráficos modelamiento HEC RAS.....	144
Figura B1. Perfil longitudinal.....	144
Figura B2. Vista en tres dimensiones.....	144
Figura B3. Sección transversal (km. 0+000).....	145
Figura B4. Sección transversal (km. 0+010).....	145
Figura B5. Sección transversal (km. 0+020).....	145

Figura B6. Sección transversal (km. 0+030).....	146
Figura B7. Sección transversal (km. 0+040).....	146
Figura B8. Sección transversal (km. 0+050).....	146
Figura B9. Sección transversal (km. 0+060).....	147
Figura B10. Sección transversal (km. 0+070).....	147
Figura B 11. Sección transversal (km. 0+080).....	147
Figura B12. Sección transversal (km. 0+090).....	148
Figura B13. Sección transversal (km. 0+100).....	148
Figura B14. Sección transversal (km. 0+110).....	148
Figura B15. Sección transversal (km. 0+120).....	149
Figura B16. Sección transversal (km. 0+130).....	149
Figura B17. Sección transversal (km. 0+140).....	149
Figura B18. Sección transversal (km. 0+150).....	150
Figura B19. Sección transversal (km. 0+160).....	150
Figura B20. Sección transversal (km. 0+170).....	150
Figura B21. Sección transversal (km. 0+170).....	151
Figura B22. Sección transversal (km. 0+170).....	151
Figura B23. Sección transversal (km. 0+170).....	151
Figura B24. Sección transversal (km. 0+170).....	152
Figura B25. Sección transversal (km. 0+170).....	152
Figura B26. Sección transversal (km. 0+170).....	152
Figura B27. Sección transversal (km. 0+170).....	153
Figura B28. Sección transversal (km. 0+170).....	153
Figura B29. Sección transversal (km. 0+170).....	153

Figura B30. Sección transversal (km. 0+170).....	154
Figura B31. Sección transversal (km. 0+170).....	154
Figura B32. Sección transversal (km. 0+170).....	154
Figura B33. Sección transversal (km. 0+170).....	155
Figura B34. Sección transversal (km. 0+170).....	155
Figura B35. Sección transversal (km. 0+170).....	155

RESUMEN

En el presente proyecto de investigación se determinó el dimensionamiento hidráulico del puente sobre el río Patara, ubicado en el distrito de Carumas departamento de Moquegua. En la sub cuenca del río Patara no existe una estación hidrometeorológica que mida los caudales máximos instantáneos, por ello se ha recurrido al método directo a través de las precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones de Pasto Grande y Tocco los cuales son cercanas a la zona del estudio. Con los datos de las precipitaciones, se realizó los análisis de frecuencias y la prueba de bondad de ajuste por Smirnov Kolmogorov, dándose como resultado como el mejor ajuste la distribución Gamma de dos parámetros. De los cuales se obtuvo el caudal máximo de río para un periodo de retorno de 150 años con el método racional modificado, el modelamiento se realizó con el software libre HEC RAS con lo cual se determinó las dimensiones geométricas en cuanto a los valores de la luz de cálculo, la altura del puente, el nivel de aguas máximas y la profundidad de socavación con periodo de retorno de 500 años, cabe indicar que no se contempló el diseño estructural del puente, ya que son materia de otros tipos de estudios que requieren a mayor detalle, específicamente a nivel de diseño.

Palabras clave: dimensionamiento, hidráulico, puente

ABSTRACT

In this research project, the hydraulic dimensioning of the bridge over the Patara River, located in the district of Carumas department of Moquegua, was determined. In the sub basin of the Patara River there is no hydrometeorological station that measures the instantaneous maximum flows, so the direct method has been used through maximum rainfall in 24 hours of the Pasto Grande and Tocco stations which are close to the study área. With the precipitation data, the frequency analysis and the goodness of fit test by Smirnov Kolmogorov were performed, resulting in the best adjustment of the Gamma distribution of two parameters. Of which the maximum river flow was obtained for a return period of 150 years with the modified rational method, the modeling was carried out with the free HEC RAS software, which determined the geometric dimensions in terms of light values calculation, the height of the bridge, the level of maximum water and the depth of undermining with a return period of 500 years, it should be noted that the structural design of the bridge was not contemplated, since they are the subject of other types of studies that require greater detail, specifically at the design level.

Keywords: hydraulic, dimensioning, bridge

INTRODUCCIÓN

La presente tesis se elabora con la finalidad de brindar conocimientos para que en los proyectos viales de puentes se le brinde mayor consideración en cuanto al dimensionamiento hidráulico para los proyectos de la construcción de los puentes, que es muy importante tomar en cuenta, ya que los fenómenos naturales de El Niño vienen ocurriendo de manera paulatina en estos últimos años, causa de ello se presentan el mayor porcentaje de fallas en los puentes, debido a la socavación y la insuficiente altura del nivel de agua máxima al tablero del puente, que están relacionados con la hidrología y la hidráulica de puentes; los huaycos e inundaciones que han venido suscitando han tenido influencias catastróficas, estos fenómenos naturales han causado fallas en las estructuras ubicadas sobre los cauces y orillas de los ríos, como son los puentes de acceso peatonal y vehicular, interrumpiéndose de esta manera el pase normal de las personas e incluso de ciudades enteras.

Los incrementos de las aguas suceden cuando existen fenómenos (época de intensas lluvias) estas corrientes de agua aumentan su caudal en relación a la intensidad de las precipitaciones en la zona, también aumentan su velocidad y fuerza de arrastre, por ende, se generan socavaciones en su trayectoria constituido por las quebradas en pendiente negativa.

Muchos de los proyectos viales en nuestro país al parecer han ignorado o tratado ligeramente el tema de los estudios hidrológicos e hidráulicos, especialmente cuando se realizan los proyectos de construcción de los puentes, muchos de los puentes han venido ocurriendo fallas en este tipo de estructuras debido a las socavaciones generales y locales.

En la actualidad se viene mejorando con respecto al tema, para ellos existen libros, tesis e información que permiten afianzar conocimientos con la finalidad de no incurrir en los mismos errores del pasado y brindar protección y seguridad a los elementos estructurales de un puente.

Por lo que en esta tesis se desea reforzar sobre el tema, con la finalidad de disminuir las fallas y en lo posible evitar el colapso de los puentes, para ello se plantea un adecuado dimensionamiento hidráulico de un puente planteado sobre el río Patara, que está ubicado en la microcuenca del río Patara, distrito de Carumas, provincia Mariscal Nieto, departamento de Moquegua.

La obtención de la información de las microcuencas hidrográficas de la zona de estudio, así como la topografía, suelo, meteorológica entre otros, son necesarios.

Para el modelamiento del río se usa el software HEC RAS como la principal herramienta, y para la obtención de cálculos, resultados y presentaciones, son apoyados con los softwares de mayor uso, como el Autocad, Autocad Civil 3D, Arcgis, Hidroesta, HEC HMS, Global Mapper, Gogle Eart Pro etc.

Para efectuar el modelamiento del río se realiza por dos métodos, el método racional modificado y por el método SCS, con los cuales se obtiene el caudal máximo para un período de retorno determinado, luego se obtienen la profundidad de socavación y las dimensiones geométricas del puente.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Descripción de la Realidad del Problema

Los poblados de Pasto Grande de Juli y Cacachara, se encuentran ubicados cercanos a los afluentes al embalse Pasto Grande en el distrito de Carumas. Dichas poblaciones vienen padeciendo muy serias dificultades para su traslado durante décadas debido a que para realizar sus traslados tienen que cruzar el cauce del río Patara, el cual es un afluente principal del embalse Pasto Grande.

Actualmente no existe una infraestructura de pase vehicular, tampoco existe un pase peatonal definido es decir que en época de estiaje (abril a diciembre), los pobladores construyen sus puentes de pase peatonal de manera artesanal, de manera que pueden cruzar el río mencionado solo en esa época, pero sin embargo este pase peatonal queda totalmente interrumpido en tiempo de avenidas (meses de enero, febrero y marzo) ya que es imposible lograr cruzar el río debido a la crecida o incremento del caudal.

También existe un período de estiaje máxima por un corto tiempo (junio, julio y agosto) donde el caudal del río Patara es mínimo lo cual permite que los pobladores de Pasto Grande de Juli y Cacachara puedan trasladarse y cruzar el río Patara en forma normal, sin embargo, en esas épocas las aguas son muy frías por

causa de las heladas hasta llegan a congelarse parcialmente, poniendo en riesgo la salud de los niños y de adulto mayor.

En la actualidad esta vía es la más transitada en épocas de estiaje, sin embargo, en época de lluvias donde se incrementa el caudal del río, los transeúntes buscan aguas arriba para cruzar el río con sus automóviles, motocicletas, bicicletas y los que no poseen ningún tipo de vehículo los hacen en polillos o a pie, exponiéndose al peligro de ser arrastrados por la fuerza de las corrientes de aguas. Las vías alternas aguas arriba se encuentran de 1 a 5 km de la vía normal, es así que los que optan por elegir por caminos y cruces seguros, pierde un tiempo considerable para llegar a sus destinos, existen situaciones de emergencia en caso de trasladar a personas enfermas hacia los centros de salud, escolares que viven de uno y otro lado del río, llegando con retraso a sus centros educativos y trabajadores que llegan con retraso a sus centros laborales, debido a este problema de fenómeno natural.

Esta situación genera problemas a los pobladores de Pasto Grande de Juli y Cacachara ya que no les permite desarrollar en forma normal sus actividades mencionadas, para ello es necesario estudiar las condiciones hidrológicas del río Patara que permita efectuar un dimensionamiento hidráulico del puente sobre el río del mismo nombre para su futura construcción, de tal manera que no sufra un colapso anticipado y que la infraestructura cumpla su vida útil.

1.2. Definición del Problema

1.2.1. Problema General.

¿Cómo determinar el dimensionamiento hidráulico del puente sobre el río Patara?

1.2.2. Problemas Específicos.

¿Cómo se realizará el modelamiento hidráulico?

¿Cuál es el caudal máximo y la profundidad de socavación para un período de retorno determinado?

1.3. Objetivos de la Investigación

1.3.1. Objetivo General.

Determinar el dimensionamiento hidráulico del puente sobre el río Patara-

1.3.2. Objetivos Específicos.

Realizar el modelamiento hidráulico del río Patara.

Calcular el caudal máximo y la profundidad de socavación para un período de retorno determinado, para el dimensionamiento geométrico de un puente en el río Patara.

1.4. Justificación

En el diseño y construcción de puentes generalmente se ha priorizado los aspectos estructurales y se ha descuidado los aspectos hidrológicos e hidráulicos; esto ha generado que en muchos casos los puentes hayan fallado cuando se presentan eventos adversos de la naturaleza como el fenómeno del niño.

Sin embargo, sabemos que el puente se asienta sobre un río y es por ello que debemos conocer los aspectos climatológicos de la subcuenca aguas arriba como el registro histórico de precipitaciones que se producen durante todos los meses del

año, además es necesario conocer las precipitaciones máximas en 24 horas para calcular la avenida máxima y el tirante de agua máxima.

También es necesario conocer la profundidad de socavación del río Patara en el lugar donde se construirá el puente para el diseño de la cimentación.

Por ello se ha planteado la presente tesis con la finalidad de estudiar los aspectos hidrológicos e hidráulicos del río Patara, para conocer sus características hidrológicas y de la hidráulica fluvial, recomendar la ubicación óptima del puente y las recomendaciones para encauzamientos aguas arriba y aguas abajo del puente. Es necesario estudiar las condiciones hidrológicas y la hidráulica fluvial del río Patara para desarrollar un dimensionamiento hidráulico para la construcción de un puente sobre el río Patara que permita el traslado de los pobladores de Pasto Grande, Juli y Cacachara.

Los beneficios que se obtendrían al resolver la problemática serían la de presentar los criterios de dimensionamiento hidráulico de un puente sobre el río Patara para que posteriormente las instituciones correspondientes, en este caso la Municipalidad distrital de Carumas elabore el diseño de las estructuras previa elaboración de los estudios básicos necesarios.

Cabe indicar que la Municipalidad Distrital de Carumas ha iniciado con el estudio del proyecto denominado “Construcción de los puentes sobre los ríos Patara, Cacachara y Cinejo y alcantarilla en la quebrada Vizcachune, zona de Pasto Grande, distrito Carumas, provincia Mariscal Nieto, región Moquegua”, en el año 2014.

Sin embargo, por razones desconocidas no se han concluido, mucho menos ejecutado. Por lo tanto, el presente proyecto de investigación sería un aporte con respecto al dimensionamiento hidráulico.

1.5. Alcances y Limitaciones

1.5.1. Alcances.

El alcance que se posee en el trabajo de investigación es el de llegar a calcular el caudal máximo de diseño para un período de retorno determinado, la profundidad de socavación y los valores de la longitud y la altura del puente utilizando el programa de simulación de crecidas en este caso HEC RAS.

Como apoyo al presente trabajo se contara con el apoyo de la información existente, de datos técnicos en cuanto a meteorología, climatología, precipitaciones, aforos, etc. cercanas a la zona del estudio, que se pueden encontrar en las diferentes instituciones públicas y privadas como: el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), Proyecto Especial Regional Pasto Grande (PERPG), Southern Peru Coper Corporation, Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI), Autoridad Nacional del Agua (ANA), y otras instituciones que pudieran proporcionar información, los cuales se recurrirán para obtener los datos necesarios correspondientes al tema, dichos datos servirán para realizar otros proyectos hidráulicos en la zona.

Como alcance, se pretende que este trabajo sirva de referencia y de apoyo al área técnica de la Municipalidad Distrital de Carumas, proporcionándoles y dándoles a conocer un dimensionamiento hidráulico óptimo del puente sobre el río Patara mediante el programa HEC RAS.

También se pretende que cumpla como guía para los estudiantes de pregrado y posgrado como recurso de consulta, y guía para los proyectos de diseño.

1.5.2. Limitaciones.

Como principal limitación para este trabajo, se encuentra la falta de información climatológica e hidrológica en la misma zona de estudio o sea la estación del río Patara, ya que para este trabajo se apoyará con datos de precipitación de una estación cercana como es la estación meteorológica de Pasto Grande ubicada en las cercanías de la Presa Pasto Grande, esto provoca mayor incertidumbre en los datos obtenidos.

No existe información de caudales máximos oficiales del río, ya que los datos completos obtenidos por las instituciones se inician en décadas de los años 90, y solo cuentan con aforos medios mensuales del río Patara en un período del 2005 al 2015, según la historia pueden existir caudales mayores a ello.

La presente tesis no comprende los cálculos estructurales del puente ya que no forma parte del trabajo; además para ello se requiere contar con estudios básicos detallados de geología y geotecnia.

1.6. Variables

Carrasco (2006), menciona que “es necesario identificar la variable o variables que contiene el problema y la hipótesis de investigación, con el propósito de saber con cuales y cuantas variables se va a trabajar y así mismo determinar cuál es la independiente y cuál la dependiente”.

Las variables son todas las posibles causas (variables independientes), incluidas las consecuencias (variables dependientes).

Las variables pueden definirse como aspectos de los problemas de investigación que expresan un conjunto de propiedades, cualidades y características observables de las unidades de análisis, tales como individuos, grupos sociales, hechos, procesos y fenómenos sociales o naturales. Los atributos de aquello que se investiga pueden estar o no presentes en la unidad de análisis, o pueden variar en intensidad o grado. las variables, como aspectos de los problemas de investigación que asumen distintos valores, deben definirse tanto conceptual como operacionalmente. (Carrasco, 2006).

1.6.1. Variable Independiente.

El río Patara.

1.6.2. Variable Dependiente.

El dimensionamiento hidráulico.

1.6.3. Operacionalización de Variables

Carrasco (2006), describe que la operacionalización de las variables es “un proceso metodológico que consiste en descomponer o desagregar deductivamente las variables que componen el problema de investigación, partiendo desde lo más general a lo más específico, es decir, las variables se dividen si son concretas en indicadores y medición”.

Las variables expresan las características, atributos o aspectos que se desean conocer, explicar, dimensionar y estudiar. Una variable es una cualidad susceptible de sufrir cambios. Una variable consiste, por lo tanto, en una serie de características por estudiar, definidas de manera operacional, es decir, en función de sus indicadores.

Tabla 1
Operacionalización de variables

Variables	Indicadores	Medición
El río Patara	Caudal máximo de diseño para un período de retorno determinado.	m ³ /s
	Profundidad de socavación	Metro
Dimensionamiento hidráulico	Profundidad de la cimentación	Metro
	Luz y altura del puente.	Metro

1.7. Hipótesis de la Investigación

1.7.1. Hipótesis General.

Mediante el modelamiento hidráulico se podrá determinar el dimensionamiento del puente sobre río Patara.

1.7.2. Hipótesis Específicas.

El modelamiento hidráulico del río Patara permitirá obtener el nivel máximo de agua para un período de retorno determinado.

El caudal máximo permitirá obtener la luz del puente, la altura del puente y la profundidad de socavación.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la Investigación

A continuación, se cita algunos autores y tesis referidas al tema en estudio, que fueron consultadas, las cuales se señala a continuación:

2.1.1. Antecedentes Internacionales.

Las estadísticas mundiales en cuanto a las fallas de los puentes sobre cursos de aguas, has demostrado fallas por razones hidráulicas, generalmente erosión en pilares o estribos. Las fallas de puentes por razones meramente estructurales son raras en comparación con las fallas por erosión hidráulica. Este hecho ha llevado a muchos países a desarrollar manuales de diseño hidráulico para puentes. El primer manual de puentes fue “Guide to Bridge Hydraulics” (Guía de hidráulica de puentes) (Charlie, 1973). en Canadá.

Seguido después por diversos manuales y libros publicados en varios países del mundo, entre los que destaca “HEC-18 Evaluating Scour at Bridges” (Evaluación de erosión en puentes) publicado por la Administración Federal de Carreteras de Estados Unidos (última edición en 2001) y en nuestro idioma el libro “Hidráulica fluvial” del profesor español Juan Pedro Martín Vide.

Se describe que en una estadística de 1976, sobre las causas de fallo o rotura de ciento cuarenta y tres puentes en todo el mundo, resultó un fallo debido a corrosión, cuatro a la fatiga, cuatro al viento, cinco a un diseño inadecuado, 11 a los terremotos, 12 a un procedimiento inadecuado de construcción, 14 fallos fueron por sobrecarga e impacto de embarcaciones, 22 por materiales o ejecución defectuosos y finalmente 70 fallos fueron causados por las avenidas (de los cuales sesenta seis fueron debido a la socavación, un 46 % del total).

En un estudio denominado (Estudio de las causas del colapso de algunos puentes en Colombia), manifestó que, de los 63 puentes estudiados, el 24 % (período de 1986 - 2000) fallaron por la socavación de la cimentación, lo cual sucede en puentes construidos hace más de 20 años donde el criterio fundamental obedecía a la capacidad portante del suelo y no a los fenómenos de socavación, en conclusión la socavación se dan en los estribos y pilares de los puentes donde ha sido, la causas de falla en estas estructuras de los puentes. (Muñoz, 1993).

2.1.2. Antecedentes Nacionales.

Felipe (2016), elaboró la tesis de maestría en ingeniería civil con mención en ingeniería vial, Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería Lima, Perú, titulada: “Socavación producida por el río Huallaga al puente Colpa Alta en la provincia de Huánuco, utilizando los métodos de Artamanov, Straub y maza, en el HEC RAS”, menciona los antecedentes en el mundo menciona lo siguiente:

Los puentes constituyen una infraestructura importante, que sirven de conexión entre ciudades para el crecimiento y desarrollo del país, y acortan distancias considerables, reduciendo el tiempo de viaje.

Seaurz (2006), estudiante de la universidad de Piura, en su trabajo de investigación denominado “Dimensionamiento hidráulico optimizado de puentes con terraplenes”, menciona las estadísticas de fallas de puentes, obtenido del informe de Colegio de Ingenieros del Perú sobre los fenómenos llamados “El Niño”, ocurridos en el año de 1998 en el Perú, en los primeros tres meses 68 puentes fueron destruidos, 13 de los cuales no tenían más de 14 años de antigüedad, y ocho de ellos fueron construidos en los últimos cinco años. Los mayores daños se produjeron en la costa norte del país, en los departamentos de Lambayeque, Piura y Tumbes. En la ciudad de Piura, dos de los cuatro puentes existentes colapsaron; el puente Bolognesi sucumbió en las aguas del río Piura (murieron tres personas, y desaparecieron 10), demostrando la vulnerabilidad hidráulica de nuestros puentes que simplemente no están diseñados para soportar este tipo de caudales producidos por las lluvias: no son suficiente o adecuadamente largos, sus estribos y pilares no son suficientemente profundos y el nivel del tablero no es lo suficientemente alto.

Enciso (2015), en su trabajo de investigación denominado “Estudio hidráulico y estimación de socavación en el puente interconexión Muyurina – Ayacucho”, describió lo siguiente:

- Al determinar y comparar los resultados de la sección del puente con el caudal máximo, presenta una inundación al modelar dicha infraestructura.
- Los resultados de la estimación de socavación realizada para un período de retorno de 200 años lo realizan con las fórmulas empíricas que no recomienda en el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), aplicando los métodos de: Artamonov, Froehlich, Melville y Venegas, para las socavaciones.
- El análisis de métodos determinísticos (Saint Venant) y los resultados obtenidos como los calados en diferentes tramos del río determinan la socavación por la

influencia de los parámetros fundamentales para el fenómeno de socavación tales como el número de Fraude, tamaño de la muestra, etc. permitió comprobar y determinar la profundidad en diferentes puntos la socavación general.

- Para estimar la profundidad de socavación, el período de retorno mínimo será igual al utilizado en el diseño de puente y para un caudal que no sea menor a 500 años de período de retorno lo cual es el caudal para verificar la estabilidad de la cimentación del puente. En este caso se puede decir que se trata de un evento extremo.
- El programa HEC RAS permite al usuario seleccionar la ecuación de Hire Froehlich para calcular la profundidad de socavación al pie de los estribos en los puentes, o por defecto el programa selecciona automáticamente teniendo en cuenta los valores de la relación entre la longitud del estribo y el tirante de flujo ($1/Y$), el programa selecciona automáticamente la ecuación de Hire y cuando el valor de $1/Y$ es menor o igual que 25, selecciona la ecuación de Froehlich. De los ejemplos de aplicación, se concluye que los valores de profundidad de socavación calculados con la ecuación de Froehlich arrojan profundidades hasta 10 % mayores.
- El programa HEC RAS utiliza modelos determinísticos tales como es el de Saint Venant en su forma unidimensional la solución se da con diferencias finitas, y con modelos propios para determinar los tirantes para cada sección tales como Energy (Standard Step), Momentum y Yarnell (Enciso Navarro, 2015).

En el trabajo de investigación denominado “Estudio hidrológico e hidráulico para el diseño del puente Pucumayo, localizado en el tramo: Mayocc – Huanta en la progresiva 3+200, aplicando los softwares HEC HMS e IBER v2.0”, llegó a las siguientes conclusiones:

- Los caudales de diseño para estimar el nivel de agua máxima extraordinaria (NAME) y las profundidades de socavación se obtiene con el modelamiento hidráulico.
- Ante la falta de información histórica, es necesario realizar el estudio de campo cuya recopilación de información es necesaria para poder establecer una huella agua y así calibrar los resultados al momento de la modelación con HEC HMS, lo cual será de mucha ayuda.
- Una manera de facilitar y agilizar el proceso de elaboración de los estudios hidrológicos es recopilar información digitalizada y confiable que proporciona organizaciones como SENAMI, ANA, SIAR, MINEDU, NASA etc.
- La aplicación de hidrogramas unitarios puede ser un método muy útil para zonas con falta de información, por lo que son trabajables en el modelo matemático HEC HMS.
- Para futuros estudios hidrológicos, en una zona de estudio, se puede realizar una regionalización de variables como precipitación, caudales, entre otros, con la finalidad de conocer la tendencia de tener una muestra adecuada y así obtener resultados más confiables.
- La implementación del modelo matemático IBER puede facilitar el cálculo hidráulico, ya que, al implementar el enmallado o modelo digital elevado (DEM), el software reconoce la diferencia de elevaciones y así calcular los parámetros hidráulicos sobre esta superficie. Asimismo, el análisis bidimensional que se efectúa permite una mejor visualización de las zonas de inundación.

- En todas las metodologías para realizar un análisis hidráulico, no solo hay que basarse en cálculos matemáticos sino, también, de un análisis visualizado en la zona de estudio, que ayude a poder identificar resultados erróneos.
- El diseño de un puente es un proyecto multidisciplinario, el cual abarca diferentes disciplinas, como la hidrología, hidráulica, mecánica de suelos y rocas, topografía, geología y otros, conllevan a obtener resultados eficaces.
- Las causas por acortamiento o estrechos del cauce del río, la estructura demandara dimensiones mayores para soportar las cargas actuantes debido a la mayor concentración de las fuerzas del agua, además de producirse socavaciones locales en el puente.
- Con respecto a la granulometría en el lecho del río, se recomienda supervisar la toma de muestra de suelos, ya que se puede descartar las partículas de tamaño considerable obteniéndose una curva granulométrica ficticia, y, por ende, un diámetro nominal de partícula errónea.
- Finalmente, la estructura como puente, que se elija, debe ser económicamente razonable, de larga vida y capaz de resistir a las cargas asignadas. (Castillo et al., 2018)

2.2. Bases Teóricas

2.2.1. El río Patara.

2.2.1.1. *El Espacio Geográfico.*

a. Ubicación.

La zona del presente estudio está ubicada en la jurisdicción del distrito de Carumas, provincia de Mariscal Nieto, en el departamento de Moquegua, a una altitud de 4549 msnm, al este de la ciudad de Moquegua.

b. Vías de acceso.

La vía de acceso desde la ciudad de Moquegua hacia la zona del estudio es por vía terrestre desde el distrito de Torata, distante de la ciudad de Moquegua en vehículo liviano aproximadamente a unas tres horas. El acceso de Lima hacia la ciudad de Moquegua, se realiza por dos alternativas: vía aérea (Lima - Tacna) y terrestre (Tacna - Moquegua), o vía terrestre (Lima - Moquegua)

2.2.1.2. La Subcuenca del Río Vizcachas.

El presente estudio se desarrolla en la subcuenca hidrográfica del río Vizcachas dentro de la cual se ubica el área de influencia del puente sobre el río Patara, el cual se encuentra en las coordenadas siguientes y en el datum horizontal WGS 84.

En la tabla 2 se determina la zona de ubicación del puente sobre el río Patara en coordenadas UTM.

Tabla 2
Subcuenca del río Vizcachas (embalse Pasto Grande)

Norte	Este
81476187	376488

2.2.1.3. Caracterización Geológica de la Subcuenca del Río Vizcachas.

a. Situación y extensión.

El área de captación del río Vizcachas es de 447,49 km². El embalse Pasto Grande y las zonas adyacentes comprendidas en el área de estudio están situadas en los pisos ecológicos superiores denominados páramo húmedo subalpino y tundra muy húmeda alpina.

La primera formación conocida como puna se extiende entre los 3900 y 4500 msnm, y se caracteriza por presentar un clima húmedo y frígido. La topografía

es variada, presentando extensos sectores de pendiente suave o con relieve ondulado limitados por quebradas poco profundas y cerros medianos. La segunda formación se extiende hasta alrededor de los 5000 msnm, interrumpida por los remanentes de los nevados perpetuos que se extienden a mayor altura. La formación presenta un clima húmedo muy frío caracterizado porque las precipitaciones con frecuencia son de tipo sólido, manteniéndose siempre bajo el grado de congelación durante las noches. La topografía en la zona del embalse es plana con laderas y colinas de escasa pendiente. Hacia los niveles superiores, las áreas desérticas son frecuentes y las mayores elevaciones generalmente cubiertas con nieve. El área de los nevados y desiertos fríos sirve de almacenes de agua en estado sólido (nieve), que con los deshielos e infiltraciones alimentan los cauces de agua que drenan a la cuenca baja hacia la zona de bofedales y finalmente al embalse Pasto Grande.

b. Fisiografía.

En la subcuenca del río Vizcachas (embalse Pasto Grande), se reconoce la unidad fisiográfica altiplano, reconocida a partir de los alrededores de la pampa de Humalso, destacándose una sucesión de conos volcánicos, desde el caserío de Chilligua hacia el este, y que constituyen la denominada cadena de conos volcánicos. Las altitudes de esta unidad comprenden los 4200 a 4600 msnm. La cobertura vegetal está constituida por gramíneas e ichu. La presencia de este tipo de vegetación solo permite la crianza de ovinos y camélidos americanos como actividad principal. La erosión y el transporte de sedimentos son mínimos.

Los cuerpos de agua como las lagunas y el embalse importante de Pasto Grande se encuentran en esta unidad, así como humedales que alimentan riachuelos y lagunas.

2.2.1.4. Características del Río Patara

El río Patara es uno de los afluentes principales del embalse Pasto Grande y en su subcuenca se encuentra ubicada la zona del presente estudio de un puente sobre el río del mismo nombre, en la figura 3 se visualiza la ubicación del río.

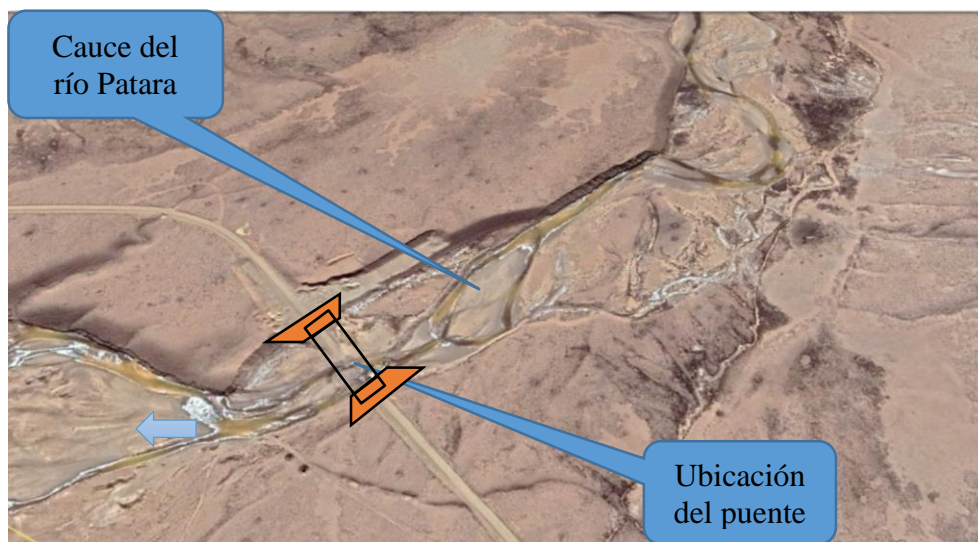


Figura 3. Ubicación del puente sobre el río Patara

2.2.1.5. Hidrología.

a. Climatología.

En esta fase se evalúan aspectos climáticos en el ámbito de influencia del área de estudio, tomando como referencia las estaciones meteorológicas que se presentan en la tabla 3.

Tabla 3
Estaciones meteorológicas

Estación	Tipo	Coordenadas		Altitud (msnm)	Distrito	Período de registro	Record (años)
		Latitud sur	Longitud oeste				
Humalzo	CLI	16°52′	70° 25′	4609	Carumas	2005 - 2008	4
Pasto Grande	CLI	16° 56′	70° 13′	4520	Carumas	1990 - 2015	25
Tocco	PLU	16° 49′	70° 07′	4550	Carumas	1990 - 2015	25

Nota: CLI = climatológica; PLU = pluviométrica

De todas ellas la estación Humalso se encuentra un poco alejada de zona del estudio y las estaciones Pasto Grande y Tocco se ubican dentro del ámbito de influencia directa del proyecto; todas se ubican por encima de los 4500 msnm.

Las variables climatológicas, que registran las estaciones seleccionadas son:

- Temperatura máxima mensual.
- Temperatura mínima mensual.
- Precipitación media mensual.
- Evaporación mensual.
- Humedad relativa mensual.

b. Caracterización meteorológica.

El clima de la zona donde se ubica el embalse Pasto Grande, es riguroso con altas precipitaciones pluviales en verano y de nieve regulares en invierno y fuertes vientos durante el año, con intensa insolación en verano, que provoca una moderada evaporación, por las características peculiares del clima en el altiplano.

c. Datos meteorológicos de la estación Pasto Grande.

Se cuenta, para el período 1990 - 2015, con datos de temperatura máxima mensual, temperatura mínima mensual, temperatura media mensual, precipitación total mensual, humedad relativa, evaporación media mensual.

d. Precipitación.

Se cuenta, para el período 1990 - 2015, con datos de precipitación total mensual.

Se observa que en promedio la precipitación anual es de 461,8 mm, variando entre 99,2 mm y 1078 mm como mínimo y máximo respectivamente (ver figura 4).

En la figura 4 se visualiza la variación estacional de la precipitación estación Pasto Grande.

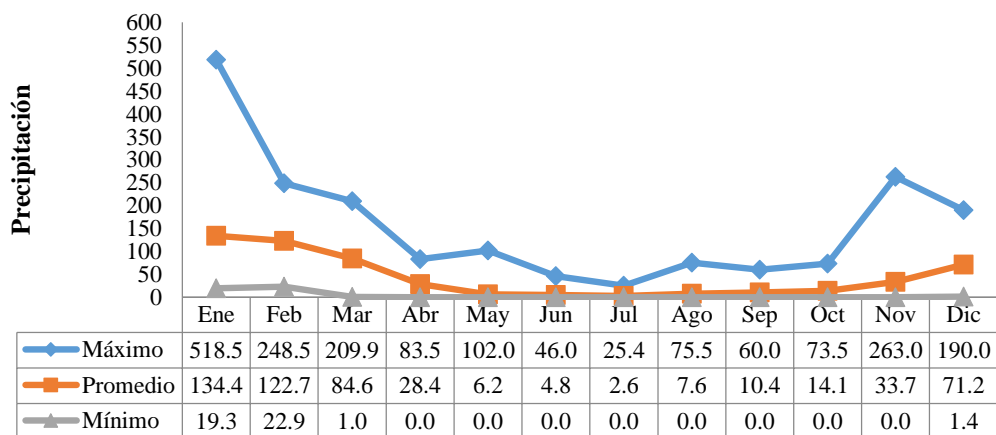


Figura 4. Variación estacional de la precipitación estación Pasto Grande

Fuente: PERPG, 2016

e. Evaporación.

Se cuenta, para el período 1990 - 2015, con datos de evaporación total mensual. La evaporación anual varía de 888,29 mm a 1838,69 mm con un valor promedio de 1314,6 mm (ver figura 5).

En la figura 5 se observa la variación estacional de la evaporación estación Pasto Grande.

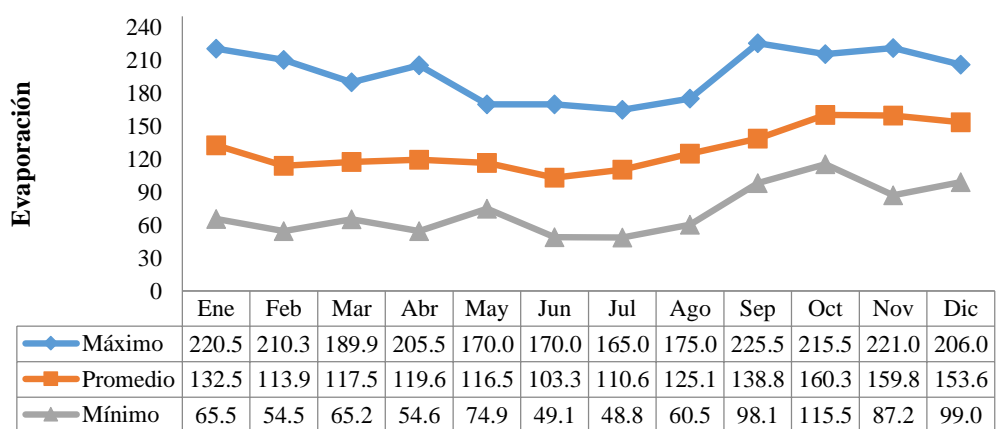


Figura 5. Variación estacional de la evaporación estación Pasto Grande

Fuente: PERPG, 2016

f. *Humedad relativa.*

La humedad relativa promedio anual de 1990 - 2015, con un promedio de 54 %. La humedad relativa anual varía de 35 % a 76 % respectivamente. En la figura 6 se observa la variación estacional de la humedad relativa estación Pasto Grande.

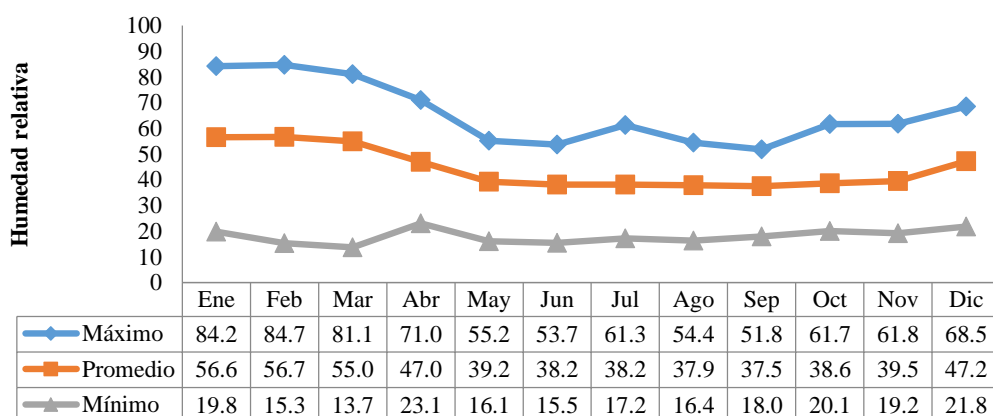


Figura 6. Variación estacional de la humedad relativa estación Pasto Grande

Fuente: PERPG, 2016

g. *Temperatura máxima.*

La temperatura máxima anual presenta poca variación con un valor promedio de 17 °C oscilando entre 13 °C y 22 °C. En la figura 7 se aprecia la variación estacional de la temperatura máxima estación Pasto Grande.

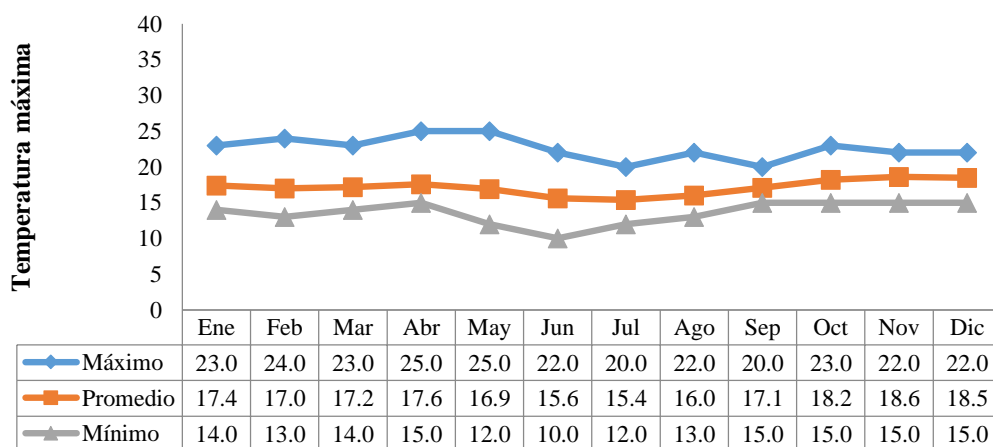


Figura 7. Variación estacional de la temperatura máxima estación Pasto Grande

Fuente: PERPG, 2016

h. Temperatura mínima.

La temperatura mínima anual presenta variación con un valor promedio de 8 °C oscilando entre 12 °C y 1 °C. En la figura 8 se aprecia la variación estacional de la temperatura mínima estación Pasto Grande.

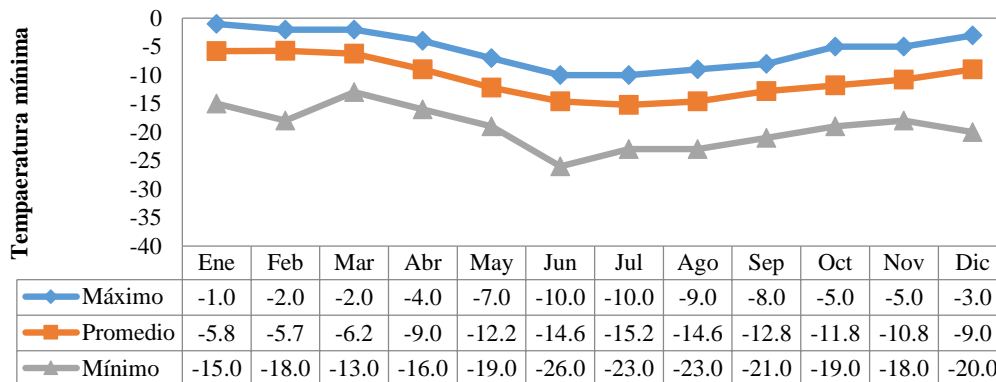


Figura 8. Variación estacional de la temperatura mínima estación Pasto Grande

Fuente: PERPG, 2016

2.2.1.6. Datos Meteorológicos de la Estación Tocco.

a. Precipitación.

Se cuenta para el período 1990 - 2015 con datos de precipitación total mensual. En promedio la precipitación anual es de 457,8 mm, variando entre 88,3 mm y 1050,7 mm como mínimo y máximo respectivamente. En la figura 9 se aprecia la variación estacional de la precipitación de estación Tocco.

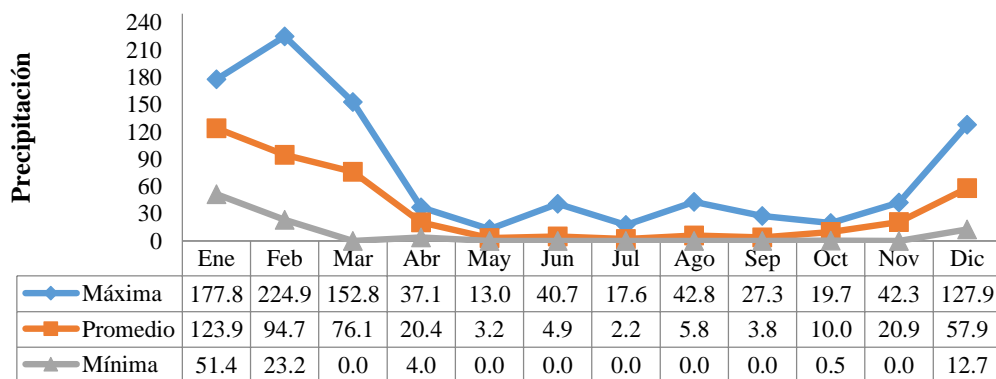


Figura 9. Variación estacional de la precipitación estación Tocco

Fuente: PERPG, 2016

b. *Temperatura máxima.*

La temperatura máxima anual presenta poca variación con un valor promedio de 16,1 °C oscilando entre 12,0 °C y 19,3 °C. Estacionalmente, la temperatura máxima presenta poca variación, tal como se muestra en la figura 10.

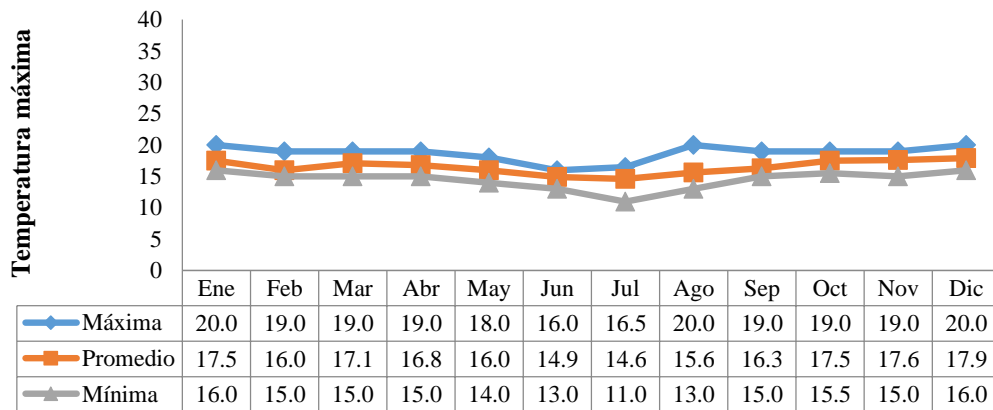


Figura 10. Variación estacional de la temperatura máxima estación Tocco

Fuente: PERPG, 2016

c. *Temperatura mínima.*

La temperatura mínima anual presenta variación con un valor promedio de 12,9 °C oscilando entre 19,3 °C y 1,9 °C. En la figura 11 se aprecia la variación estacional de la temperatura mínima estación Tocco.

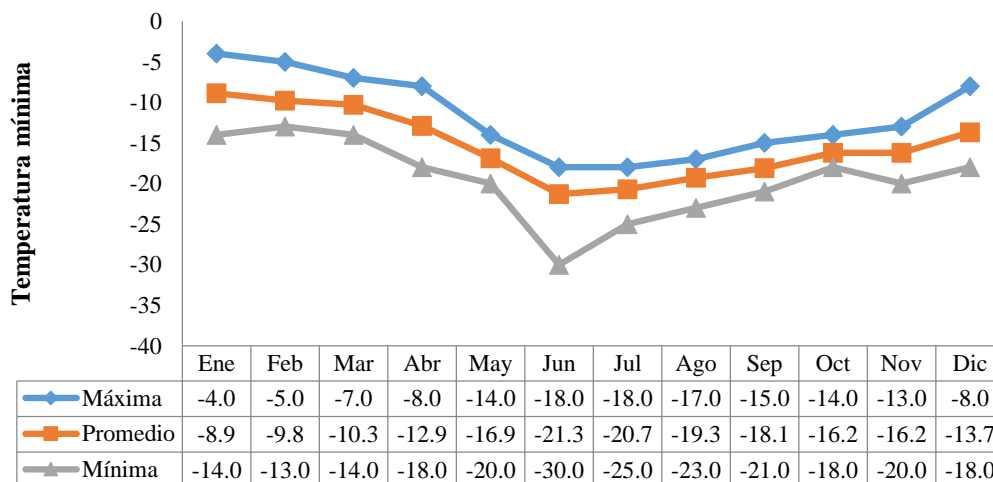


Figura 11. Variación estacional de la temperatura mínima estación Tocco

Fuente: PERPG, 2016

d. *Humedad relativa.*

La humedad relativa promedio anual presenta variación con un valor promedio de 56,7 % oscilando entre 44,7 % y 73,6 %. En la figura 12 se aprecia la variación estacional de la humedad relativa estación Tocco.

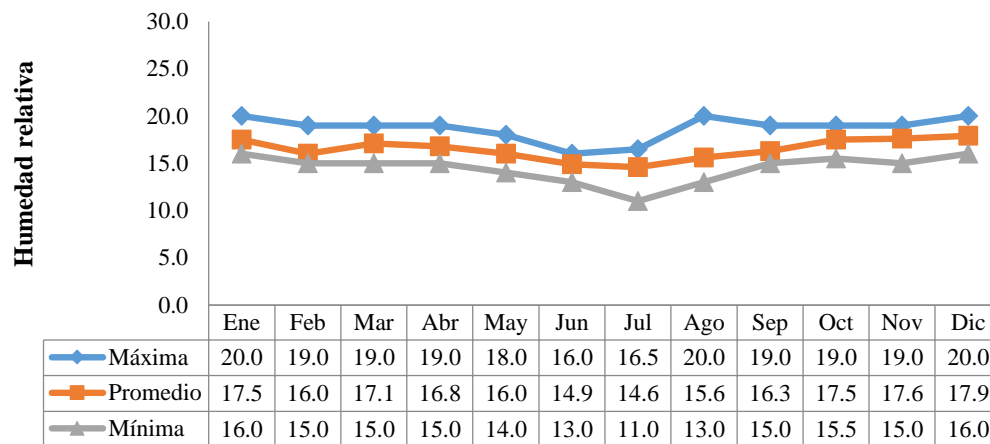


Figura 12. Variación estacional de la humedad relativa estación Tocco

Fuente: PERPG, 2016

e. *Evaporación.*

La evaporación media anual varía de 1213,5 mm a 2498,4 mm con un valor promedio de 1785,5 mm. En la figura 13 se observa la variación estacional de la evaporación estación Tocco.

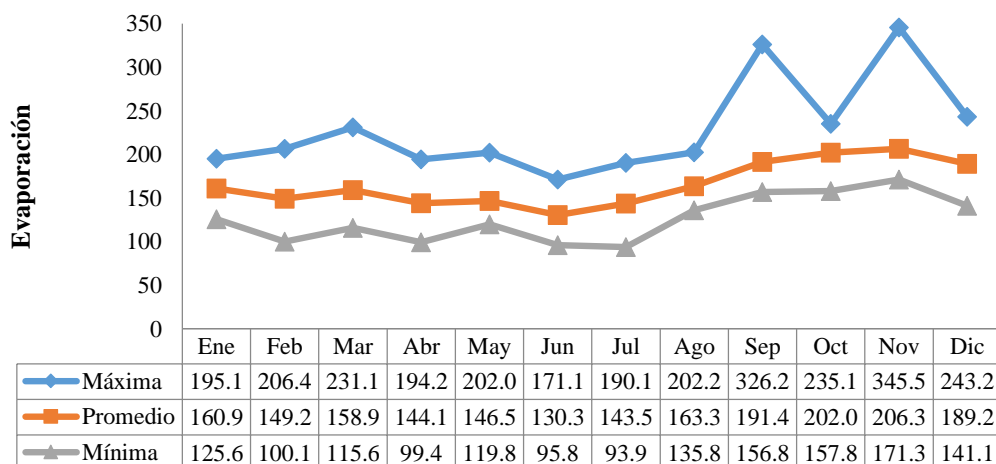


Figura 13. Variación estacional de la evaporación estación Tocco

Fuente: PERPG, 2016

2.2.1.7. Aguas Superficiales.

La red hidrográfica aguas arriba del embalse está constituida fundamentalmente por tres ríos importantes: Vizcachas, Tocco y Patara, los que conjuntamente drenan y forman el embalse Pasto Grande; se distribuyen semiradialmente, y sus nacientes son la cordillera occidental de los Andes.

El río Vizcachas es el principal afluente del embalse Pasto Grande y se origina en las cercanías del divortium aquarum de la cuenca del río Ilave, en altitudes superiores a los 4800 msnm., se forma por la confluencia de los ríos Millojahuira, Antajarane, Patara y Tocco, en las Pampas de Pasto Grande.

El río Tocco es alimentado por manantiales casi permanentes de los cuales los más importantes son Copapujo, Incalacayac y Escollo.

El río Patara tiene como afluente al río Cacachara, alimentados por deshielos de nevados y por pequeños manantiales.

Los ríos Millojahuira y Antajarane son alimentados por deshielos de nevados y por pequeños manantiales.

2.2.1.8. Subcuenca del Río Vizcachas.

La subcuenca del río Vizcachas está formada por sus afluentes principales como son los ríos Millojahuira, Antajarane, Patara y Tocco. Cuenta con un área de recepción de 567 km² y va desde los 4500 msnm hasta los 5000 msnm.

Entre 1956 y 1989 funcionó la estación hidrológica denominada Pasto Grande operada por Southern Perú Copper Corporation (SPCC) la cual fue desactivada en agosto de 1989 debido a la construcción de la Presa Pasto Grande. El caudal promedio del río Vizcachas es de 2,385 m³/s.

Debido a la construcción de la presa se formó el embalse Pasto Grande ubicado en la sub cuenca del río Vizcachas, y se ubica a una altitud de 4550 msnm. El acceso a este cuerpo de agua artificial es a través de la Carretera Binacional. A la altura del Paraje Achacpujo existe un desvío por una trocha que conduce al embalse. Tiene un vaso semi-encañonado. Su contorno tiene escasa cobertura vegetal y especies como el ichu, thola y otros arbustos se presentan en pequeñas áreas.

El embalse se alimenta directamente a través de los afluentes principales como son los ríos Millojahuira, Antajarane, Patara y Tocco.

En la figura 14 se aprecia los caudales promedio del río Vizcachas.

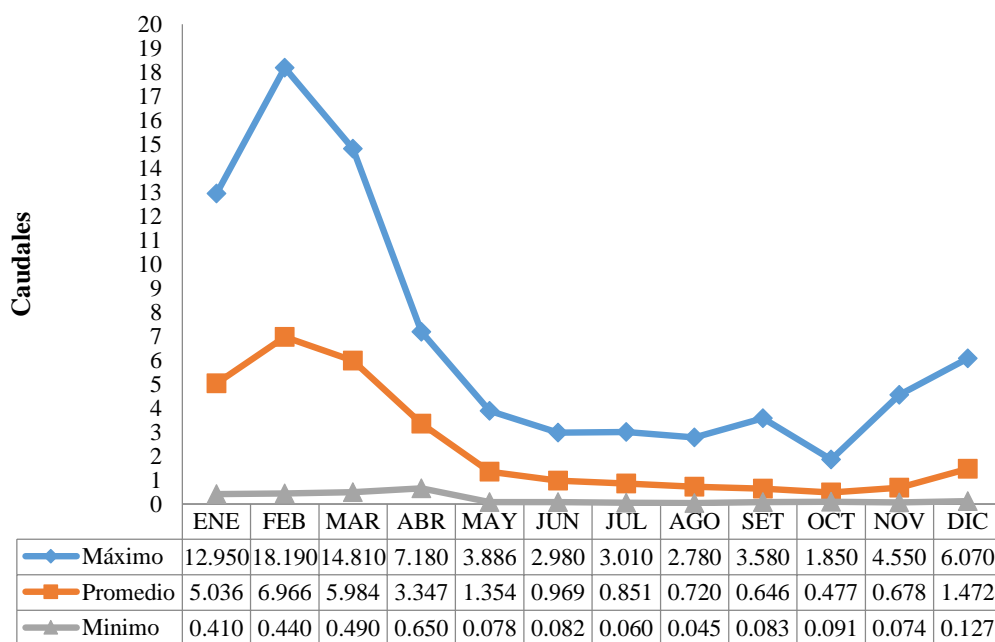


Figura 14. Caudales promedio del río Vizcachas

Fuente: PERPG, 2016

En la figura 15 se aprecia el mapa de ubicación de la zona del embalse Pasto Grande.



Figura 15. Mapa de ubicación de la zona del embalse Pasto Grande

Fuente: PERPG, 2016

2.2.1.9. *Afluentes al Embalse Pasto Grande.*

a. *Subcuenca del río Patara.*

Esta subcuenca tiene un área de 173,926 km², mientras que la longitud máxima de su curso fluvial alcanza los 20,499 km. La máxima elevación de la subcuenca es de 4825 msnm y la mínima de 4525 msnm. La pendiente promedio es de 0,015 m/m.

Las principales fuentes alimentadores de la microcuenca del río Patara son los ríos de Cacachara, Vizcachune y Cinejo, entre sus principales quebradas se tienen a la quebrada Caironi, Acosiri, Palleutani, Amani, Jachacuchajhuira y Huilacollo (nombres propios de la zona según carta nacional 34V-HUAYTIRE escala 1:100 000).

Los ríos y quebradas incrementan sus caudales en la época de lluvias y/o precipitaciones de mayor intensidad.

La precipitación está referida al agua que cae desde las nubes a la tierra. Las crecidas de los ríos son producto de las fuertes precipitaciones, las crecidas fluviales son procesos naturales que se han producido históricamente y periódicamente. Las inundaciones son una de las catástrofes naturales que produce más daño en el aspecto social, ya que afecta las viviendas y terrenos agrícolas de las poblaciones que se encuentran a su paso.

En la figura 16 se observa la vista Google de la subcuenca desde sus nacientes hasta su ingreso al embalse Pasto Grande.



Figura 16. Mapa de la subcuenca del río Patara

Fuente: PERPG, 2016

El caudal promedio anual del río Patara para el período 2005 - 2015 es de $1,338 \text{ m}^3/\text{s}$, el caudal mínimo de $0,206 \text{ m}^3/\text{s}$ y el caudal máximo de $4,052 \text{ m}^3/\text{s}$, y se presenta en la figura 17.

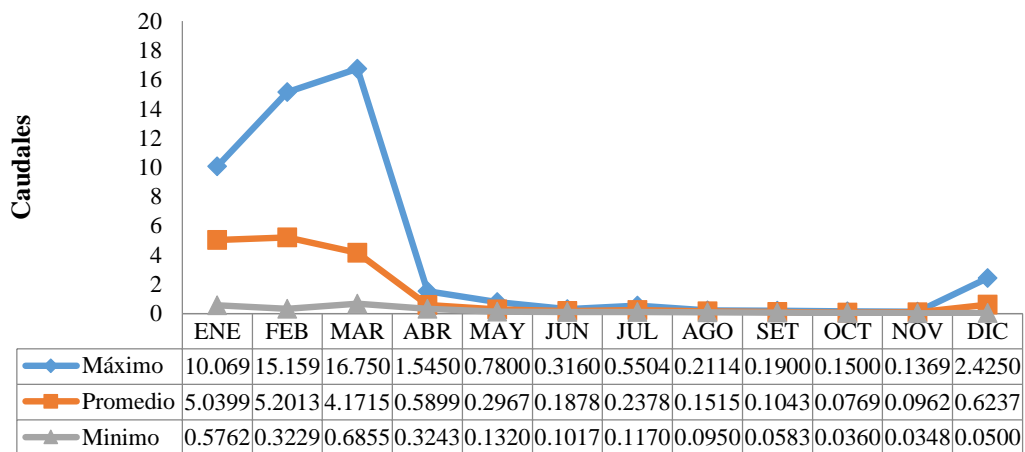


Figura 17. Caudales promedio del río Patara

Fuente: PERPG, 2016

b. Subcuenca del río Millojahuira.

Esta subcuenca tiene un área de 18,811 km², mientras que la longitud máxima de su curso fluvial alcanza los 8,82 km. La máxima elevación de la subcuenca es de 5177 msnm y la mínima de 4550 msnm. La pendiente promedio es de 0,07 m/m.

En la figura 18 se observa la vista Google de la subcuenca desde sus nacientes hasta su ingreso al embalse Pasto Grande.



Figura 18. Mapa de la subcuenca del río Millojahuira

Fuente: PERPG, 2016

El caudal promedio anual del río Millojahuirra para el período 2005 - 2015 es de 0,440 m³/s, el caudal promedio mínimo anual de 0,242 m³/s y el caudal promedio máximo anual de 0,876 m³/s, y se presenta en la figura 19.

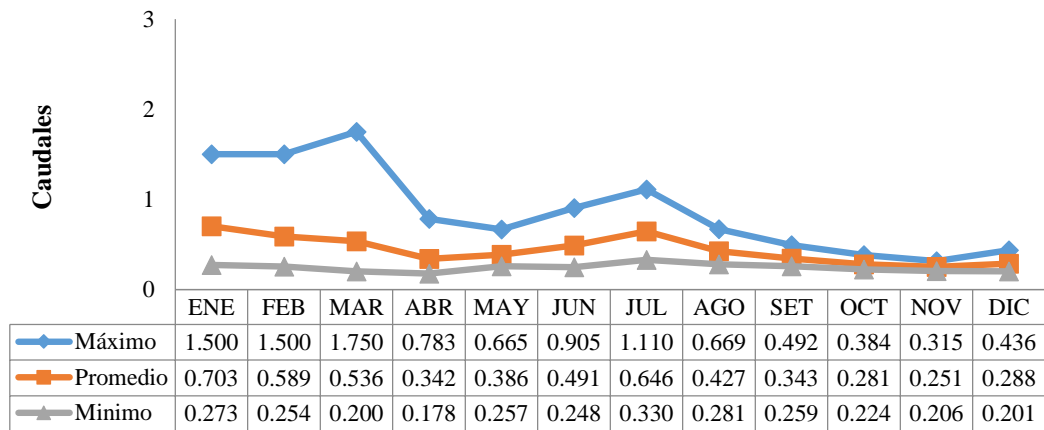


Figura 19. Caudales promedio del río Millojahuirra

Fuente: PERPG, 2016

c. Subcuenca del río Antajarani.

Esta subcuenca tiene un área de 44,98 km², mientras que la longitud máxima de su curso fluvial alcanza los 14,61 km. La máxima elevación de la subcuenca es de 5171 msnm y la mínima de 4550 msnm. La pendiente promedio es de 0,04 m/m.

En la figura 20 se observa la vista Google de la subcuenca desde sus nacientes hasta su ingreso al embalse Pasto Grande.

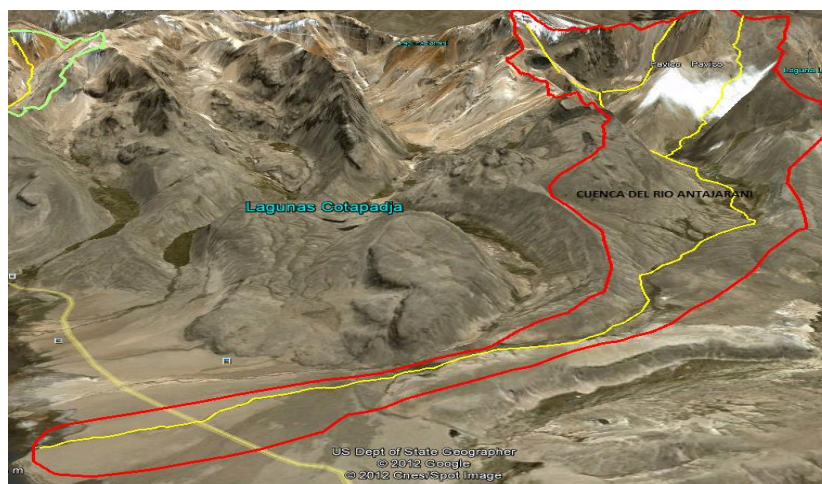


Figura 20. Mapa de la subcuenca del río Antajarani

Fuente: PERPG, 2016

El caudal promedio anual del río Antajarani para el período 2005 - 2015 es de 0,497 m³/s, el caudal promedio mínimo anual de 0,184 m³/s, y el caudal promedio máximo anual de 1,112 m³/s, y se presenta en la figura 21.

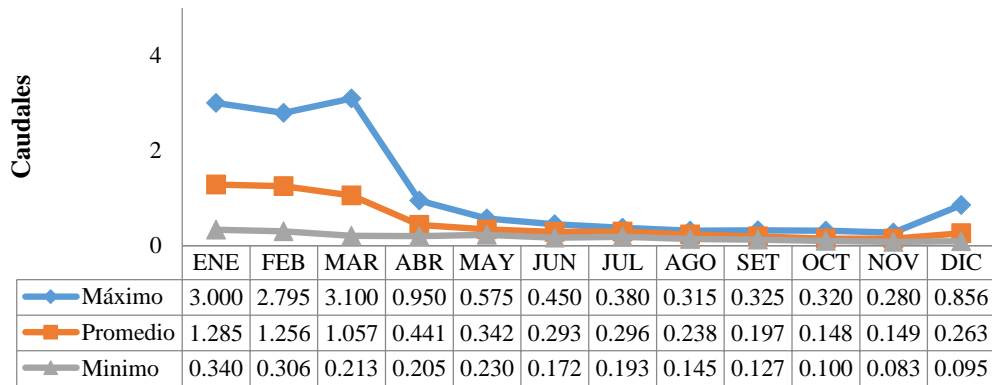


Figura 21. Caudales promedio del río Antajarani

Fuente: PERPG, 2016

d. Subcuenca del río Tocco.

Esta subcuenca tiene un área de 93,0 km², mientras que la longitud máxima de su curso fluvial alcanza los 4,5 km. La máxima elevación de la subcuenca es de 4900 msnm y la mínima de 4550 msnm. La pendiente promedio es de 0,08 m/m.

En la figura 22 se observa la vista Google de la subcuenca desde sus nacientes hasta su ingreso al embalse Pasto Grande.



Figura 22. Mapa de la subcuenca del río Tocco

Fuente: PERPG, 2016

El caudal promedio anual del río Tocco para el período 2005 - 2015 es de 0,479 m³/s, el caudal promedio mínimo anual de 0,244 m³/s y el caudal promedio máximo anual de 0,999 m³/s, y se presenta en la figura 23.

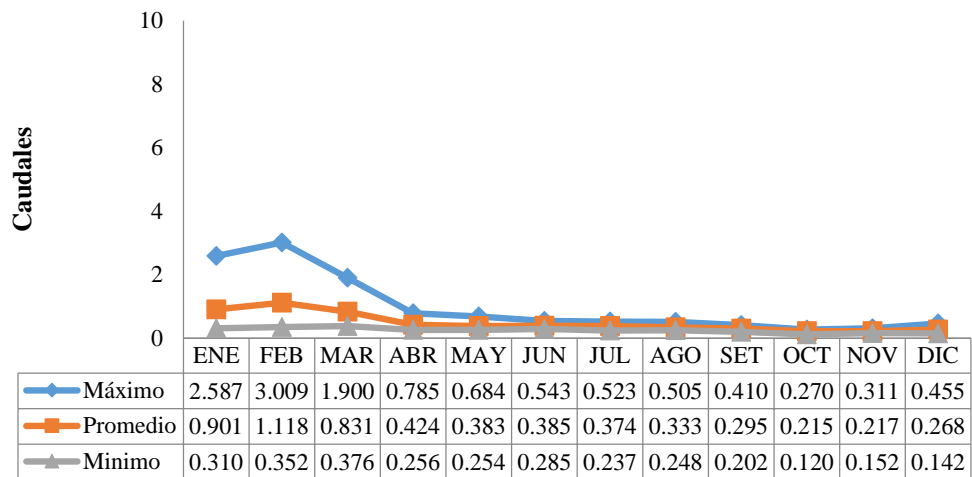


Figura 23. Caudales promedio del río Tocco

Fuente: PERPG, 2016

2.2.1.10. Descripción de Estudios Complementarios.

a. Calidad de las aguas del río Patara.

En el río Patara se han efectuado análisis de calidad de las aguas tanto en el período de avenidas y en el de estiaje, durante el año 2012 desarrollado por el Consorcio V-5 contratado por el Proyecto Especial Regional Pasto Grande (PERPG) del Gobierno Regional de Moquegua.

Para los proyectos de puentes sobre un río es necesario conocer la calidad del agua y el grado de agresividad al concreto que tienen los cloruros, sulfatos y las sales solubles, cuyos resultados se obtienen mediante ensayos químicos. A continuación, se describe cada uno de estos ensayos.

b. *Ensayos químicos.*

– *Cloruros solubles (CL).*

Los cloruros son una de las sales que están presentes en mayor cantidad en todas las fuentes de abastecimiento de agua y de drenaje; el incremento de cloruro en el agua ocasiona aumento de la corrosividad del agua.

– *Sulfatos solubles (SO₄).*

El origen de los sulfatos se debe fundamentalmente a la disolución de los yesos, dependiendo su concentración de los terrenos drenados, siendo el ión sulfato uno de los iones que contribuyen a la salinidad de las aguas.

– *Sales solubles totales.*

Son sales, particularmente cloruros y sulfatos de calcio, magnesio y sodio que no son visibles al ojo humano y requieren de análisis para ser detectados.

En la tabla 4 se presenta el grado de agresividad de sulfatos, cloruros y sales solubles totales al concreto.

Tabla 4

Grado de agresividad de sulfatos, cloruros y sales solubles totales al concreto

Variables	Partes por millón (ppm)	Grado de agresividad	Observaciones
Sulfatos solubles (SO ₄)	0 - 1,000	Leve	
	1,000 - 2,000	Moderado	Ataque directo al concreto de las estructuras
	2,000 - 20,000	Severo	
	> 20,000	Muy severo	
Cloruros solubles (CL)	> 300	Perjudicial	Ocasiona corrosión a los elementos metálicos
Sales solubles totales	> 1,500	Perjudicial	Ocasiona pérdida de resistencia mecánica por problema de lixiviación

Fuente: PERPG, 2016

Nota: 1 ppm = 1 mg/L

2.2.1.11. Balance Hídrico de la Microcuenca del Río Patara.

Los afluentes principales al embalse Pasto Grande son: Patara, Millojahuirá, Antajarane y Tocco. Estos ríos discurren desde sus nacientes en el altiplano y a lo largo de su recorrido no existe ningún uso por lo que no existe una demanda de agua. Por ello no es posible efectuar un balance hídrico de oferta y demanda de agua en la subcuenca del río Patara, que forma parte del presente trabajo.

Sin embargo, se efectuará un balance hídrico del sistema del embalse Pasto Grande.

En el río se cuenta con las descargas medias mensuales del río Patara medidas antes del ingreso al embalse Pasto Grande. Estas aguas alimentan al embalse Pasto Grande y son trasvasadas a la cuenca del río Moquegua para los usos poblacional y agrícola.

En la microcuenca del río Patara en la actualidad no existen demandas de agua, ya que la empresa minera Santa Rosa ubicada en la parte alta de la subcuenca río Vizcachas, el cual funcionó hasta el año 2010.

2.2.2. Modelamiento Hidráulico.

Los modelos surgieron a partir del siglo XVII con la introducción del método científico. Galileo creó un modelo para describir la caída de los cuerpos. Newton creó un modelo para describir la atracción de los cuerpos. Kepler creó un modelo para describir las órbitas planetarias. Bohr creó un modelo para describir la estructura atómica. (Rocha, 2003, p. 3)

El modelo hidráulico es uno de los instrumentos más poderosos para conocer y comprender el comportamiento de la naturaleza y su interacción con las

estructuras planteadas en la ingeniería, el cual se obtiene mediante una investigación concreta y como resultado se tienen los modelos matemáticos y los modelos físicos.

A lo largo de la investigación muchos autores demostraron que un modelo matemático es un esquema representativo de los hechos reales, relacionados al estudio de las ciencias, se realizan las idealizaciones matemáticas a fin de resolver un problema de forma adecuada, los modelos no siempre son como las únicas formas de solucionar los problemas, sin embargo, pueden existir otros métodos de solución según los avances de la ciencia.

El modelamiento hidráulico son patrones sistemáticos relacionados al desarrollo de una solución, que permite comprender el comportamiento del flujo del agua en los diferentes campos de la construcción y de esa forma definir las dimensiones de los elementos de soporte. (Rocha, 2003)

para el dimensionamiento hidráulico de un puente, se debe considerar los caudales máximos, el circuito del agua, la fuerza hidrostática, etc. que influirán en los elementos estructurales como son los pilares y pilotes de un puente, para lo cual se deberá tener en cuenta la selección de los materiales, las dimensiones adecuadas, la forma del proceso constructivo y el análisis estructural para soportar la acción de carga los empujes actuantes.

Un claro ejemplo de la esquematización de un modelo hidráulico es por ejemplo, es la trayectoria del recurso hídrico que permitan satisfacer la necesidad de una población, iniciándose con la captación del agua a través de una bocatoma y la toma de captación para luego ser trasladado por medio de un canal abierto o tubería de presión que depende de la topografía del suelo, necesidad y coste, en su

trayectoria se pueden encontrar diferentes elementos y obras de arte como son: los trasvases, túneles, acueductos, rápidas, sifones, desarenadores, medidores de presión, disipadores, resaltos, reservorios, etc en fin es todo un sistema esquemático desarrollados y diseñados mediante los modelos matemáticos conocidos como las fórmulas matemáticas de la hidráulica.

Otro ejemplo es la hidrología, cuyo modelamiento es apoyada con las ramas de la geología, topografía, climatología, etc, los cuales proporcionan la obtención de los parámetros hidrológicos iniciándose con la delimitación de la cuenca hidrográfica, precipitación, escorrentía, infiltración, evapotranspiración etc. y finalmente la obtención del caudal de diseño en el punto de estudio.

2.2.2.1. Principio de un modelamiento.

El principio del modelamiento hidráulico en muchos casos podría ser complejo por la forma de cómo se establecen los modelos para la solución de un problema, muchas veces sin ellas no se pueden reproducir sus interpretaciones, por lo que la ciencia busca un modelo que pueda reproducir de la mejor manera para el entendimiento del comportamiento que se encuentran en la naturaleza, el hombre siempre está en busca de una solución rápida y simple, acogiéndose a las leyes del universo en que se rigen, para una interpretación lógica y de esa manera establecer y formular ecuaciones para el desarrollo, cuyo camino conduce a una solución simplificada, en esta búsqueda generalmente el mundo nunca estará conforme con un modelo. en la actualidad se sigue buscando mejorar un modelo establecido, en diferentes épocas de la historia cuando se encuentra un modelo alivia al desarrollo de un problema ofreciendo la reproducción de acuerdo a la demanda requerida, sin embargo la disconformidad siempre estará presente por ejemplo en la actualidad

muchos modelos se han desarrollado por medio de softwares que interpretan los patrones, códigos, por medio de un computador, sistematizados para los diferentes niveles de precisión, los cuales han ayudado grandemente en la solución de los problemas más complejas, en beneficio de los usuarios.

En el estudio de la hidráulica se tienen ventajas de representación de diferentes modelos y escalas. Llamado la teoría de los modelos, lo cual acepta a los principios adecuados para los modelamientos, muchas de ellas son semejantes entre sí, los que obedecen a una disciplina específica, estos principios conllevan a obtener las soluciones y a las conclusiones de los análisis y sus resultados que también pueden ser aplicados en otros sistemas de solución. Por ejemplo, cuando estudiamos una bocatoma se puede usar un modelo a fin de interpretar los resultados aplicados a dicho elemento las fuerzas externas de la naturaleza y los elementos que contrarrestan dichas fuerzas de esa forma se produce una representación de resultados.

En mi opinión el principio de un modelo, aplicada a la hidrología y la hidráulica, no siempre será el más adecuado ya que la realidad de la naturaleza es cambiante, en ese entender se puede decir que los elementos en estudio requerirán adecuarse a los diferentes modelos, por lo que resulta que no siempre son sencillos y existen en diferentes modos y jerárquicos.

Cada vez más se viene implementando modelos matemáticos con diferentes grados de dificultad, que sin duda han generado grandes ventajas para la solución en los diferentes proyectos, cada modelo se usa para una interpretación propia e independientemente, sin embargo, podría generar otras dificultades al no aplicar adecuadamente.

2.2.2.2. *Ventajas y Desventajas de un Modelamiento.*

La ventaja de un modelamiento es un sistema que se puede adecuar en diferentes etapas aun durante su desarrollo y de acuerdo a las necesidades actuales de solución, se puede decir que un modelo es un prototipo, cuyo éxito dependerá de cómo se aplica en el campo del estudio.

Un modelamiento permite en desarrollar otros modelos según el requerimiento ya que la ciencia es susceptible a los cambios de acuerdo a la necesidad del usuario.

Un modelo permite darse cuenta de cuan satisfactorio podría ser aplicada para un problema, de cuan capaz es de solucionar un problema complejo si esta actualizado, avanzado o falta de mejoras para un trabajo.

Durante el desarrollo de un proyecto los modelos sistemáticos ayudan a optimizar el tiempo y además son menos costosos en cuanto a la mano de obra, existe la flexibilidad de adaptarse fácilmente siempre y cuando se conozca el proceso del sistema de dicho modelo.

Las desventajas que podrían conllevar es la administración inadecuada si no se conocen bien los modelos elaborados, el ingreso de los datos erróneos podrían conducir a resultados inesperados lo que conlleva a la perdida del tiempo y costo.

Muchas veces los usuarios podrían considerar a los modelos como los mas satisfactorios si no entienden primero la teoría de la ciencia en se funda un modelo, muchas veces estos modelos pueden estar inadecuados, incompletos o desarrollados para otras aplicaciones.

Al escoger un modelo no aplicado a la zona del estudio podría traer consecuencias de retrasos y resultados deficientes.

Cuando no se conoce muy bien un modelo puede conllevar a interpretaciones de la información inadecuada, y si no se tiene cuidado, podrían arrojar resultados lejos de la realidad, la dificultad para modelar un sistema hidráulico, generando un modelo que no sea adecuado para el estudio propuesto, esto implica que es preciso tomar mayor interés de las decisiones que se tomaran ya que estas decisiones se basaran en obtener los resultados de simulaciones que serán satisfactorios.

Además, la recolección de datos podría demandar mas tiempo de lo necesario y a la vez complicada sobre los fenómenos estudiados, si no se ha tomado un tiempo de para analizar un modelo.

Por lo que no todos se dedican a crear modelos, debido al conocimiento avanzado que se debe tener en las ciencias de la matemática, es muy probable que uno adapte modelos ya existentes, pero si se debe tener las habilidades para interpretar correctamente cada uno de los modelos escogiéndose el más adecuado ya que no todos los modelos servirán para un estudio específico.

Rocha (2003) afirmo lo siguiente: el tamaño y otras características de un modelo, suele ocurrir que en el modelo aparezcan determinados fenómenos que no corresponden a los que se presentan aplicados en toda la naturaleza. Estos fenómenos son propios del modelo y los escogidos reciben el nombre de efectos de escala. Sin embargo, hay que tener cuidado de elegir, por ejemplo, con los fenómenos originados en la tensión superficial, propia del modelo y no del prototipo.

Por ese motivo el criterio de similitud o parámetros característicos para la selección de escalas, vinculadas a la determinación de los límites de un modelo y la

consideración de los efectos que conllevara para las interpretaciones adecuadas en la obtención de los resultados mediante un modelo, que anticipadamente podría estudiarse en un laboratorio.

2.2.2.3. El Modelo Como Parte de un Diseño

Un modelo de diseño se basa específicamente al análisis descriptivo de un sistema, cuya estructura es implementada bajo el enfoque de soluciones identificadas, todos los modelos fueron identificados a fin de refinarlas e incluir mejoras de las mismas. El modelo del diseño se basa bajo ciertos requisitos los cuales representan los componentes de aplicación en el avance de la ciencia.

En el modelo de un diseño, los softwares contienen un sistema de interfaces, algoritmos y subsistemas para el diseño, que van evolucionando con el tiempo, hoy en día existen diferentes paquetes que están a la venta y otros son de manera gratuita, muchas de ellas contienen incluso interacciones de secuencias ilustrativas por medio de diagramas con el objeto de modelar el comportamiento dinámico que cuyos autores lo han implementado con la finalidad de ayudar en un diseño.

2.2.2.4. La Necesidad de un Modelo.

Es evidente que los modelos son múltiples en su mayoría contienen ventajas que ayudan en una investigación, los cuales son de suma importancia en nuestra época.

Un punto a tenerse en cuenta para tomar una decisión es la importancia de la estructura que se está estudiando. Si se trata de una estructura de gran costo y complejidad, cuya falla acarrearía graves consecuencias debemos pensar necesariamente en una investigación en modelo. Pero, si se tratase de una estructura pequeña, fácilmente reparable y cuya destrucción o

colapso no tuviese consecuencias graves, podría no requerirse un estudio en modelo hidráulico.

La confiabilidad de los modelos hidráulicos es un tema que corresponde a la teoría de modelos. Depende de varios factores: tipo de estructura, escalas escogidas, técnicas de laboratorio y, ciertamente, de la calidad de la información básica. La interpretación de los resultados obtenidos, a la que nos hemos referido anteriormente, requiere experiencia e imaginación y es el fundamento de la confiabilidad de la investigación.

La determinación del grado de confiabilidad de un modelo debe formar parte de la etapa de planeamiento y debe quedar perfectamente establecido para facilitar así la interpretación de los resultados obtenidos.

A modo de síntesis se podría decir que el tema de la confiabilidad de los resultados de una investigación en modelo podría referirse a factores intrínsecos, como los relativos a la ley de similitud escogida o la calidad de la información básica, a factores humanos, que son los vinculados a la formación teórica y experiencia del personal participante y a factores tecnológicos, que son los relacionados con los instrumentos y métodos de medición u observación empleados (Rocha, 2003).

2.2.3. Tratamiento de Datos Hidrometeorológicos.

Las precipitaciones máximas de 24 horas en la zona de estudio se han registrado en las estaciones Pasto Grande y Tocco, de las cuales para nuestro análisis tomaremos en cuenta a la serie Pasto Grande final, las cuales se presentan en la tabla 5.

Tabla 5*Precipitaciones máximas en 24 horas estación Pasto Grande y Tocco (mm)*

Año	Estación				Serie Pasto Grande
	Pasto Grande		Tocco		
	Histórica	Corregida	Histórica	Corregida	Final
1982	29,50	33,34	-	-	33,34
1983	13,00	14,69	-	-	14,69
1984	28,00	31,64	-	-	31,64
1985	44,20	49,95	-	-	49,95
1986	26,50	29,95	20,20	22,83	29,95
1987	24,00	27,12	28,10	31,75	27,12
1988	28,20	31,87	25,00	28,25	31,87
1989	19,00	21,47	24,30	27,46	21,47
1990	23,50	26,56	15,40	17,40	26,56
1991	-	-	18,80	21,24	21,24
1992	-	-	13,80	15,59	15,59
1993	-	-	21,20	23,96	23,96
1994	-	-	21,00	23,73	23,73
1995	-	-	13,20	14,92	14,92
1996	-	-	23,20	26,22	26,22
1997	-	-	28,60	32,32	32,32
1998	-	-	22,80	25,76	25,76
1999	-	-	24,40	27,57	27,57
2000	-	-	18,60	21,02	21,02
2001	-	-	27,00	30,51	30,51

Fuente: PERPG, 2016

A continuación se realiza el ordenamiento de los datos de las precipitaciones máximas según se muestra en la tabla 6.

Tabla 6*Precipitaciones máximas en 24 horas finales ordenados*

Datos	Año	Normal	Orden (mm)
1	1982	33,44	49,95
2	1983	14,69	33,44
3	1984	31,64	32,32
4	1985	49,95	31,87

Tabla 7*Precipitaciones máximas en 24 horas finales ordenados (continuación)*

Datos	Año	Normal	Orden (mm)
5	1986	29,95	31,64
6	1987	27,12	30,51
7	1988	31,87	29,95
8	1989	21,47	27,57
9	1990	26,56	27,12
10	1991	21,24	26,56
11	1992	15,59	26,22
12	1993	23,96	25,76
13	1994	23,73	23,96
14	1995	14,92	23,73
15	1996	26,22	21,47
16	1997	32,32	21,24
17	1998	25,76	21,02
18	1999	27,57	15,59
19	2000	21,02	14,92
20	2001	30,51	14,69

2.2.4. El Período de Retorno

El riesgo de falla admisible en función de retorno y vida útil de la estructura se obtiene con la siguiente fórmula:

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n \dots\dots\dots [Ecuación 1]$$

Donde:

R = Riesgo de falla admisible

T = Periodo de retorno

n = Vida útil.

Si la obra tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno T, fijando el riesgo de falla admisible R, el cuál es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra (ver figura 24).

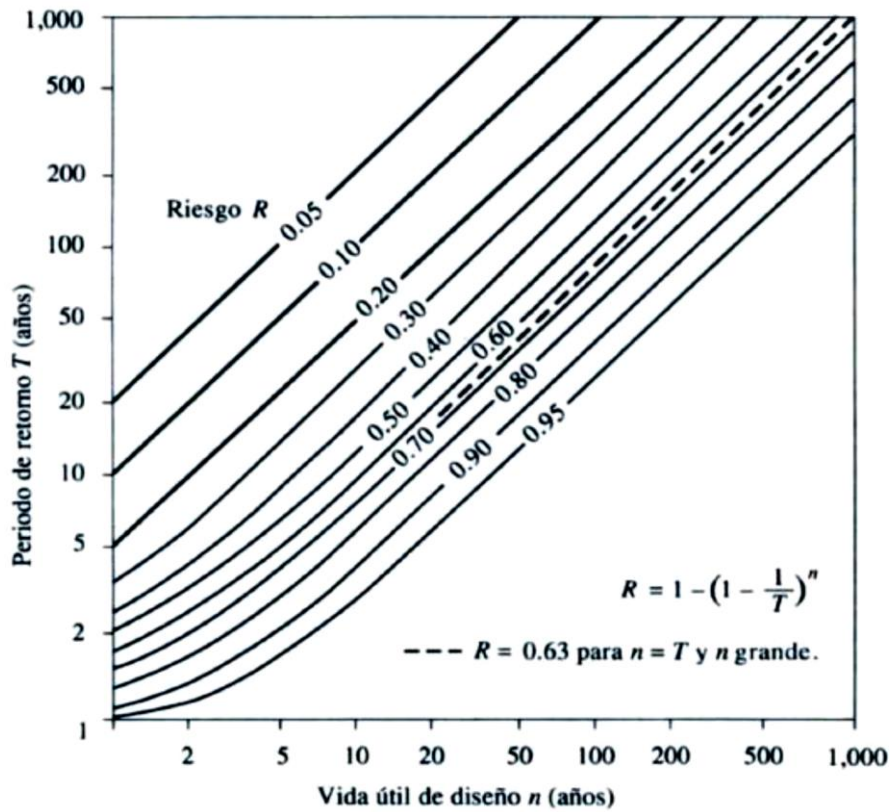


Figura 24. Obtención del período de retornos mediante gráfica

Fuente: Chow, 1994

Tabla 8
Valores de período de retorno T (Años)

Riesgo admisibles	Vida útil de las obras (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0,01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0,02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0,05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0,10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0,20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0,25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0,50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0,75	1,3	2	2,7	4,1	7,7	15	18	37	73	144
0,99	1	1,11	1,27	1,66	2,7	5	5,9	11	22	44

Fuente: Monsalve, 1999

Tabla 9
Valores máximos recomendados de riesgo admisible

Tipo de obra	Riesgo admisible ^b (%)
Puentes ^a	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas ribereñas	25

Nota: ^aPara obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias. Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

^b Vida útil considerado (n)

- Puentes y defensas ribereñas n = 40 años.
- Alcantarillas de quebradas importantes n = 25 años.
- Alcantarillas de quebradas menores n = 15 años.
- Drenaje de plataforma y sub-drenes n = 15 años.
- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.
- El propietario de una obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

2.2.4.1. El Período de Retorno para las Dimensiones Hidráulicas del Puente.

La precipitación de diseño se calculará para un período de retorno obtenido en base a la vida útil de las estructuras y el riesgo de falla admisible.

De acuerdo al “Manual de hidrología, hidráulica y drenaje” del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, se tiene:

- Vida útil del puente (n) : 40 años.
- Período de retorno (T) : 150 años.

El riesgo de falla debe ser menor del 25 %.

Cálculo del riesgo de falla (R)

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n$$

Reemplazando datos en la ecuación 1 se obtiene R = 23,5 %.

La precipitación de diseño considerando la estructura del puente sobre el río Patara, le corresponde un período de retorno (Tr) de 150 años, equivalente a una precipitación máxima de 48,91 mm.

2.2.4.2. El período de Retorno Para la Socavación.

La precipitación de diseño se calculará para un período de retorno obtenido en base a la vida útil de las estructuras y el riesgo de falla admisible.

De acuerdo al “Manual de hidrología, hidráulica y drenaje” del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, se tiene:

- Vida útil del puente (n) : 40 años.
- Período de retorno (T) : 500 años.

El riesgo de falla debe ser menor del 25 %

Cálculo del riesgo de falla (R)

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n$$

Reemplazando datos en la ecuación 1 se obtiene $R = 7,7 \%$

La precipitación de diseño para al cálculo de la profundidad de socavación de puentes sobre el río Patara, le corresponde un período de retorno (Tr) de 500 años, equivalente a una precipitación máxima de 53,56 mm.

2.2.4.3. Precipitación Máxima Para Diferentes Períodos de Retorno.

La precipitación máxima de la estación Pasto Grande para diferentes períodos de retorno se calculó en base a la distribución gamma de dos parámetros (ver tabla 10).

Tabla 10
Precipitación máxima para diferentes períodos de retorno

Tr	Pp máx. 24 horas (mm)
2	25,75
5	32,56
10	36,55
20	40,07
25	41,14
50	44,29
100	47,25
150	48,91
200	50,05
500	53,56

2.2.4.4. Curvas de Intensidad - Duración - Frecuencia.

Las estaciones de lluvia, ubicadas en la zona de estudio, no cuentan con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades de lluvia máximas.

Para el presente caso que no se cuenta con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, por lo que pueden ser calculadas mediante la metodología de Dick Peschke, que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas. La fórmula es la siguiente:

$$Pd = P24h * (d/1440)^{0,25} \dots \dots \dots [Ecuación 2]$$

Donde:

Pd = Precipitación total (mm)

d = Duración (minutos)

P24h = Precipitación máxima en 24 horas (mm)

La intensidad máxima promedio se halla dividiendo la precipitación Pd entre la duración.

Las lluvias máximas y las intensidades máximas promedio de la estación Pasto Grande se presentan en las tablas 11 y 12.

Tabla 11

Lluvias máximas (mm) – estación Pasto Grande

T (años)	P máx. 24 horas (Distribución gamma de dos parámetros)	Duración en minutos						
		5	10	15	20	30	45	60
500	53,56	13,00	15,46	17,11	18,39	20,35	22,52	24,20
200	50,05	12,15	14,45	15,99	17,18	19,01	21,04	22,61
100	47,25	11,47	13,64	15,1	16,22	17,95	19,87	21,35
50	44,29	10,75	12,79	14,15	15,2	16,83	18,62	20,01
25	41,14	9,99	11,88	13,14	14,12	15,63	17,3	18,59
10	36,55	8,87	10,55	11,68	12,55	13,89	15,37	16,51
5	32,56	7,9	9,4	10,4	11,18	12,37	13,69	14,71

Tabla 12

Intensidades máximas (mm/h) – estación Pasto Grande

T (años)	P máx. 24 horas (Distribución gamma de dos parámetros)	Duración en minutos						
		5	10	15	20	30	45	60
500	53,56	156,02	92,77	68,44	55,16	40,7	30,03	24,2
200	50,05	145,79	86,69	63,96	51,55	38,03	28,06	22,61
100	47,25	137,64	81,84	60,38	48,66	35,9	26,49	21,35
50	44,29	129,01	76,71	56,6	45,61	33,65	24,83	20,01
25	41,14	119,84	71,26	52,57	42,37	31,26	23,06	18,59
10	36,55	106,47	63,31	46,71	37,64	27,77	20,49	16,51
5	32,56	94,85	56,4	41,61	33,53	24,74	18,25	14,71

Los valores de intensidad – duración - frecuencia, se han calculado indirectamente mediante la siguiente relación:

$$I = K * T^m / (t^n) \dots\dots\dots [Ecuación 3]$$

Donde:

I = Intensidad máxima (mm/h)

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

T = Período de retorno en años

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

Si se toman los logaritmos de la ecuación anterior se tiene:

$$\text{Log (I)} = \text{Log (K)} + m \text{Log (T)} - n \text{Log (t)}$$

$$Y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2$$

Donde:

$$Y = \text{Log (I)} \quad a_0 = \text{Log (K)}$$

$$X_1 = \text{Log (T)} \quad a_1 = m$$

$$X_2 = \text{Log (t)} \quad a_2 = -n$$

Los factores de K, m y n se obtienen a partir de las intensidades máximas calculadas anteriormente, mediante regresión múltiple.

Para la estación Pasto Grande se tiene la siguiente ecuación intensidad-duración-frecuencia (IDF): de la ecuación 3 se tiene.

$$I = 84.8 * T^{0.2306} / (t^{(0.5145)})$$

Las intensidades máximas deducidas de la estación Pasto Grande se presentan en la tabla 13.

Tabla 13

Intensidades máximas deducidas (mm/h) – estación Pasto Grande

Duración t (min)	Período de retorno T (en años)							
	5	10	20	25	50	100	200	500
10	37,59	44,11	51,75	54,48	63,93	75,01	88,01	108,71
20	26,31	30,88	36,23	38,14	44,75	52,51	61,61	76,10
30	21,36	25,06	29,41	30,96	36,32	42,62	50,01	61,77

Tabla 14*Intensidades máximas deducidas (mm/h) – estación Pasto Grande (continuación)*

<i>Duración</i> <i>t (min)</i>	<i>Período de retorno T (en años)</i>							
	<i>5</i>	<i>10</i>	<i>20</i>	<i>25</i>	<i>50</i>	<i>100</i>	<i>200</i>	<i>500</i>
40	18,42	21,61	25,36	26,70	31,33	36,76	43,13	53,27
50	16,42	19,27	22,61	23,80	27,93	32,77	38,45	47,50
60	14,95	17,54	20,59	21,67	25,43	29,84	35,01	43,24
70	13,81	16,21	19,02	20,02	23,49	27,56	32,34	39,95
80	12,90	15,13	17,75	18,69	21,93	25,73	30,19	37,29
90	12,14	14,24	16,71	17,59	20,64	24,22	28,42	35,10
100	11,50	13,49	15,83	16,66	19,55	22,94	26,92	33,25
110	10,95	12,84	15,07	15,87	18,62	21,84	25,63	31,66
120	10,47	12,28	14,41	15,17	17,80	20,89	24,51	30,27

2.2.4.5. El emplazamiento del Puente.

El emplazamiento del puente tiene que determinarse considerando tanto las necesidades viales como las hidráulicas. Señala la importancia de los aspectos de la morfología fluvial, del alineamiento del río, las variaciones del cauce fluvial en el tiempo, el material constituyente del lecho del río y de sus márgenes, los costos del eventual encauzamiento y las características hidrológicas, así como la longitud de la luz del puente.

a. La alineación del puente respecto de la corriente.

La corriente fluvial una dirección predominante de recorrido a lo largo de su trayectoria, por lo que los pilares del puente deben estar alineados en la misma dirección de modo que el ángulo de ataque sea cero. Sin embargo, muchas veces esta dirección de la corriente podría cambiar. Estas posibilidades deberían de tomarse en cuenta en momento del diseño.

2.2.5. Caudal máximo de Diseño.

2.2.5.1. Introducción.

En el presente capítulo se efectuará el cálculo de las máximas avenidas para diferentes períodos de retorno de la subcuenca del río Patara.

2.2.5.2. Estimación de las Descargas Máximas Probables.

a. Generalidades.

En la zona de estudio no existe información de descargas máximas del río Patara, por lo cual se deben emplear métodos indirectos para el cálculo de las descargas máximas probables.

2.2.6. Método Racional Modificado.

Para estimar los caudales máximos se aplicó el método racional modificado, según la formulación propuesta por Teméz (1991). Adaptada para las condiciones climáticas de España, y adaptada por el MTC en su Manual de hidrología y drenaje. Donde es utilizado para la estimación del caudal máximo asociado a determinada lluvia de diseño. Se utiliza normalmente para el cálculo de caudales máximos en subcuencas de drenajes naturales con áreas menores de 770 km² y con tiempos de concentración (Tc) entre 0.25 y 24 horas.

El caudal máximo por método racional modificado se determina por la siguiente fórmula:

$$Q = 0.278 * C * I * A * K \dots\dots\dots [Ecuación 4]$$

Donde:

Q = Descarga máxima de diseño (m³/s)

C = Coeficiente de escorrentía para el intervalo en el que se produce.

I = Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)

A = Área de la subcuenca (km²)

K = Coeficiente de uniformidad

2.2.6.1. Cálculo del Coeficiente de Escorrentía.

a. Primer método.

El coeficiente de escorrentía varía de acuerdo a las características geomorfológicas de la zona: del relieve de los terrenos, de la permeabilidad del terreno, de la vegetación y de la capacidad de retención. El coeficiente de escorrentía puede determinarse con ayuda de los valores mostrados en las tablas 15 y 16.

Tabla 15

Valores para la determinación del coeficiente de escorrentía

	K1 = 40	K1 = 30	K1 = 20	K1 = 10
1. Relieve del terreno	Muy Accidentado, pendiente superior al 30 %	Accidentado, pendiente entre 10 % y 30 %	Ondulado, pendiente entre 5 % y 10 %	Llano, pendiente inferior al 5 %
	K2 = 20	K2 = 15	K2 = 10	K2 = 5
2. Permeabilidad del terreno	Muy impermeable, roca sana.	Bastante impermeable, arcilla	Permeable	Muy permeable
	K3 = 20	K3 = 15	K3 = 10	K3 = 5
3. Vegetación	Sin vegetación	Poca menos del 10 % de la superficie	Bastante hasta el 50 % de la superficie	Mucha hasta el 90 % de la superficie
	K4 = 20	K4 = 15	K4 = 10	K4 = 5
4. Capacidad de retención	Ninguna	Poca	Bastante	Mucha

Fuente: MTC, 2008a

De la tabla resultan los siguientes valores: K1= 10, K2 = 10, K3= 15 y K4 = 10, la suma resulta (K = 45)

Tabla 16
Coefficiente de escorrentía

K = K1+K2+K3+K4	C
100	0,80
75	0,65
50	0,50
30	0,35
25	0,20

Fuente: MTC, 2018a

Nota: Con este método para un K = 45, se obtiene un C = 0.46

b. Segundo método.

El valor del coeficiente de escorrentía se establecerá de acuerdo a las características hidrológicas y geomorfológicas de los ríos Patara y Cacachara y quebradas Cinejojo y Vizcachani.

En virtud de ello el coeficiente de escorrentía variará según dichas características (ver tabla 17).

Tabla 17
Coefficientes de escorrentía método racional

Cobertura vegetal	Tipo de suelo	Pendiente del terreno				
		Pronunciada	Alta	Media	Suave	Despreciable
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	< 1%
Pastos,	Impermeable	0,65	0,6	0,55	0,5	0,45
vegetación	Semipermeable	0,55	0,5	0,45	0,4	0,35
ligera	Permeable	0,35	0,3	0,25	0,2	0,15

Fuente: MTC, 2018a

Teniendo un tipo de suelo semipermeable y pendiente suave, se obtiene C = 0,40.

c. Tercer método.

$$C = (P_d - P_0) * \frac{(P_d + 23 * P_0)}{(P_d + 11 * P_0)^2} \dots\dots\dots [Ecuación 5]$$

Donde:

P_d = Precipitación máxima diaria para el período de diseño:

P_0 = Umbral de escorrentía

El umbral de escorrentía se obtiene de las tablas 18 y 19.

- Para el nivel de aguas máximas extraordinarias del puente: $P_d = 48,91$ mm.
- Para el cálculo de socavación del puente: $P_d = 53,56$ mm.

Tabla 18

Cálculo del umbral de escorrentía medio P_0 (mm)

Uso de la tierra	Pendiente	Características hidrológicas	Grupo de suelo			
			A	B	C	D
Praderas	> 3 %	Pobre	24	14	8	6
		Media	53	23	14	9
		Buena		33	18	13
		Muy buena		41	22	15
	< 3 %	Pobre	58	25	12	7
		Media		35	17	10
		Buena			22	14
		Muy buena			25	16

Fuente: Fomento, 2015

El tipo de suelo del área de estudio pertenece al *Grupo D*: Alto potencial de escorrentía. Capacidad baja de infiltración. Nivel freático alto o poco espesor o con materiales casi impermeables. Con buenas características hidráulicas.

Por lo que le corresponde un umbral de escorrentía de $P_0 = 14$ mm.

P_0 = Umbral de escorrentía = 14 mm.

Para la obtención de la luz el nivel de aguas máximas extraordinarias del puente se calcula con la ecuación 5.

$$C = (48.91 - 14) * \frac{(48.91+23*14)}{(48.91+11*14)^2}$$

$$C = 0.31$$

Para el cálculo de la socavación del puente (ver ecuación 6).

$$C = (53.56 - 14) * \frac{(53.56+23*14)}{(53.56+11*14)^2}$$

$$C = 0.34$$

Tabla 19

Cálculo del umbral de escorrentía medio Po (mm)

Grupo	Infiltración (cuando están muy húmedos)	Potencia	Textura	Drenaje
A	Rápida	Grande	Arenosa-areno limosa	Perfecto
B	Moderadamente	Media a grande	Franco-arenosa franco arcillosa arenosa franco- limosa	Bueno a moderado
C	Lenta	Media a pequeña	Franco-arcillosa franco arcillo limosa arcilla- arenosa	Imperfecto
D	Muy lenta	Pequeño (litosuelo u horizontes de arcilla)	Arcillosa	Pobre o muy pobre

Fuente: Fomento, 2015

2.2.6.2. Elección de Coeficiente de Escorrentía.

Promediando los tres métodos se obtiene:

- Para la obtención de la luz y el nivel de aguas máximas extraordinarias de los puentes y alcantarilla: $C = 0,391$
- Para el cálculo de la socavación de los puentes: $C = 0,401$

2.2.6.3. Cálculo de la Intensidad de Precipitación Máxima Horaria.

$$I = \left(\frac{P}{24}\right) * (11)^{\left(\frac{28^{0.1} - t_c^{0.1}}{28^{0.1} - 1}\right)} \dots\dots\dots [Ecuación 6]$$

Donde:

P = Precipitación máxima corregida en un día en mm.

I = Intensidad de precipitación máxima horaria.

Tc = Tiempo de concentración.

2.2.6.4. Cálculo del Tiempo de Concentración (tc).

El tiempo de concentración se puede calcular por los siguientes métodos:

Iniciando con los datos paramétricos de los hidrogramas. La estimación del tiempo de concentración en una cuenca hidrográfica se realiza mediante los datos reales de la duración del tiempo de inicio de la tormenta entre la finalización de la misma se puede definir este tiempo cuando el caudal vuelve a ser igual al anterior al inicio de la tormenta, que dependen de las características geológicas y geomorfológicas del suelo y también de la intensidad de las lluvias.

Existen Métodos hidráulicos, para calcular la velocidad y propagación de la onda en una zona delimitada llamada cuenda.

Existen fórmulas empíricas disponibles a fin de calcular el tiempo de concentración, para lo cual se debe tener en consideración el tiempo requerido de una precipitación estacionario que contribuya eficazmente el tiempo que tarda una

gota de agua en transcurrir desde el punto más alejado posible de la cuenca hasta el punto de llegada referido en el estudio, sin embargo, Existen diferentes fórmulas aplicables según las características de la cuenca o del método de cálculo de escorrentía dependiendo donde se esté aplicando.

A continuación, se presentan los más usados y cuándo son necesario usarlos:

a. Método de Kirpich.

Se utiliza en cuencas de tamaño medio, con pendiente considerable y diseñada para suelos dedicados al cultivo. Se basa en la siguiente fórmula:

$$t_c = 0.019747 * L^{0.76} * S^{-0.385} \dots\dots\dots[\text{Ecuación 7}]$$

Donde:

L = Longitud del cauce más largo (km).

I = Pendiente media de la cuenca.

tc = Tiempo de concentración (horas).

b. Método de California.

La siguiente formula es utilizada para cuencas pequeñas y situadas en zonas agrícolas. Es muy utilizada en la aplicación del método racional.

$$t_c = \left(\frac{0.871 * L^3}{H} \right)^{0.385} \dots\dots\dots[\text{Ecuación 8}]$$

Donde:

L = Longitud del cauce más largo (km).

H = Desnivel máximo de la cuenca (m).

tc = Tiempo de concentración (horas).

c. *Método Giandotti.*

La fórmula es válido para un rango de longitudes de cauce principal igual a $L/3,600 \geq t_c \geq (L/3,600 + 1,5)$. Se basa en la siguiente fórmula:

$$t_c = \frac{4*\sqrt{S}+1.5*L}{0.8*\sqrt{H}} \dots\dots\dots[\text{Ecuación 9}]$$

Donde:

L = Longitud del cauce más largo (km).

H = Desnivel máximo de la cuenca (m).

S = Superficie de la cuenca (km²).

t_c = Tiempo de concentración (horas).

d. *Método de Témez.*

Este método es utilizado en cuencas de tamaño muy variable, es ampliamente utilizado en la península Ibérica. en cuencas de 1 km² hasta 3000 km² y con tiempos de concentración desde los 15 minutos hasta las 24 horas.

$$t_c = 0.3 * \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76} \dots\dots\dots[\text{Ecuación 10}]$$

Donde:

t_c = Tiempo de concentración (horas).

L = Longitud del cauce mayor (km).

S = Pendiente promedio del cauce mayor (m/m).

e. *Método de Ragan - Fleming.*

Esta fórmula es basado en la velocidad de la onda de escorrentía, teniendo en cuenta la intensidad de la lluvia y el coeficiente de rozamiento de Manning.

$$t_c = 0.93 * \frac{L^{0.6} * n^{0.6}}{I^{0.6} * i^{0.6}} \dots\dots\dots[\text{Ecuación 11}]$$

L = Longitud del cauce más largo en pies.

n = Número de Manning (cuidado, el número de Manning cambia del sistema internacional al sistema imperial utilizado por los anglosajones).

i = Pendiente media de la cuenca.

I = Intensidad de lluvia (pulgadas/hora).

t_c = Tiempo de concentración (horas).

f. Método del SCS.

Ecuación desarrollada para el método SCS a partir de la información de cuencas de uso agrícola. Fue creada para pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 800 hectareas. Para zonas que no estén completamente pavimentadas tiene tendencia a la sobreestimación. A veces se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies.

$$t_c = \frac{0.0136 * \left(\frac{L}{CN} - 9\right)^{0.7}}{S^{0.5}} \dots\dots\dots [\text{Ecuación 12}]$$

Donde:

L = Longitud hidráulica de la cuenca mayor trayectoria de flujo (m).

CN = Número de curva SCS.

S = Pendiente promedio de la cuenca (m/m).

2.2.6.5. Elección del Método del Tiempo de Concentración.

Método de Teméz, (1991). para zona no urbana, rural (urbanización < 4 % del área de la cuenca).

$$t_c = 0.3 * \left(\frac{L}{S^{0.25}}\right)^{0.76} \quad (\text{de la ecuación 10})$$

Donde:

t_c = Tiempo de concentración en horas.

L = Longitud del cauce mayor (km).

S = Pendiente promedio del cauce mayor (m/m).

2.2.6.6. Precipitación Máxima Corregida Sobre la Subcuenca (P).

$$P = K_a * P_d \dots\dots\dots[\text{Ecuación 13}]$$

Donde:

K_a = Coeficiente de simultaneidad o factor reductor.

Para cuencas con superficie de cuenca, $A > 1 \text{ km}^2$ ($K_a = 1 - \log_{10}(A/15)$)

$$K_a = 1 - \log_{10}\left(\frac{A}{15}\right) \dots\dots\dots[\text{Ecuación 14}]$$

P_d = Precipitación máxima diaria para el período de diseño:

2.2.6.7. Cálculo del Área de la Subcuenca (A).

a. *Por método manual.*

Es la forma conceptualmente más sencilla, pero ni mucho menos lo es en la práctica.

- Paso N° 01: Delimitación de la cuenca en un plano con curvas de nivel a escalas 1:25 000 o 1:100 000; de plano impresas de cartas nacionales.
- Paso N° 02: Subdividir mediante varios polígonos cuyas áreas sean conocidas, (formas de triángulos, trapecios, rectángulos), para luego calcular con fórmulas sencillas.
- Paso N° 03: Con el apoyo de un eclímetro medir y calcular las áreas internas del polígono subdividido, para luego sumarlas en su totalidad.

b. *Por método automatizado.*

En la actualidad existen softwares sofisticados para la delimitación y cálculo de un polígono y su respectivo cálculo de área, los más conocidos son: Autocad, Arcgis etc.

2.2.6.8. Cálculo del Coeficiente de Uniformidad (K).

$$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{(T_c^{1.25} + 14)} \dots\dots\dots[\text{Ecuación 15}]$$

Donde:

Tc = Tiempo de concentración en horas.

2.2.7. Método SCS.

Es la metodología propuesta por el U.S. Soil Conservation Service (método SCS para estimar la escorrentía).

El caudal máximo por método SCS se determina por la siguiente fórmula:

$$Q_{\max} = q * E * A \dots\dots\dots[\text{Ecuación 16}]$$

Donde:

Qmax = Caudal máximo (m³/s)

q = Gasto unitario (m³/s/mm/km²)

E = Escorrentía (mm)

A = Área de las subcuencas (km²)

2.2.7.1. Determinación de Escorrentía Para el Método SCS.

La escorrentía se determina mediante la fórmula siguiente:

$$E = ((CN * (P + 50,8 - 5080))^2) / (CN * (CN * P - 203,2) + 203,2) \dots\dots\dots[\text{Ecuación 17}]$$

Donde:

E = Escorrentía (mm).

P = Lluvia máxima para el periodo determinado (mm).

CN = Número de curva de escurrimiento para la condición media de humedad de la subcuenca.

a. *Parámetros de grupo hidrológico de suelos para CN.*

En el método SCS, se denomina “*complejo hidrológico suelo - cobertura*”, a una combinación específica de suelo, uso del terreno y su tratamiento, y se designa con las letras “CN”. El valor de CN es un parámetro hidrológico de una cuenca o zona determinada e indica el potencial para generar escurrimiento cuando los suelos no están congelados, de manera que un alto valor de CN producirá gran escurrimiento y viceversa. (Chereque, 1989)

Es suelo es constituido por las propiedades de un factor el cual es esencial para el proceso de generación del escurrimiento iniciándose con la lluvia que tocan los suelos, por lo que los suelos deberán ser clasificados por medio de un parámetro hidrológico: la velocidad de infiltración mínima obtenida para un suelo libre de vegetación después de estar suficientemente húmedo.

Según Chereque (1989), propuso cuatro grupos principales de los suelos, obtenidos según el aporte de escorrentía directa después de encontrarse mojado e hinchado y sin cobertura de vegetación protectora.

– *Grupo A.*

Es atribuido a los suelos con altas velocidades de infiltración, es considerado un suelo principalmente constituido por arenas y gravas, los cuales permiten el paso del agua de forma muy rápida, esto puede servir como un sistema de drenaje puesto

que no retienen el agua en la superficie y sus velocidades son altas cuando se encuentran los suelos con pendientes pronunciadas, generalmente son de mayores profundidades.

– *Grupo B.*

En este grupo están considerados los suelos con moderadas velocidades de infiltración, consisten principalmente los suelos con cantidades moderadas de texturas finas a gruesas. Constituido por suelos arenosos, menos profundos que los del grupo A y lo es menos profundos o menos compactos que el del grupo A, con drenaje medio. El grupo, en conjunto, tiene una infiltración media superior después de haberse mojado completamente.

– *Grupo C.*

este grupo de suelos se refiere a los que tienen mucha arcilla, coloidales y de poca profundidad además son los que constituye un estrato impermeable impidiendo el flujo del agua, aunque menos que el grupo D. Son suelos de textura fina, tienen bajas velocidades de infiltración cuando están húmedos o saturados, tienen bajas velocidades de infiltración, inferiores a los promedios después de la saturación.

– *Grupo D.*

En este grupo se encuentran los suelos con el potencial de escurrimiento mayor, tienen velocidades de infiltración muy bajas. En su mayor parte se encuentran estratos arcillosos, este tipo de suelos generalmente incrementan su volumen cuando están en contacto con el agua, pero cuando están con poco porcentaje de humedad o secos, se compactan, a ese cambio brusco que se produce entre la presencia y ausencia de la humedad en este tipo de suelos se le conoce como suelos inestables y deformables.

b. Determinación del número de curva.

La estimación del número de curva (CN) es un parámetro empírico, es un método desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS) en los Estados Unidos, es aplicado a todo tipo de suelos, el método es importante por su influencia sobre el resultado final. La forma de estimar dicho valor a partir de una calibración, partiendo de una precipitación efectiva para determinado período de retorno y comparando el resultado con el valor de la avenida calculada por el análisis de frecuencias para el mismo período, para mayor apreciación se verá en los cálculos del capítulo IV.

El SCS, elaboró un conjunto de tablas para determinar (CN) para diferentes prácticas agrícolas, diferentes condiciones hidrológicas, grupo hidrológico de suelos, y condición precedente.

En la zona de la subcuenca del río Vizcachas donde se encuentran las microcuencas de los ríos Patara y Cacachara y las quebradas Cinejo y Vizcachani se ha determinado el número de curva CN en base al estudio definitivo y expediente técnico seguridad de presas - “*remodelación del aliviadero de demasías y encimado de la presa Pasto Grande*”. En la tabla 18 se presenta el número de curva CN.

c. Condición precedente.

La cantidad de agua precipitada en un período de 5 - 30 días, precedido a una tormenta importante se le llama “*precipitación precedente*”, y las condiciones que se producen en una cuenca con respecto al escurrimiento potencial se les llama “*condiciones precedentes*”. En general, cuanto mayor es la precipitación precedente, mayor será el escurrimiento directo que ocurre en una tormenta.

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

- Condición I: Es la condición que presentan los suelos en una zona en que los suelos están secos, pero no en su totalidad, sino cuando tienen aun un porcentaje de humedad.
- Condición II: El caso promedio para precipitaciones anuales, es decir, un promedio de las condiciones que han precedido a la ocurrencia de la avenida máxima anual en diferentes cuencas.
- Condición III: se presenta cuando ha caído lloviznas de intensidades variadas y han ocurrido bajas temperaturas durante los cinco días anteriores a la tormenta, y el suelo está casi saturado.

La tabla 24 fue elaborada por el SCS para una relación $I_a = 0.2 * S$, y para una condición de humedad antecedente promedio. Se combinan los grupos de suelos, el uso del suelo y las clases de tratamientos, formando de esa forma complejos hidrológicos suelo - vegetación. Los números muestran en una escala de 0 a 100, el valor relativo de los complejos como productos de escorrentía directa llamadas también (curvas de escurrimiento).

Cuanto más elevado es el número, mayor es el volumen de escorrentía directa que puede esperarse de una tormenta; la tabla se preparó en parte usando datos de cuencas aforadas con suelo y vegetación conocidos.

Los valores en las tablas 20 y 21 son para la condición media de la cuenca, II; y los valores de la tabla 22 para la condición casi saturada, III.

Cabe recalcar que en la tabla 18 se ilustra el número de curvas de escurrimiento para las diferentes combinaciones hidrológicas suelo - vegetación (para las cuencas en condiciones II, e Ia = 0,2 S).

Tabla 20
Numeros de curvas de escurrimiento

Uso del suelo y cubierta	Tratamiento o método	Condición para la 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
Cultivos en hileras	C	Buena	65	75	82	86
	C y T	Mala	66	74	80	82
	C y T	Buena	62	71	78	81
	SR	Mala	65	76	84	88
	SR	Buena	63	75	83	87
	C	Mala	63	74	82	85
Granos pequeños	C	Buena	61	73	81	84
	C y T	Mala	61	72	79	82
	C y T	Buena	59	70	78	81
	SR	Mala	66	77	85	89
	SR	Buena	58	72	81	85
	C	Mala	64	75	83	85
Legumbres tupidas o rotación de pradera	C	Buena	55	69	78	83
	C y T	Mala	63	73	80	83
	C y T	Buena	51	67	76	80
	-	Mala	68	79	86	89
	-	Buena	49	69	79	84
	-	Mala	39	61	74	80
Pradera o pastizal	C	Buena	47	67	81	88
	C	Mala	25	59	75	83
	C	Buena	6	35	70	79
	-	-	30	58	71	78
Pradera permanente bosques	-	Mala	45	66	77	83

Uso del suelo y cubierta	Tratamiento o método	Condición para la infiltración	Grupo hidrológico del suelo			
			A	B	C	D
(lotes de bosque)		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

Fuente: Chereque, 1989

Nota: SR = hileras rectas; C = por líneas de nivel; T = terrazas; C y T = terrazas a nivel

En la tabla 21, se muestra los números obtenidos por el U.S. Forest Service en áreas de bosques y pastizales en el occidente de los EE.UU.

Se observan los números de las curvas de escurrimiento para los complejos suelo - vegetación.

Bosques comerciales o nacionales (para condiciones II de las cuencas, e $I_a = 0,2 S$) “el significado de I_a es la intensidad del agua en el tiempo, que está en función de numero de curva y la pendiente S ” (Chereque, 1989).

Tabla 21

Para condiciones II de las cuencas hidrológicas suelo - vegetación

Clase de condición hidrológica	Grupo hidrológico del suelo			
	A	B	C	D
I.- La peor	56	75	86	91
II.- Mala	46	68	78	84
III.- Media	36	60	70	76
IV.- Buena	26	52	62	69
V.- Mejor	15	44	65	61

Fuente: Chereque, 1989

En las tablas 22 y 23, se muestra para el área de bosque y pastizales en el oeste de EE.UU. (para cuencas de condiciones III, de las cuencas, e $I_a = 0,2 S$)

Tabla 22*Para condiciones III de las cuencas hidrológicas suelo - vegetación*

Vegetación	Condición hidrológica	Grupo hidrológico del suelo			
		A	B	C	D
Herbácea	Mala	----	90	94	97
	Buena	----	84	92	95
	Regular	----	77	86	93

Tabla 23*Para condiciones III de las cuencas hidrológicas suelo - vegetación (continuación)*

Vegetación	Condición hidrológica	Grupo hidrológico del suelo			
		A	B	C	D
Artemisa	Mala	----	81	90	----
	Buena	----	66	93	----
	Regular	----	55	66	----
Roble - tiemblo	Mala	----	80	86	----
	Buena	----	60	73	----
	Regular	----	50	60	----
Junípero	Mala	----	87	93	----
	Buena	----	73	85	----
	Regular	----	60	77	----

Fuente: Chereque, 1989

2.2.7.2. Cálculo de Gasto Unitario Para el Método SCS.

El gasto unitario se determina en función del tiempo de concentración T_c (horas).

De la ecuación 22.

q = Gasto unitario ($m^3/s/mm/km^2$) y se determina por interpolación de acuerdo a los valores de la tabla 24.

En la tabla 24 se aprecia el gasto unitario en función del tiempo de concentración.

Tabla 24*Gasto unitario en función del tiempo de concentración*

Tc	Q
3	0,076
4	0,063
5	0,054
6	0,048
7	0,043
8	0,039

2.2.8. Modelamiento del Río Patara Mediante el HEC RAS.

Para la simulación de inundaciones del río Patara, se ha utilizado el software HEC-RAS, versión 4.1, desarrollado por el centro de ingeniería hidrológica (Hydrologic Engineering Center) del cuerpo de ingenieros de la armada de los EE.UU. (US Army Corps of Engineers). El modelo numérico incluido en este programa permite realizar análisis del flujo permanente unidimensional gradualmente variado en lámina libre.

Este sistema HEC RAS fue diseñado para aplicar al estudio de escurrimientos en cauces artificiales y naturales configurados en ramas, en régimen subcrítico, supercrítico o mixto. Los procedimientos básicos de cálculo se fundamentan en la solución de la ecuación unidimensional de energía. Las pérdidas por fricción son evaluadas a través de la ecuación de Manning; las originadas por contracción y expansión de la sección transversal, a través de coeficientes apropiados.

La ecuación de cantidad de movimiento se utiliza para la simulación de escurrimientos rápidamente variados. El sistema calcula el perfil del flujo sección a sección a través del método estándar por etapas aplicado a la ecuación de energía.

La aplicación de los modelos de inundaciones son prácticos para determinar los escenarios de inundación estacional o frecuente; los fenómenos de las inundaciones resultan imprescindible realizar análisis hidrológicos a escalas de tiempo pequeñas, en muchos de los casos a escala horaria. Esto dificulta los estudios, debido a la necesidad de contar con mediciones de gastos que satisfagan esta condición.

En la figura 25 se observa el menú principal de Software HEC RAS.

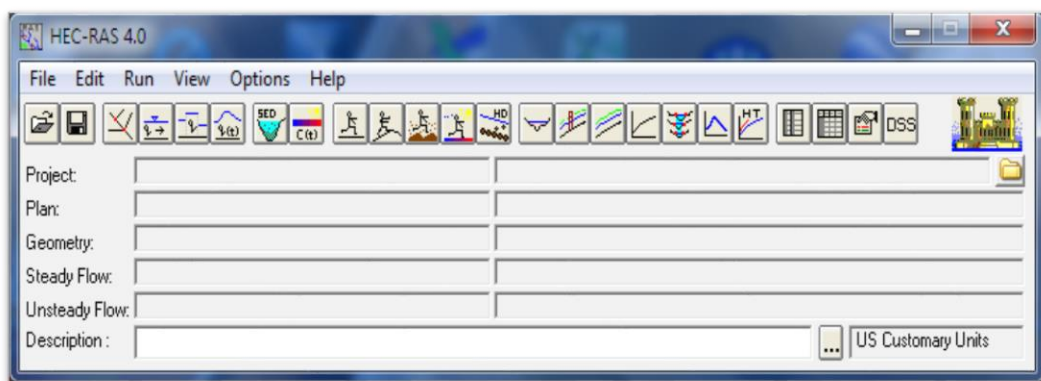


Figura 25. Menú principal de software HEC RAS

2.2.8.1. Canal Natural del Río Patara

El cauce del río Patara es un canal natural que la propia naturaleza lo ha formado, presenta secciones variables y fondo irregular debido al transporte de sedimentos. Modelar el comportamiento hidrodinámico de este río es un trabajo relativamente complicado, por ello se hace simplificaciones al flujo real.

a. *Flujos de aguas superficiales según la variable tiempo.*

– *Flujo permanente en una dimensión.*

El flujo es permanente cuando las variables de flujo no varían con el tiempo en un determinado punto o sección, pero si varían en el espacio, a continuación, se ilustra un tramo de canal en vista de perfil (ver figura 26).

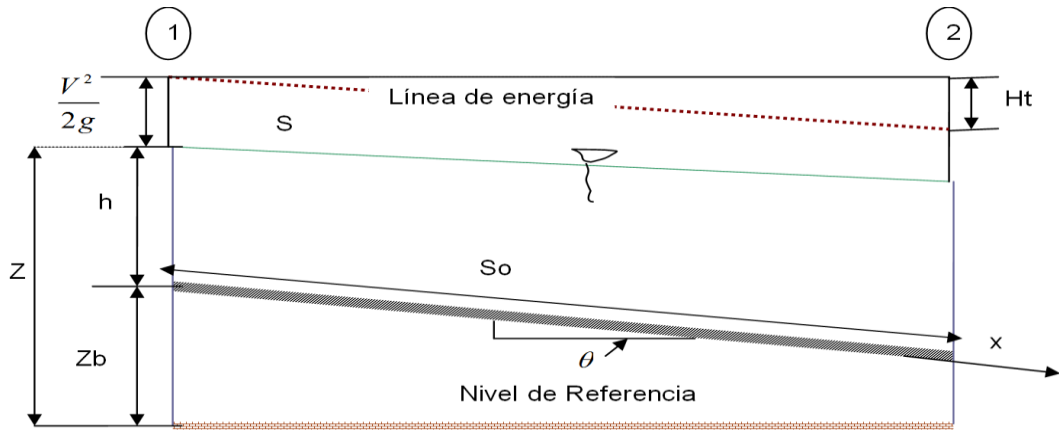


Figura 26. Tramo en perfil, fondo, nivel de agua y línea de energía

La ecuación de flujo permanente es:

$$\frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + (S_f - S_o) = 0 \quad \dots\dots\dots[\text{Ecuación 18}]$$

Ecuación de continuidad:

$$V \cdot A = Q = \text{constante} \dots\dots\dots[\text{Ecuación 19}]$$

Ecuación de energía entre dos secciones se muestra a continuación:

$$Z_1 + \alpha_1 V_1^2 / (2g) = Z_2 + \alpha_2 V_2^2 / (2g) + H_T \quad \dots\dots\dots[\text{Ecuación 20}]$$

Donde:

V = Velocidad de flujo

A = Área de la sección

Z = Cota piezométrica

g = Gravedad

α_1 = Coeficiente de energía cinética

– *Flujo no permanente en una dimensión.*

En flujo no permanente las variables de flujo varían en el tiempo y en sus dimensiones espaciales, en la realidad o naturaleza la mayoría de cosas, sistemas y seres vivos evolucionan y sufren cambios en el tiempo, y los ríos integrantes de sistemas fluviales evoluciona en el tiempo y espacio, por tanto, las ecuaciones de

flujo no permanente nos permiten modelar y simular ríos con buena aproximación a la realidad.

Las ecuaciones de conservación de masa y cantidad de movimiento gobiernan al flujo no permanente de aguas superficiales en canales:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + T \frac{\partial Z}{\partial t} = 0 \dots\dots\dots[\text{Ecuación 21}]$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial(\beta Q^2 / A)}{\partial x} + gA \frac{\partial Z}{\partial x} + gAS_f = 0 \dots\dots\dots[\text{Ecuación 22}]$$

b. Modelo de simulación de inundaciones.

Modelar el comportamiento hidrodinámico de ríos o quebradas, presenta muchas complejidades, pues en la realidad tenemos muchas variables, por ello se hace simplificaciones del flujo de aguas superficiales. En este caso del modelamiento del río Patara, consideramos un flujo en estado permanente y variando en una dimensión espacial. Desarrollamos la simulación de un tramo de los ríos y quebradas, esto permite hacer un análisis de la topografía del cauce de la quebrada, los volúmenes de agua transportados por unidad de tiempo que pasa por cada estación, la variación de los niveles de espejo de agua, la topografía del fondo, que varía en el tiempo debido al transporte de sedimentos.

2.2.8.2. Selección de Datos Para el Modelamiento en HEC RAS.

Para la simulación de inundaciones se ha aplicado el software de modelamiento hidrológico HEC RAS, y se ha introducido los datos de la topografía de las secciones transversales del río Patara.

a. Ingreso de datos.

Los datos introducidos son los siguientes:

– *Datos de la sección transversal.*

La sección transversal es descrita introduciendo en una columna los datos de la estación y en otra columna los datos de la elevación (datos X e Y), de izquierda a derecha, en sentido aguas abajo.

En la primera columna (Station) la distancia desde la margen izquierda, en la segunda columna (Elevation) la cota de fondo del cauce en ese punto.

– *Datos de la distancia de la sección aguas abajo.*

Se ingresaron los datos de distancia LOB (distancia entre las márgenes izquierdas), Channel (distancia a lo largo del centro del cauce) y ROB (distancia entre las márgenes derechas).

En nuestro caso la distancia entre sección y sección es de 10 m.

– *Datos de los coeficientes de rugosidad.*

Se debe ingresar los valores de rugosidad para el margen izquierdo (LOB), cauce (Channel) y derecho (ROB).

En nuestro caso $LOB = 0,050$, $Channel = 0,035$ y $ROB = 0,050$

– *Datos de los bancos.*

Estos puntos definen la parte de la sección que puede considerarse como cauce principal. El resto de la sección se considerará como llanura de inundación.

– *Coefficientes de contracción y expansión.*

El programa HEC RAS utiliza los coeficientes de contracción/expansión para determinar las pérdidas de energía entre dos secciones contiguas. Por defecto HEC RAS, pone para el coeficiente de contracción 0,1 y para el de expansión 0,3.

En la figura 27 se aprecia el esquema de la sección del canal variable.

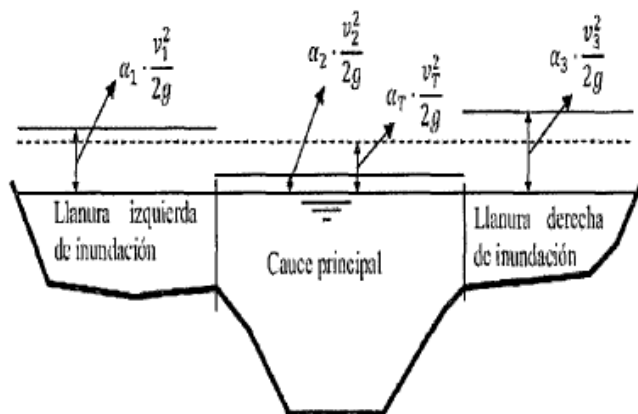


Figura 27. Pérdida de energía entre secciones de expansión y contracción

$$\alpha_T = \frac{\sum_{i=1}^3 \frac{K_i^3}{K_T^2}}{\frac{K_T^3}{K_T^2}} \dots\dots\dots[\text{Ecuación 23}]$$

Donde:

K1, K2, K3 = Factor de transporte de la llanura de inundación izquierda, cauce central y llanura derecha.

A1, A2, A3 = Áreas correspondientes a cada zona.

Kr = Factor de transporte total de la sección.

Ar = Área total de la sección.

– *Plan de la simulación.*

El plan de la simulación considera lo siguiente:

– Flujo permanente.

Caudales máximos del río Patara para un período de retorno de 500 años para el cálculo de la socavación.

Caudales máximos del río Patara para un período de retorno de 150 años para la obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.

– *Modo de calcular.*

Se desea conocer cuál es el comportamiento del cauce del río Patara y las zonas de inundación y si soportarán los caudales máximos para un período de retorno de 500 años, y el comportamiento del cauce del río Patara para la obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias para un período de retorno de 150 años.

2.2.9. Dimensionamiento Hidráulico.

El dimensionamiento se refiere a las cantidades obtenidas mediante un desarrollo matemático que siguen un patrón o un modelo, los resultados son reflejados en un sistema de unidades.

2.2.9.1. Planteamiento del Puente Patara.

En el área del estudio del río Patara existen algunas trochas carrozables las cuales no cuentan con un sistema de drenaje transversal como alcantarillas, debido a ello cuando se generan altas precipitaciones que produce inundaciones malogra estos accesos carrozables y no permite el paso del transporte, lo cual es perjudicial.

Debido a lo anterior se ha planteado la construcción de un puente de concreto sobre el río Patara que permita el pase de vehículos y de las personas que viven en la zona.

2.2.9.2. Obtención del Dimensionamiento Hidráulico

El redimensionamiento hidráulico de un puente es obtener las dimensiones de altura y luz mínima necesarias para que el puente sobre un río no presente riesgos de

inundaciones, socavaciones, deslizamientos y fallas de la infraestructura cuando se presentan el incremento de caudales a través de un análisis hidrológico e hidráulico. En muchos casos para la reducción de fallas y la protección, se realizan instalaciones de elementos de construcción, dentro o fuera de un cauce, con la finalidad de disminuir la sección, controlar la erosión, y dar protección a una estructura, estos elementos son llamados los encausamientos.

b. Criterios de dimensionamiento.

Rocha (2003) menciona que entre los criterios de dimensionamiento más importantes para un puente se encuentran los siguientes:

– *El conocimiento del río.*

El conocimiento del río en el que se va a construir la obra es fundamental. Lo primero debe ser la determinación del tipo de río de que se trata. La concepción de las obras hidráulicas fluviales en general y de los puentes en particular, tiene que realizarse en función del tipo de río de que se trate. Un río, a lo largo de su recorrido, tiene varios tramos cada uno de los cuales posee sus peculiaridades.

– *La avenida de diseño.*

La selección de la avenida de diseño implica la aceptación de un riesgo y, por consiguiente, de una falla. Es el propietario del proyecto quien está en mejores condiciones de decidir, con el asesoramiento correspondiente, que riesgo de falla debe aceptar.

La avenida de diseño para un puente está asociada al comportamiento del tramo fluvial comprometido, a la sección en la que está el puente, a las socavaciones previstas y a la importancia y costo de la obra.

2.2.9.3. Luz y altura del Puente.

a. Dimensionamiento de la luz.

De los resultados del modelamiento hidráulico con el HEC RAS, se obtiene el ancho máximo en la ubicación del puente sobre el río Patara.

b. Altura del puente.

De los resultados del modelamiento hidráulico con el HEC RAS, se obtiene el nivel máximo de agua (NAME) en la ubicación del puente sobre el río Patara.

2.2.9.4. Cálculo de la Profundidad de Socavación de los Estribos del Puente.

a. Socavación estimada.

A continuación, se describirá los procesos de socavación referentes al diseño de puentes.

En el Perú las causas de las fallas en los puentes suscitadas frecuentemente son por causas de la socavación, que tiene lugar en la zona de sus apoyos, la cual afecta las cimentaciones, por su insuficiente nivel de desplante o por la construcción inadecuada.

La socavación es un proceso que se produce con el paso del tiempo, de manera paulatina donde la erosión alrededor de una estructura se centraliza.

Generalmente las fallas ocurren cuando se producen los caudales máximos, sin embargo, también se presentan cuando la está mal dimensionada.

Para la estimación de la profundidad de socavación aplicado en los puentes se muchos autores recomiendan tomar en cuenta los siguientes aspectos: la socavación general, socavación en curvas, que generalmente se presentan en los en

los puentes debido al estrechamiento del cauce debido al cálculo de la dimensión de la luz del puente.

En su tesis de master Felipe, (2016) menciona que para el cálculo de la profundidad de socavación depende de las variables del flujo del agua, material del lecho en el cauce y la geometría del puente, con la finalidad de determinar una ecuación empírica de tipo determinístico. Sin embargo, existen muchas ecuaciones aplicables para el caso de los estribos que muchas de ellas no existen similitud entre dichas ecuaciones, su apariencia ni sus resultados por poca verificación aplicativo con la información de los datos del campo, esto genera incertidumbres sobre el uso de las ecuaciones empíricas por las condiciones reales del río en el punto del estudio. Tal vez no exista una ecuación de solución exacta o de mayor confianza, aun se pueden elegir ecuaciones que son más confiable y precisas que las otras en la solución de este problema, para ello se debe elegir las que han tenido estudios en los laboratorios, zonas y condiciones en que se han aplicado y pruebas realizadas en los diferentes tipos de estructuras a fin de saber cuál de todas las ecuaciones se aplica en la zona del estudio. En términos generales en la actualidad existen ecuaciones disponibles con modelos físicos de laboratorio y aplicativos.

2.2.9.5. Tipos de Socavación.

Los tipos de socavación en puentes son:

- Socavación a largo plazo y agradación.
- Socavación por migración lateral de la corriente.
- Socavación general por contracción y otras causas.
- Socavación local en pilas y estribos.

a. Socavación general del cauce.

La socavación general es un proceso natural, que ocurre en la trayectoria del flujo del agua, generalmente ocurre cuando las pendientes son considerablemente pronunciadas, el flujo tiene mayor arrastre de sedimentos cuando aumenta la velocidad del agua y produce el arrastre de sólidos, significa que la velocidad del flujo ha incrementado lo que hace que la corriente alcanzará su capacidad potencial de arrastre de manera rápida.

En esos casos la sección la profundidad del río incrementan en caso que no se tengan terrenos inestables, de esa forma con el tiempo esas secciones, fondos y márgenes del río se van volviendo estables, por lo tanto, van disminuyendo el proceso de socavación. Sin embargo, el material arrastrado se deposita en las partes aguas abajo en una cuenca, lugar en donde las pendientes y las velocidades son bajas.

2.2.9.6. Modelos de Socavación.

Existen muchos métodos para calcular la profundidad de socavación tanto para los estribos y los pilares de un puente, en lechos no cohesivos como también métodos determinísticos, de los cuales los más conocidos se presentan a continuación.

2.2.9.7. Métodos Empíricos.

a. Método de Artamonov (1956).

Al método de Artamonov Maza (1967) define una ecuación independiente del tipo de sedimento presente en el lecho del cauce, formula de Artamonov se presenta en la ecuación 30.

En la figura 28 se aprecia el esquema de socavación general.

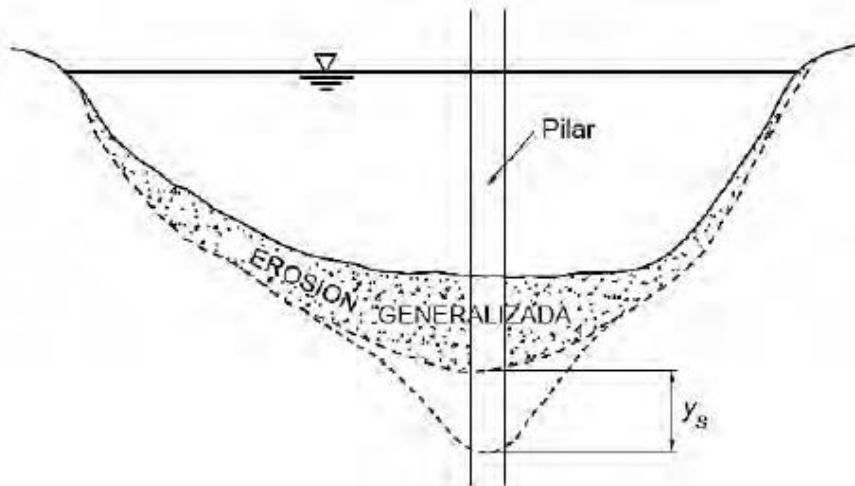


Figura 28. Esquema de socavación general

Fuente: Rocha, 1998

En la figura 29 se aprecia el esquema de socavación local vista en planta.

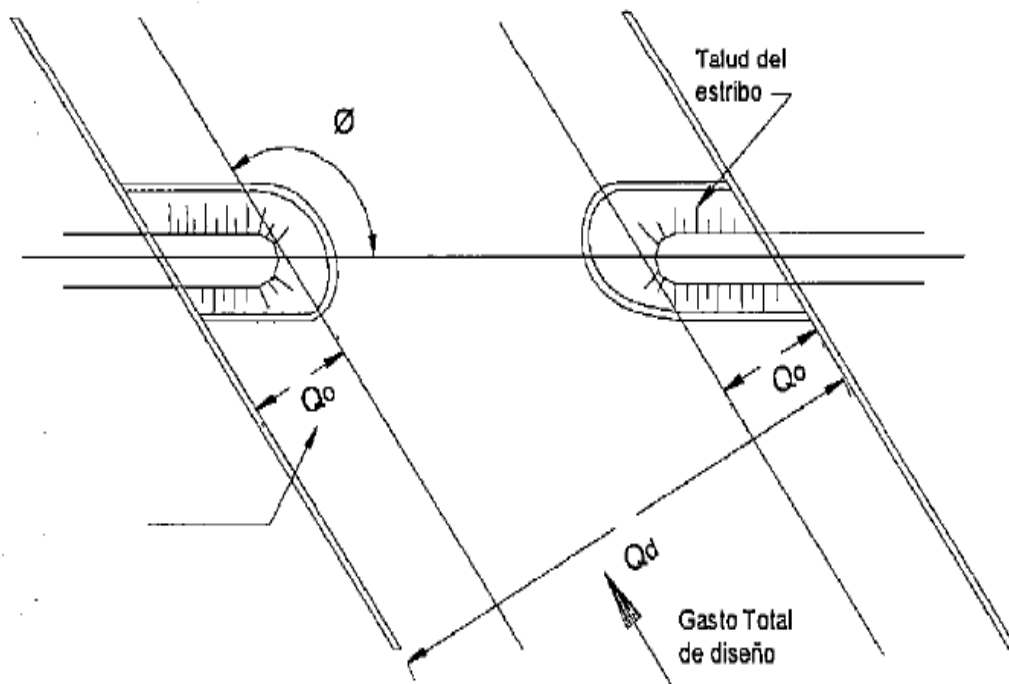


Figura 29. Esquema de definición para aplicar el método de Artamanov

En la figura 30 se aprecia el esquema de socavación local en estribos vista en perfil.

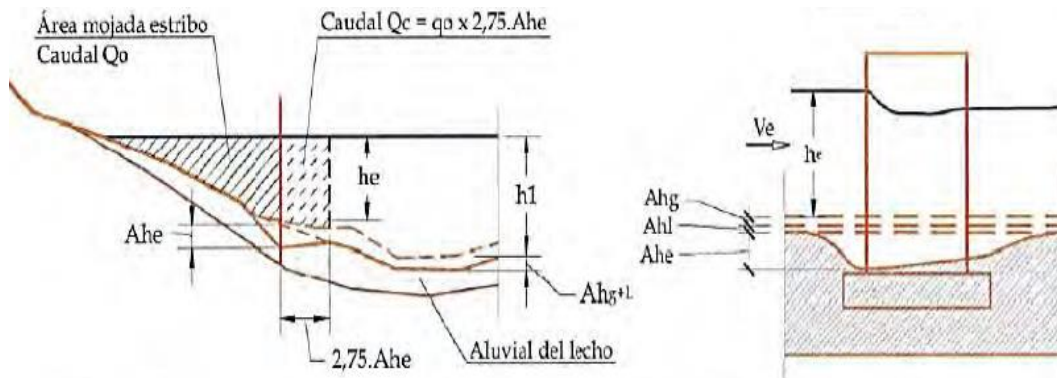


Figura 30. Esquema de localización de socavación en estribos de un puente

Fuente: Rocha, 1998

2.2.9.8. Socavación en Pilas.

muchos investigadores coinciden que es uno de los problemas más frecuentes es determinar la socavación en los pilares de los puentes, tanto en el diseño como en mantenimiento, por lo que es necesario evaluar con precisión la socavación local que se registra en el fondo del cauce por la presencia de los pilares y estribos de un puente y más difícil cuando los pilares no se encuentran apoyados sobre suelos rocosos.

Felipe (2016) menciona que los ingenieros suelen enfrentarse a los problemas de la socavación local en los puentes, muchos investigadores han trabajado en el desarrollo de metodologías que permitan determinar con alguna confiabilidad los parámetros para el diseño de las estructuras afectadas por corrientes de un río. Dichas metodologías abarcan, desde correlaciones realizadas con mediciones directas en estructuras o modelos, hasta teorías bastante elaboradas que involucran aspectos tales como la profundidad de la lámina de agua, la geometría de las pilas o estribos, la dirección de la corriente y las características del flujo y el material del lecho. Sin embargo, en la actualidad no existe una

metodología posible que se pueda resolver el problema de la socavación local con efectividad.

El cálculo de la socavación local al pie de pilas al igual que los estribos, como parte del análisis de estabilidad de las estructuras, exige conocer las características del cauce y del flujo una vez que se hayan presentado y evaluado los otros tipos de socavación. En otras palabras, la profundidad de socavación local estimada representa el descenso del lecho adyacente a la estructura, medido desde el fondo del cauce luego de producirse los demás tipos de socavación.

En la figura 31 se aprecia el esquema de socavación local en pilas.

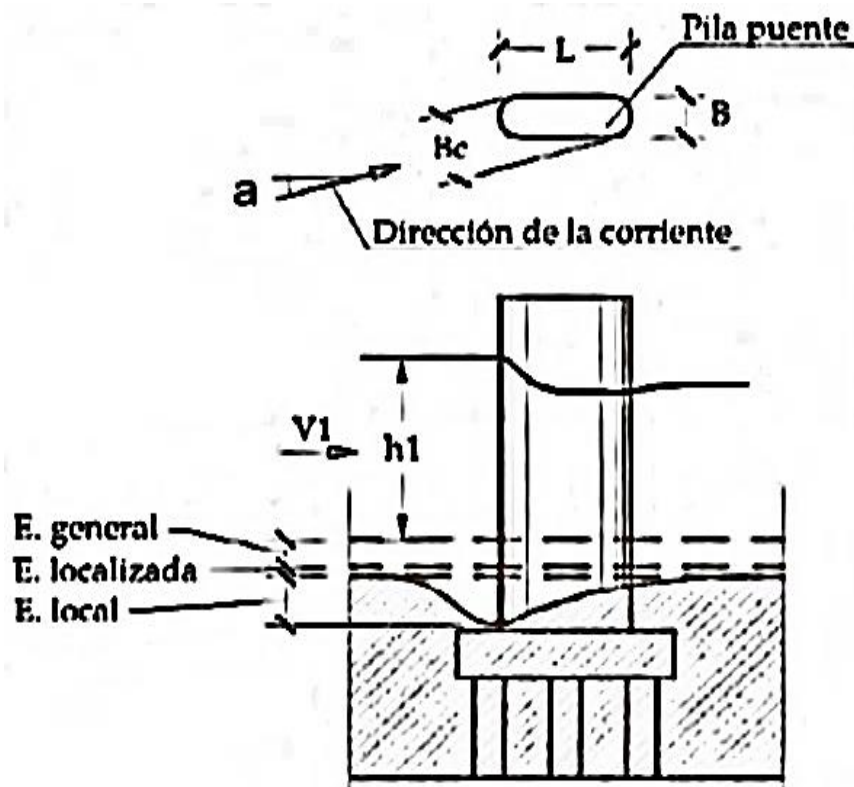


Figura 31. Esquema de socavación en pilares de un puente

Fuente: Rocha, 1998

En la figura 32 se aprecia el esquema de socavación general, por contracción y local.

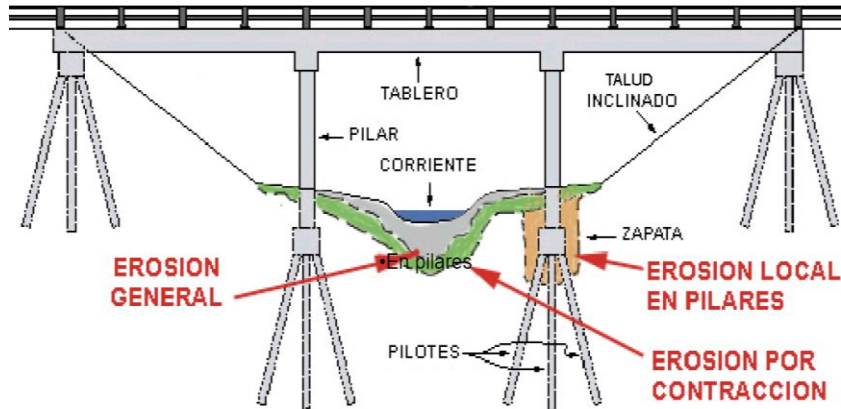


Figura 32. Clases de erosión que afectan en un puente

Fuente: Rocha, 1998

En las tablas 25 y 26 se aprecia las fórmulas de Tc para socavación para métodos empíricos.

Tabla 25
Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración Tc

Método	Fórmula para Tc	Observaciones
Método de Kirpich	$T_c = 0,01947 * L^{0,77} * S^{-0,385}$ Donde: L = Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m S = Pendiente promedio de la cuenca, m/m	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 % a 10 %); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar tc por 0,4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0,2
Método California Culverts Practice	$T_c = 0,0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$ Donde: L = Longitud del curso de agua más largo, m. H = Diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y salida, m.	Desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California

Tabla 26*Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración Tc (continuación)*

Método	Fórmula para Tc	Observaciones
Método Izzard	$Tc = \frac{525(P0,0000276_i+c)L^{0,33}}{S^{0,333}i^{0,667}}$ Donde: i = Intensidad de lluvia, mm/h c = Coeficiente de retardo L = Longitud de la trayectoria de flujo, m S = Pendiente de la trayectoria de flujo, m/m.	Desarrollado 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.
Método de ecuación de retardo SCS	$Tc = \frac{0,016L^{0,8} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7}}{S^{0,5}}$ Donde: L = Longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), m. CN = Número de curva SCS S = Pendiente promedio de la cuenca m/m.	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 800 ha; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobrestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilizantes de superficies; la ecuación supone que tc = 1,67 por retardo de la cuenca
Método de Témez	$Tc = 0,3 \left(\frac{L}{S^{0,25}} \right)^{0,76}$ tc = Tiempo de concentración en horas L = Longitud del cauce principal en km S = Diferencia de cotas sobre L en porcentaje	Este método fue desarrollado para cuencas rurales, con un grado de urbanización no superior al 4 % del área de la cuenca

Fuente: MTC, 2008b

2.2.9.9. Métodos o Modelos Determinísticos

En su tesis de investigación Enciso (2015) menciona que: Para la modelación de las avenidas en los ríos se deben resolver las ecuaciones de flujo variable en lámina libre o ecuaciones de Saint Venant. esas ecuaciones se deducen a partir de las leyes físicas de conservación de la energía que rigen el flujo de fluido general.

Muchos problemas de hidráulica general, e hidráulica fluvial en concreto, tienen un carácter unidimensional, en otro sentido, el estudio de las ecuaciones unidimensionales se puede seguir por dos caminos.

- Uno de ellos es a partir de las ecuaciones bidimensionales, suprimir las dependencias de la dimensión y, lo que equivale a hacer un promedio en el ancho del cauce, lo cual es factible para los cauces rectangulares.
- Otro es deducir directamente las ecuaciones utilizando las leyes de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento.

este segundo camino se puede aplicar a cauces de sección arbitraria, incluso no prismático, mientras se pueda considerarse cierta hipótesis de unidimensionalidad. Las ecuaciones de Saint Venant para canal no prismático cuyas ecuaciones resultan ser:

$$\frac{\partial v}{\partial t} U + \frac{\partial}{\partial x} F = H \quad \dots\dots\dots[\text{Ecuación 24}]$$

Donde:

$$U = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix}; F = \begin{pmatrix} Q \\ \frac{Q^2}{A} + gI_1 \end{pmatrix}; H = \begin{pmatrix} 0 \\ gI_1 + gA(S_o - S_o) \end{pmatrix} \quad \dots\dots\dots[\text{Ecuación 25}]$$

En canales prismáticos y canales rectangulares, donde el área es el ancho multiplicado por el calado las ecuaciones se pueden simplificarse utilizando como variables hidráulicas el calado y el caudal, resultando la siguiente ecuación:

$$U = \begin{pmatrix} h \\ hu \end{pmatrix}; F = \begin{pmatrix} hu \\ hu^2 + g\frac{h^2}{2} \end{pmatrix}; H = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_o - S_o) \end{pmatrix} \quad \dots\dots\dots[\text{Ecuación 26}]$$

Si las ecuaciones unidimensionales para cauces no prismáticos se incorpora la ecuación de continuidad de movimiento, para ello podemos obtener otra forma de las mismas ecuaciones, la forma no conservativa, como la siguiente ecuacion:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots[\text{Ecuación 27}]$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) \quad \dots\dots\dots[\text{Ecuación 28}]$$

a. *Modelos de Saint Venant bidimensionales.*

Enciso (2015) en su tesis menciona que: Las ecuaciones de Saint Venant se obtienen a partir de las leyes Físicas de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento, junto con la primera y segunda ley de la termodinámica, para un fluido Newtoniano e isótropo con lo cual se obtienen las ecuaciones de Navier Stokes, particularizadas a fin de describir las variables promediadas en un pequeño incremento de tiempo, se concentran las ecuaciones de Reynolds.

Se puede escribir las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones en forma conservativa como:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \nabla F = H \quad \dots\dots\dots[\text{Ecuación 29}]$$

Donde:

U = Es el vector de variables de flujo.

F = Es el tensor de flujo.

H = Es el término independiente o termino fuente, que corresponden a las expresiones:

$$U = \begin{pmatrix} h \\ hu \\ hv \end{pmatrix}; F = \begin{pmatrix} hu & hv \\ hu^2 + g \frac{h^2}{2} & huv \\ huv & hv^2 + g \frac{h^2}{2} \end{pmatrix}; H = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_{0x} - S_{fx}) \\ gh(S_{0y} - S_{fy}) \end{pmatrix} \quad \dots\dots\dots [\text{Ecuación 30}]$$

En términos generales las ecuaciones de Saint Venant de forma conservativa presentan grandes ventajas a la hora de plantear esquemas de resolución que permitan obtener soluciones con discontinuidades, aparte que son la expresión más directa de las leyes de conservación que gobiernan el fenómeno físico.

En la figura 33 se muestra los niveles que debe contener un dimensionamiento hidráulico.

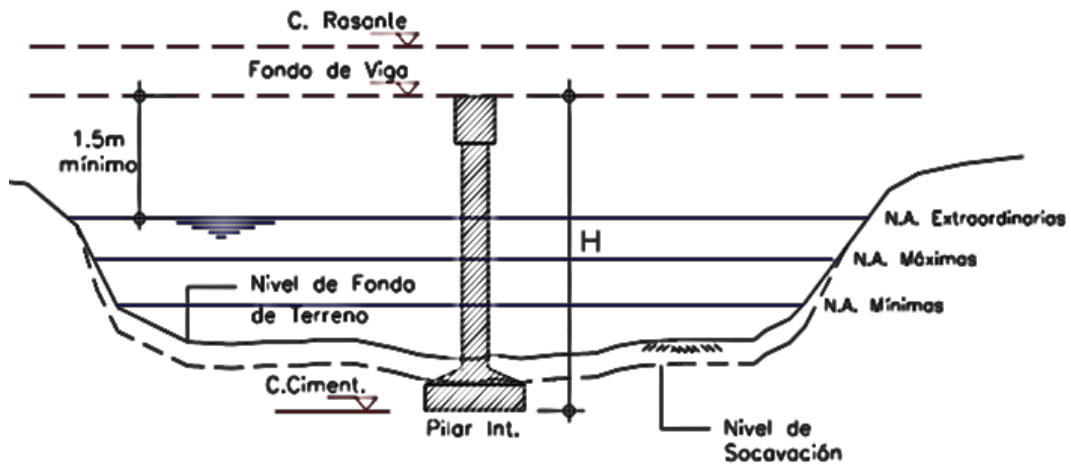


Figura 33. Esquema de niveles y ubicación del cimiento en pilar de un puente

Fuente: Rocha, 1998

2.3. Definición de Términos

Ancho superior: Es el ancho de la sección del cauce natural de un río definida sobre una superficie libre.

Área mojada: Se refiere al área húmeda de la sección transversal del flujo normal a la dirección de la misma.

Área tributaria: Se define al área neta superficial que debido a su topografía natural o modificada escurre el agua en forma natural hacia un punto en específico.

Cauce: Es la concavidad por donde transcurren las aguas de los ríos, arroyos, riego u otros usos.

Caudal: Es referido al volumen del agua que transcurre en una unidad de tiempo.

Cuenca hidrográfica: Superficie delimitada cuyas aguas producto de la precipitación, llegan a un punto o lugar del río, lago o mar.

Escorrentía: Son las aguas que discurren por los cauces producto de una precipitación. Su formación está condicionada por la cantidad de lluvia recibida y por el umbral de escorrentía (P_o) a partir del cual se inicia.

Factor de la sección: Es el factor de la sección (Z), para cálculos de escurrimiento o flujo crítico, es el producto del área mojada con la raíz cuadrada de la profundidad hidráulica, se expresa como: $Z = A \cdot (D^{1/2})$. El factor de la sección, para cálculos de escurrimiento uniforme es el producto del área mojada con la potencia $2/3$ del radio hidráulico, expresada como: $A \cdot R^{(2/3)}$.

Flujo gradualmente variado: El flujo es variado cuando la profundidad de flujo cambia a lo largo de un cauce natural. El flujo variado puede clasificarse rápidamente variado o gradualmente variado. El flujo es rápidamente variado si la profundidad del agua cambia de manera abrupta en distancias cortas; de otro modo es gradualmente variado.

Flujo permanente: Es cuando la profundidad del flujo de un cauce natural o artificial no cambia, se le denomina constante durante el intervalo de tiempo en consideración.

Flujo subcrítico: En el caso de flujo subcrítico, también denominado flujo lento, el nivel efectivo del agua en una sección determinada está condicionado al contorno generalmente situada aguas abajo.

Flujo supercrítico: El flujo supercrítico, también denominado flujo veloz, es el nivel del agua efectivo en una sección determinada está condicionado a la condición de contorno situada generalmente aguas arriba.

Flujo no permanente o transitorio: Se dice que es un flujo transitorio cuando el flujo presenta cambios, a largo plazo, se analiza el comportamiento del canal. Las

características del flujo están en función del tiempo. son situaciones de transitoriedad que se pueden dar en el flujo subcrítico como en el supercrítico.

Flujo uniforme: Se le llama flujo uniforme cuando la línea de energía es constante y la superficie del agua y el fondo de un canal recto, son paralelas, con sección y pendientes constantes, a una distancia considerable. Se considera uniforme cuando la magnitud vectorial permanece invariante en todas las secciones de un canal.

Crecidas: Se le denomina así cuando las aguas formadas por las lluvias fuertes y continuas que sobrepasan la capacidad de absorción de los suelos se acumulan generalmente en las partes medias y bajas de las cuencas y por la insuficiente capacidad de descarga de las quebradas, riachuelos y ríos.

Llanuras de inundación: Se producen relativamente en suelos planos, adyacentes a ríos y riachuelos, que se inundan cuando un determinado curso de agua rebalsa su cauce y están sujetas a inundaciones recurrentes.

Crecidas torrenciales o repentinas: Se producen súbitamente por las lluvias muy fuertes llamadas tormentas o fenómenos meteorológicos mayores cuya escorrentía transcurre dentro de una cuenca hidrográfica.

Intensidad de lluvia: La cantidad de agua pluvial que cae, se mide en milímetros por hora, es decir, precipitación por unidad de tiempo. Cuando se trata de precipitaciones muy intensas se pueden medir en milímetros por minuto.

Método racional: Es el método utilizado en hidrología a fin de determinar el caudal instantáneo máximo de descarga en una cuenca hidrográfica. Debido a la simplicidad que presenta este método es utilizado para el cálculo del dimensionamiento de los puentes, alcantarillas, galerías de aguas pluviales, estructuras de drenaje de pequeñas áreas, a pesar de presentar algunos

inconvenientes, son superados por procedimientos de cálculo más complejos. También es utilizada en ingeniería de carreteras, para el cálculo de caudales vertientes de la cuenca a la carretera, y así dimensionar las obras de drenaje.

Hidrograma: Es un gráfico que permite ver el comportamiento del caudal acumulado durante una tormenta a través de un tiempo.

Hidrograma unitario: Es un método lineal propuesto por Sherman en 1932, un hidrograma es la resultante de escurrimiento correspondiente a un volumen **unitario** ($Q=f(t)$) que permite determinar el caudal disponible.

Hidrograma sintético: El hidrograma sintético se obtienen usando las características fisiográficas y parámetros de la cuenca correlacionadas, cuya finalidad es representar un hidrograma representativo del fenómeno hidrológico de una cuenca, para determinar el caudal pico para el diseño de elementos.

Hietograma: Gráfico que permite conocer la precipitación de un lugar a través del intervalo del tiempo de una tormenta.

Indicador: Son variables que muestran, el resumen de datos o que son perceptibles sobre un tema de interés, que permiten cuantificar y comunicar de forma agregada una información relevante a fin de tomar decisiones importantes.

Intensidad: Es el nivel de precipitación lo que se expresa en magnitud de la profundidad por unidad de tiempo (mm/h).

Isotermas: Son líneas o curvas que representan el valor de la temperatura, los cuales permiten trazar mapas, y ver el comportamiento del calor.

Isoyetas: Son líneas o curvas que representan el valor de la precipitación, permitiendo trazar mapas cartográficos de identificación.

Lluvia: fenómeno natural atmosférica conocida como la precipitación de partículas de agua líquida en forma de gotas de diámetro superior a 0,5 mm, que caen del cielo en forma de gotas pequeñas y dispersas.

Luz del tramo: Es la distancia comprendida entre ejes de los estribos en nuestro caso aplicadas en el dimensionamiento de un puente, en caso de un puente largo existen pilares en los cuales cada uno tendría su luz y la longitud iguales e independientes.

Luz de cálculo: Es la longitud que se utiliza para el cálculo de la estructura y/o elementos estructurales y se mide, generalmente entre las caras del apoyo de un elemento estructural proyectada.

Método racional: Método que estima el cálculo del caudal máximo instantáneo a partir de la precipitación, cuya formula es: $(Q=CiA)$ cuyos parámetros son el coeficiente de escorrentía, la intensidad de precipitación en un área de la cuenca.

Método racional modificado: Es el método racional según la formulación propuesta por: Témez (1991). adaptada para las condiciones climáticas de España. Y permite estimar de forma sencilla caudales máximos en áreas menores de 770 km² y con tiempos de concentración (Tc) de entre 0,25 y 24 horas.

Muestra: La muestra es, en esencia, un subgrupo de la población. Digamos que es un subconjunto de elementos que pertenecen a ese conjunto definido en sus características al que llamamos población (Hernández, 2006).

La elección de los elementos no depende de la probabilidad, sino de causas relacionadas con las características de la investigación o los propósitos del investigador (Hernández, 2006).

Nivel aguas máximas: Es el nivel o cota de aguas máximas esperada presentadas generalmente en una sección de canal o represa.

Numero de curva: En hidrología son números que han sido determinados y tabulados por el Soil Conservation Service (CSC), que reflejan la capacidad de la cuenca con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra.

Parámetro: Es un elemento descriptivo de una variable o una característica numérica de la misma, en hidrología es un parámetro del escurrimiento (NC).

Perímetro mojado: Es la longitud de la línea de la intersección de la superficie mojada del canal con la sección transversal normal a la dirección del flujo.

Período de retorno: Es el tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico o precipitación, es igualado o superado una vez cada “t” años. es el número de años promedio en que se espera que se repita o se supere cierto caudal mayor. El período de retorno varía según la importancia de la obra (interés económico, social, estratégico, turístico), de la existencia de obras alternativas capaces de reemplazarla y de los daños que implicaría su colapso.

Piezómetro: Es un instrumento en forma de tubo sellado longitudinalmente abierto por su parte inferior que sirve para conocer la supresión en un punto. Sirven para intercambiar agua con el acuífero, y abierto a la atmósfera por su parte superior.

Población: Una vez que se ha definido cuál será la unidad de muestreo análisis, se procede a delimitar la población que va a ser estudiada y sobre la cual se pretende generalizar los resultados. Así, una población es el conjunto de todos los casos que concuerdan con una serie de especificaciones (Hernández, 2006).

Precipitación: Se conoce a la caída de partículas en forma de gotas en estado líquido o sólido del agua en la atmosfera. La precipitación es la fase del ciclo

hidrológico que da origen a todas las corrientes superficiales y profundas, tanto en el tiempo como en el espacio, los cuales son problemas de la hidrología.

Profundidad del flujo o tirante: Es la distancia vertical del punto medida desde el fondo de la sección del canal a la superficie del agua.

Profundidad hidráulica: Es la relación del área mojada con el ancho superior, se expresa como: $D = A$ (área mojada) / T (ancho superior).

Radio hidráulico: Es la relación entre el área mojada y el perímetro mojado, se expresa como: $R = A$ (área mojada) / P (perímetro mojado).

Riesgo potencial: Se le llama riesgo potencial a la probabilidad de ocurrencia de un evento perjudicial, cuyo fenómeno o actividad que pueda causar la pérdida de vidas, perjuicios, ruptura social y económica o degradación medioambiental.

SENAMHI. (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología): Es una institución del Estado, están implementados con instrumentos de medición tanto mecánicos como digitales a nivel nacional, su misión es obtener datos meteorológicos de precipitación, temperatura, humedad del aire, dirección y velocidad del viento, radiación, evaporación, y otros, para describir y explicar el clima de una región. Esta institución posee además de estaciones hidrológicas cuyos puestos de observación están situados sobre cuerpos de agua (ríos, quebradas, embalses, etc.) en donde se miden variables tales como los niveles y caudales. De las aguas, en algunas estaciones se miden los sedimentos en corrientes y puntos estratégicos de medición en distintos lugares a nivel nacional, para el presente solo se tomará los datos que sean necesarios para el proyecto.

Situación de riesgo: Es la acción de poner en situación de alerta de daños a personas, animales y sitios que son vulnerables a ese riesgo. Puede cuantificarse

como las pérdidas esperadas debido al tipo de riesgo potencial en un ámbito territorial dado y en un período de referencia.

Subcuenca y microcuenca: Es la superficie de terreno cuya escorrentía superficial fluye en su totalidad a través de una serie de corrientes, ríos y, eventualmente, lagos hacia un determinado punto de un curso de agua generalmente dentro de otra cuenca ya delimitada.

Socavación: Se entiende por socavación a la remoción de partículas en el fondo u orilla de un río, se produce al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente en virtud de su mayor velocidad, este fenómeno es usual en las partes altas y medias de la cuenca.

Socavación local: Producida en la vecindad de los estribos como efecto de la distorsión de las trayectorias de las líneas de corriente de agua.

Tiempo atmosférico: Es el estado natural de la atmósfera para un período breve de tiempo suscrito a cambios en un lugar geográfico en particular.

Tiempo de concentración: Es el tiempo que recorre una gota de lluvia desde el punto hidráulicamente más alejado de una cuenca y escurre hasta la salida de la cuenca. es decir, es el tiempo transcurrido de concentración que contribuye la información al caudal en un punto de salida de la cuenca. Existen múltiples ecuaciones para el cálculo del tiempo de concentración estimados por diferentes autores como: Temez, William, Kirpich, California Couverts Practice, Giandotti, S.C.S, Ventura -Heron, Brausby-William, Passini, Izzard (1946), Federal Aviation Administration (1970), Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973).

CAPÍTULO III

MÉTODO

3.1. Tipo de la Investigación

Conforme a los propósitos para la realización de esta investigación se reunió las condiciones necesarias para que ésta sea considerada aplicativa y demostrativa ya que la investigación está direccionada a proponer un dimensionamiento hidráulico del puente sobre el río Patara, que en posterioridad las instituciones correspondientes elaboren el diseño estructural para su construcción.

3.2. Diseño de la Investigación

3.2.1. Diseño Demostrativo no Experimental

En el presente trabajo de investigación se considera no experimental debido a que los datos en consideración han sido estudiados con anterioridad, sin embargo, se demuestra con los análisis de estadística la selección de la mejor prueba de ajuste de datos de precipitación máxima.

3.2.1.1. *Aplicativa.*

se determina aplicativa por motivo de que para el modelamiento del río y el dimensionamiento hidráulico de un puente sobre el río Patara se realiza con el uso del software HEC RAS.

3.3. Población y Muestra

3.3.1. Población

La población está delimitada por la subcuenca del río Vizcachas los cuales conforman las comunidades de Pasto Grande Acora y Pasto Grande Juli.

3.3.2. Muestra

La muestra se toma la microcuenca del río Patara sobre la cual se plantea el proyecto, el cual está conformado por los poblados cercanas a la zona del estudio, entre ellas están los habitantes de centro poblado de Cacachara.

3.4. Descripción de Instrumentos Para Recolección de Datos

3.4.1. Técnicas e Instrumentos Para Recolección de Datos.

Se han utilizado las siguientes técnicas para obtener información acerca del problema de Investigación:

3.4.1.1. Observación.

La observación se realiza por medio de los sentidos y también con el auxilio de instrumentos científicos. La observación permite descubrir y poner en evidencia las condiciones de los fenómenos investigados y ayuda a discernir, inferir y buscar pruebas.

Las preguntas planteadas fueron las siguientes:

¿Qué se ha observado?

Las aguas superficiales del río Patara en cuyo punto antes de que ingresen al embalse Pasto Grande, está proyectada la construcción de un puente sobre el río del

mismo nombre, por lo que se requiere estudiar el ámbito del área del proyecto en sus aspectos climatológicos, hidrológicos e hidráulicos.

¿Cómo se ha resumido esas observaciones?

Se ha resumido en la elaboración de un dimensionamiento hidráulico de un puente sobre el río Patara.

¿Qué relación deberá existir entre el observador y lo observado?

La observación debe ser objetiva, para ello se ha recurrido al apoyo de diversos instrumentos que ayudaron a observar con mayor precisión los datos, como fotografías, esquemas, de las investigaciones realizadas, cartas nacionales, planos, entrevista.

Se ha utilizado la entrevista informal que ha servido para intercambiar puntos de vista sobre el tema de estudio con personas conocedoras como son los funcionarios de la Municipalidad distrital de Carumas, quienes me proporcionaron valiosa información que me fue de mucha ayuda para la elaboración de la tesis.

Las preguntas que se han efectuado a los entrevistados se refieren principalmente al problema de comunicación de transporte de los pobladores de Pasto Grande de Juli y Cacachara y la construcción de un puente sobre el río Cacachara.

En la tabla 23, se muestra un cuadro donde su contenido demuestra las técnicas de instrumentos de recolección e datos y los instrumentos de registro necesarios para la obtención de información requerida.

Tabla 27
Cuadro técnicas de instrumentación y recolección de datos

Técnicas	Instrumentos de recolección de datos	Instrumentos de registro
Observación	Visitas al lugar	Imágenes, fotos
Búsqueda de contactos	Teléfono celular, internet	Hoja de guía de teléfonos y correos electrónicos
Consultas	Ing. hidráulico, agrícola, civil,	Obtención de información de interés
Búsqueda información bibliográfica	Libros, computadora, internet	Registros y apuntes
Búsqueda información técnica	Modelamiento por computadora	Datos estaciones hidrometeorológicos
Obtención	Softwares necesarios sofisticados	Obtención de resultados

3.4.1.2. Breve Descripción de la Utilización del Software de Apoyo.

HEC RAS, el cual es un Sistema de modelamiento desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC - Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers), que permite simular la respuesta que tendrá el flujo de agua a través de los ríos naturales y de otros canales. (HEC. U.S., 2010)

HEC HMS, es semejante al HEC RAS, es un sistema de modelamiento desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC - Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers), que permite simular la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial, como producto de la precipitación,

mediante la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos.

Una de las principales herramientas de apoyo para el desarrollo son las hojas de cálculo Microsoft Excel para determinar las dimensiones y la socavación en un puente.

También el trabajo está apoyado con la utilización de herramientas de otros programas como el AutoCAD, Civil 3D, ArcGIS etc. Los cuales son herramientas de computadora potenciales, para el desarrollo y procesamientos de la información obtenida y para sus respectivos análisis de resultados.

La información como: cartas nacionales, topografía del terreno, estaciones climatológicas cercanas a la zona del estudio con datos de precipitaciones, intensidades de lluvias, aforos entre otros datos son necesarios para el proyecto. Que sirven para obtener resultados como; el área de las cuencas, la longitud máxima de su curso fluvial, La elevación o cotas máxima y mínima, la pendiente promedio, los caudales mínimos, máximos y promedios para un período de retorno.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Presentación de Resultados

4.1.1. Precipitaciones Máximas Requeridas en 24 horas.

Con las pruebas de la bondad de ajuste se analizó las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes períodos de retorno, obteniendo para períodos de retorno de 150 y 500 años los siguientes datos:

Tabla 28

Precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes períodos de retorno

Período de retorno (Tr)	Pp máx. en 24 horas (mm)
150	48,91
500	53,56

Nota: Tr = Periodo de retorno y Pp = precipitación máx.

4.1.2. Determinación de Caudal Máximo de Diseño

4.1.2.1. Caudal Máximo de Diseño por el Método Racional Modificado.

En la tabla 29 se presenta el cálculo caudal máximo, para la obtención de la luz y la altura o nivel máxima del agua, para un período de retorno de 150 años.

En la tabla 30 se presenta el cálculo de caudal máximo, para la obtención de la socavación, para un periodo de retorno de 500 años, ambos, por el método racional modificado.

Tabla 29Cálculo de caudal máximo por el método racional modificado ($T_r = 150$ años)

Descripción	Río Patara - Puente
a. Tiempo de concentración.	
$T_c = 0,3*(L/S^{0,25})^{0,76}$	
L= Longitud del cauce mayor (km)	21,244
Punto más alto: msnm	4800
Punto más bajo: (msnm)	4549
S= Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)	
$S = (\text{Punto más alto} - \text{punto más bajo})/\text{longitud}$	0,0118
Tiempo de concentración = $T_c =$ (horas)	7,113
b. Coeficiente de uniformidad.	
$K = 1 + T_c^{1,25}/(T_c^{1,25} + 14)$	1,453
c. Coeficiente de simultaneidad o factor reductor (Ka).	
$K_a = 1 - (\text{Log}_{10} A/15)$	
A= Área de la subcuenca (km ²)	179,810
Log ₁₀ A	2,2548
Log ₁₀ A/15	0,1503
Ka =	0,8497
d. Precipitación máxima corregida sobre la cuenca P.	
$P = K_a * P_d$	
Pd= Precipitación máxima diaria (mm)	48,91
Pd= (mm)	48,91
P= Precipitación máxima corregida (mm)	41,56
e. Intensidad de precipitación (I)	
$I = (P/24)*(11)^{(28^{0,1} - T_c^{0,1})/(28^{0,1} - 1)}$ (mm/h)	5,117
f. Coeficiente de escorrentía (C).	
C1	0,46
C2	0,40
C3	0,31
Coeficiente promedio = C	0,391
g. Caudal máximo.	
C =	0,391
I =	5,117
A =	179,81
K =	1,453
$Q = 0,278 * C * I * A * K$	
Q = (m ³ /s)	145,55

Tabla 30Cálculo de caudal máximo por el método racional modificado ($T_r = 500$ años)

Descripción	Río Patara - Puente
a. Tiempo de concentración.	
$T_c = 0.3 \cdot (L/S^{0.25})^{0.76}$	
L= Longitud del cauce mayor (km)	21,244
Punto más alto: msnm	4800
Punto más bajo: (msnm)	4549
S= Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)	
$S = (\text{Punto más alto} - \text{punto más bajo})/\text{longitud}$	0,0118
Tiempo de concentración = $T_c =$ (horas)	7,113
b. Coeficiente de uniformidad.	
$K = 1 + T_c^{1.25}/(T_c^{1.25} + 14)$	1,453
c. Coeficiente de simultaneidad o factor reductor (K_a)	
$K_a = 1 - (\text{Log}_{10} A/15)$	
A= Área de la subcuenca (km^2)	179,810
$\text{Log}_{10} A$	2,2548
$\text{Log}_{10} A/15$	0,1503
$K_a =$	0,8497
d. Precipitación máxima corregida sobre la cuenca P.	
$P = K_a \cdot P_d$	
$P_d =$ Precipitación máxima diaria (mm)	53,56
$P_d =$ (mm)	53,56
$P =$ Precipitación máxima corregida (mm)	45,51
e. Intensidad de precipitación (I).	
$I = (P/24) \cdot (11)^{(28^{0.1} - T_c^{0.1})/(28^{0.1} - 1)} \text{ (mm/h)}$	5,603
f. Coeficiente de esorrentía C	
C1	0,46
C2	0,40
C3	0,34
Coeficiente promedio = C	0,401
g. Caudal máximo.	
C=	0,401
I=	5,603
A=	179,81
K=	1,453
$Q = 0.278 \cdot C \cdot I \cdot A \cdot K$	
$Q =$ (m^3/s)	163,12

4.1.2.2. Caudal Máximo de Diseño por el Método SCS.

Metodología propuesta por el (Hydrologic Engineering Center. U.S. Army Corps of Engineers, 2010) método SCS.

Este método fue originalmente desarrollado por Mockus y posteriormente adoptado por el Soil Conservation Service (SCS) proporciona los parámetros fundamentales del hidrograma, como son: caudal máximo (q_p), tiempo base ($T_p + t_r$). y el tiempo en el que se produce dicho caudal (T_p), tiempo de retardo (t_p), duración de la lluvia (D), cuya grafica se demuestra en la figura 34.

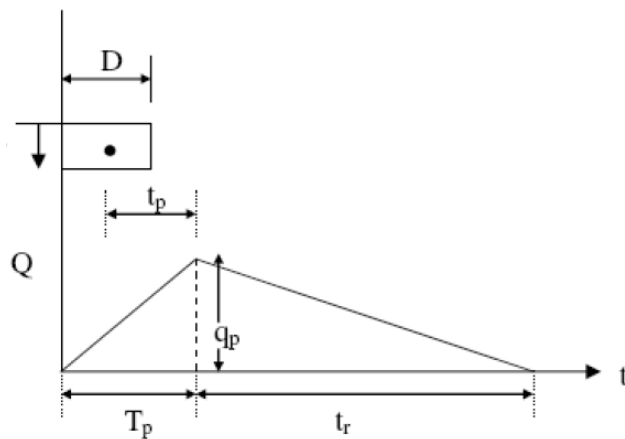


Figura 34. Hidrograma unitario triangular del SCS

Fuente: MTC, 2008a

En la tabla 25 se presenta el cálculo del caudal máximo, para la obtención las dimensiones de la longitud o luz libre del puente y la altura del agua que alcanza hasta su nivel máxima, para un período de retorno de 150 años, por el método del SCS.

En la tabla 31 se presenta el cálculo de caudal máximo, para la obtención de la socavaciones general y local, para un periodo de retorno de 500 años, ambos, por el método del SCS.

Tabla 31Cálculo del caudal máximo por el método SCS ($Tr = 150$ años)

Descripción	Río Patara - Puente
a. Área de la subcuenca = A (km²).	
A= Área de la subcuenca (km ²)	179,810
b. Tiempo de concentración = Tc (horas).	
$Tc = 0.3*(L/S^{0.25})^{0.76}$	
L= Longitud del cauce mayor (km)	21,244
Punto más alto: msnm	4800
Punto más bajo: (msnm)	4549
S= Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)	
$S = (\text{Punto más alto}-\text{Punto más bajo})/\text{Longitud}$	0,0118
Tiempo de concentración = Tc= (horas)	7,113
c. Gasto unitario (q) en función del tiempo de concentración = (m³/s/mmkm²).	
q = Gasto unitario (m ³ /s/mm/km ²) - Por interpolación de tablas	0,043
d. Numero de curva de escurrimiento para la condición media de humedad de la subcuenca = CN.	
CN = Numero de curva ^a	83
e. Intensidad máxima de precipitación = P (mm/h).	
P max = (mm) para Tr= 150 años	48,91
f. Escorrentía = E (mm).	
$E = ((N*(P+50,8 -5080)^2)/(N*(N*P-203.2)+203,2)$	
E= (mm)	16,38
g. Caudal máximo = Q (m³/s).	
$Q \text{ máx.} = q*E*A \text{ (m}^3/\text{s)}$	
q = Gasto unitario (m ³ /s/mm/km ²) en función del tiempo de concentración Tc - Por interpolación de tablas	0,043
E = Escorrentía (mm)	16,38
A = Área de la subcuenca (km ²)	179,810
Q máx. = (m ³ /s)	125,27

Nota: ^aDeterminado en estudio "Diseño definitivo y expediente técnico "Seguridad de presas - remodelación del aliviadero de demasías y encimado de la presa Pasto Grande - ATA - PERPG - mayo 2003.

Tabla 32Cálculo del caudal máximo por el método SCS ($Tr = 500$ años)

Descripción	Río Patara – Puente
a. Área de la subcuenca = A (km²).	
A= Área de la subcuenca (km ²)	179,810
b. Tiempo de concentración = Tc (horas).	
$Tc = 0,3*(L/S^{0,25})^{0,76}$	
L= Longitud del cauce mayor (km)	21,244
Punto más alto: msnm	4800
Punto más bajo: (msnm)	4549
S= Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)	
$S = (\text{Punto más alto} - \text{punto más bajo})/\text{longitud}$	0,0118
Tiempo de concentración = Tc= (horas)	7,113
c. Gasto unitario q en función del tiempo de concentración = (m³/s/mmkm²).	
q = Gasto unitario (m ³ /s/mm/km ²) - Por interpolación de tablas	0,043
d. Numero de curva de escurrimiento para la condición media de humedad de la subcuenca = CN.	
CN = Numero de curva (*)	83
e. Intensidad máxima de precipitación = P (mm/h).	
P máx. = (mm) para Tr = 500 años	53,56
f. Escorrentía = E (mm).	
$E = ((N*(P+50,8-5080)^2)/(N*(N*P-203,2)+203,2)$	
E= (mm)	19,57
g. Caudal máximo = Q (m³/s).	
Q máx. = q*E*A (m ³ /s)	
q = Gasto unitario (m ³ /s/mm/km ²) en función del tiempo de concentración Tc - Por interpolación de tablas	0,043
E = Escorrentía (mm)	19,57
A = Área de la subcuenca (km ²)	179,810
Q max = (m ³ /s)	149,67

De la comparación de los métodos obtenidos en los cálculos finales de los caudales máximos finales se elige el que posee un valor conservador.

En la tabla 33 se presentan los resúmenes del cálculo de los caudales máximos, para el método racional modificado y para el método SCS, para los periodos de retorno de 150 y 500 años respectivamente, de los cuales se ha escogido el del método racional modificado por contener valores mayores que el método SCS.

Tabla 33
Resumen de caudales máximos del río Patara

Período de retorno (Tr)	Caudal máximo (m ³ /s)	
	Método racional modificado	Método SCS
150	145,55	125,27
500	163,12	149,67

4.1.3. Resultados del Modelamiento Hidráulico Mediante el HEC RAS.

A continuación, en las tablas 30 y 31, se presentan los resultados del modelamiento hidráulico en el río Patara para un período de retorno de 500 y 150 años respectivamente.

Tabla 34

Resultados del modelamiento hidráulico en el río Patara para un periodo de retorno (Tr = 150 años)

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Mín Ch El (m)	W.S. elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. slope (m/m)	Vel Chnl (m)	Flow área (m ²)	Top width (m)	Froude # Chl
Un tramo	0	Tr = 150 años	145,55	4562,00	4562,97	4562,97	4563,27	0,02	2,71	63,26	101,69	1,07
Un tramo	10	Tr = 150 años	145,55	4561,68	4562,56	4562,56	4562,85	0,02	2,56	62,77	108,55	1,07
Un tramo	20	Tr = 150 años	145,55	4561,35	4562,23	4562,23	4562,53	0,01	2,48	61,85	105,44	1,00
Un tramo	30	Tr = 150 años	145,55	4561,22	4562,10	4562,10	4562,38	0,01	2,44	65,47	117,04	1,00
Un tramo	40	Tr = 150 años	145,55	4561,11	4562,19	4562,19	4562,49	0,01	2,71	67,00	112,61	1,02
Un tramo	50	Tr = 150 años	145,55	4560,90	4561,92	4561,92	4562,23	0,01	2,44	59,74	101,19	1,01
Un tramo	60	Tr = 150 años	145,55	4560,84	4561,80	4561,80	4562,11	0,01	2,44	59,55	99,63	1,01
Un tramo	70	Tr = 150 años	145,55	4560,76	4561,78	4561,78	4562,11	0,01	2,54	58,61	93,98	0,98
Un tramo	80	Tr = 150 años	145,55	4560,75	4561,77	4561,77	4562,11	0,01	2,57	56,90	88,12	1,00
Un tramo	90	Tr = 150 años	145,55	4560,74	4561,55	4561,59	4561,96	0,02	2,83	51,35	75,31	1,10
Un tramo	100	Tr = 150 años	145,55	4560,69	4561,73	4561,73	4562,11	0,01	2,73	53,28	70,56	1,00
Un tramo	110	Tr = 150 años	145,55	4560,67	4561,54	4561,54	4561,95	0,01	2,81	51,86	65,15	1,00
Un tramo	120	Tr = 150 años	145,55	4560,66	4561,56	4561,56	4561,98	0,01	2,86	50,89	61,76	1,01

Tabla 35*Resultados del modelamiento hidráulico en el río Patara para un periodo de retorno (Tr = 150 años) (continuación)*

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. slope (m/m)	Vel Chnl (m)	Flow área (m ²)	Top width (m)	Froude # Chl
Un tramo	130	Tr = 150 años	145,55	4560,45	4561,51	4561,51	4561,94	0,01	2,91	49,94	58,05	1,00
Un tramo	140	Tr = 150 años	145,55	4560,35	4561,47	4561,50	4561,95	0,01	3,08	47,23	54,10	1,05
Un tramo	150	Tr = 150 años	145,55	4560,36	4561,60	4561,60	4562,05	0,01	2,96	49,18	55,17	1,00
Un tramo	160	Tr = 150 años	145,55	4560,18	4561,51	4561,51	4561,94	0,01	2,92	52,61	70,29	0,96
Un tramo	170	Tr = 150 años	145,55	4560,27	4561,40	4561,40	4561,78	0,01	2,74	54,14	90,02	0,96
Un tramo	180	Tr = 150 años	145,55	4560,15	4561,34	4561,34	4561,67	0,01	2,56	59,94	108,99	0,94
Un tramo	190	Tr = 150 años	145,55	4560,27	4561,38	4561,38	4561,67	0,01	2,47	64,66	114,08	0,96
Un tramo	200	Tr = 150 años	145,55	4559,93	4561,45	4561,45	4561,75	0,01	2,46	63,43	115,42	0,96
Un tramo	210	Tr = 150 años	145,55	4560,00	4561,32	4561,32	4561,59	0,01	2,36	67,30	130,95	0,94
Un tramo	220	Tr = 150 años	145,55	4559,83	4561,16	4561,16	4561,51	0,01	2,63	58,80	100,67	0,92
Un tramo	230	Tr = 150 años	145,55	4559,74	4561,10	4561,10	4561,47	0,01	2,71	56,43	94,94	0,92
Un tramo	240	Tr = 150 años	145,55	4559,63	4560,92	4560,92	4561,29	0,01	2,72	53,45	72,26	1,01
Un tramo	250	Tr = 150 años	145,55	4559,59	4560,83	4560,83	4561,18	0,01	2,63	55,63	85,95	1,00
Un tramo	260	Tr = 150 años	145,55	4559,55	4560,62	4560,62	4560,98	0,01	2,64	55,17	78,85	1,01
Un tramo	270	Tr = 150 años	145,55	4559,53	4560,46	4560,47	4560,84	0,01	2,74	53,17	72,74	1,02
Un tramo	280	Tr = 150 años	145,55	4559,44	4560,58	4560,58	4560,97	0,01	2,75	53,36	76,16	0,99
Un tramo	290	Tr = 150 años	145,55	4559,30	4560,45	4560,56	4560,99	0,02	3,26	45,59	69,14	1,21
Un tramo	300	Tr = 150 años	145,55	4559,32	4560,80	4560,80	4561,16	0,01	2,74	58,73	83,78	0,95
Un tramo	310	Tr = 150 años	145,55	4558,94	4560,24	4560,25	4560,70	0,01	3,02	48,18	53,56	1,02
Un tramo	320	Tr = 150 años	145,55	4559,09	4560,36	4560,40	4560,81	0,01	3,02	51,40	79,10	0,98

Tabla 36*Resultados del modelamiento hidráulico en el río Patara para un periodo de retorno (Tr = 500 años)*

Reach	River sta	Profile	Q total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. elev (m)	E.G. slope (m/m)	Vel chnl (m/s)	Flow área (m ²)	Top width (m)	Froude # chl
Un tramo	0	Tr = 500 años	163,12	4562	4563,02	4563,02	4563,34	0,015382	2,79	68,6	102,5	1,06
Un tramo	10	Tr = 500 años	163,12	4561,68	4562,6	4562,6	4562,92	0,016157	2,63	68,12	109,59	1,07
Un tramo	20	Tr = 500 años	163,12	4561,35	4562,28	4562,28	4562,6	0,013581	2,57	67,1	105,6	1
Un tramo	30	Tr = 500 años	163,12	4561,22	4562,15	4562,15	4562,45	0,014023	2,53	70,6	117,48	1
Un tramo	40	Tr = 500 años	163,12	4561,11	4562,25	4562,25	4562,56	0,014067	2,78	73,16	117,13	1,03
Un tramo	50	Tr = 500 años	163,12	4560,9	4561,98	4561,98	4562,3	0,014267	2,51	64,97	102,88	1,01
Un tramo	60	Tr = 500 años	163,12	4560,84	4561,85	4561,85	4562,18	0,014246	2,53	64,5	100,88	1,01
Un tramo	70	Tr = 500 años	163,12	4560,76	4561,83	4561,83	4562,19	0,013	2,65	63,47	95,74	0,99
Un tramo	80	Tr = 500 años	163,12	4560,75	4561,83	4561,83	4562,19	0,013325	2,66	61,74	90,63	1
Un tramo	90	Tr = 500 años	163,12	4560,74	4561,6	4561,65	4562,05	0,01672	2,98	54,81	75,6	1,12
Un tramo	100	Tr = 500 años	163,12	4560,69	4561,79	4561,79	4562,2	0,013176	2,84	57,43	70,9	1,01
Un tramo	110	Tr = 500 años	163,12	4560,67	4561,61	4561,61	4562,04	0,012891	2,91	56	65,48	1,01
Un tramo	120	Tr = 500 años	163,12	4560,66	4561,63	4561,63	4562,07	0,012717	2,96	55,06	62,09	1
Un tramo	130	Tr = 500 años	163,12	4560,45	4561,57	4561,57	4562,04	0,012589	3,03	53,88	58,35	1,01
Un tramo	140	Tr = 500 años	163,12	4560,35	4561,54	4561,57	4562,06	0,013621	3,19	51,18	54,44	1,05
Un tramo	150	Tr = 500 años	163,12	4560,36	4561,67	4561,67	4562,15	0,012504	3,08	52,96	55,73	1,01

Tabla 37

Resultados del modelamiento hidráulico en el río Patara para un periodo de retorno ($Tr = 500$ años) (continuación)

Reach	River sta	Profile	Q total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. elev (m)	E.G. slope (m/m)	Vel chnl (m/s)	Flow área (m ²)	Top width (m)	Froude # chl
Un tramo	160	Tr = 500 años	163,12	4560,18	4561,61	4561,61	4562,03	0,010313	2,92	60,91	96,12	0,93
Un tramo	170	Tr = 500 años	163,12	4560,27	4561,48	4561,48	4561,87	0,0108	2,78	61,6	96,92	0,93
Un tramo	180	Tr = 500 años	163,12	4560,15	4561,4	4561,4	4561,75	0,011133	2,62	67,22	117,35	0,93
Un tramo	190	Tr = 500 años	163,12	4560,27	4561,43	4561,43	4561,74	0,012432	2,54	70,78	116,93	0,96
Un tramo	200	Tr = 500 años	163,12	4559,93	4561,51	4561,51	4561,82	0,01225	2,54	69,55	118,36	0,95
Un tramo	210	Tr = 500 años	163,12	4560	4561,36	4561,36	4561,65	0,012099	2,44	73,4	131,64	0,94
Un tramo	220	Tr = 500 años	163,12	4559,83	4561,23	4561,23	4561,59	0,01053	2,69	65,52	101,98	0,92
Un tramo	230	Tr = 500 años	163,12	4559,74	4561,17	4561,17	4561,55	0,010191	2,77	63,37	95,98	0,91
Un tramo	240	Tr = 500 años	163,12	4559,63	4560,99	4560,99	4561,38	0,013191	2,77	58,99	76,02	1
Un tramo	250	Tr = 500 años	163,12	4559,59	4560,89	4560,89	4561,26	0,013013	2,72	60,88	91,26	0,99
Un tramo	260	Tr = 500 años	163,12	4559,55	4560,67	4560,67	4561,06	0,013688	2,75	59,31	79,12	1,01
Un tramo	270	Tr = 500 años	163,12	4559,53	4560,52	4560,53	4560,93	0,013648	2,84	57,49	72,99	1,02
Un tramo	280	Tr = 500 años	163,12	4559,44	4560,65	4560,65	4561,06	0,012363	2,84	58,49	81,37	0,98
Un tramo	290	Tr = 500 años	163,12	4559,3	4560,52	4560,62	4561,08	0,017953	3,32	50,66	71,7	1,17
Un tramo	300	Tr = 500 años	163,12	4559,32	4560,85	4560,85	4561,24	0,011703	2,85	63,39	83,78	0,96
Un tramo	310	Tr = 500 años	163,12	4558,94	4560,3	4560,32	4560,81	0,013211	3,16	51,7	57,43	1,03
Un tramo	320	Tr = 500 años	163,12	4559,09	4560,42	4560,48	4560,91	0,01181	3,14	56,35	79,18	0,99

4.1.4. Cálculo del Tirante de Agua Para el Caudal Máximo de Diseño.

Para el cálculo del tirante de agua para el caudal máximo de diseño se aplicará la fórmula de Manning, para ello se ha utilizado el Programa HCANALES:

$$Q = A \cdot (R^{2/3}) \cdot (S^{1/2}) / n \dots\dots\dots [\text{Ecuación 31}]$$

Donde:

Q = Caudal (m³/s)

A = Área hidráulica (m²)

R = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente promedio (m/m)

n = Rugosidad

Tabla 38
Cálculo del tirante de agua para el caudal máximo de diseño

Descripción	Resultados
	Río Patara - Puente
Datos	-
Q = Caudal (m ³ /s)	163,12
B = Ancho de la base (m)	36
Z = Talud	1
n = Coeficiente de rugosidad	0,035
S = Pendiente promedio (m/m)	0,0118
Cálculo	
Y = Tirante de agua (m)	1,250
A = Área hidráulica (m ²)	46,95
F = Numero de Froude	1,00
P = Perímetro (m)	39,56
R = Radio hidráulico (m)	1,18
V = Velocidad (m/s)	3,47

Tabla 39

Cálculo del tirante de agua para el caudal máximo de diseño (continación)

Descripción	Resultados
	Río Patara - Puente
La velocidad	Erosiva
Tipo de flujo	Supercrítico

De los resultados se aprecia que el tirante de agua del caudal máximo de diseño para el cálculo de la socavación en el río Patara es de 1,25 m.

4.1.5. Cálculo de la Profundidad de Socavación.

A continuación, se describe el método para la estimación de la profundidad de socavación general bajo las condiciones en que la velocidad de escurrimiento es igualada por la velocidad crítica de arrastre y estimación de socavación general por contracción del cauce.

Para el cálculo de la profundidad de socavación, se utilizará el Método de Artamonov, el cual es utilizado para al cálculo de la profundidad de socavación que se produce al pie de estribos del puente.

La profundidad de socavación se define:

$$ht = K_o * K_q * K_m * h \dots\dots\dots [Ecuación 32]$$

Donde:

ht = Profundidad de socavación medida desde la superficie del flujo

Ko = Coeficiente de ángulo

Kq = Coeficiente de caudal

Km = Coeficiente de talud

h = Tirante máximo de agua inicial para Q máximo antes de la socavación (m)

y_s = Profundidad de socavación medida a partir del fondo del cauce (m)

$$y_s = HT - h$$

Tabla 40
Cálculo de la profundidad de socavación

Descripción	Resultados
	Río Patara - Puente
Datos	
Q = caudal máximo de diseño (m ³ /s)	163,12
T = Período de retorno (años)	500
Punto más alto: msnm	4800
Punto más bajo: (msnm)	4549
L = Longitud del cauce mayor (km)	21,244
S = Pendiente promedio (m/m)	0,0118
B = Ancho (m)	44,2
Z = Talud	1
o = Angulo = (° grados)	90
Ko = Coeficiente de ángulo	1
Q1/Qd = Relación de caudal interceptado por el estribo y el caudal total	0.1
Kq = Coeficiente de caudal	2
Talud m =	0
Km = Coeficiente de talud	1
h = Tirante máximo de agua inicial para Q máx. antes de la socavación (m)	1,250
Cálculo	
HT = Profundidad de socavación medida desde la superficie del flujo	
$HT = K_o * K_q * K_m * h$	
HT = (m)	2,50
y_s = Profundidad de socavación medida a partir del fondo del cauce (m)	

Tabla 41
Cálculo de la profundidad de socavación (continuación)

Descripción	Resultados
	Río Patara - Puente
$y_s = H_t - h$	1,25
y_s redondeado	1,30

De los resultados se aprecia que la profundidad de socavación medida a partir del fondo del cauce para el puente en el río Patara es de 1,30 m.

4.1.6. Dimensionamiento de la Luz y la Altura del Puente.

a. Dimensionamiento de la luz.

De los resultados del modelamiento hidráulico con el HEC-RAS, se obtiene que en la zona del puente sobre el río Patara, la luz máxima para un Período de retorno de 150 años es de 101.69 m.

Por lo que se recomienda que la luz del puente sobre el río Patara, tenga una longitud de 103,00 m.

b. Altura del puente.

De los resultados del modelamiento hidráulico con el HEC RAS, se obtiene que el nivel máximo de agua (NMA) en la ubicación del puente sobre el río Patara, para un período de retorno de 150 años es de 4562,97 metros sobre el nivel del mar (msnm).

Por lo que se recomienda que el tablero del puente sobre el río Patara, se ubique como mínimo a 2,00 m. sobre el tirante máximo de agua, es decir como mínimo a 4565 msnm.

4.1.7. Resumen de Resultados.

4.1.7.1. Resumen de Dimensionamiento Hidráulico del Puente.

- Vida útil del puente (n) : 40 años.
- Período de retorno (T) : 150 años.
- El riesgo de falla : R = 23,5 %
- Luz de cálculo : 101,69 m.
- Altura del agua (Y) : 1,25 m.
- Altura del puente : 2,00 m.

4.1.7.2. Resumen del Cálculo de Socavación.

- Vida útil del puente (n) : 40 años.
- Período de Retorno (T) : 500 años.
- El riesgo de falla : R = 7,7 %
- Caudal máximo : 163,12 m³/s
- Profundidad de socavación : 1,30 m.

En la figura 35 se obtuvo las dimensiones hidráulicas, los cuales son consideraciones que se deben tomar en cuenta, para el diseño arquitectónico y estructural del puente ubicado sobre el río Patara.

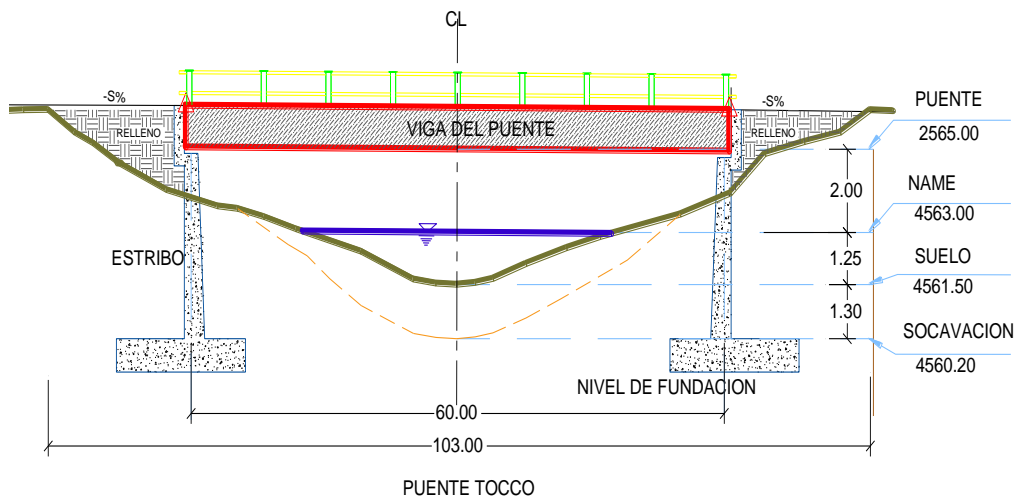


Figura 35. Esquema del puente con valores del dimensionamiento hidráulico

4.2. Contratación de Hipótesis

La secuencia de tratamiento de datos estadísticos hidrometeorológicos se presenta en la figura 36.

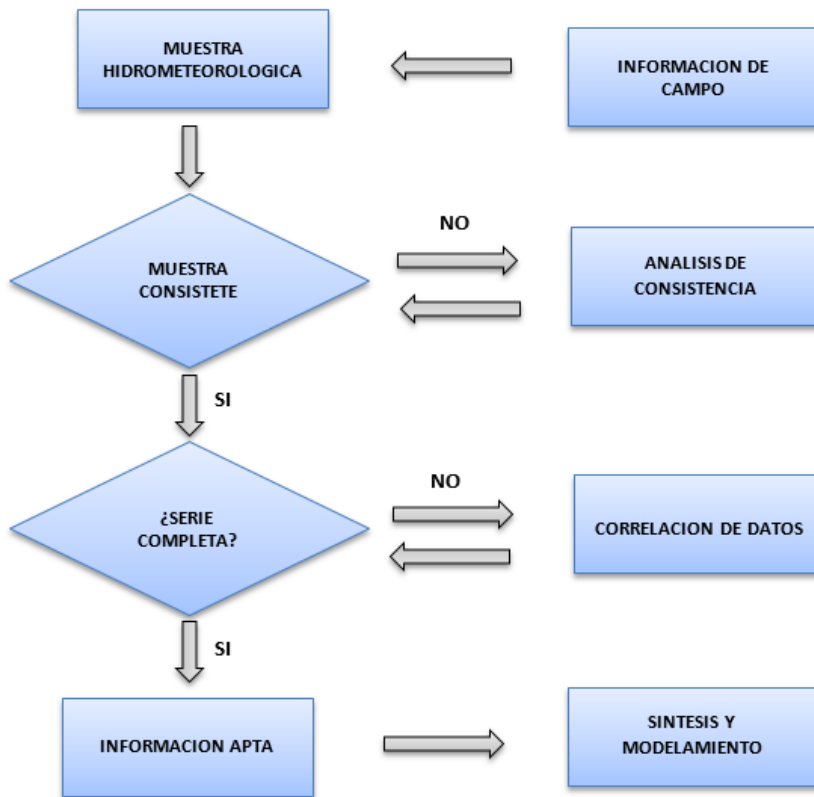


Figura 36. Esquema de tratamiento de datos hidrometeorológicos

4.2.1. Análisis de Frecuencia con Datos de Serie Completa.

En la teoría estadística e hidrológica existen muchas fórmulas de distribuciones de frecuencia, como Normal, Gumbel, Log – Normal de dos parámetros, Log – Normal de tres parámetros, Distribución Gamma de dos parámetros y distribución Log Gumbel, las cuales utilizaremos para analizar la que mejor se ajusta a las precipitaciones máximas en 24 horas:

- Distribución normal (N)
- Distribución log – normal de dos parámetros (LN)
- Distribución log – normal de tres Parámetros (3LN)
- Distribución gamma de dos parámetros
- Distribución Gumbel (EVI)
- Distribución log Gumbel.

4.2.1.1. Ajuste de una Serie de Datos a la Distribución Normal.

La distribución normal, es simétrica con respecto a la media y no ha sido muy usada en el análisis de frecuencias de avenidas, ya que la mayoría de las series de avenidas tiene un sesgo positivo. De esa manera, se ha encontrado apropiada para ciertas series de eventos de descargas y niveles de agua.

La función de distribución de probabilidad está dada por:

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \int e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx \quad \dots\dots\dots[\text{Ecuación 33}]$$

Donde:

μ = Media de la muestra

σ = Desviación estándar de la muestra

Considerando la variable estandarizada:

$$Z = \frac{(X-\mu)}{\sigma} \dots\dots\dots[Ecuación 34]$$

$$F(z) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int e^{-\frac{z^2}{2}} dz \dots\dots\dots[Ecuación 35]$$

En la figura 37 se aprecia el ajuste de datos a la distribución normal – estación Pasto Grande.

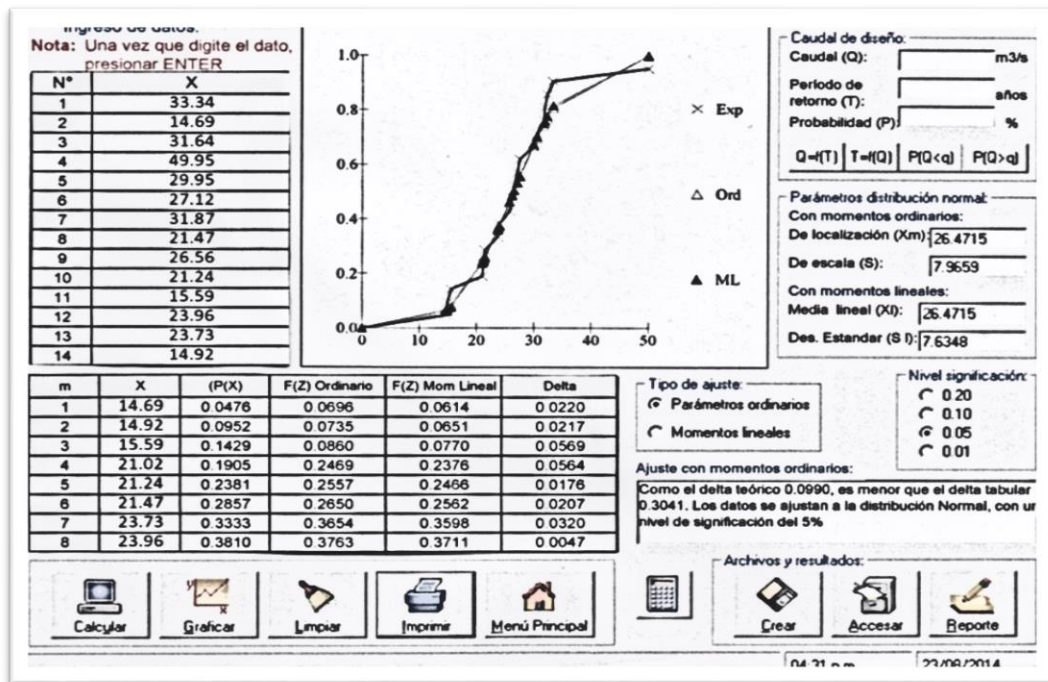


Figura 37. Ajuste de datos a la distribución normal

4.2.1.2. Ajuste de una Serie de Datos a la Distribución Log Normal de dos Parámetros.

Es muy usada por su consistencia y facilidad de aplicación e interpretación.

La función de distribución de probabilidad está dada por:

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi x\sigma}} \int e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)^2} dx \dots\dots\dots[Ecuación 36]$$

La variable estandarizada está dada por:

$$z = \frac{\ln x - \mu}{\sigma} \dots\dots\dots [Ecuación 37]$$

Donde:

μ y σ = media y desviación estándar de los logaritmos de las precipitaciones o caudales.

En la figura 38 se aprecia el ajuste de datos a la distribución log normal de dos parámetros – estación Pasto Grande.

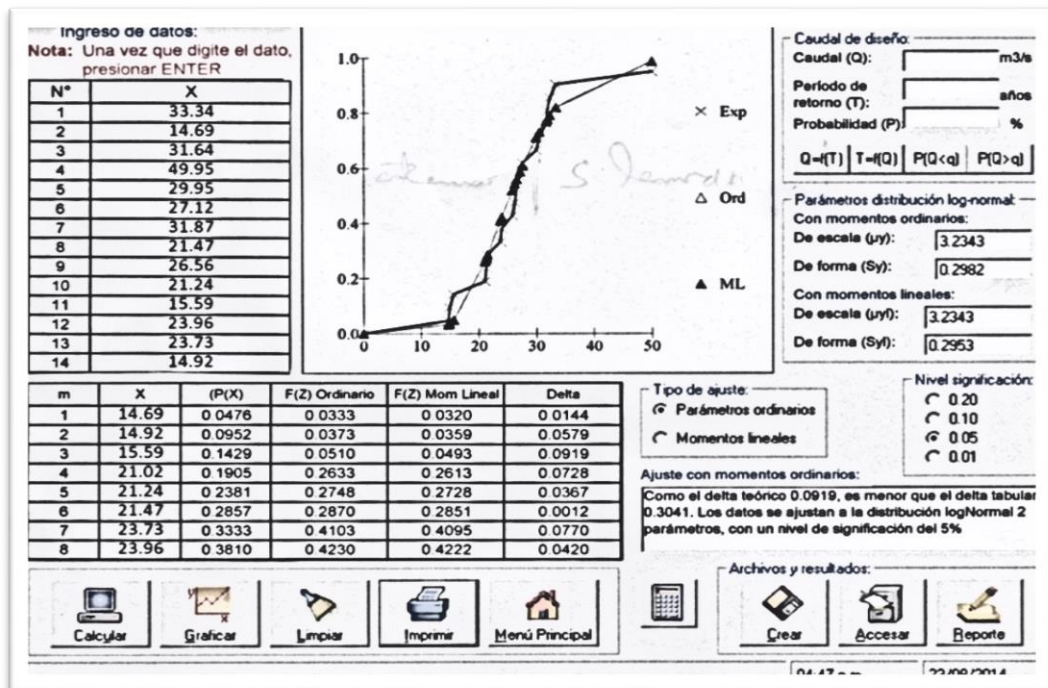


Figura 38. Ajuste de datos a la distribución log normal de dos parámetros

4.2.1.3. Ajuste de una Serie de Datos a la Distribución Log Normal de Tres Parámetros.

Esta variante de la distribución log normal, podrá ser usada cuando la transformada presenta un sesgo significativo.

La función de distribución de probabilidad está dada por:

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int \frac{1}{(x-a)\sigma} e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln(x-a)-\mu}{\sigma} \right]^2} dx \dots\dots\dots [Ecuación 38]$$

La variable estandarizada está dada por:

$$z = \frac{\ln(x - a) - \mu}{\sigma} \dots\dots\dots [\text{Ecuación 39}]$$

En la figura 39 se aprecia el ajuste de datos a la distribución log normal de tres parámetros – estación Pasto Grande.

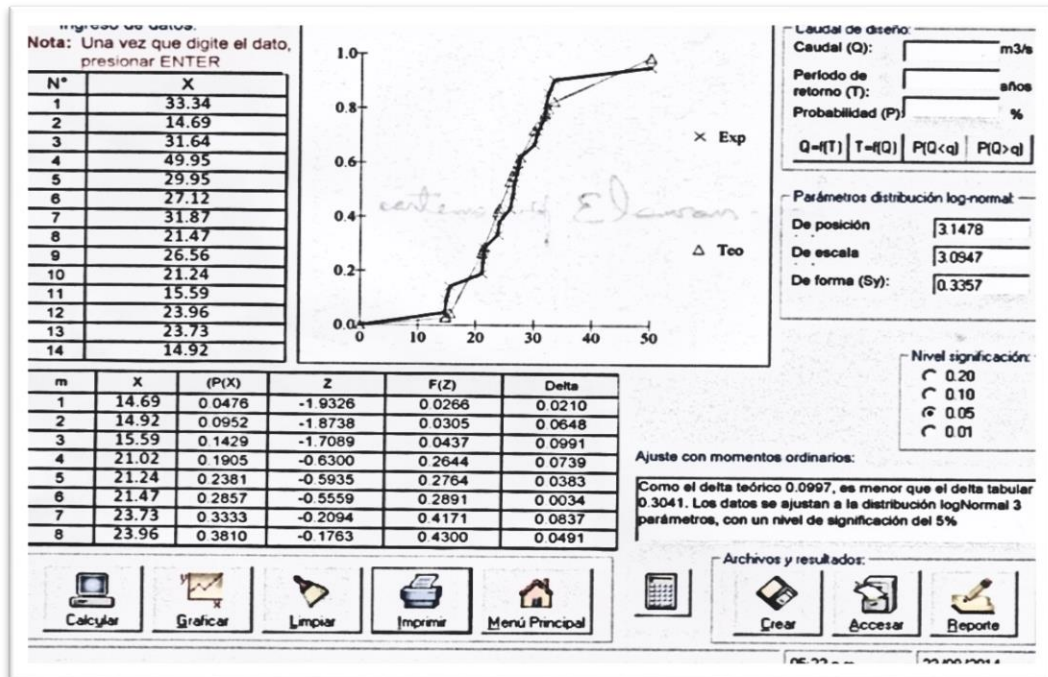


Figura 39. Ajuste de datos a la distribución log normal de tres parámetros

4.2.1.4. Ajuste de una Serie de Datos a la Distribución Gamma de dos Parámetros.

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{x - \hat{x}_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} \exp\left(- \frac{x - \hat{x}_0}{\alpha} \right) \dots\dots\dots [\text{Ecuación 40}]$$

Donde:

$$x_0 \leq x < \alpha \text{ para } \alpha > 0$$

$\alpha < x \leq x_0$ para $\alpha < 0$

α y β son los parámetros de escala y forma, respectivamente, y x_0 es el parámetro de localización.

En la figura 40 se aprecia el ajuste de datos a la distribución gamma de dos parámetros - estación Pasto Grande.

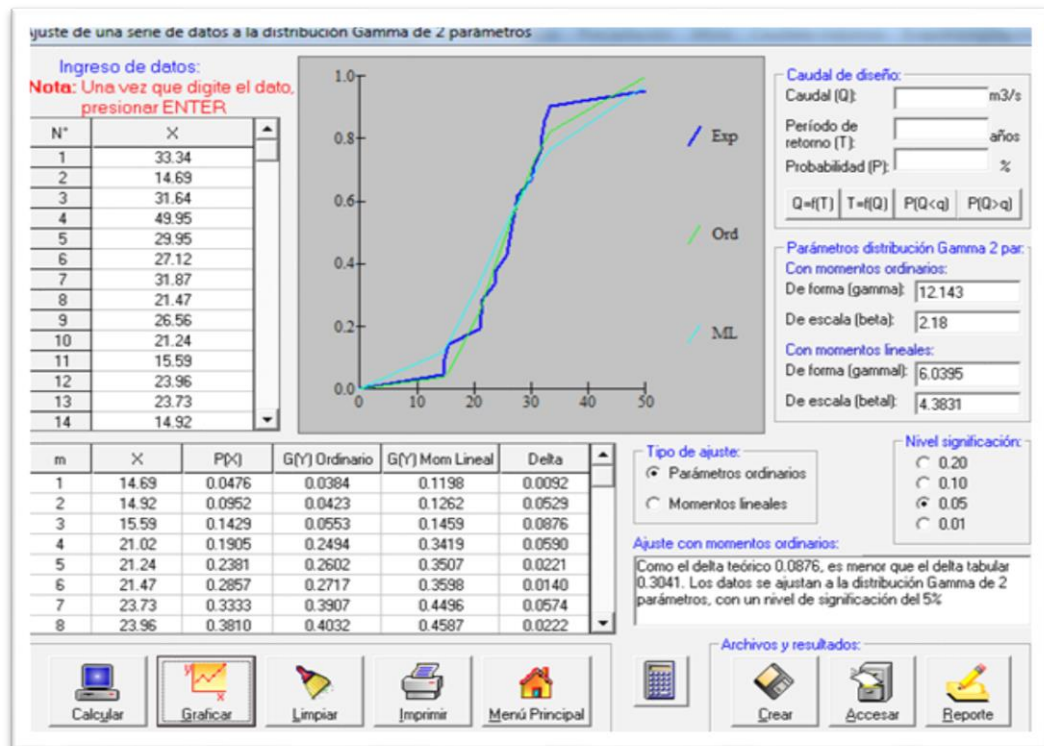


Figura 40. Ajuste de datos a la distribución Gamma de dos parámetros

4.2.1.5. Ajuste de una Serie de Datos a la Distribución Gumbel.

La distribución de valores tipo 1 conocida como distribución Gumbel, es aplicada tanto a precipitaciones máximas como avenidas máximas. La función de distribución de probabilidades está dada por:

$$F(x) = \int e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} dx \dots\dots\dots [Ecuación 41]$$

Donde:

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma}$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma$$

En la figura 40 se aprecia el ajuste de datos a la distribución Gumbel – estación Pasto Grande.

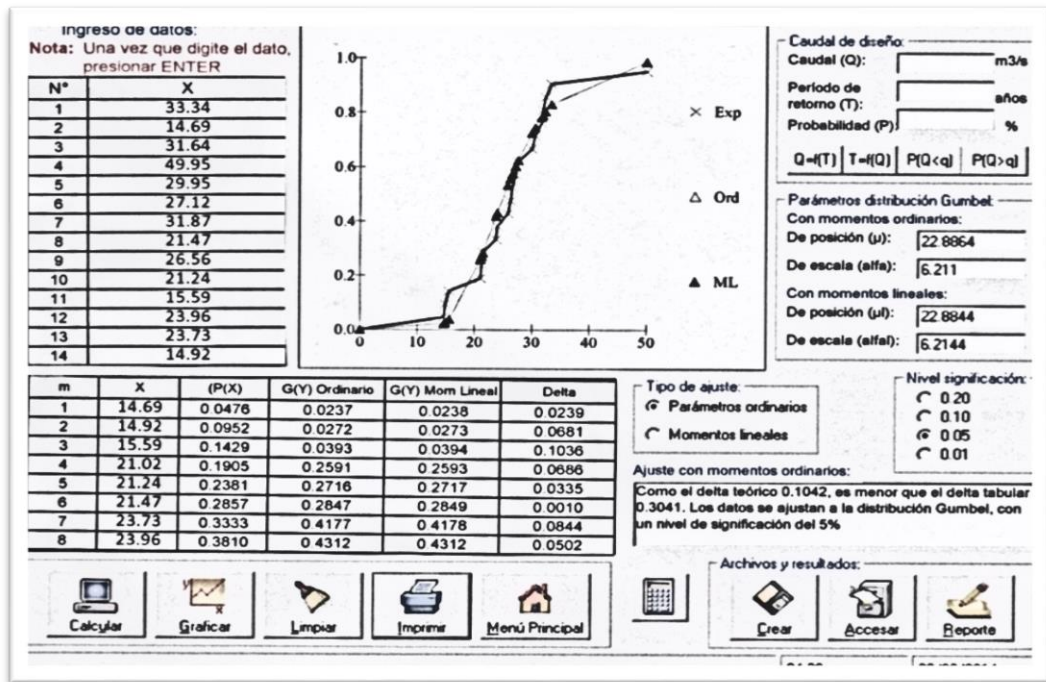


Figura 41. Ajuste de datos a la distribución Gumbel

4.2.1.6. Ajuste de una Serie de Datos a la Distribución Log Gumbel.

En la figura 42 se aprecia el ajuste de datos a la distribución log Gumbel – estación.

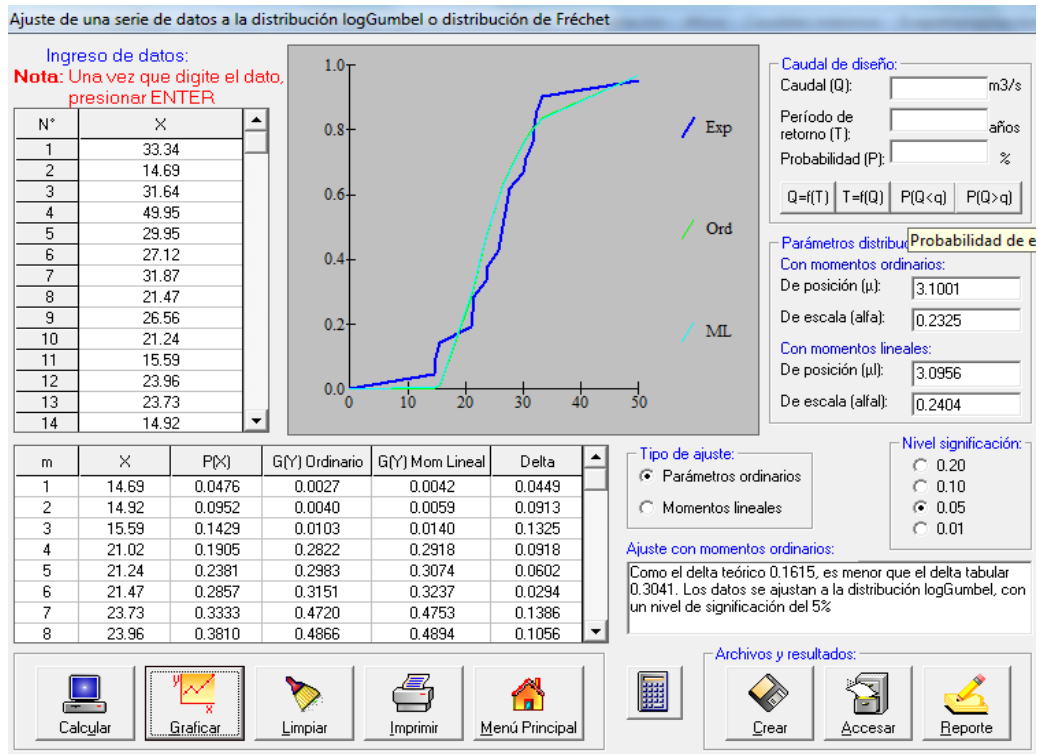


Figura 42. Ajuste de datos a la distribución log Gumbel

Los valores de precipitación máxima en 24 horas de la estación meteorológica Pasto Grande, fueron ajustados a las distribuciones teóricas normal, log – normal de dos parámetros, log – normal de tres parámetros, gamma de dos parámetros, Gumbel y log Gumbel.

4.2.2. Prueba de Bondad de Ajuste.

Para conocer que distribución teórica se ajustó mejor a los datos de precipitación máxima de 24 horas, se aplicó la prueba de bondad de ajuste de Smirnov – Kolmogorov. De acuerdo a ésta prueba de ajuste, todos los datos observados se ajustan a las distribuciones normal, log – normal de dos parámetros, log – normal de tres parámetros, gamma de dos parámetros, Gumbel y log Gumbel.

El delta tabular es de 0,3041 y los deltas teóricos (calculados) obtenidos en las distribuciones normal = 0,099; log normal de dos parámetros = 0,919; log

normal de tres parámetros = 0,0997; gamma de dos parámetros = 0,0876; Gumbel = 0,1042 y log Gumbel = 0,1615 respectivamente, los valores calculados se muestran a continuación en la tabla 42.

Tabla 42
Resumen de prueba de bondad de ajuste

Delta tabular	Delta teórico (calculado)					
	Normal	Log normal de dos parámetros	Log normal de tres parámetros	Gamma de dos parámetros	Gumbel	Log Gumbel
0,3041	0,099	0,0919	0,0997	0,0876	0,1042	0,1615

4.2.2.1. Prueba de Ajuste por Smirnov - Kolmogorov.

Método por el cual se comprueba la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste. Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia (D) entre la función de distribución de probabilidad observada $F_o(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$:

Donde:

$$D = \max / F_o(x_m) - F(x_m) \dots\dots\dots [Ecuación 42]$$

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

$$F_o(x_m) = 1 - m / (n+1) \dots\dots\dots [Ecuación 43]$$

Donde:

m = Número de orden de dato x_m en una lista de mayor a menor.

n = Número total de datos.

4.3. Discusión de Resultados

4.3.1. Elección del Método Estadístico Complementario.

Los deltas teóricos (calculados) obtenidos en las distribuciones son: normal 0,099, log normal de dos parámetros 0,919 log normal de tres parámetros 0,0997, Gamma de dos parámetros 0,0876, Gumbel 0,1042 y Log Gumbel 0,1615, De las distribuciones calculadas se elige el de menor valor que significa la aproximación más cercana a la probabilidad de excedencia, por lo tanto, la que mejor se ajusta es la distribución Gamma de dos parámetros, por tener el menor valor (0,0876) obtenido del delta teórico promedio (calculado).

4.3.2. De la Obtención del Caudal Máximo y el Periodo de Retorno.

Para el cálculo del caudal máximo de diseño para un período determinado existen diversas metodologías siendo la más directa cuando se cuenta con un registro de caudales máximos instantáneos en la zona de estudio.

En el caso de la subcuenca del río Patara no existe una estación hidrológica que mida los caudales máximos instantáneos que se han producido, de allí que se ha utilizado un método indirecto a través de las precipitaciones máximas en 24 horas.

La obtención del período de retorno se ha recurrido al Manual de hidrología y drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones en donde sugiere lo

siguiente: Para adoptar el período de retorno a fin de utilizar en el diseño en un proyecto, es necesario considerar la relación que existe entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, que depende de este último, los factores técnicos, sociales, económicos y otros.

4.3.3. De Dimensiones Hidráulicas del Puente.

Con el caudal máximo de diseño para el período de retorno de 150 años equivalente a $145,55 \text{ m}^3/\text{s}$, se ha ingresado al programa HEC RAS versión 4,1 con el cual se ha obtenido los siguientes resultados del puente sobre el río Patara:

- Luz del puente :103,0 m
- Altura del puente :2,00 m.

Con la obtención de la luz del puente aún se puede realizar ajustes a valores menores con la finalidad de evitar costos mayores y para que no sea muy extendido para ellos se debe tener otros tipos de tratamientos como los encausamientos.

4.3.4. De la Profundidad de Socavación

Para el diseño de un puente debe calcularse la profundidad de socavación para la cimentación del puente, donde el caudal máximo varía en función al período de retorno $T_r = 500$ años equivalente a $163,12 \text{ m}^3/\text{s}$.

Durante las crecidas de los ríos se produce un aumento de la sección del cauce, y produce acciones de socavación generalizada del lecho fluvial por el incremento de la fuerza hidráulica. Se trata de una erosión generalizada que se desarrolla en una extensión mayor a lo largo del lecho del río y casi siempre de

manera más lenta a la socavación local. Es decir, esta se da independientemente de la ejecución de las obras en los puentes.

En cambio, la socavación local es producida por la interacción entre los elementos del puente (pilares y estribos) y el río; cuyos elementos son extraños al flujo natural, que originan variaciones en la sección transversal del río y de esa forma se origina la socavación en los alrededores de dichos elementos.

Para el cálculo de la profundidad de socavación, se ha utilizado el Método de Artamonov, el cual es usa para al cálculo de la profundidad de socavación que se produce al pie de estribos del puente.

El cálculo de la profundidad de socavación efectuada en el Capítulo IV es:

$$Y_s = 1,30 \text{ m.}$$

En la figura 43 se puede visualizar la protección del pilar del puente.

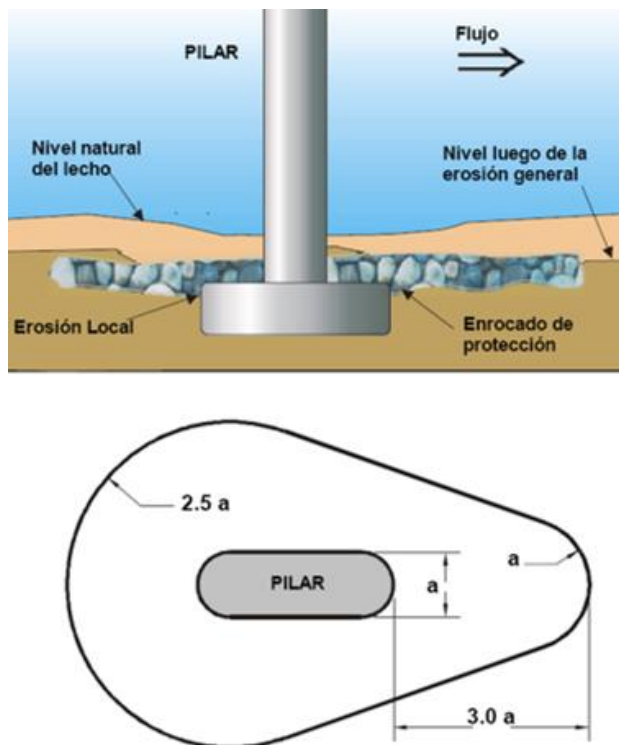


Figura 43. Enrocado de protección alrededor de un pilar

Fuente: Rocha, 1998

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Primera. Las dimensiones hidráulicas se han calculado para un periodo de retorno de 150 años los cuales son: la luz máxima o longitud es de 101,69 m. El *tablero* del puente, se ubica como mínimo a 2,00 metros sobre el tirante máximo de agua, cuya cota es de 4565 msnm. La altura del agua o *tirante máximo* (Y) es de 1,25 m. cuya cota es de 4562,97 msnm.

Segunda. Los estudios de topografía y los parámetros del caudal máximo han permitido obtener la información para el modelamiento del río Patara, con el software HEC RAS.

Tercera. De las pruebas de análisis de frecuencias estadísticas de las precipitaciones máximas en 24 horas, se ha elegido como el mejor ajuste de serie de datos a la distribución Log – normal de dos parámetros, por tener el menor valor del delta teórico (calculado) según el método Smirnov Kolmogorov, de los cuales se obtienen los caudales máximos. El caudal máximo se obtuvo por el método racional modificado siendo los valores de 145,55 m³/s para un período de retorno de 150 años y 163,12 m³/s para un período de retorno de 500 años. La profundidad de

socavación se ha calculado para un periodo de retorno de 500 años, cuya profundidad es de 1,30 m, medida partir del fondo del cauce.

5.2. Recomendaciones

Primera. Para la luz del puente se tiene una longitud de 101,69 m para cálculos y por factores de seguridad, la luz del puente tendrá una longitud de 103,00 m. Esta distancia aún se podría mejorar con tratamientos de encausamiento para obtener menor longitud de hasta 60 m, según la topografía y las características del suelo en la zona.

Segunda. Existen muchos softwares y programas de computadora que sirven para los modelamientos hidráulicos de los ríos, pero la más recomendada es el HEC RAS por ser un software libre, versátil y confiabilidad de resultados aceptables.

Tercera. La profundidad de socavación será de 1,30 m, medida a partir del fondo del cauce para el puente en el río Patara. Para la determinación de socavación por contracción se recomienda realizar un análisis que podría ser detallada en otras tesis, así mismo en cuanto al tema de encausamiento con la finalidad de tener mayores ajustes en cuanto a la dimensión de la longitud o luz del puente.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Carrasco, S. (2006). *Metodología de la investigación científica*. Lima: San Marcos E.I.R.L.
- Castillo L., Giancarlo R., Ramírez C., Shamir O. (2018). *Estudio hidrológico e hidráulico para el diseño del puente Pucumayo, localizado en el tramo: Mayocc - Huanta en la progresiva 3+200, aplicando a los softwares HEC-HMS e Iber*. (Tesis de pregrado). Recuperado de: <http://hdl.handle.net/10757/621675>
- Charlie, N. (1973). *Guide to Bridge Hydraulics*. Canadá.
- Chereque, W. (1989). *Hidrología para estudiantes de Ingeniería Civil (1ª ed.)*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú PUCP.
- Chow, V. (1994). *Hidrología aplicada*. Colombia: McGRAW - HILL.
- Enciso, P. (2015). *Estudio hidráulico y estimación de socavación en el puente interconexión Muyurina*. Ayacucho.
- Felipe, E. (2016). *Socavación producida por el río Huallaga al puente Colpa Alta en la provincia de Huánuco, utilizando los métodos de Artamanov, Straub y Maza, en el HEC-RAS* (Tesis de maestría). Recuperado de <http://pirhua.edep.edu.pe/handle/11042/2627>
- Fomento, M. (2015). *5.2-IC Drenaje superficial de carreteras*. Madrid, España.
- Hernández Sampieri, R. (2006). *Metodología de la investigación (6ª ed.)*. México: Mc Graw Hill.
- Hydrologic Engineering Center. U.S. Army Corps of Engineers. (2010). *Usase HEC-RAS river analysis system hydraulic referens manual*. California.
- Instituto Nacional Defensa Civil. (2015). *Lluvias torrenciales en distrito de Samegua - Moquegua*. Recuperado de: <http://sinpad.indeci.gob.pe/sinpad/>

emergencias/Evaluacion/Reporte/rpt_eme_situacion_emergencia.asp?Eme
rgCode=00068849

Instituto Nacional Defensa Civil. (2017). *Inundaciones en Perú: el momento en que colapsa un puente por el desborde de un río*. Recuperado de <https://www.infobae.com/america/america-latina/2017/03/17/inundaciones-en-Peru/>.

Maza, J. (1967). *Erosión del cauce de un río en el cruce de un puente*. Revista ingeniería hidráulica en México.

Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (2008a). *Manual de hidrología, hidráulica y drenaje*. Lima, Peru. Recuperado de http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/normas_legales/1_0_2950.pdf

Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (2008b). *Manual para el diseño de caminos no pavimentados de bajo volumen de tránsito*. Lima, Perú.

Monsalve, G. (1999). *Hidología en la ingeniería*. México: Alfaomega grupo editor.

Municipalidad Distrital de Carumas. (2014). *Estudio de preinversión a nivel de perfil del proyecto: Construcción de los puentes sobre el río Patara, Cacachara y Sinejo, alcantarilla de la quebrada Vizcachune, zona de Pasto Grande*. Distrito de Carumas, Moquegua, Perú.

Muñoz, E. (1993). *Estudio de las causas del colapso de algunos puentes en Colombia*. Bogotá.

Proyecto Especial Regional Pasto Grande. (2016). *Información de estaciones meteorológicas*. Moquegua, Perú.

Rocha, A. (1998). *Introducción a la ingeniería fluvial*. Lima, Perú.

Rocha, A. (2003). *Los modelos como herramienta valiosa para el diseño hidráulico. Investigación en modelos físicos y matemáticos de obras hidráulicas*. Lima, Perú.

Seaurz, A. (2006). *Dimensionamiento hidráulico optimizado de puentes con terraplenes* (Tesis de pregrado). Universidad de Piura. Recuperado de <http://www.pepevasquez.com>

Southern Perú Copper Corporation. (2016). *Infomación de estaciones hidrometeorológicas*. Moquegua, Perú.

Témez, J. (1991). Centro de estudios hidrológicos CEDEX. *Extended and improved rational method. Version of the highways administration of Spain. XXIV Congreso Internacional de IAHR* (págs. 33 - 40). Madrid: MOPU.