

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE
HUAMANGA
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS GEOLOGÍA Y
CIVIL
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE
INGENIERÍA CIVIL



**Evaluación de Efectos de la Explotación de
Canteras de Agregados en Cauce de Río
Yucaes a la Bocatoma del Sistema de
Riego Mayzondo - Ayacucho**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

BACH. KATERYN MILAGROS PILLACA CHILLCCE

DIRIGIDO POR:

ING. JAIME LEONARDO BENDEZÚ PRADO

AYACUCHO - PERÚ

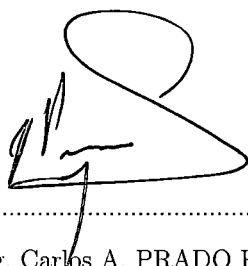
2015

Tesis
CIV443
P:1
E.L

“EVALUACIÓN DE EFECTOS DE LA EXPLOTACIÓN DE CANTE-
RAS DE AGREGADOS EN CAUCE DE RÍO YUCAES A LA BOCA-
TOMA DEL SISTEMA DE RIEGO MAYZONDO - AYACUCHO”

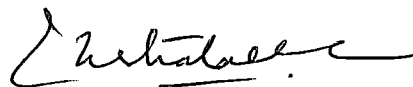
RECOMENDADO : 02 de Diciembre del 2015

APROBADO : 15 de Diciembre del 2015



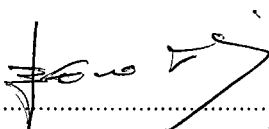
MSc. Ing. Carlos A. PRADO PRADO

(Presidente)



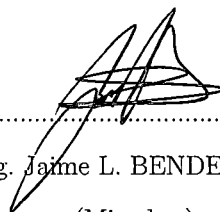
MSc. Ing. José E. ESTRADA CÁRDENAS

(Miembro)



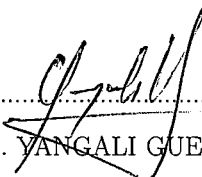
MSc. Ing. Edward LEÓN PALACIOS

(Miembro)



MSc. Ing. Jaime L. BENDEZÚ PRADO

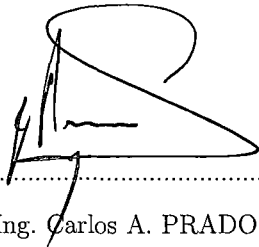
(Miembro)



Ing. Floro N. YANGALI GUERRA

(Secretario Docente)

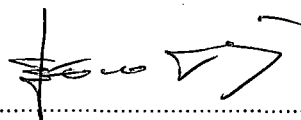
Según el acuerdo constatado en el Acta, levantada el 15 de diciembre del 2015, en la Sustentación de Tesis Profesional, presentado por la Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil Srta. **Kateryn Milagros PILLACA CHILLCCE**, con el Trabajo Titulado **“EVALUACIÓN DE EFECTOS DE LA EXPLOTACIÓN DE CANTERAS DE AGREGADOS EN CAUCE DE RÍO YUCAES A LA BOCATOMA DEL SISTEMA DE RIEGO MAYZONDO - AYACUCHO”**, fue calificado con la nota de **Quince (15)** por lo que se da la respectiva **APROBACIÓN**.



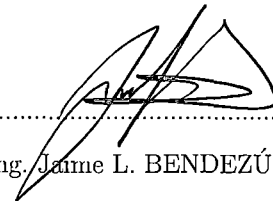
.....
MSc. Ing. Carlos A. PRADO PRADO
(Presidente)



.....
MSc. Ing. José E. ESTRADA CÁRDENAS
(Miembro)



.....
MSc. Ing. Edward LEÓN PALACIOS
(Miembro)



.....
MSc. Ing. Jaime L. BENDEZÚ PRADO
(Miembro)



.....
Ing. Floro N. YANGALI GUERRA
(Secretario Docente)

Presentación

Esta tesis que lleva por título *Evaluación de Efectos de la Explotación de Canteras de Agregados en Cauce de Río Yucaes a la Bocatoma del Sistema de Riego Mayzondo - Ayacucho* es presentado como parte de los requisitos para optar el título profesional de Ingeniero Civil de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga y no ha sido presentado previamente para la obtención de otro grado o título en esta universidad u otras. Se espera que este aporte sirva a los profesionales y estudiantes inmersos en este campo.

PILLACA CHILLOCE, KATERYN MILAGROS

katerynmilagros@gmail.com

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

AYACUCHO, DICIEMBRE DE 2015

Dedicatoria

A mi mamá Benacia, a mis Padres y Hermanos, mi gran reconocimiento y gratitud por el apoyo incondicional que me brindaron para concluir mis estudios universitarios.

Agradecimientos

A mi alma máter “Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga”, Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil por su existencia, donde obtuve conocimientos para poder desempeñar en la vida profesional de Ingeniería Civil.

A mis padres, por su dedicación y apoyo incondicional durante mi formación. A mis hermanos y familia, por el apoyo y aliento en cada logro obtenido.

Al Ing. Jaime Leonardo Bendezú Prado por su asesoría, apoyo, comprensión, sabiduría, experiencia y orientación profesional para la culminación del presente trabajo de investigación.

A los Docentes de la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil, por sus conocimientos que me brindaron a lo largo de mi formación universitaria.

A François García, que estuvo cada momento junto a mí, por su paciencia, comprensión y amor ; dándome ánimos de fuerza y valor para seguir adelante.

Finalmente, a todas aquellas personas, compañeros de estudio, amigos que me brindaron su apoyo, tiempo e información para el logro del presente trabajo de investigación.

Resumen

El presente trabajo tiene como objetivo fundamental de evaluar la influencia de la explotación de agregados en el cauce del Río Yucaes en el colapso de la bocatoma del sistema de riego Mayzondo considerando los caudales máximos, socavación y transporte de sólidos con el análisis hidrológico de la cuenca del Río Yucaes hasta el punto de aforo que es el lugar donde se construyó la bocatoma del sistema de riego Mayzondo, donde se inicia los estudios topográficos, el estudio hidrológico y el posterior transito hidráulico y así el análisis a nivel de Hidráulica Fluvial para finalmente llegar a una conclusión.

Para el presente trabajo fue necesario recopilar informaciones teóricas, obtener datos de la zona de estudio, datos de precipitaciones, levantamiento topográfico de la zona de estudio con detalle, análisis morfológico de la cuenca para el calculo de socavación, estudio de suelo de material de transporte y softwares, con lo que hizo un modelamiento hidráulico y así conocer los niveles de agua en el lecho del Río Yucaes.

Concluyendo que la explotación no controlada de agregados en el lecho del Río Yucacs influye en la inestabilidad de la bocatoma del sistema de riego Mayzondo.

Índice general

Portada	I
Presentación	I
Dedicatoria	II
Agradecimientos	III
Resumen	IV
Índice General	V
Índice de Cuadros	X
Índice de Figuras	XIV
1. Introducción	1
1.1. Antecedentes	1
1.2. Planteamiento del problema	2
1.2.1. Planteamiento Nominal	2
1.2.2. Planteamiento Operacional	3
1.3. Objetivos de la Tesis	3
1.3.1. Objetivos Generales	3
1.3.2. Objetivos Específicos	3
1.4. Delimitación del Problema	4

1.5. Organización del Estudio	4
2. Marco Teórico	7
2.1. Río	7
2.2. Cuencas Hidrográficas	8
2.2.1. Elementos de la Cuenca	8
2.2.2. Partes de una Cuenca Hidrográfica	9
2.2.3. Tipos de Cuencas	9
2.3. Socavación	10
2.3.1. Definición	10
2.3.2. Factores que Influyen en la Socavación	11
2.3.3. Formas de Socavación	15
2.3.4. Tipos de Socavación	18
2.3.5. Criterio de Cálculo de Socavación	31
2.4. Transporte de Sedimentos	62
2.4.1. Material Sólido y Mecanismo de Transporte	62
2.5. Cálculo de Arrastre de Fondo	63
2.6. Proceso Fluvio-Morfológico	72
2.6.1. Generalidades	72
2.6.2. Conceptos Básicos	72
2.6.3. Procesos de Erosión y Sedimentación	73
2.7. Marco Conceptual de Aprovechamiento de Agregados en Cauces de Ríos	82
2.7.1. Explotación de agregados en el marco de un Plan de Manejo Integral de Cuenca	82
2.7.2. Manejo Integral de Cuencas	82
2.8. Criterios y Procedimientos Técnicos de Manejo y Aprovechamiento de Áridos en Cauces de Ríos y Afluentes	84
2.8.1. Criterios técnicos aplicables	84

2.8.2.	Métodos de extracción de agregados en lechos de río	85
2.8.3.	Métodos de tratamiento	89
2.8.4.	Transporte y comercialización de agregados	93
2.8.5.	Manejo y tratamiento de aguas residuales del lavado de agregados	94
2.8.6.	Recomendaciones de buenas prácticas para manejo y tratamiento de aguas	96
3.	Características Generales del Área de Estudio	97
3.1.	Ámbito del estudio	97
3.1.1.	Ubicación	98
3.1.2.	Morfología de la Cuenca	100
3.1.3.	Delimitación y Codificación Hidrográfica de la Cuenca - Método Pfafstetter	106
3.1.4.	Caracterización de la Cuenca Cachi	107
3.1.5.	Caracterización de la Intercuenca Yucaes	111
4.	Estudio Hidrológico	113
4.1.	Generalidades	113
4.2.	Antecedentes	113
4.3.	Metodología	115
4.4.	Estudio Climatológico	116
4.4.1.	Generalidades	116
4.4.2.	Metodología	117
4.4.3.	Climatología	121
4.4.4.	Análisis de Pluviometría	127
4.4.5.	Análisis de los Parámetros Meteorológicos	142
4.4.6.	Precipitaciones Máximas en 24 horas	149
4.4.7.	Curva IDF Regional	164
4.5.	Cálculo de Caudales	169

4.5.1. Marco Referencial	169
4.5.2. Análisis Estadístico de Precipitaciones	174
4.5.3. Cálculo del Caudal de Máximas Avenidas	180
5. Estudio Hidráulico	188
5.1. Generalidades	188
5.2. Modelamiento Hidráulico	189
5.3. Trazo del Eje del Río	193
5.4. Ancho Estable Teórico del Cauce (B)	195
5.5. Características del Río	198
5.6. Datos Necesarios para la Modelación con Hec-Ras	200
6. Estudio de Hidraulica Fluvial	204
6.1. Introducción	204
6.2. Transporte de Sólidos	204
6.2.1. Transportes de Sólidos de Fondo	204
6.2.2. Transporte de Sólidos en Suspensión	210
6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos	211
6.3.1. Estudio de Socavación con Bocatoma y sin Explotación de Canteras	211
6.3.2. Estudio de Socavación con Bocatoma y Canteras en Explotación	219
6.3.3. Estudio de Socavación en Tramo Corto con Bocatoma sin Ex- plotación de Canteras	228
6.3.4. Estudio de Socavación en Tramo Corto con Bocatoma y Can- teras en Explotación.	235
7. Conclusiones y Recomendaciones	244
7.1. Conclusiones	244
7.2. Recomendaciones	247
Referencias Bibliográficas	248

ÍNDICE GENERAL

A. PLANO - PERFIL LONGITUDINAL	250
B. PLANO - PLANTA GENERAL DE LA ZONA DE ESTUDIO	252
C. PANEL FOTOGRÁFICO	254

Índice de cuadros

2.1. Factor de corrección por contracción del cauce μ , Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., 1992.	39
2.2. Coeficiente de corrección K_θ . Juárez B., E. y Rico R., A., 1992.	48
2.3. Coeficiente de corrección K_Q . Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).	48
2.4. Coeficiente de corrección K_m . Juárez B., E. y Rico R., A., 1992-.	48
2.5. Coeficiente por la forma del estribo K_f . Método de Froehlich. HEC-18. 1993.	51
2.6. Valores del factor de corrección K_f . Melville, W. B., 1992.	56
3.1. Gráfica de las áreas y longitudes parciales del lado mayor del RE . . .	101
3.2. Gráfica de las áreas y longitudes parciales del lado mayor del RE . . .	102
3.3. Gráfica de la Altitud media ponderada	104
3.4. Características de la Intercuencia Yucaes	112
4.1. Estaciones Pluviométricas del SENAMHI Evaluadas	118
4.2. Estaciones Meteorológicas del PERC - Evaluadas	119
4.3. Evaluación de Estaciones Meteorológicas	120
4.4. Clasificación Climática según Thornthwaite	124
4.5. Clasificación por Subtipos de Humedad	124
4.6. Clasificación por Subtipos de Humedad	125
4.7. Clasificación por Subtipos de Humedad	125
4.8. Climatología Estación Tambillo	127
4.9. Agrupación según su ubicación	128

ÍNDICE DE CUADROS

4.10. Estaciones base de cada grupo	128
4.11. Precipitación Mensual - Promedio Multianual PERC	130
4.12. Climatología Estación Tambillo	131
4.13. Estaciones utilizadas para la interpolación espacial de la precipitación	132
4.14. Aproximación de Funciones para la Zona de Estudio	143
4.15. Precipitación Media Anual para la Zona de Estudio	143
4.16. Estaciones Pluviométricas con datos de P24 del SENAMHI	144
4.17. Relación Altitud vs Precipitación Media Anual	144
4.18. Precipitación Total Mensual Extendida Estación Quinua	150
4.19. Precipitación Total Mensual Extendida Estación Tambillo	151
4.20. Registro Histórico de Precipitaciones Totales Mensuales (mm) - EST. HUAMANGA	152
4.21. Registro de Precipitaciones Máximas en 24 Horas (mm) - EST. HUA- MANGA	153
4.22. Registro de Precipitaciones Máximas en 24 Horas (mm) - EST. TAM- BILLO	153
4.23. Precipitación Máximas Diarias en Estaciones (mm)	154
4.24. Registro Histórico de Precipitaciones Máximas en 24 Horas (mm) . .	154
4.25. Ecuaciones de regresión de Precipitación Máxima Diaria & Altitud .	154
4.26. Ecuaciones de regresión de Precipitación Máxima Diaria & Altitud .	154
4.27. Precipitación Máximas Diarias para diferentes Periodos de Retorno (mm) - SENAMHI	155
4.28. Precipitación Máximas Diarias para diferentes Periodos de Retorno (mm) - PERC	155
4.29. Registro de Precipitaciones Diarias (mm)- Estación Putacca	156
4.30. Registro de Precipitaciones Diarias (mm)- Estación Tambillo	156
4.31. Registro de Precipitaciones Diarias (mm)- Estación Pampa Cangallo	157
4.32. Registro de Precipitaciones Diarias (mm)- Estación Cuchoquesera . .	157
4.33. Registro de Precipitaciones Diarias (mm)- Estación Allpachaca	158

4.34. Precipitaciones Máximas Estimadas Para Diferentes Periodos de Retorno	159
4.35. Hietogramas de Precipitación Total TR = 50 AÑOS Cuenca Rio Cachi - Intercuenca Yucaes P24 = 51.77	161
4.36. Hietogramas de Precipitación Total TR = 100 AÑOS Cuenca Rio Cachi - Intercuenca Yucaes P24 = 56.75	162
4.37. Hietogramas de Precipitación Total TR = 200 AÑOS Cuenca Rio Cachi - Intercuenca Yucaes P24 = 61.69	162
4.38. Datos Para la Ecuación Regional IILA-SENAMHI-UNI - REGIÓN AYACUCHO - ZONA DE ESTUDIO	165
4.39. Pprecipitaciones Para el Método Regional IILA-SENAMHI-UNI . . .	165
4.40. Precipitaciones Para El Método Regional IILA-SENAMHI-UNI . . .	165
4.41. Intensidades Para El Método Regional IILA-SENAMHI-UNI	166
4.42. Registro de Precipitaciones Máximas en 24 Horas(mm)-EST. HUAMANGA	174
4.43. Distribución de Probabilidades Precipitaciones Máximas - EST. HUAMANGA GUMBEL TIPO I	175
4.44. Precipitaciones Máximas en 24 horas (mm) - EST. TAMBILLO . . .	177
4.45. : Distribución de Probabilidades Precipitaciones Máximas - EST. HUAMANGA GUMBEL TIPO I	177
4.46. Precipitaciones Máximas Para Diferentes Periodos de Retorno - EST. HUAMANGA	179
4.47. Precipitaciones Máx. para Diferentes Periodos de Retorno - EST.HUAMANGA	181
4.48. Curvas I - D - F, Relaciones Adimensionales Red Hidrológica	181
4.49. Precipitaciones Máximas Consideradas en el Estudio (mm) - ZONA DE INTERÉS	182
4.50. Precipitaciones Máximas Consideradas en el Proyecto (mm) - ZONA DE INTERÉS	182

ÍNDICE DE CUADROS

4.51. : Distribución de Probabilidades Precipitaciones Máximas - EST. HUAMANGA GUMBEL TIPO I	183
4.52. Parámetros de Distribución Lincal de Gumbel	184
4.53. Caudal de Diseño Para Tr =100 años - MÉTODO NUMERO DE CURVA	187
4.54. Caudal de Diseño Para Tr =100 años - MÉTODO NUMERO DE CURVA	187
5.1. Valores del Coeficiente de Rugosidad de Manning para Cauces Naturales	191
5.2. Valores del Coeficiente de Rugosidad por Tramos	192
5.3. Ancho Estable por Diferentes Métodos	198
5.4. Resultados del Cálculo Hidráulico	199
5.5. Resultados del Cálculo Hidráulico	202

Índice de figuras

2.1. Cauce definido y cauce indefinido	12
2.2. Socavación en estribos de puentes	31
2.3. Mecanismo que produce la socavación local en estribos. HEC-18,(2001)	31
2.4. Zonas de la sección transversal del cauce.	33
2.5. Algunos casos de obstrucción de estribos.	44
2.6. Estribos que se prolongan hasta el cauce principal y no existe flujo en la zona de inundación. HEC-18, 1993.	45
2.7. Intersección del flujo por los estribos. Método de Artamonov. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., 1992.	47
2.8. Formas comunes de estribos. Método de Froehlich. HEC-18, 1993. . .	52
2.9. Factor de corrección K_θ . Método de Froehlich. HEC-18. 1993.	52
2.10. Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo K_θ . Melville, W. B., 1992.	56
2.11. Estribo localizado en el cauce principal con influencia de flujo en las sobrebancas. HEC-18. 1993	59
2.12. Estribos alejados del cauce principal y con puentes de alivio. HEC-18, 1993.	61
2.13. Tipos de transporte.	63
2.14. Degradación aguas abajo de una Presa	74
2.15. Erosión general producida por un flujo de avenidas.	74
2.16. Colmatación del cauce	75

ÍNDICE DE FIGURAS

2.17. Cambios fluviales producidos por un barrage	76
2.18. Profundización del lecho en la curva de un río.HOFFMANS & VER- HEIJ H. (1997)	77
2.19. Sección transversal-colmatación del cauce	79
2.20. Evolución de una avulsión: 1.- Colmatación del Cauce 2.- Erosión de Riberas 3.- Creación de un nuevo curso	79
2.21. Migración de meandros	80
3.1. Zona de Estudio	97
3.2. Ubicación Política del Distrito en Quinua en la Provincia de Huamanga.	98
3.3. Ubicación de la Cuenca Río Cachi en la Región Ayacucho	99
3.4. Cuencas de la Región Ayacucho	100
3.5. Gráfica de la pendiente del río	102
3.6. Gráfica de la curva Hipsométrica	103
3.7. Gráfica del Polígono de Frecuencia	104
3.8. Gráfica de la orden de los ríos de la Intercuenca Yucaes	106
3.9. Cuenca Río Cachi e Intercuencas	108
3.10. Red Hidrográfica de la Cuenca Cachi	110
4.1. Histograma de la precipitación anual Grupo 2A	129
4.2. Histograma de la precipitación anual Grupo 2B	129
4.3. Precipitación VS Altitud	132
4.4. Ubicación espacial de las estaciones utilizadas en la interpolación . . .	133
4.5. Precipitación Anual	134
4.6. Superposición: imagen Lansat - PP año húmedo	134
4.7. Precipitación del mes de Enero	135
4.8. Precipitación del mes de Febrero	135
4.9. Precipitación del mes de marzo	136
4.10. Precipitación del mes de Abril	136
4.11. Precipitación del mes de Mayo	137

ÍNDICE DE FIGURAS

4.12. Precipitación del mes de Junio	137
4.13. Precipitación del mes de Julio	138
4.14. Precipitación del mes de Agosto	138
4.15. Precipitación del mes de Septiembre	139
4.16. Precipitación del mes de Octubre	139
4.17. Precipitación del mes de Noviembre	140
4.18. Precipitación del mes de Diciembre	140
4.19. Precipitación Total en la Zona - Año Húmedo	141
4.20. Temperatura Máxima en la Zona	141
4.21. Correlación de Estaciones SENAMHI y PERC	145
4.22. Ecuación de Correlación Altura vs Pma	145
4.23. Ecuación de Correlación Altitud vs Pm24	146
4.24. Ecuaciones Regionales Para Diferentes Periodos de Retorno	160
4.25. Ecuaciones Regionales Para Diferentes Periodos de Retorno	161
4.26. Hietogramas Para Diferentes Periodos de Retorno	163
4.27. Hietogramas Para Diferentes Periodos de Retorno	167
4.28. Hietogramas Para Diferentes Periodos de Retorno	167
4.29. Hietogramas Para Diferentes Periodos de Retorno	168
4.30. Hietogramas Para Diferentes Periodos de Retorno	168
4.31. Distribución de Probabilidades Precipitaciones Máximas - EST. HUA- MANGA	176
4.32. Dist. de Probabilidades Precipitaciones Máximas - EST. TAMBILLO	178
4.33. Dist. de Probabilidades Precipitaciones Máximas - EST. TAMBILLO	179
4.34. Hidrograma Triangular - Zona de Estudio	182
4.35. Hidrograma SCS - Zona de Estudio	183
5.1. Terminos de la Ecuación	190
5.2. Lecho de río Yucaes aguas debajo de bocatoma Mayzondo, donde se observa el material de lecho de río.	192

ÍNDICE DE FIGURAS

5.3. Lecho del río aguas arriba de bocatoma Mayzondo con material fino debido a transporte de material de cantera aguas arriba de bocatoma.	193
5.4. Trazo para Reducir Curvas	194
5.5. Alineaciones Circulares Alternadas	194
5.6. Simulación con HEC RAS 0+320	201
5.7. Simulación con HEC RAS 0+340	201
5.8. Simulación con HEC RAS-Llanura de Inundación	203
5.9. Secciones en Planta de Tramo de Estudio	203
6.1. Acumulación de agregados en lado derecho del lecho de río imagen izquierdo remoción de material a efecto de explotación de cantera aguas debajo de bocatoma Mayzondo.	205
6.2. Acumulación de agregados margen de derecho de río y indicios de extracción de agregados margen izquierdo de río aguas abajo de bocatoma Mayzondo.	206
6.3. Cantera de agregados aguas arriba de la bocatoma con efectos de mala práctica.	211
6.4. Pendiente.	214
6.5. Casos 1 y 2: Estribos alejados del cauce principal.	215
6.6. Casos 3 y 4: Estribos al borde o en el cauce principal.	215
6.7. Valores de θ	217
6.8. Variación de Thalweg con explotación de cantera	220
6.9. Pendiente.	222
6.10. Lecho de río posterior a la explotación de cantera de agregados.	223
6.11. Casos 1 y 2: Estribos alejados del cauce principal.	223
6.12. Casos 3 y 4: Estribos al borde o en el cauce principal.	224
6.13. Valores de θ	226
6.14. Pendiente.	230
6.15. Casos 1 y 2: Estribos alejados del cauce principal.	231

ÍNDICE DE FIGURAS

6.16. Casos 3 y 4: Estribos al borde o en el cauce principal.	231
6.17. Valores de θ	233
6.18. Pendiente.	237
6.19. Efectos de vorticidad que origina la socavación Local en bocatoma Mayzondo.	238
6.20. Bocatoma Mayzondo colapsada por efectos de socavación.	238
6.21. Casos 1 y 2: Estribos alejados del cauce principal.	239
6.22. Casos 3 y 4: Estribos al borde o en el cauce principal.	239
6.23. Valores de θ	241
6.24. Parte de bocatoma Mayzondo, colapsada	243
6.25. Muro de contención de canal de riego Mayzondo colapsada en río Yucaes	243
C.1. Intersección entre los ríos Yucaes (con efectos de remoción de agrega- dos aguas arriba) y Huatatas, formando el río Chacco.	255
C.2. Generación de vorticidad por efectos de obstaculización de rocas en toma I Mayzondo y explotación de cantera de agregados aguas arriba.	255
C.3. Bocatoma I Mayzondo colapsado y al fondo aguas abajo acumulación de agregados por explotación de canteras de agregados.	256
C.4. Agregados acumulados para su explotación.	256
C.5. : Restos de bocatoma II y nuevo canal de riego Mayzondo.	257
C.6. Indicios de asentamiento y falla de muro de contención por efectos de socavación en el tramo de estudio.	257
C.7. Zona de explotación de canteras de agregados aguas arriba próximo al puente carrozable Muyurina y chancadora respectiva.	258
C.8. Determinación de la densidad de muestra de agua del río Yucaes . . .	258
C.9. Determinación de la densidad de agua de río Yucaes con densímetro.	259

Capítulo 1

Introducción

1.1. Antecedentes

Mayzondo actualmente cuenta con la bocatoma del sistema de riego en estado de colapso, las cuales requieren de una renovación, pues dicha estructura se encuentra casi inexistente ya que fue arrasada por las crecidas del Río Yucaes y por diferentes factores.

El Río Yucaes, como todo río de la Sierra, está caracterizado por descargar un flujo irregular, torrentoso y turbulento en sus épocas de crecidas, más aún cuando éste se incrementa con la presencia permanente de pequeños ríos afluentes por ambos márgenes, estando más propenso a generar daños en la bocatoma u otra estructura hidráulica construida en el cauce del Río Yucaes. Así mismo se han ejecutado bocatomas para dicho sistema de riego, probablemente con los diseños adecuados; sin embargo, no se consideraron los efectos que podrían originar la explotación de canteras de agregados en el cauce del Río Yucaes aguas arriba y aguas abajo de dicha estructura que como consecuencia originan la vulnerabilidad de la estructura hidráulica ante estos eventos.

La zona de estudio se encuentra en la margen derecha del Río Yucaes (correspondiente a la Intercuenca Yucaes). El inicio del ámbito de estudio se encuentra ubicada en la localidad de Muyurina (Ayacucho) y finaliza en el desembocadura del Río Huatatas.

1.2. Planteamiento del problema

En el lecho del Río Yucaes ya se construyeron bocatomas para el sistema de riego Mayzondo y todas colapsaron. Se sabe que una de las principales causas de colapso de las estructuras hidráulicas es la socavación. Por tal razón, es de mucha utilidad definir el tipo y la magnitud de socavación que genera el río en las fundaciones de la bocatoma y analizar los efectos que originan la explotación de agregados próximos a esta estructura.

Actualmente Mayzondo cuenta con la bocatoma en estado de colapso, el Río Yucaes por ser un río de la Sierra se caracteriza por descargar un flujo irregular, torrencioso y turbulento en sus épocas de crecidas, más aún cuando éste se incrementa por la existencia de transporte de sólidos tanto en suspensión como de fondo, todo transporte de sólidos es un problema debido al incremento del esfuerzo cortante por el incremento de la densidad del fluido bifásico, donde estos materiales podrían originarse por la remoción de material en cantera de agregados y variación de la topografía del lecho del río estando más propenso a generar socavaciones o transporte de sólidos, causando daños materiales, por esta razón contempla riesgos y amenazas más frecuentes en épocas de lluvias a las estructuras hidráulicas, con la explotación de canteras de agregados próximos a la bocatoma se puede intensificar la vulnerabilidad a ser arrasada dicha estructura por ubicarse en el cauce del río.

1.2.1. Planteamiento Nominal

En los periodos de lluvias, las estructuras hidráulicas en el lecho del Río Yucaes soportan las fuertes corrientes de agua del río originándose socavaciones y sedimentaciones amenazando un colapso de la bocatoma Mayzondo.

El principal problema desde el punto de vista de la hidráulica es que las bocatomas del sistema de riego Mayzondo, al paso de una creciente del río se ven afectadas por efectos de socavación y transporte de sólidos que es mayor con la explotación de agregados en el lecho del Río Yucaes próximos a esta estructura.

1.2.2. Planteamiento Operacional

1.2.2.1. Problema Principal

- ¿Como la explotación de agregados en el cauce del Río Yucaes influye en el colapso de la bocatoma del sistema de riego Mayzondo?

1.2.2.2. Problemas Secundarios

- ¿En que medida el transporte de sólidos influye en el colapso de la bocatoma del sistema de riego Mayzondo?
- ¿En que medida la variación de la morfología del lecho del Río Yucaes por la explotación de las canteras de agregado influye en el colapso de las bocatomas del sistema de riego Mayzondo?
- ¿En que medida la topografía del lecho del río influye en la falla de las bocatomas del sistema de riego Mayzondo?
- ¿Como el mal manejo de la explotación de las canteras de agregados influirá en la inestabilidad de las bocatomas del sistema de riego Mayzondo?

1.3. Objetivos de la Tesis

Los objetivos que guían el desarrollo de esta investigación son:

1.3.1. Objetivos Generales

- Evaluar en que medida la explotación de agregados en el cauce del Río Yucaes influye en el colapso de la bocatoma del sistema de riego Mayzondo.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Evaluar en que medida el transporte de sólidos influye en el colapso de la bocatoma del sistema de riego Mayzondo.

- Evaluar en que medida la variación de la morfología del lecho del Río Yucaes por la explotación de las canteras de agregado influye en el colapso de las bocatomas del sistema de riego Mayzondo.
- Evaluar en qué medida la topografía del lecho del río influye en la falla de las bocatomas del sistema de riego Mayzondo.
- Evaluar como el mal manejo de la explotación de las canteras de agregados influirá en la inestabilidad de las bocatomas del sistema de riego Mayzondo.

1.4. Delimitación del Problema

El área de influencia del estudio contempla el lecho del Río Yucaes (correspondiente a la Intercuenca Yucaes). El inicio del ámbito de estudio se encuentra ubicada en la localidad de Muyurina (Ayacucho), hacia aguas arriba del río del mismo nombre y culmina en la intersección del Río Yucaes con el Río Huatatas, con una altitud del punto más bajo de 2485 m.s.n.m. hasta una altitud del punto más alto de 2494 m.s.n.m. y abarca en un extensión de aproximadamente 10.76 hectáreas de área, limita por el norte con el Distrito de Tambillo, por el este con el Río Huatatas, por el oeste con el puente carrozable Muyurina, por el Sur con el Distrito de Tambillo de la Provincia de Huamanga de la Región de Ayacucho.

La población beneficiaria directamente será de aproximadamente 820 habitantes de la Localidad de Mayzondo en el Distrito de Quinoa margen derecho del Río Yucaes y pobladores de la Localidad de Muyurina en el Distrito de Tambillo margen izquierdo de dicho río.

1.5. Organización del Estudio

El presente trabajo esta organizado de tal forma que primero se haga un recuento de los conocimientos de socavación y transporte de sedimentos, luego se explica

las características del área de estudio, para proceder con los estudios hidrológicos, hidráulicos y de hidráulica fluvial que permitan cumplir los objetivos planteados para la presente tesis. A continuación se detalla la estructura que seguirá el desarrollo de la presente investigación:

- El **Capítulo 1**, describe todo lo concerniente a la parte introductoria de la presente investigación. Se hace un análisis de lo que se quiere investigar, se describe el sustento que justifique la importancia de la investigación y se delimita los objetivos que persigue la presente investigación.
- En el **Capítulo 2**, se hace una mirada al marco teórico de las cuencas hidrográficas, ríos y socavación; los factores que influyen en la socavación, tipos de socavación, especialmente los criterios de cálculo de la socavación. También el transporte de sedimentos, el cálculo del arrastre de fondo y los procesos fluvio morfológicos.
- **Capítulo 3**, en esta parte se describe ampliamente las características de la cuenca de estudio, la cuenca Cachi y la intercuenca Yucaes; como la ubicación, la morfología, delimitaciones y codificación, el cálculo de los parámetros de forma, parámetros de relieve de la cuenca y parámetros de la red hidrográfica.
- En el **Capítulo 4**, se describe el estudio hidrológico, la información hidrometeorológica de la cuenca a partir de la misma información de las cuencas aledañas. Incluye la metodología, el estudio climatológico y el cálculo de los caudales.
- El **Capítulo 5**, El estudio hidráulico tuvo por objeto obtener un modelo que represente con buena aproximación las condiciones reales del comportamiento natural de los niveles del río en el sitio y permita establecer el rango natural de desniveles generados.
- En el **Capítulo 6**, se describe el estudio de hidráulica fluvial que combina conceptos de Hidrología, Hidráulica General, Geomorfología y Transporte de

1.5. Organización del Estudio

sedimentos. Se verá el comportamiento hidráulico a los caudales y niveles medios y extremos, las variaciones del fondo por socavación y sedimentación, la capacidad de transporte de sedimentos.

- El **Capítulo 7**, abarca las conclusiones que se obtuvieron durante la realización de la presente tesis y las recomendaciones según las experiencias adquiridas.
- En la **Bibliografía**, se presenta el material e información utilizada en el presente estudio.

Capítulo 2

Marco Teórico

2.1. Río

Es una corriente natural de agua que fluye con continuidad. Posee un caudal determinado y desemboca en el mar, en un lago o en otro río, en cuyo caso se denomina afluente. La parte final de un río es su desembocadura.

Las variaciones de caudal lo define el régimen hidrológico, estas variaciones temporales se dan durante o después de las tormentas. En casos extremos se puede producir la crecida cuando el aporte de agua es mayor que la capacidad del río para evacuarla, desbordándose y cubriendo las zonas llanas próximas.

El agua que circula bajo tierra (caudal basal) tarda mucho más en alimentar el caudal del río y puede llegar a él en días, semanas o meses después de la lluvia que generó la esorrentía.

Los desbordamientos en los tramos bajos de las corrientes naturales donde la pendiente del cauce es pequeña y la capacidad de transporte de sedimentos es reducida, puede provocar inundaciones, las cuales pueden traer consecuencias socioeconómicas graves en la medida que afecten asentamientos humanos, centros de producción agrícola o industrial e infraestructura vial.

Para controlar el nivel máximo dentro de la llanura de inundación, se deben colocar protecciones, entre las alternativas de obras de defensas fluviales se puede mencionar: Limpieza y rectificación del cauce, obras de canalización, obras de abovedamiento, entre otras.

2.2. Cuencas Hidrográficas

Es la porción de territorio drenada por un único sistema de drenaje natural. Una cuenca hidrográfica se define por la sección del río al cual se hace referencia y es delimitada por la línea de las cumbres, también llamada “divisor de aguas” o “divisoria de aguas”, a partir de la sección de referencia. En la medida en que se avanza hacia aguas abajo, la superficie de la cuenca va aumentando.

2.2.1. Elementos de la Cuenca

■ El Río Principal

El río principal actúa como el único colector de las aguas. A menudo la elección del río principal es arbitraria, pues se pueden seguir distintos criterios para su elección (el curso fluvial más largo, el de mayor caudal medio, el de mayor caudal máximo, el de mayor superficie de cuenca, etc.).

■ Los Afluentes

Son los ríos secundarios que desaguan en el río principal. Cada afluente tiene su respectiva cuenca, denominada sub-cuenca

■ El Relieve de la Cuenca

El relieve de la cuenca es variado. Está formado por las montañas y sus flancos; por las quebradas, valles y mesetas.

■ Las Obras Humanas

Las obras construidas por el hombre, también denominadas intervenciones an-

drógenas, que se observan en la cuenca suelen ser viviendas, ciudades, campos de cultivo y vías de comunicación. El factor humano es siempre el causante de muchos desastres dentro de la cuenca, ya que se sobreexplota la cuenca quitándole recursos o “desnudándola” de vegetación y trayendo inundaciones en las partes bajas.

2.2.2. Partes de una Cuenca Hidrográfica

■ Cuenca Alta

Es la parte de la cuenca hidrográfica en la cual predomina el fenómeno de la socavación. Es decir que hay aportación de material terreo hacia las partes bajas de la cuenca, visiblemente se ven trazas de erosión.

■ Cuenca Media

Es la parte de la cuenca hidrográfica en la cual mediamente hay un equilibrio entre el material sólido que llega traído por la corriente y el material que sale. Visiblemente no hay erosión.

■ Cuenca Baja

Es la parte de la cuenca hidrográfica en la cual el material extraído de la parte alta se deposita.

2.2.3. Tipos de Cuencas

Existen tres tipos de cuencas hidrográficas:

- Exorreicas: avanan sus aguas al mar o al océano.
- Endorreicas: desembocan en lagos o lagunas, siempre dentro del continente.
- Arreicas: las aguas se evaporan o se filtran en el terreno. Los arroyos, aguadas y cañadones de la meseta central patagónica pertenecen a este tipo, ya que no desaguan en ningún río u otro cuerpo hidrográfico de importancia.

2.3. Socavación

2.3.1. Definición

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

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

La capa límite tridimensional tiene parte de su fundamento en las ecuaciones que gobiernan el flujo isotérmico y estacionario de un fluido newtoniano, despreciando los efectos gravitatorios y de compresibilidad; estas expresiones son las denominadas ecuaciones de Navier-Stokes, las cuales incluyen las ecuaciones de continuidad y de cantidad de movimiento.

Además, las grandes diferencias existentes entre los diferentes ríos y la variación en el tiempo de los factores dominantes en el proceso, hacen que la socavación sea un fenómeno inestable difícil de estudiar experimental o analíticamente, ya que modificaciones en el patrón de flujo producen modificaciones en la capacidad de transporte de sedimentos. Y por tal razón, se inducen alteraciones en el lecho que hacen variar de nuevo el patrón de flujo antes de haberse logrado el equilibrio. Es por esto, que en los estudios de socavación es necesario combinar los análisis teóricos con la información de campo y sobre todo con resultados de modelos físicos.

Usualmente, en la socavación que se produce al pie de un obstáculo se superponen los efectos relacionados con el régimen del río y los que producen la obstrucción por sí misma.

2.3.2. Factores que Influyen en la Socavación

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

2.3.2.1. La Geomorfología

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

Aunque los fenómenos de erosión pueden ocurrir naturalmente, también las actividades del hombre, tales como la explotación de la corriente, construcción de represas y estructuras, o las alteraciones del canal originan cambios importantes, alterando así el equilibrio natural del lecho. Todos los ríos aluviales tienen gran posibilidad de cambios de pendiente por la degradación o la sedimentación y normalmente se

reacomodan a su condición normal estable.

Dependiendo del patrón del canal, el cauce en un tramo o sección dado puede ser definido o indefinido. El canal se entiende es la franja por donde corre el río en un momento determinado.

- **Cauce definido:** cuando la corriente de estiaje fluye por un solo canal con límites bien demarcados. (Figura 2.1)
- **Cauce indefinido:** cuando la corriente va por pequeños cauces o brazos que se entrecruzan en una misma sección transversal. (Figura 2.1)

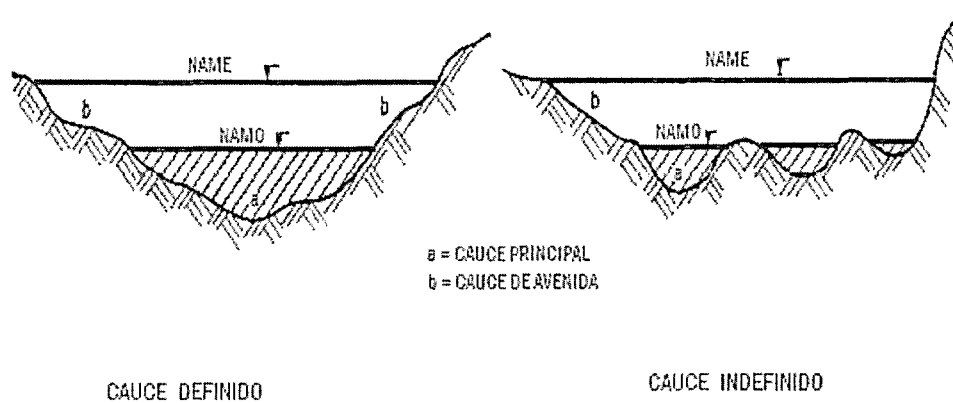


Figura 2.1: Cauce definido y cauce indefinido

2.3.2.2. Granulometría

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

El material de fondo no es uniforme, por lo cual el sedimento puede presentar una gran variedad de diámetros, sobre todo en el caso de los ríos de montaña, en los que hay presencia de cantos rodados y piedras de gran tamaño mezclados con material

arenoso, por lo cual se dificulta estimar el radio hidráulico.

En un río en pie de monte o de llanura se suele tener un tamaño de sedimento que es prácticamente uniforme y es aceptable utilizar un solo diámetro específico. Cuando esto no es posible, hay varios criterios para tomar la decisión sobre el diámetro más representativo.

2.3.2.3. Diámetro de Sedimentación

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

2.3.2.4. Forma de las Partículas

La forma es una característica no muy importante para el fenómeno de la socavación, pero junto con el tamaño, define alguna de sus propiedades físicas. La forma se puede determinar a través de la redondez, la esfericidad y el factor de forma.

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

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

Establecido el peso de la parafina adherida a la partícula y el espesor de la película se puede determinar el área de aquélla.

2.3.2.5. Peso Específico

El peso específico relativo de un cuerpo es la razón entre su peso y el de un volumen igual de agua destilada a la temperatura de 4° C. El peso específico absoluto es la relación entre peso y volumen.

El cuarzo es el mineral más común en la composición de los sedimentos transportados por el viento o el agua, aunque otros muchos minerales también forman parte de su composición. Es por esta razón que el peso específico relativo de las arenas es muy próximo al del cuarzo (2650 kg/m^3) y éste es el valor que más frecuentemente se emplea.

2.3.2.6. Geometría del Cauce

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

- **Pendiente longitudinal:** es uno de los factores más importantes que inciden en la capacidad que tiene el cauce para transportar sedimentos, pues afecta directamente la velocidad del agua. En los tramos de pendiente fuerte, donde las pendientes son superiores al 3 %, las velocidades de flujo son tan altas que pueden mover como carga de fondo sedimentos de diámetros mayores a 5 cm, además de los sólidos que ruedan por desequilibrio gracias al efecto de lubricación producido por el agua. En cauces naturales la pendiente longitudinal se mide a lo largo de la línea del agua, y no del fondo, debido a la inestabilidad e irregularidades del fondo. En los períodos que tienen un caudal más o menos estable es posible relacionar las pendientes con los caudales utilizando registros de aforos.
- **Sección transversal:** en los cauces naturales las secciones transversales son irregulares y la medición de sus características geométricas se realiza con levantamientos topográficos. La línea que une los puntos más profundos de las secciones transversales a lo largo de la corriente se denomina thalweg. En las corrientes de lecho aluvial se observan continuas variaciones en las secciones transversales y en la línea del thalweg. Las magnitudes y frecuencias de estas variaciones dependen del régimen de caudales, de la capacidad de transporte de sedimentos, y del grado de estabilidad del cauce.

2.3.2.7. Régimen de flujo

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

2.3.2.8. Viscosidad del agua:

La viscosidad del agua representa un factor importante en el estudio de los cauces naturales. Esta viscosidad depende principalmente de la concentración de la carga de sedimentos en suspensión, y en menor escala de la temperatura. En cauces limpios, o sea aquéllos en los que la concentración de sedimentos es menor del 10 % en volumen, el agua se puede considerar como de baja viscosidad (1 centipoise). En el caso extremo, cuando se conforman flujos de lodo, donde la proporción volumétrica entre el sedimento y el líquido sobrepasa el 80 %, la viscosidad es alta (4000 poises). Las fórmulas empíricas de flujo en corrientes naturales se han desarrollado para corrientes de agua limpia, por lo tanto, las velocidades que se calculan con estas fórmulas resultan más altas que las velocidades reales cuando se aplican a flujos viscosos.

2.3.3. Formas de Socavación

Dos formas de socavación se presentan en un cauce según que haya o no haya movimiento de sedimentos desde aguas arriba: socavación en lecho móvil y socavación en agua clara.

2.3.3.1. Socavación en lecho móvil

Se presenta cuando hay transporte de sedimentos del lecho desde aguas arriba hasta el sitio donde se encuentra la estructura y por lo tanto parte de este sedimento queda atrapado en el hueco de socavación. En este caso, la socavación alcanza equilibrio cuando la cantidad de material que es transportado iguala la cantidad de material que es removido. Se le conoce también como socavación en lecho vivo.

2.3.3.2. Socavación en agua clara

Se presenta cuando no hay transporte de sedimentos del lecho desde aguas arriba hacia el sitio de la estructura y por lo tanto no hay reabastecimiento del hueco socavado. En este caso, la socavación alcanza equilibrio cuando el esfuerzo cortante en el lecho es menor que el requerido para el inicio del movimiento de las partículas, o sea cuando el flujo no puede remover más partículas del hueco formado.

Situaciones típicas de socavación en agua clara se presentan cuando:

- El cauce está formado por materiales muy gruesos.
- Depósitos locales de materiales de lecho con tamaño más grande que el tamaño de la partícula arrastrada por la corriente.
- Cauces acorazados donde la fuerza tractiva es suficientemente alta como para penetrar el lecho en la zona de pilas y estribos.
- Canales con vegetación donde el flujo solo puede penetrar la cubierta en la zona de pilas y estribos.
- Corrientes de baja pendiente y flujos bajos.

2.3.3.3. Condición crítica para socavación en lecho móvil y en agua clara

a. Sedimentos uniformes $\sigma_g < 3$

$\sigma_g = D_{84}/D_{50}$ para sedimentos como gravas y arenas. Las ecuaciones de

transporte de sedimentos pueden usarse para calcular la velocidad crítica para inicio del movimiento de sedimentos y determinar si existen condiciones de agua clara o lecho móvil en un tramo con flujo sin obstrucciones y sin vegetación. Si la velocidad crítica V_c calculada es mayor que la velocidad media del flujo V , se presentan condiciones de socavación en agua clara tanto si el material del cauce es uniforme o no. De ser la velocidad crítica menor que la velocidad media del flujo, se tendrán condiciones de socavación en lecho móvil.

- Agua clara

$$V < V_c \quad (2.3.1)$$

- Lecho móvil

$$V > V_c \quad (2.3.2)$$

Las siguientes ecuaciones son comúnmente usadas para determinar la forma de transporte de sedimentos.

$$V = C\sqrt{RI} = 1/nR^{2/3}I^{1/2} \quad (2.3.3)$$

$$V_c = 6,19h^{1/6}D_{50}^{1/3} \quad (2.3.4)$$

Estas ecuaciones se pueden aplicar a cualquier zona del cauce sin vegetación. Sin embargo, para la mayoría de los casos, la presencia de vegetación en las laderas ofrece un efecto protector y como generalmente las velocidades del flujo son bajas en estas zonas, es de suponerse que la forma de socavación sea en agua clara.

En términos de la tasa de transporte de sedimentos

$$dQ_s/dt = q_{s1} - q_{s2} \quad (2.3.5)$$

Donde:

dQ_s/dt = Variación de la socavación local en volumen por unidad de tiempo

q_{s1} = capacidad del flujo para transportar sedimentos por fuera del hueco de socavación en volumen por unidad de tiempo.

q_{s2} = capacidad del flujo sin obstrucciones para transportar sedimentos hacia el hueco de socavación en volumen por unidad de tiempo.

- Agua clara

$$0 \cong q_{s2} \ll q_{s1} > 0 \quad (2.3.6)$$

- Lecho móvil

$$q_{s1} \geq q_{s2} > 0 \quad (2.3.7)$$

b. Sedimentos no uniformes $\sigma g > 3$

$\sigma g = D_{84}/D_{50}$ para sedimentos como gravas y arenas. Los siguientes límites definen las condiciones críticas para socavación en agua clara y en lecho móvil, (Melville B. W., 1988; Shen, H. W. y Schneider V. R., 1969).

- Agua clara: ocurre acorazamiento del cauce

$$V_c < V_y V < V_a \quad (2.3.8)$$

- Lecho móvil

$$V > V_a \quad (2.3.9)$$

Los lineamientos para calcular la velocidad de acorazamiento no están claramente definidos y B. W. Melville es uno de los pocos que ha presentado un procedimiento para determinarla en asocio con un método propuesto.

2.3.4. Tipos de Socavación

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

son:

- Socavación general del cauce.
- Socavación transversal en estrechamiento o por contracción.
- Socavación en el lado exterior de las curvas.
- Socavación local.

2.3.4.1. Socavación general del cauce

La socavación general es el descenso del nivel del fondo de un río a lo largo de todo su cauce. Se produce al presentarse una creciente y es debida al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente; en virtud de su mayor velocidad. Para mantener el equilibrio, cuando se aumenta la capacidad de arrastre del río, el mismo toma material del fondo, lo que produce la erosión. Al disminuir el caudal una vez finalizada la crecida, disminuye también la capacidad de arrastre y los sedimentos vuelven a ser depositados, por ende, el fondo vuelve a su nivel original, excepto en los lugares donde el cauce ha cambiado de lugar. La socavación general del cauce se produce independientemente de la presencia de cualquier estructura en él.

2.3.4.2. Socavación transversal en estrechamiento o por contracción

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

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

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

2.3.4.3. Socavación en el lado exterior de las curvas

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

2.3.4.4. Socavación local

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

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

Para cuantificar la socavación, se han empleado algunas soluciones teóricas, aunque resultan bastantes complicadas, puesto que los patrones de escurrimiento son difíciles de evaluar y también la intersección entre los sedimentos y las propiedades del flujo.

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

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

La ecuación dinámica del escurrimiento de caudales líquidos es la siguiente:

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\alpha V^2}{2g} \right) = -\frac{1}{g} \frac{\alpha V}{\alpha t} - I \quad (2.3.10)$$

Donde:

$h = h(x, t)$ = profundidad de escurrimiento en función de la distancia x , y del tiempo, t , z es el nivel de fondo.

$\frac{\partial z}{\partial x}$ = inclinación del fondo.

V = velocidad media de escurrimiento.

g = aceleración de gravedad.

α = coeficiente de corrección de la velocidad media.

I = pérdida de carga que, en escurrimiento con interés práctico, es aproximadamente igual a la inclinación de la línea de energía.

La ecuación de continuidad, puede ser escrita de la siguiente forma, tomando la forma clásica de Saint-Venant:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (2.3.11)$$

Donde:

B = ancho de escurrimiento.

Q = caudal total.

La ecuación de escurrimiento del caudal sólido relaciona el transporte con los parámetros de escurrimiento y del material de fondo. En el caso de escurrimiento uniforme y transporte generalizado, puede ser expresado por la siguiente relación:

$$\frac{q_s}{d^{3/2} \gamma_s \sqrt{g(s-1)}} = \varphi \left(\frac{(s-1)d}{\mu RI} \right) \quad (2.3.12)$$

Donde:

s = peso específico relativo de los sólidos.

γ_s = peso específico del sedimento.

d = diámetro característico del material del fondo.

q_s = caudal unitario sólido.

μ = coeficiente que traduce la influencia relativa de la forma y de la rugosidad del material del fondo.

$$\mu = \left(\frac{\frac{V}{\sqrt{RI}}}{18 \log \left(\frac{12R}{k_s} \right)} \right)^{3/2} \quad (2.3.13)$$

El numerador de la fracción anterior representa el coeficiente de Chézy global, el

denominador es un coeficiente de Chézy relacionado con la rugosidad y k_s es la rugosidad de Nikuradse considerada para el d_{90} .

Si se usa la ecuación de Meyer-Peter y Müller, la expresión de escurrimiento uniforme y transporte generalizado es la siguiente:

$$\frac{q_s}{d^{3/2}\gamma_s\sqrt{g(s-1)}} = 8\left(\frac{\mu RI}{(s-1)d} - 0,047\right)^{3/2} \quad (2.3.14)$$

Y la ecuación de continuidad relativa al caudal sólido puede escribirse como:

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} + (1 - \xi)\gamma_s \frac{\partial z}{\partial t} = 0 \quad (2.3.15)$$

Donde:

ξ = porosidad del material.

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

a. Influencia del transporte de sedimentos en la socavación local

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

El material extraído se puede mover por el fondo o puede incorporarse a la masa líquida, ocurriendo así transporte en suspensión. Ambos tipos de transporte se dan simultáneamente, pero en distintas proporciones, pues mientras mayor sea el caudal y menor el tamaño de las partículas, mayor grande será el caudal en suspensión; en cambio si el material es muy grueso, y las condiciones están

próximas a las de iniciación del movimiento, casi todo el transporte será por el fondo. Al momento de estudiar la socavación, es muy importante conocer si el escurrimiento ocurre con o sin transporte de sedimentos.

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

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

En escurrimientos sin transporte de sedimentos, a medida que aumenta la socavación disminuyen las velocidades y las tensiones tangenciales hasta alcanzar valores que son insuficientes para arrastrar material, alcanzándose así cierto equilibrio. Los efectos de la socavación serán mayores mientras más grande sea la velocidad del escurrimiento, para un diámetro medio de las partículas del fondo, es decir, mientras menores sean las partículas del fondo, para una velocidad de escurrimiento determinada.

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

Usualmente, el equilibrio se alcanza con más rapidez en el escurrimiento con transporte generalizado que en los escurrimientos sin transporte de material. En la socavación sin transporte se alcanza un equilibrio estático, mientras que en la socavación con transporte se alcanza un equilibrio dinámico, en el cual el valor de la socavación no se mantiene fijo sino que oscila dentro de un rango a lo largo del tiempo. Estas oscilaciones se producen por la irregularidad con la que se produce el aporte de material al foso, y son mayores si el fondo está formado por rizos o dunas que si el fondo es plano.

En la socavación con transporte de sedimentos, las más importantes son las producidas por las contracciones del escurrimiento o por la inserción de estructuras en el cauce, que no implican una obstrucción total del escurrimiento y por lo tanto no impiden el paso del material sólido transportado. En estas estructuras también puede ocurrir socavación sin transporte cuando las velocidades son inferiores a la crítica, lo cual es significativo si las estructuras se encuentran situadas en el lecho mayor del río, donde las velocidades suelen ser muy pequeñas.

b. Principios generales que caracterizan la socavación local

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

- 1) La tasa de socavación es igual a la diferencia entre capacidad de transpor-

tar material fuera del foso de socavación y la tasa de aporte de sedimentos al foso.

- 2) La tasa de socavación disminuye a medida que la sección del escurrimiento va aumentando.
- 3) La socavación siempre tiene un límite para determinadas condiciones iniciales.
- 4) El límite de la socavación se alcanza asintóticamente, con el tiempo.

c. Socavación local en pilas

Las variables que influyen en la socavación local se pueden agrupar de la siguiente manera:

- 1) Variables que definen las características del flujo: la profundidad normal y_n , la velocidad media de la corriente V , y el ángulo de incidencia ϕ .
- 2) Características del material de fondo: el diámetro de los granos d , el peso específico γ_s , la desviación típica de la curva granulométrica σ , y la forma de las partículas.
- 3) Características de la pila: el ancho b , la relación largo-ancho L/b , la forma de la pila o de sus fundaciones.
- 4) Parámetros que definen el fluido: peso específico del agua γ , viscosidad cinemática ν , y la aceleración de gravedad g .
- 5) La profundidad de la socavación local influye como variable dependiente.
- 6) Algunos autores también toman como parámetros la relación entre las condiciones vigentes del flujo y las necesarias para la iniciación del transporte de sedimentos.

d. Socavación local en estribos y estructuras similares

La socavación local en los estribos y estructuras similares, es similar a la que

se produce en las pilas; siendo las variables que influyen prácticamente las mismas que se tomaron en cuenta en la socavación local en pilas; pero además, hay que agregar a esos parámetros la ubicación de los estribos, concretamente si están en cauce principal o de avenidas.

Sin embargo, el escurrimiento que se presenta en la vecindad de un estribo suele ser más complejo que el existente alrededor de una pila, pues hay que considerar la capa límite que se desarrolla junto a la margen y la influencia que ejerce a su vez el obstáculo sobre esa capa límite.

Aguas arriba del estribo se presenta una sobreelevación de la superficie que es el resultado de la transformación parcial de la energía cinética del escurrimiento en energía potencial. Esta elevación de la superficie depende de la velocidad de escurrimiento y de las dimensiones del obstáculo, puede ser determinada con la teoría de escurrimientos potenciales.

En el caso de estribos, los gradientes verticales de velocidades de escurrimientos secundarios que intervienen en la socavación local. El gradiente de presiones inducido por el estribo provoca la separación de la capa límite junto al fondo, apareciendo un vórtice que suele llamarse vórtice principal.

En el escurrimiento no perturbado, aguas arriba del estribo, las líneas de vorticidad son paralelas al fondo y perpendiculares a la dirección del escurrimiento. La concentración de líneas de vórtice junto al obstáculo da origen a la formación del vórtice principal que bordea al estribo y se deforma aguas abajo. Además, junto al borde vertical del estribo ocurre una nueva separación del escurrimiento que origina la formación de una estela de vórtices.

Las razones que determinan la separación de la capa límite junto al estribo también hace que se separe la capa límite junto a la margen, formándose un vórtice cuyo eje en las proximidades de la superficie es vertical, luego se va inclinando y termina uniéndose al vórtice resultante de la capa límite del fondo.

La socavación en las cercanías del estribo es producto de la acción combinada de la estela de vórtices y del vórtice principal; este último es el que produce el desprendimiento de material del fondo que es arrastrado hacia aguas abajo. La estela de vórtices ayuda en el transporte de material, generando un efecto de succión que provoca la proyección de material que luego es transportado hacia aguas abajo.

A medida que se va formando el foso de socavación, el material de las paredes se va derrumbando hacia la zona más profunda de la cavidad, donde va a estar sujeto a la acción del vórtice principal. Cuando existe transporte generalizado, el acorazamiento que se da dentro del foso es producto del lavado del material que existe en esa zona y de la deposición de partículas provenientes del transporte de material desde aguas arriba, ya que hay una parte del material que por su diámetro no puede ser removido por la acción del vórtice principal.

Cuando existe transporte generalizado de sedimentos, a medida que se aumenta la pendiente del canal y la profundidad del escurrimiento, aguas abajo se forma una extensa cortina en vórtices que contribuyen a la erosión que se presenta al pie del estribo y al transporte de partículas que son depositadas aguas abajo del estribo.

Con el paso del tiempo, se observa un progresivo derrumbe de las paredes del foso y en las cercanías de los estribos, las líneas de flujo comienzan a desviarse.

Aguas arriba se observa una sobreelevación del flujo existente como consecuencia de cambio parcial de energía que provoca la presencia del obstáculo. Cuando las líneas de flujo chocan con el estribo, se generan pequeñas franjas aguas arriba y aparece un flujo que revierte en sentido contrario a la dirección de escurrimiento. Este movimiento envolvente del flujo genera junto a la margen una especie de foco de vorticidad que constituye la zona de la superficie donde nace el vórtice principal.

El flujo existente entre la cara aguas arriba del obstáculo y el centro del foco vortical, y justo en la arista de unión entre la cara frontal y la cara lateral del estribo, se produce una línea inclinada de separación más o menos paralela a la línea de flujo que sale del centro del foco vortical. En la unión entre el flujo de reborde y la línea de separación se origina el vórtice frontal que es el responsable de la expulsión de partículas hacia aguas abajo.

Las partículas removidas aguas arriba por la acción del vórtice principal cruzan frente al estribo, siguiendo la trayectoria de dicho vórtice. Al entrar en la línea de separación que se genera aguas abajo del estribo, son sometidas a la acción de estelas de vórtices, la cual, conjuntamente con los vestigios del vórtice principal, se encarga de proyectar las partículas hacia la margen aguas abajo del estribo. Una vez expulsadas las partículas, entran dentro de un centro de proyección de partículas ubicado aguas abajo, cercano al estribo.

Cuando las partículas son expulsadas con mucha fuerza, caen más allá del centro de proyección y el flujo las arrastra aguas abajo donde pueden formar un montículo o ser arrastradas por el transporte generalizado. Cuando las partículas son expulsadas con poca fuerza, caen en una zona entre el centro de proyección y la cara lateral aguas abajo del estribo, allí son proyectadas verti-

calmente y al caer se deslizan por las paredes del foso, donde son extraídas de nuevo por la acción de la vorticidad y vuelven a ser proyectadas para continuar con un proceso cíclico.

Cuando se tienen pendientes bajas (entre 0.25 % y 0.5 %) y caudales pequeños, el vórtice aguas arriba del estribo pierde intensidad y por momentos tiende a desaparecer.

En estos casos no hay recirculación del material dentro del foso, aguas arriba del estribo; y aguas abajo, se presenta una pequeña deposición de partículas, pero no se observa la proyección de partículas acostumbrada para pendiente mayores por efecto de la vorticidad. Las líneas de flujo aguas abajo de los estribos convergen al centro del canal y se cruzan.

Cuando se tienen pendientes bajas, pero el caudal que circula es superior a 20 lts/seg, se presenta un vórtice principal de gran intensidad que gira rápidamente, el cual por momentos puede separarse en una cortina de vorticidad que gira a menor velocidad, para luego volver a unificarse y recobrar su intensidad inicial. Aguas abajo se produce una socavación considerable junto a la margen y se puede encontrar deposición de material.

Con pendientes de más del 1 % y caudales de 15 lts/seg, el flujo se separa de los estribos y se cruza aguas abajo de éstos. La difusión de la vorticidad en la cercanía del fondo genera la aparición de una cortina de vórtices que pone en movimiento el material del lecho, y una parte de este material se mueve de forma cíclica.

Los métodos más empleados para el cálculo de la socavación local en estribos son los Artamonov, Liu, Laursen.

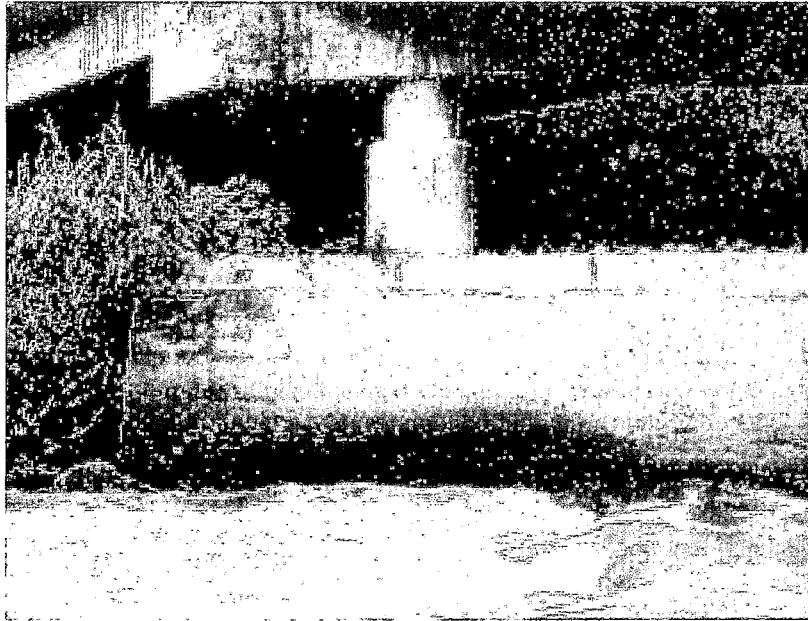


Figura 2.2: Socavación en estribos de puentes

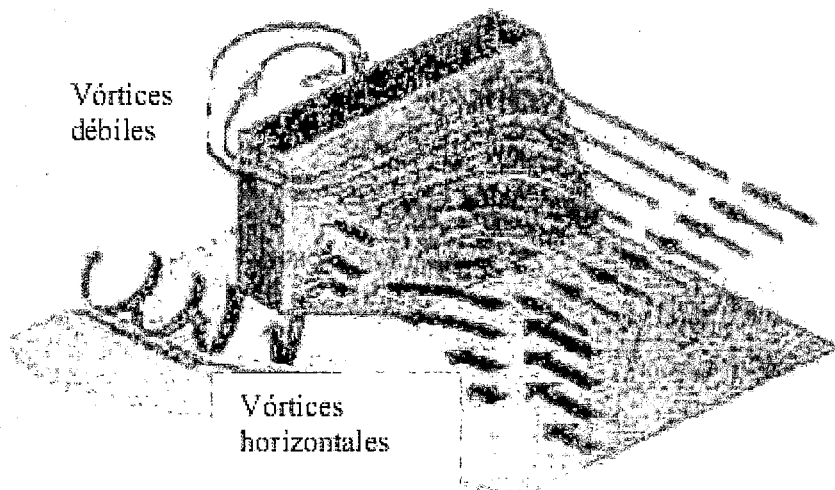


Figura 2.3: Mecanismo que produce la socavación local en estribos. HEC-18, (2001)

2.3.5. Criterio de Cálculo de Socavación

2.3.5.1. Cálculo de la forma de socavación

Algunos de los métodos para calcular profundidades locales de socavación requieren que se determine previamente la forma de socavación: en lecho móvil (vivo) o en agua clara. Para esto es necesario que se determine si el flujo en el cauce principal o

en las laderas aguas arriba del puente está transportando o no materiales para luego escoger la ecuación que resulte apropiada.

Las profundidades de socavación en lecho móvil pueden estar limitadas si existe una apreciable cantidad de partículas grandes en el fondo del cauce, caso en el cual es aconsejable usar también ecuaciones de socavación en agua clara y escoger la profundidad que resulte menor de las dos o la que a criterio resulte más representativa.

Así mismo, ecuaciones de socavación en agua clara deben usarse si es poca la cantidad de material que es transportado desde aguas arriba a la contracción o si el material es muy fino como para ser retenido en el hueco de socavación.

Para determinar si el flujo aguas arriba está transportando materiales de lecho, se debe calcular la velocidad crítica para inicio de transporte de sedimentos V_c de la partícula D_{50} y compararla con la velocidad media de la corriente en el cauce principal o en las laderas o sobrepuestas aguas arriba de la abertura del puente.

- Agua clara

$$V < V_c \quad (2.3.16)$$

- Lecho móvil

$$V > V_c \quad (2.3.17)$$

La velocidad media se determina según la ecuación de Manning y para calcular la velocidad crítica se usa cualquiera de las ecuaciones, aunque es muy usual aplicar la siguiente ecuación recomendada en HEC-18.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad (2.3.18)$$

$$V_c = 6,19h^{1/6} D_{50}^{1/3} \quad (2.3.19)$$

Donde:

V_c = velocidad crítica por encima de la cual el material de lecho con tamaño D_{50} o más pequeño es transportado (m/s).

h = profundidad del flujo(m).

D_{50} = diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50 % es menor (m).

La ecuación 2.3.19 es una simplificación de la siguiente ecuación de tipo más general:

$$V_c = \frac{K_s^{1/2}(G_s - 1)^{1/2}D^{1/2}h^{1/6}}{n} \quad (2.3.20)$$

Donde:

K_s = parámetro de Shields = 0,039

G_s = gravedad específica del material del lecho = 2,65

n = coeficiente de rugosidad de Manning = $0,041D^{1/6}$

Es importante determinar mediante observación directa en el campo los límites del cauce principal, lo que en la práctica no siempre resulta fácil de hacer, sobre todo si el cauce no está muy bien definido. Algunos criterios generales son: definir el cauce que siempre transporta agua con un período de retorno frecuente (ejemplo, $Tr = 2$ años), observar cambios bruscos de pendiente en la sección transversal del cauce, observar cambios en los materiales del cauce pues muy posiblemente el cauce principal está compuesto de partículas diferentes a las laderas o sobrecanacas.

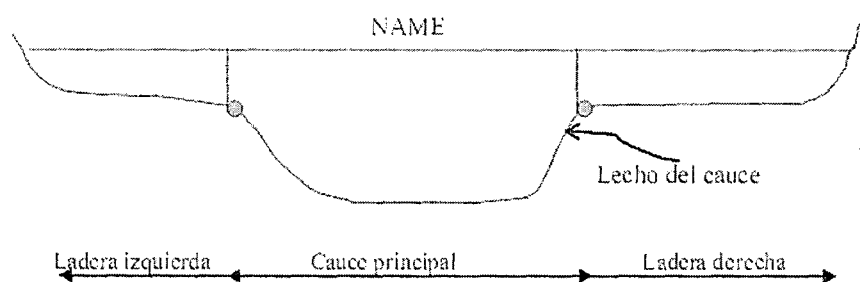


Figura 2.4: Zonas de la sección transversal del cauce.

2.3.5.2. Cálculo de la socavación general por contracción

La causa más común de socavación general es la contracción del flujo producida por la reducción de la sección del cauce por la construcción de terraplenes de acceso al puente y en menor grado por las pilas que bloquean parte de la sección recta.

Método de Lischtván-Levediev

Este es un método que permite el cálculo de la socavación general del cauce durante crecientes independientemente de que exista o no un puente. Si el método se aplica para la zona de un puente, quiere decir que se está considerando también el efecto de la contracción, y por lo tanto, éste no debe adicionarse.

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

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

Proceso de cálculo

- Velocidad media real

$$Q_d = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (2.3.21)$$

Donde:

Q_d = caudal de diseño (m³/s).

A = área hidráulica (m²).

R = radio hidráulico (m).

S = pendiente hidráulica o pendiente media del río asumiendo flujo uniforme.

n = coeficiente de rugosidad de Manning.

$$\alpha = \frac{Q_d}{AR^{2/3}} = \frac{S^{1/2}}{n} \quad (2.3.22)$$

Donde:

α = coeficiente de sección dependiente de las características hidráulicas.

$$R = \frac{A}{P} \quad (2.3.23)$$

$$A = B_e h \quad (2.3.24)$$

$$P = B_e + 2h \quad (2.3.25)$$

$R = h$, asumiendo que el perímetro mojado es igual al ancho libre de la superficie del agua, lo cual es válido para cauces muy anchos.

$$\alpha = \frac{S^{1/2}}{n} \cong \frac{Q_d}{B_e h^{5/3}} \cong \frac{Q_d}{B_e h_m^{5/3}} \quad (2.3.26)$$

$$h = h_m = \frac{A}{B_e} \quad (2.3.27)$$

$$Q_d = \alpha B_e h_m^{5/3} \quad (2.3.28)$$

Considerando que el caudal permanece constante antes y después de ocurrida la socavación, se tiene:

$$Q_d = \alpha h^{5/3} B_e = V_r H_s B_e \quad (2.3.29)$$

$$V_r = \frac{\alpha h^{5/3}}{H_s} \quad (2.3.30)$$

Donde:

V_r = velocidad real del flujo.

La condición de equilibrio se logra cuando la velocidad real y la velocidad erosiva son iguales.

■ Velocidad erosiva

a. Para suelos granulares

La velocidad erosiva es la que levanta y mantiene el material en movimiento.

$$V_e = 0,68\beta D_m^{0,28} H_s^Z \quad (2.3.31)$$

Donde:

V_e = velocidad erosiva.

β = coeficiente de frecuencia.

D_m = diámetro medio de las partículas del material granular (mm).

Z = exponente variable en función del diámetro medio de la partícula.

$$\beta = 0,7929 + 0,0973 \text{Log} T_r \quad (2.3.32)$$

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

Donde:

T_r = tiempo de retorno.

$$D_m = \Sigma D_i P_i \quad (2.3.33)$$

$$z = 0,394557 - 0,04136 \text{Log} D_m - 0,0089 \text{Log}^2 D_m \quad (2.3.34)$$

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

b. Para suelos cohesivos

La velocidad erosiva es la que es capaz de poner las partículas en suspensión.

$$V_e = 0,60 \beta \gamma_m^{1,18} H_s^x \quad (2.3.35)$$

Donde:

γ_m = peso específico de la muestra agua sedimento (t/m³).

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

$$x = 0,892619 - 0,58073 \gamma_m + 0,136275 \gamma_m^2 \quad (2.3.36)$$

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

■ **Determinación de la profundidad de socavación en suelos homogéneos**

La profundidad de socavación en cualquier punto de la sección transversal se obtiene cuando la velocidad media del cauce es igual a la velocidad erosiva ($V_r = V_e$). Conocido el perfil transversal de la sección bajo el puente antes del paso de la avenida, se escogen algunos puntos en cuyas verticales se desea conocer la profundidad de socavación. Uniendo estos puntos se obtiene el perfil de socavación. Considerando que la hipótesis del método es que el gasto en cada franja del cauce permanece constante durante el proceso erosivo, la profundidad de socavación será igual a 0 en las orillas, por lo que no se permite estimar ninguna erosión lateral de las márgenes.

Las siguientes expresiones asumen que los suelos son homogéneos y que la rugosidad del cauce es constante.

a. **Para suelos granulares**

Igualando las ecuaciones 2.3.30 y 2.3.31 se tiene:

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0,68\beta D_m^{0,28}} \right]^{1/1+z} \quad (2.3.37)$$

La anterior expresión no considera el efecto de la contracción del flujo debida a estribos y pilas, ni el peso específico del agua durante la creciente, por lo que debe corregirse mediante unos factores de ajuste cuando se trata de evaluar un puente. El factor de corrección por contracción μ es menor que 1 y contribuye al aumento de la profundidad de socavación.

Donde:

V = velocidad media en la sección transversal.

$\mu = 1.0$ si no hay obstáculos.

Cuadro 2.1: Factor de corrección por contracción del cauce μ , Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., 1992.

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

El efecto del peso específico del agua durante la creciente se considera en otro factor de corrección ψ que es mayor o igual que la unidad y su efecto es reducir la profundidad de socavación.

$$\psi = 1,0, \text{ si } \gamma_m = 1,0t/m \text{ (agua clara)}$$

Donde:

γ_m = peso específico de la muestra agua sedimento.

$$\varphi = -0,54 + 1,5143\gamma_m \quad (2.3.38)$$

Si $\gamma_m > 1,0t/m^4$ (lecho móvil)

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

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

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0,68\beta\mu\varphi D_m^{0,28}} \right]^{1/1+z} \quad (2.3.39)$$

H_s y h en (m)

D_m en (mm)

Donde:

β = coeficiente de frecuencia, (Ecuación 2.3.32)

μ = factor de corrección por contracción del cauce, (Cuadro 2.1)

φ = factor de corrección por forma de transporte de sedimentos, (Ecuación 2.3.38)

b. Para Suelos cohesivos

Igualando las ecuaciones 2.3.30 y 2.3.35 y considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico del agua durante crecientes, se tiene:

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0,60\beta\mu\varphi\gamma_s^{1,18}} \right]^{1/1+x} \quad (2.3.40)$$

H_s y h en (m)

Donde:

γ_s = peso específico del sedimento del lecho (tn/m³).

β = coeficiente de frecuencia, (Ecuación 2.3.32).

μ = factor de corrección por contracción del cauce, (Cuadro 2.1).

φ = factor de corrección por forma de transporte de sedimentos, (Ecuación 2.3.38).

■ **Determinación de la profundidad de socavación en suelos no homogéneos**

En el caso de suelos estratificados, la profundidad de equilibrio arriba de la cual los sedimentos son arrastrados físicamente por el agua, se puede obtener analíticamente por tanteos. Escogido un punto P_i , para el cual se desea calcular la posible socavación y conocida la estratigrafía bajo la sección, se procede por estratos a aplicar las ecuaciones 2.3.39 o 2.3.40 según sea el material de que estén formados. El cálculo se inicia para el estrato superior y se continúa hacia las capas más profundas. Se suspenden los tanteos cuando se llega a un estrato en donde se cumpla que la profundidad H_s calculada cae dentro de él. Esto mismo debe repetirse para varios puntos de la sección que al unirlos darán el perfil teórico del fondo socavado.

■ **Comentarios al método**

- La hipótesis de partida del método de Lischtvan-Levediev relacionada con la conservación del gasto durante el proceso erosivo, presenta el inconveniente de las diferencias en este proceso cuando en el fondo del cauce existe una zona con un material más resistente que en el resto de la sección. Esto hace que haya mayor concentración del flujo en las zonas del cauce que se van erodando y que sea menor en las zonas resistentes.
- El método no tiene en cuenta el tiempo necesario para que cada material se erosione.
- Las erosiones teóricas calculadas se presentan en un tiempo corto en materiales sueltos pero se requiere cierto tiempo para que el material cohesivo se socave, tiempo que puede ser mayor que el tiempo de duración de la avenida.
- El método considera el efecto de la curvatura ya que permite el cálculo de la socavación en cada vertical de la sección transversal. El tirante de

agua correspondiente a la parte externa de la curva es mayor y por tanto la socavación también lo es.

2.3.5.3. Cálculo de la socavación local en estribos y estructuras similares

Algunos métodos existen para la determinación de la socavación local en estribos: Liu, Chang y Skinner, Laursen, Artamonov, Froehlich, HIRE y Melville. Sin embargo, la incertidumbre existente con relación a la aplicabilidad y a los resultados de las ecuaciones es mayor que para pilas.

Todas las ecuaciones existentes tienen limitaciones de tipo práctico. Por ejemplo, las ecuaciones han sido desarrolladas para cauces de lecho arenoso y no tienen en cuenta la posibilidad de acorazamiento. Las ecuaciones para el cálculo de la socavación en estribos se basan en información de laboratorio y muy poca información de campo existe para su verificación. Casi todas las ecuaciones dan valores muy conservadores de socavación debido a que consideran que el estribo está en el cauce principal formado por lechos aluviales y a que asumen que el caudal de agua obstruido es proporcional a la longitud del estribo, lo que es raro que ocurra en la realidad.

La socavación en los estribos depende de la forma del estribo, las características del sedimento, la forma de la sección transversal, la profundidad del flujo en el cauce principal y en las laderas del estribo, el caudal que es interceptado por el estribo y retorna al cauce principal, el alineamiento del cauce, el tiempo de duración de la creciente, etc.; factores que no se reflejan debidamente en las ecuaciones existentes.

La socavación en estribos puede ser en agua clara o en lecho móvil (vivo), dependiendo en muchos casos de si el estribo está en las laderas o sobrepuestas o si está metido en el cauce principal.

En muchos casos, los estribos pueden diseñarse a criterio del ingeniero con profun-

didades de cimentación menores que las dadas por las ecuaciones si van a estar protegidos con enrocado colocado hasta el lecho, o si se construyen diques encauzadores aguas arriba del estribo, u otro tipo de protección. Factores económicos deben considerarse para tomar la decisión final sobre la profundidad de socavación en estribos y su forma de protección.

La socavación local en estribos depende de la interacción del flujo obstruido por el estribo y el aproche de la vía y el flujo en el cauce principal. El caudal que retorna al cauce principal no es una función simple de la longitud de la estructura y es precisamente la longitud del estribo que se opone al paso del agua el parámetro mas importante que interviene en el cálculo de la profundidad de socavación local. Socavación más severa ocurre cuando la mayor parte del flujo de las laderas es obstruido y obligado a pasar abruptamente por la abertura del puente. Menos socavación ocurre si el flujo obstruido en las laderas regresa gradualmente al cauce principal en el puente.

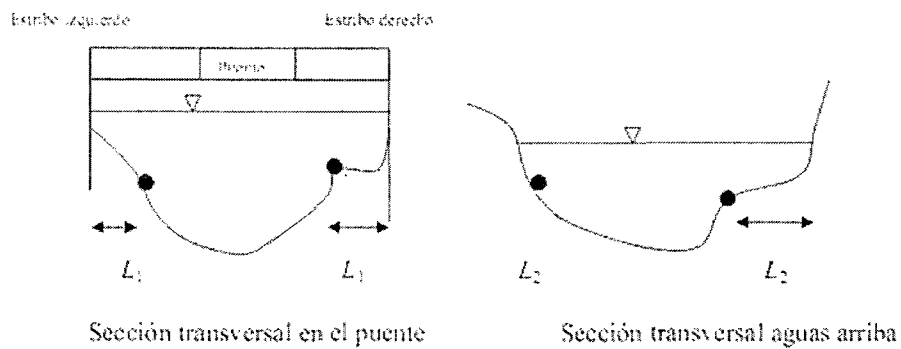
Un método simple para determinar la longitud del estribo que se opone al paso del agua es superponer la estructura del puente a la del cauce aguas arriba y ver qué tanto cada estribo obstruye el paso del agua. Esto resulta válido para puentes por construir, pero no es así cuando el puente ya está construido y el cauce natural está afectado por los terraplenes de acceso. En este caso, se recurre a comparar una sección de aguas arriba con la sección en el puente, las que pueden ser diferentes en el ancho del cauce principal y estar afectadas por los terraplenes de aproximación, por lo que en vez de superponerlas mecánicamente, es mejor analizar el comportamiento real del flujo y determinar a criterio lo que de verdad el estribo está obstaculizándolo. Para ello, hay que definir en el campo cuales son los extremos del cauce principal, o sea el que lleva agua durante crecientes de cierta frecuencia. Esto se determina por observación directa de cambios de pendiente en la sección transversal, cambios de color en el suelo o en la vegetación o cualquier otro indicio que lleve a diferenciar el

cauce principal del cauce de inundaciones. La Figura 2.2 ilustra algunas de los casos que se pueden presentar dependiendo de la ubicación del estribo y de los niveles de inundación tanto en la zona del puente como en la sección transversal aguas arriba.

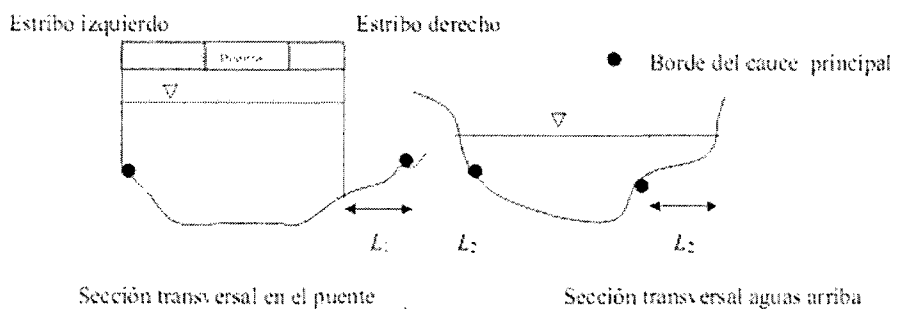
L_1 = longitud entre el borde del cauce principal y la pared del estribo (izquierdo o derecho)

L_2 = longitud entre el borde del cauce principal y el punto de intercepción del agua con la ladera.

L = longitud del estribo que se opone al paso del agua.



Casos 1 y 2. Estribos alejados del cauce principal



Casos 3 y 4. Estribos al borde o en el cauce principal.

Figura 2.5: Algunos casos de obstrucción de estribos.

Las longitudes se consideran positivas cuando se miden desde el borde del cauce principal hacia el exterior y negativas si se miden desde aquel hacia el interior del cauce.

- Caso 1. Estribo izquierdo, $L_1 > L_2$
 $L = L_2 - L_1$; $L =$ negativo y por lo tanto el estribo no obstruye el paso del agua $L=0$
- Caso 2. Estribo derecho, $L_2 > L_1$
 $L = L_2 - L_1$
- Caso 3. Estribo izquierdo, $L_1 = 0$
 $L = L_2 - L_1$; $L = L_2$
- Caso 4. Estribo derecho, $L_1 =$ negativo
 $L = L_2 - (-L_1)$; $L = L_2 + L_1$

A. Método de Liu, Chang y Skinner

El método se basa en una ecuación resultante de estudios de laboratorio y análisis dimensional realizados en 1961 y se aplica para las siguientes condiciones que se ilustran en la Figura 2.6:

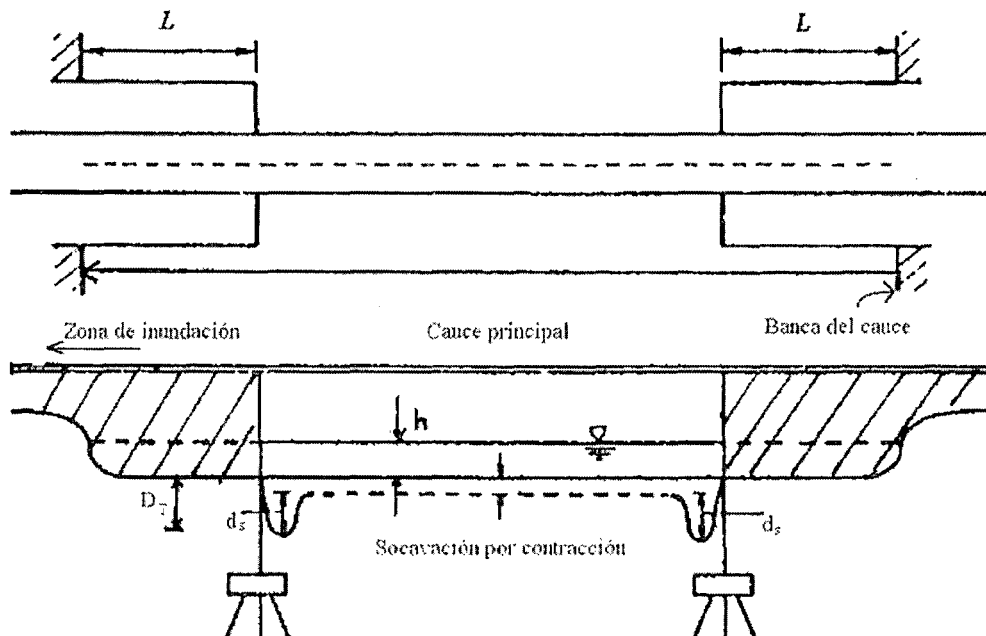


Figura 2.6: Estribos que se prolongan hasta el cauce principal y no existe flujo en la zona de inundación. HEC-18, 1993.

Socavación en lecho móvil

- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal.
- No existe flujo sobre las bancas del cauce de inundación.
- El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua ($L/h < 25$).

Flujo subcrítico

- Lecho del cauce arenoso.
- Las ecuaciones deben ser ajustadas por un factor de corrección K_θ para considerar el efecto del ángulo de ataque del flujo, Ecuación 2.3.48.
- Los valores de las profundidades de socavación deben ser incrementados en un 30 % cuando se presentan dunas en el cauce de aproximación al estribo.
- Si existe lecho plano o lecho con antidunas, las ecuaciones deben aplicarse tal como se exponen a menos que las antidunas ocurran en el estribo, caso para el cual la profundidad de socavación debe incrementarse en un 20 %.

$$\frac{d_s}{h} = K_f \left(\frac{L}{h} \right)^{0,4} F_r^{0,33} \quad (2.3.41)$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad (2.3.42)$$

Donde:

d_s = profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hueco de socavación (m).

h = profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal (m).

L = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua (m).

F_r = número de Froude en la sección de aguas arriba.

V = velocidad media del flujo aguas arriba (m/s).

K_f = coeficiente de corrección por la forma del estribo.

$K_f = 1.1$ para estribos con pared inclinada hacia el cauce.

$K_f = 2.15$ para estribos con pared vertical.

B. Método de Artamonov

Este método permite determinar no solamente la profundidad de socavación al pie de estribos sino también al pie de espigones. Depende de los siguientes factores:

- Porción del caudal que es interceptado por la estructura al meterse dentro de la corriente Q_1 o Q_2 (Figura 2.7).
- Talud que tienen los lados del estribo (mH:1.0V).
- Ángulo entre el eje longitudinal de la obra y la corriente (θ).

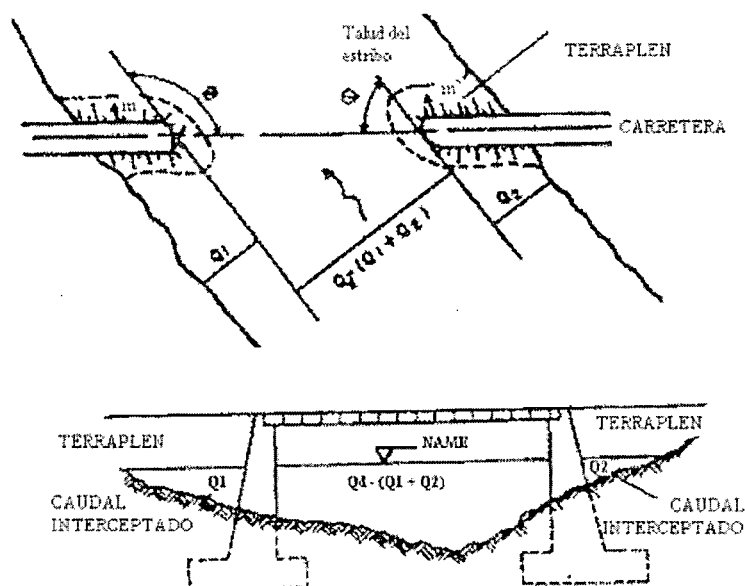


Figura 2.7: Intersección del flujo por los estribos. Método de Artamonov. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., 1992.

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h \quad (2.3.43)$$

Donde:

H_T = profundidad del agua al pie del estribo o espigón medida desde la superficie libre de la corriente.

K_θ = coeficiente que depende del ángulo que forma el eje de la obra con la corriente (Cuadro 2.2).

K_Q = coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo Q_1 o Q_2 y el caudal total Q_d que escurre por la sección transversal. Cuadro 2.3).

K_m = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo Cuadro 2.4).

h = tirante de agua en la zona cercana al espigón o estribo antes de la socavación.

Cuadro 2.2: Coeficiente de corrección K_θ . Juárez B., E. y Rico R., A., 1992.

θ	20°	60°	90°	120°	150°
K_θ	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

Cuadro 2.3: Coeficiente de corrección K_Q . Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).

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

Cuadro 2.4: Coeficiente de corrección K_m . Juárez B., E. y Rico R., A., 1992-.

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

La siguiente ecuación se usa cuando el puente no está sesgado con relación al flujo ($\theta = 90^\circ$) y la pared de los estribos es vertical:

$$H_T = K_Q h \quad (2.3.44)$$

C. Método de Laursen

Laursen en la década de los ochenta sugirió dos ecuaciones basándose en el razonamiento sobre el cambio en las relaciones de transporte debido a la aceleración del flujo causada por el estribo, una para socavación en lecho móvil y otra para socavación en agua clara aplicables para las siguientes condiciones (HEC-18, 1993):

- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal.
- Estribos con pared vertical.
- No existe flujo sobre las bancas del cauce de inundación.
- El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua ($L/h < 25$).
- Las ecuaciones dan profundidades de socavación máximas e incluyen el efecto de la socavación por contracción, por lo que para estas ecuaciones no se debe incluir el efecto de la contracción del cauce para obtener la socavación total.
- Se recomienda que las ecuaciones se apliquen para valores máximos de d_s/h igual a 4.0.
- Las ecuaciones dadas por Laursen deben resolverse por tanteos.
- Las ecuaciones deben ser ajustadas por un factor de corrección K_θ para considerar el efecto del ángulo de ataque del flujo, (Ecuación 2.3.48).
- Socavación en lecho móvil

$$\frac{L}{h} = 2,75 \frac{d_s}{h} \left(\left(\frac{d_s}{11,5h} + 1 \right)^{1,7} - 1 \right) \quad (2.3.45)$$

- Socavación en agua clara

$$\frac{L}{h} = 2,75 \frac{d_s}{h} \left(\frac{\left(\frac{d_s}{11,5h} + 1 \right)^{7/6}}{\left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0,5}} - 1 \right) \quad (2.3.46)$$

Donde:

h = profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal.

L = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua.

τ = esfuerzo cortante en el lecho hacia aguas arriba del estribo.

τ_c = esfuerzo cortante crítico para D_{50} del material del lecho aguas arriba.

Las dos ecuaciones anteriores son aplicables para estribos con pared vertical por lo que las profundidades de socavación resultantes deben afectarse por un factor de corrección K_f para tener en cuenta el efecto de otras formas.

$K_f = 0.9$ para estribos con aletas inclinadas 45° .

$K_f = 0.8$ para estribos con pared inclinada hacia el cauce.

D. Método de Froehlich

La ecuación dada por Froehlich está basada en análisis dimensional y en análisis de regresión de datos de laboratorio para 170 mediciones de socavación en lecho móvil. HEC-18 (1993) recomienda su uso para socavación tanto en lecho móvil como en agua clara, para estribos que se proyectan dentro del cauce principal o no y para flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo sobre las zonas de inundación.

- Socavación en agua clara y en lecho móvil

La ecuación de Froehlich que a continuación se expone es de uso común en los Estados Unidos de América.

$$\frac{d_s}{h_e} = 2,27K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e}\right)^{0,43} F_{re}^{0,61} + 1 \quad (2.3.47)$$

Donde:

d_s = profundidad de socavación(m).

h_e = profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente (m).

K_f = coeficiente que depende de la forma del estribo.(Cuadro2.5)

K_θ = coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo. Ecuación 2.3.48 o cuadro (Cuadro2.6)

L = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo (m).

F_{re} = número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.

Cuadro 2.5: Coeficiente por la forma del estribo K_f . Método de Froehlich. HEC-18. 1993.

Descripción	K_f
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

$$K_\theta = \left(\frac{\theta}{90}\right)^{0,13} \quad (2.3.48)$$

Donde:

θ = ángulo° de inclinación del estribo. Figura 2.6.

$\theta < 90^\circ$ si el estribo está inclinado hacia aguas abajo.

$\theta > 90^\circ$ si el estribo está inclinado hacia aguas arriba.

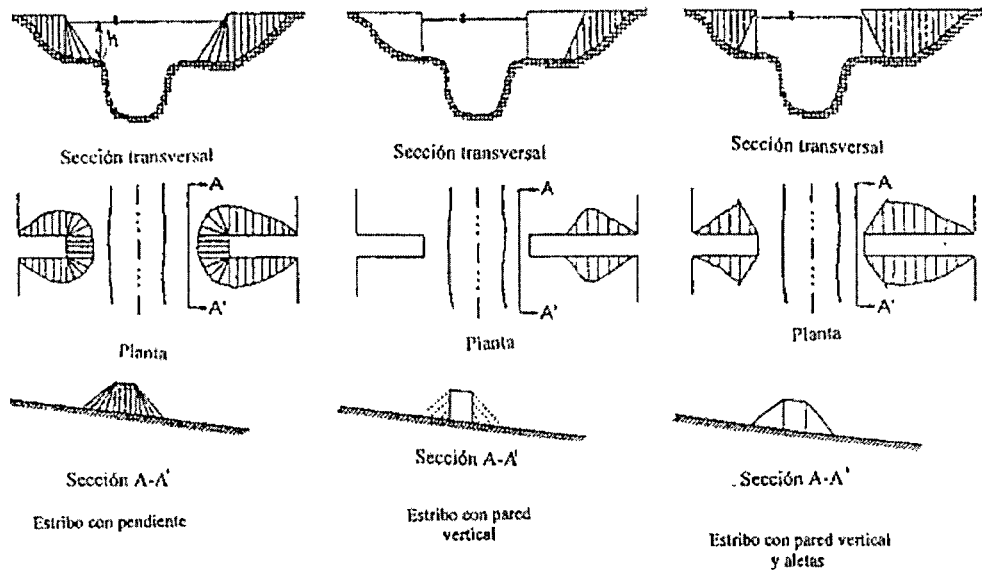


Figura 2.8: Formas comunes de estribos. Método de Froehlich. HEC-18, 1993.

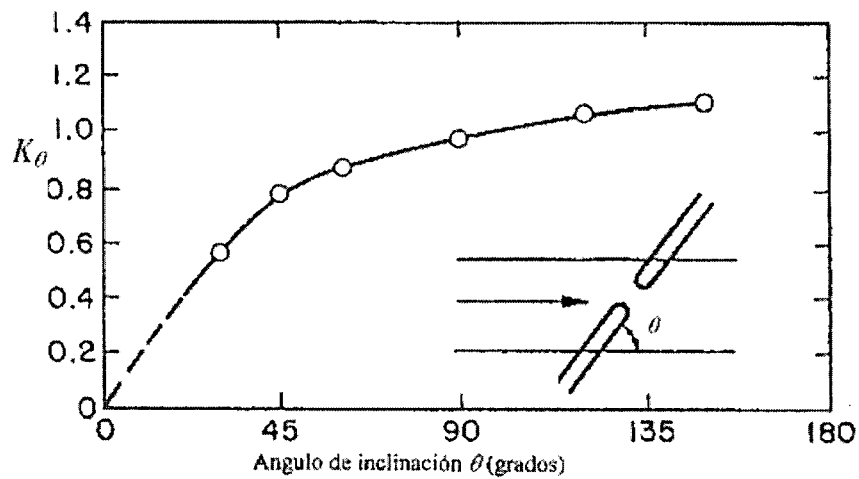


Figura 2.9: Factor de corrección K_θ . Método de Froehlich. HEC-18. 1993.

$$h_e = \frac{A_e}{L} \quad (2.3.49)$$

$$F_{re} = \frac{V_e}{\sqrt{gh_e}} \quad (2.3.50)$$

$$V_e = \frac{Q_e}{A_e} \quad (2.3.51)$$

Donde:

V_e = velocidad del flujo obstruido por el estribo y los accesos al puente en la sección de aguas arriba (m/s).

Q_e = caudal obstruido por los estribos o los accesos medido aguas arriba del puente (m³/s).

A_e = área del flujo de la sección de aguas arriba obstruida por los estribos (m²).

■ Socavación en agua clara

Froehlich también propone una ecuación solamente para condiciones de socavación en agua clara pero tiende a dar valores muy bajos y no se ha verificado con datos de campo, por lo que HEC-18 (1993) no recomienda su uso.

Esta ecuación implica que el material del lecho del río tenga un $D_{50} \geq 7,6\text{cm}$ y que la desviación estándar geométrica del sedimento σ_g sea mayor que 1.5. Se presenta el método para efectos de comparación de resultados con otros métodos.

$$\frac{d_s}{h_e} = 0,78K_fK_\theta \left(\frac{L}{h_e}\right)^{0,63} F_{re}^{1,16} \left(\frac{h_e}{D_{50}}\right)^{0,43} \sigma_g^{-1,87} + 1 \quad (2.3.52)$$

σ_g = desviación estándar geométrica del material.

$$\sigma_g = \left(\frac{D_{84}}{D_{16}}\right)^{0,5} \quad (2.3.53)$$

Nota: El número 1 al final de las dos ecuaciones propuestas por Froehlich es un factor de seguridad que hace que las ecuaciones predigan profundidades de socavación mayores que aquellas medidas en los experimentos. Este factor de seguridad debe ser usado en el diseño.

E. Método de Melville

B. W. Melville propuso un método basándose en análisis dimensional y desarrollo de relaciones entre parámetros dimensionales usando líneas de mejor ajuste de datos provenientes de ensayos de laboratorio realizados en la Universidad de Auckland en Nueva Zelanda, (Melville B. W., 1992).

El método no ha sido verificado en el campo y no considera al igual que en otros casos efectos debidos a la no rectangularidad del cauce, irregularidades en el lecho, flujo sobre las sobreebanas durante crecientes, ni distribución no uniforme del flujo lateral. Esto hace que el método de valores de profundidades de socavación muy grandes especialmente cuando los estribos son muy largos. Además, no considera los efectos del tamaño ni de la gradación del sedimento, por lo que puede resultar muy conservador para tamaños grandes y sedimentos bien gradados. Tampoco considera el caso de estribos en suelos cohesivos.

B. W. Melville considera los casos de estribos cortos y largos sobre Conceptos Básicos sobre Socavación en Puentes) y propone las siguientes ecuaciones de tipo general:

- 1) Estribos cortos: cuando la longitud del estribo y zonas de aproximación que se oponen al paso del agua es menor que la profundidad del flujo ($L < h$).

Se ha demostrado en laboratorio que para estribos cortos el modelo de flujo que causa la socavación no cambia con relación a la profundidad del flujo y que por lo tanto la profundidad de socavación es función principalmente de la longitud del estribo.

$$\frac{d_s}{L} = K_i K_h K_D K_\sigma K_f K_\theta K_g \quad (2.3.54)$$

- 2) Estribos largos: cuando la longitud del estribo y zonas de aproximación que se oponen al paso del agua es mayor que 25 veces la profundidad del flujo ($L > 25h$).

La información obtenida en laboratorio confirma que para estribos largos la profundidad de socavación local depende de la profundidad del flujo tal como lo ilustra la siguiente ecuación general:

$$\frac{d_s}{h} = K_i K_L K_D K_\sigma K_f K_\theta K_g \quad (2.3.55)$$

Donde:

d_s = profundidad de socavación (m).

L = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua (m).

h = profundidad del flujo al pie del estribo (m).

K_i = factor de corrección por intensidad del flujo que tiene en cuenta la velocidad del flujo y la velocidad crítica para inicio del movimiento del sedimento.

K_h = factor de corrección por profundidad del flujo.

K_L = factor de corrección por longitud del estribo.

K_D = factor de corrección por tamaño del sedimento.

K_σ = factor de corrección por gradación del sedimento..

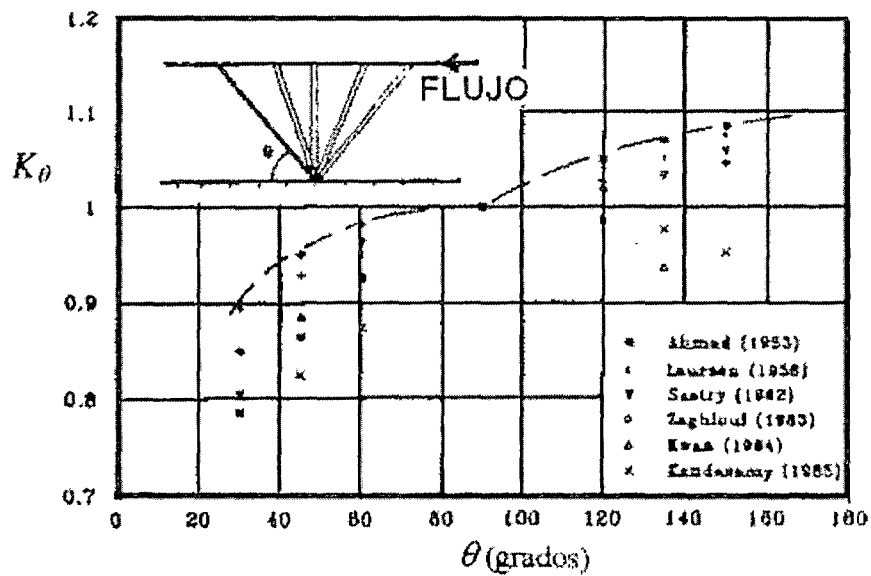
K_f = factor de corrección por forma del estribo K_θ = factor de corrección por ángulo de ataque..

K_g = factor de corrección por la geometría del cauce de aproximación.

El cuadro 2.6 incluye los factores de corrección por forma del estribo en la cual el estribo de pared vertical se ha tomado como referencia. La Figura 2.10 presenta los valores del coeficiente K_θ para diferentes ángulos de ataque del flujo.

Cuadro 2.6: Valores del factor de corrección K_f . Melville, W. B., 1992.

Forma del estribo	K_f
Estribo de pared vertical angosta	1.00
Estribo de pared vertical con punta semicircular	0.75
Estribo con aletas a 45°	0.75
Estribo de pared inclinada (H:V)	
0.5:1.0	0.60
1.0:1.0	0.50
1.5:1.0	0.45

Figura 2.10: Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo K_θ . Melville, W. B., 1992.

Donde:

$K_L = 10$ estribos largos.

$K_h = 2$ para estribos cortos.

$K_i = 1.0$, considerando que las mayores profundidades de socavación ocurren bajo condiciones de lecho móvil.

Los datos encontrados por W. B. Melville para tener en cuenta la influencia del tamaño y la gradación del sedimento son inconsistentes por lo que sugiere que para propósitos prácticos K_D y K_σ sean tomados igual a 1.0. Esto signifi-

ca que las profundidades de socavación obtenidas se aplican para sedimentos uniformes.

Existe algo de información sobre la influencia de la geometría del cauce de aproximación sobre la profundidad de socavación pero más investigación se requiere para poderlo cuantificar debidamente. Por lo tanto, B. W. Melville (1992), sugiere que en principio K_g se considere igual a 1.0, lo que implica que la profundidad de socavación en un cauce único sería igual a la profundidad de socavación en un estribo localizado en un cauce compuesto. Este valor es muy conservador especialmente para el caso de estribos largos. Para más detalles, ver M. E. Guevara A., 1998.

Conclusiones al método de Melville

Finalmente, considerando todas las limitaciones en la cuantificación de ciertos factores existentes hasta la fecha de realización de las investigaciones, B. W. Melville, propone las siguientes ecuaciones de diseño que corresponden a envolventes de los datos de laboratorio. Por las razones anteriores, los resultados de su aplicación son bastante conservadores.

- Estribos cortos ($L < h$)

$$d_s = 2K_f L \quad (2.3.56)$$

$$d_{s_{\text{maximo}}} = 2L \quad (2.3.57)$$

Las anteriores ecuaciones consideran que el ángulo de ataque del flujo pierde importancia para el caso de estribos cortos.

- Estribos de longitud intermedia ($h \leq L \leq 25h$)

En este caso, la forma y la longitud del estribo, el ángulo de ataque y la profundidad del flujo, tienen importancia sobre la profundidad de socavación, tal como lo reflejan las siguientes ecuaciones:

$$d_s = 2K_f^*K_\theta^*(hL)^{0,5} \quad (2.3.58)$$

$$K_f^* = K_f \quad \text{para } L \leq 10h$$

$$K_f^* = K_f + (1 - K_f) \left(0,1 \frac{L}{h} - 1,5 \right) \quad \text{para } 10h < L < 25h$$

$$K_f^* = 1 \quad \text{para } L \geq 25h$$

$$K_\theta^* = K_\theta \quad \text{para } L \geq 3h$$

$$K_\theta^* = K_\theta + (1 - K_\theta) \left(1,5 - 0,5 \frac{L}{h} \right) \quad \text{para } 1h < L < 3h$$

$$K_\theta^* = 1 \quad \text{para } L \leq h$$

- Estribos largos ($L > 25h$)

$$d_s = 10K_\theta h \quad (2.3.59)$$

$$d_{s_{maximo}} = 10h$$

Las anteriores ecuaciones consideran que la forma del estribo pierde importancia cuando el estribo es largo.

F. Método HIRE

HEC-18 (1993), incluye otra ecuación desarrollada a partir de datos del Cuerpo de Ingenieros Militares de los Estados Unidos para la socavación en la punta de espolones construidos en el Río Mississippi. La ecuación HIRE es por lo tanto aplicable cuando el estribo penetra el cauce principal.

$$d_{s_{maximo}} = 4h \left(\frac{K_f}{0,55} \right) K_\theta F_r^{0,33} \quad (2.3.60)$$

Donde:

d_s = profundidad de socavación(m)

h = profundidad media del flujo al pie del estribo en la sobrerbanca o en el cau-

ce principal, considerando la sección transversal inmediatamente aguas arriba del puente.(m)

F_r = número de Froude basado en la velocidad y profundidad al pic y justo aguas arriba del estribo.

K_f = coeficiente de corrección por la forma del estribo. Cuadro 2.6

K_θ = coeficiente de corrección por el ángulo de ataque del flujo, Ecuación 2.3.48

Efecto del flujo en las sobrecargas sobre la socavación en estribos que se proyectan hasta el cauce principal.

Esta situación considera el caso de que hay flujo de agua pero no hay transporte de sedimentos en las sobrecargas y que además la longitud proyectada del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del flujo, (Figura 2.11).

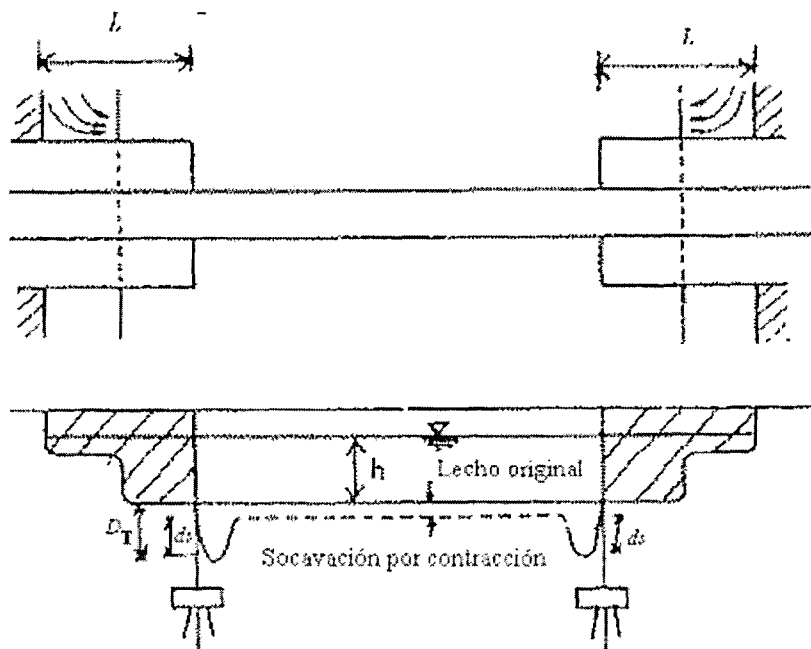


Figura 2.11: Estribo localizado en el cauce principal con influencia de flujo en las sobrecargas. HEC-18. 1993

Una opción es usar las ecuaciones propuestas por Laursen (Ecuaciones 2.3.45 y 2.3.46) calculando la longitud del estribo con la siguiente ecuación.

$$L = \frac{Q_e}{Vh} \quad (2.3.61)$$

Donde:

L = longitud del estribo(m).

Q_e = caudal obstruido por el estribo y el acceso al puente (m³/s).

V = velocidad del flujo en el cauce principal(m/s).

h = profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal(m).

Otras opciones son usar la ecuación 3.94 propuesta por Froehlich o la siguiente ecuación propuesta por Laursen aplicable para socavación en lecho móvil y en agua clara:

$$\frac{Q_e b}{Q_c h_e} = 2,75 \frac{d_s}{h_e} \left(\left(\frac{d_s}{4,1 h_e} + 1 \right)^{7/6} - 1 \right) \quad (2.3.62)$$

Donde:

Q_e = caudal obstruido por el estribo y el acceso al puente.

Q_c = caudal en el cauce principal.

b = ancho del cauce principal.

h_e = profundidad media del flujo aguas arriba en la sobrerbanca obstruida.

Esta ecuación no da socavación apreciable cuando no existe flujo sobre la zona de inundación.

Efecto de estribos alejados del cauce principal y de puentes de alivio

Cuando el estribo está alejado del cauce principal una distancia mayor que $2.75d_s$ es posible que haya flujo en las sobrerbanca sin transporte de sedimentos. Este caso se ilustra en la Figura 2.12.

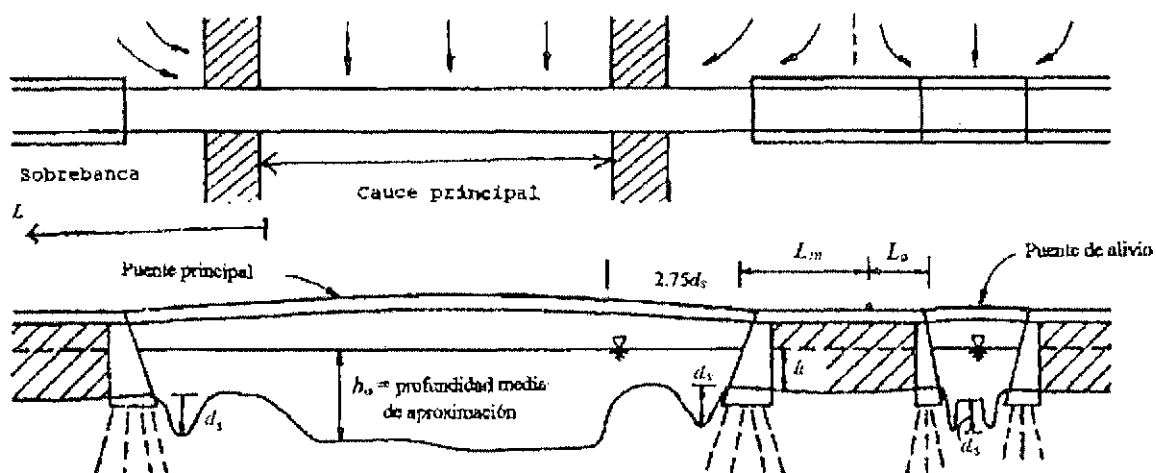


Figura 2.12: Estribos alejados del cauce principal y con puentes de alivio. HEC-18, 1993.

HEC-18, (1993) sugiere usar la ecuación de Frochlich 2.3.47 para lecho móvil o la de Laursen para agua clara con los siguientes parámetros:

τ = Esfuerzo cortante en la sobrecarga hacia aguas arriba del estribo.

τ_c = Esfuerzo cortante crítico en la sobrecarga usando D_{50} .

Cuando hay puentes de alivio, la Ecuación de Laursen para agua clara se usa con $L = L_m$ para el puente principal y $L = L_a$ para el puente de alivio, según se ilustra en la Figura 2.12.

Si no hay transporte de sedimentos en las sobrecargas pero el esfuerzo cortante del lecho es mayor que el crítico, la relación τ/τ_c debe tomarse igual a 1.0 en la Ecuación 2.3.46 para considerar que el flujo es sobre terreno con pasto.

La Ecuación de Laursen 2.3.45 para lecho móvil debe usarse si existe considerable transporte de material del lecho en la zona de la sobrecarga.

Socavación en puentes de alivio

Cuando hay puentes de alivio, la ecuación 2.3.46 de Laursen para socavación en agua

clara se usa con $L = L_a$ según se ilustra en la Figura 2.12 y usando la profundidad media del agua en la zona de inundación.

Si no hay transporte de sedimentos en las sobrecargas pero el esfuerzo cortante del lecho es mayor que el crítico para transporte de sedimentos, la relación τ/τ_c debe tomarse igual a 1.0 en la ecuación 2.3.46 para considerar que el flujo es sobre terreno con pasto. El trazo de las líneas de flujo ayuda a establecer el punto de separación del flujo que pasa por el puente principal y del que pasa por el puente de alivio.

2.4. Transporte de Sedimentos

2.4.1. Material Sólido y Mecanismo de Transporte

Se dice que un río es de fondo móvil cuando presenta un transporte continuo de las partículas constituyentes del fondo.

Este material de transporte proviene de la erosión de la cuenca como consecuencia de las lluvias y de otros agentes atmosféricos que se presentan en ella.

Para el caso del escurrimiento de un fluido sobre un fondo fijo se pueden establecer ecuaciones determinadas, como la de Chézy, por ejemplo, que se relacionan las variables fundamentales: gasto, sección transversal, rugosidad e inclinación. Pero si se trata de un río de fondo móvil resulta bastante compleja la selección apropiada de las variables, puesto que en estas condiciones habrá posibilidad de cambios en la sección transversal, la pendiente y la rugosidad.

El transporte se produce aun para una situación de permanencia ($Q=\text{constante}$), sin embargo, las variaciones eventuales del gasto producen una variación en la altura o en el ancho. En consecuencia la geometría de la sección transversal resulta ser una función del transporte sólido.

Se denomina capacidad de transporte o de máxima cantidad de material sólido que es capaz de transportar un río. Este valor corresponde a un máximo teórico, puesto que, con bastante frecuencia los ríos transportan cantidades menores que su máxima

capacidad. Esto se debe a la naturaleza de la cuenca y del lecho. Un río que escurre sobre un fondo rocoso puede tener, como consecuencia de su inclinación, velocidad y tirante, gran capacidad de transporte y en realidad no transportar material sólido.

Modos de transporte.- Las partículas son transportadas fundamentalmente de maneras diferentes, las de mayor tamaño ruedan sobre el fondo constituyendo el transporte sólido de fondo; las más finas van en suspensión. Es posible que ciertas partículas se transporten de un modo especial a saltos. No constituyen propiamente material de fondo ni material en suspensión. A esta modalidad se le denomina transporte por saltación.

No tomamos en cuenta, para este estudio, el material sólido en disolución. Estos modos de transporte pueden presentarse sucesivamente para un mismo material de fondo con valores diferentes de la velocidad de flujo.

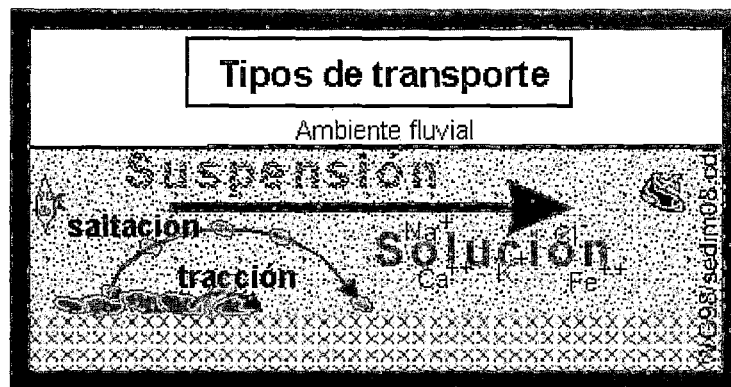


Figura 2.13: Tipos de transporte.

2.5. Cálculo de Arrastre de Fondo

Cálculo de la carga de sedimentos en el fondo (gbb, sbb) , entre los métodos para valuar el arrastre dentro de la capa de fondo, cuyo espesor (aproximado es igual a dos veces el diámetro de las partículas”, se encuentran según Maza A., J. A. y García F., M. (1996), los propuestos por:

“DuBoys (1879) y Straub (1935); Schoklitsch (1914, 1950); Shields (1936); Meyer-

Peter y Müller (1948); Kalinske (1947); Levi (1948); Einstein (1942) y Einstein-Brown (1950); Sato, Kikkawa y Ashida (1958); Rottner (1959); Garde y Albertson (1961); Frijlink (1962); Yalin (1963); Perneckker y Vollmer (1965); Inglis y Lacey (1968) y Bogardi (1974)".

"De la lista indicada, los siete primeros métodos fueron obtenidos y presentados antes que Einstein estableciera el concepto de capa de fondo, y por tanto, existía la duda razonable de si dichos métodos permitían valorar únicamente el transporte en esa capa, o bien, si daban el transporte total del fondo. Al analizar varias fórmulas de transporte, Díaz y Maza (1986) encontraron que las fórmulas de Shields, Perneckker y Vollmer, Einstein-Brown, Bogardi y Levi pueden dar el transporte del fondo".
García F., M. y Maza A., J. A. (1996).

A continuación se presentan los métodos de Schoklitsch y de Meyer-Peter y Müller.

Método de Schoklitsch

Schoklitsch propuso en 1914, una primera ecuación para evaluar el arrastre de fondo, la modificó varias veces hasta que en 1950 fue dada a conocer en su versión final.

$$g_{bb} = 2500S^{1/3}(qS^{7/6} - 2,351 * 10^{-5}\Delta^{5/3}D^{7/18})[kg/s - m] \quad (2.5.1)$$

$$s_{bb} = \frac{2500}{\gamma_s}S^{1/3}(qS^{7/6} - 2,351 * 10^{-5}\Delta^{5/3}D^{7/18})[m^3/s - m] \quad (2.5.2)$$

$$\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

Donde:

g_{bb} = transporte unitario de lecho en el fondo o carga de fondo expresado en peso.

s_{bb} = transporte unitario de lecho en el fondo o carga de fondo expresado en volumen.

D = diámetro representativo, cuando el tamaño de las partículas no es uniforme,

Schoklitsch recomienda que se utilice como diámetro representativo de la mezcla el

$$D_{40} \cdot D = D_{40}$$

S = pendiente hidráulica del río.

q = caudal unitario.

Δ = densidad relativa de las partículas sumergidas.

γ_s = peso específico del sedimento.

Rango de los datos y límites de aplicación: Schoklitsch propuso varias formulas de transporte, para lo que utilizó los datos obtenidos por Gilbert y resultados de observaciones realizadas en los ríos Danubio y Aare. Por ello, no se dan límites de aplicación a las ecuaciones presentadas, aparte de los ya indicados en función del diámetro de las partículas. García F., M. y Maza A., J. A. (1996).

Método de Meyer - Peter y Müller

Las fórmulas de Meyer - Peter y Müller para calcular el arrastre en la capa de fondo, fueron obtenidas a partir de experiencias realizadas de 1932 a 1948 en el Instituto Tecnológico Federal de Zurich. Un resumen de todas ellas fue presentado en 1948. Los autores mencionados efectuaron cuatro series de pruebas, al final de las cuales propusieron una fórmula para cada una, aunque la última, abarca todos los resultados obtenidos y por tanto, es de carácter general, por lo que es la que se incluye en este texto. García F., M. y Maza A., J. A. (1996).

Dichas pruebas se hicieron con material granular con las siguientes características:

1. Partículas de diámetro uniforme con peso específico de 2680 Kg/m^3
2. Partículas de diámetro uniforme, pero usando en cada prueba, uno de tres materiales con peso específico diferente.
3. Partículas de diferentes tamaños; es decir, granulometrías más o menos graduadas, con peso específico de 2680 Kg/m^3

4. Igual que la 3, pero realizando además pruebas para otros dos materiales con pesos específicos diferentes.

$$g_{bb} = 8\gamma_s(g\Delta D_m^3)^{1/2} \left(\left(\frac{n'}{n} \right)^{3/2} \tau_* - 0,047 \right)^{3/2} [kg/s - m] \quad (2.5.3)$$

$$s_{bb} = 8(g\Delta D_m^3)^{1/2} \left(\left(\frac{n'}{n} \right)^{3/2} \tau_* - 0,047 \right)^{3/2} [m^3/s - m] \quad (2.5.4)$$

$$n' = \frac{D_{90}^{1/6}}{26}$$

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

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma)D_m}$$

$$\tau_0 = \gamma RS$$

$$\tau_* = \frac{\gamma RS}{(\gamma_s - \gamma)D_m} = \frac{RS}{\Delta D_m}$$

Donde:

g_{bb} = transporte unitario de lecho en el fondo o carga de fondo expresado en peso.

s_{bb} = transporte unitario de lecho en el fondo o carga de fondo expresado en volumen.

D_m = diámetro medio.

g = aceleración debida a la fuerza de la gravedad n' = rugosidad debida a las partículas de sedimento en fondo plano.

n = coeficiente de rugosidad de Manning.

Δ = densidad relativa de las partículas sumergidas.

γ = peso específico del agua.

γ_s = peso específico del agua.

τ = parámetro de Shields.

Transporte de acarrees

Existen muchas fórmulas para el cálculo del caudal sólido de fondo, las cuales tienen diversos orígenes y corresponden a variadas concepciones del modo como ocurren los fenómenos.

Las condiciones reales de un curso natural, totalmente distintas a las de un canal ideal, generan un problema sumamente complejo, cuya solución por aplicación de las fórmulas convencionales es siempre de baja confiabilidad y debe tomarse con suma cautela. Las fórmulas proporcionan cuál es el máximo tamaño del material sólido, que para un caudal dado puede transportar una corriente.

En el presente trabajo la capacidad de arrastre del material de fondo se emplearán las siguientes fórmulas:

<i>USBR</i>	: $D = WRS/80$
<i>MEYER-PETER</i>	: $G_s = 24(Ys - 0,08D)^{1,5}$
<i>DIVISION DE CAMINOS CALIFORNIA</i>	: $D = 4,0q^{2/3}s^{7/9}$
<i>MAYNORD</i>	: $D = 0,22Y(V/(gY)^{0,5})^3$

Donde:

D = máximo diámetro medio de piedra que puede arrastrar la corriente del agua (m).

W = peso específico del agua (1000 Kg/m³).

R = radio hidráulico de la sección mojada (m).

S = pendiente del fondo del río.

G_s = cantidad de transporte de material del lecho por unidad de anchura de la corriente del río (Tn/s/m).

Y = tirante medio del agua (m).

q = caudal por unidad de anchura de la corriente de agua (m³/s/m).

V = velocidad media del agua (m/s).

g = aceleración de la gravedad (m/s²).

Estimación de carga total

Dentro de este grupo se incluyen los métodos que permiten evaluar el transporte total del fondo, sin distinguir qué parte es arrastrada en la capa del fondo y qué parte es transportada en suspensión.

Entre los métodos que han sido propuestos para valuar la carga de material de fondo están los siguientes:

Laursen (1958); Colby (1964); Bishop, Simons y Richardson (1965); Engelund y Hansen (1967); Graf y Acaroglu (1968); Shen y Hung (1971); Cartens y Altinbilek (1972); Yang (1973); Ackers y White (1972 - 1973); Ranga-Raju, Garde y Bhardwaj (1981); Karim y Kennedy (1981 -1990); Brownlie (1982); Smart (1984); Pacheco-Ceballos (1989); y Mora, Aguirre y Fuentes (1982).

A continuación se presentan los métodos propuestos por Laursen y Engelund y Hansen.

Método de Laursen

“En 1958, Laursen propuso su método para obtener el transporte de fondo, mediante el cual y dentro de un cierto rango, también es posible conocer el arrastre en la capa de fondo en suspensión”. García F., M. y Maza A., J. A. (1996).

La ecuación propuesta por Laursen se derivó de un análisis teórico, que concluyó que el transporte de fondo depende en gran medida de los siguientes parámetros:

$$\frac{V^*}{w} \quad ; \quad \left(\frac{\sigma_o}{\sigma_c} - 1 \right)$$

$$V^* = \sqrt{gRS}$$

Cuando $B \geq 40h$ se acepta:

$$V^* = \sqrt{ghS}$$

Criterio de Rubey, para partículas naturales, con factor de forma aproximadamente igual a 0.7, se puede calcular con la relación:

$$w = F_1(g\Delta D)^{0,5}$$

$$F_1 = \left(\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{g\Delta D^3} \right)^{0,5} - \left(\frac{36v^2}{g\Delta D^3} \right)^{0,5}$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

$$\tau_o = \tau'_o = \gamma h S$$

$$\tau_c = 0,039(\gamma_s - \gamma)D$$

La ecuación propuesta por Laursen fue:

$$g_b = \gamma q \left(\frac{D_m}{h} \right)^{7/6} \left(\frac{\tau'_o}{\tau_{cm}} - 1 \right) \phi_{Lm} [kg/s - m] \quad (2.5.5)$$

$$s_b = \frac{\gamma}{\gamma_s} q \left(\frac{D_m}{h} \right)^{7/6} \left(\frac{\tau'_o}{\tau_{cm}} - 1 \right) \phi_{Lm} [m^3/s - m] \quad (2.5.6)$$

$$D_m = \frac{\sum D_i p_i}{100}$$

$$\tau'_o = \frac{\gamma V^2}{58g} \left(\frac{D_{50}}{h} \right)^{1/3}$$

$$\tau_{cm} = 0,039(\gamma_s - \gamma)D_m$$

$$\phi_{Lm} = f\left(\frac{V^*}{W}\right)$$

$$q = Q/B$$

Donde:

g_b = transporte unitario total del fondo expresado en peso .

s_b = transporte unitario total del fondo expresado en volumen.

B = ancho del cauce .

D_m = diámetro medio de la muestra .

D_i = diámetro medio de cada tamaño de clase o fracción.

h = profundidad del agua.

p_i = tanto por ciento de material retenido en cada malla.

q = caudal unitario.

Q = caudal.

R = radio hidráulico .

S = pendiente del cauce .

V = velocidad del flujo .

V^* = velocidad cortante .

W = velocidad de caída de las partículas con diámetro D .

τ'_o = esfuerzo cortante producido por la corriente .

τ_{cm} = esfuerzo cortante crítico .

ϕ_{Lm} = función denominada parámetro de transporte de Laursen .

γ = peso específico del agua .

γ_s = peso específico de las partículas en suspensión .

ν = viscosidad cinemática .

Método de Engelund y Hansen

“Engelund y Hansen presentaron su ecuación de transporte total del fondo en 1967. Ella esta basada en los resultados de cuatro conjuntos de experimentos en que utilizaron arenas”. García F., M. y Maza A., J. A. (1996).

$$g_b = 0,05\gamma_s V^2 \tau_*^{3/2} \left(\frac{D_{50}}{g\Delta} \right)^{1/2} [kg/s - m] \quad (2.5.7)$$

$$s_b = 0,05V^2 \tau_*^{3/2} \left(\frac{D_{50}}{g\Delta} \right)^{1/2} [m^3/s - m] \quad (2.5.8)$$

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma)D_{50}} = \frac{RS}{\Delta D_{50}}$$

Para cauces anchos, $B > 40m$, se tiene:

$$\tau_* = \frac{hS}{\Delta D_{50}}$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

$$\tau_0 = \gamma RS$$

Donde:

g_b = transporte unitario total del fondo expresado en peso.

s_b = transporte unitario total del fondo expresado en volumen.

D_{50} = diámetro de las partículas de la mezcla, tal que el 50% en peso respectivamente son menores que esos valores.

h = tirante o profundidad de la corriente.

R = radio hidráulico.

S = pendiente hidráulica.

V = velocidad media del flujo.

Δ = densidad relativa de las partículas sumergidas.

τ_0 = esfuerzo cortante que el flujo ejerce sobre el fondo.

τ_* = parámetro de Shields.

γ_s = peso específico del sedimento.

2.6. Proceso Fluvio-Morfológico

2.6.1. Generalidades

La corriente de aguas pluviales son entes dinámicos muy sensibles a alteraciones en su equilibrio. Los procesos morfológicos son el medio a través del cual este flujo busca un nuevo equilibrio cuando ha sufrido una alteración debida a agentes externos. Los procesos morfológicos en ríos se manifiestan de muchas maneras: erosión, sedimentación, degradación, agradación, ramificación del cauce, erosión de curvas, erosión local, etc. El desarrollo y evolución de estos procesos depende de factores como: descarga líquida, transporte de sedimentos, pendiente del río, características geométricas de la sección, geología local, modificaciones artificiales en diversos tramos, entre otros.

2.6.2. Conceptos Básicos

Cursos Aluviales

Se denominan cursos aluviales a aquellos que forman su lecho en el sedimento que ha transportado.

Erosión

Se denomina erosión al proceso de remoción de las partículas sólidas constituyentes de un lecho fluvial efectuado por el agua, y cuyo resultado es una profundización del cauce. Rocha (1999)

Sedimentación

Se denomina sedimentación al proceso inverso de la erosión, las partículas sólidas transportadas por el agua son depositadas sobre el lecho fluvial, originando así la elevación del cauce.

2.6.3. Procesos de Erosión y Sedimentación

2.6.3.1. Procesos de Largo Plazo

a. Degradación

La degradación es también un proceso de remoción de partículas constituyentes de un lecho, sin embargo su diferencia con la erosión es que se manifiesta a lo largo de un tramo de longitud considerable y se manifiesta en un lapso de tiempo prolongado.

El mecanismo de degradación del lecho se da por el desbalance entre la capacidad de transporte sólido y el transporte sólido real de las secciones del río. Cuando la capacidad de transporte excede en valor al transporte sólido real en la sección se produce la degradación del lecho hasta que un nuevo equilibrio se establece. Los desbalances entre la capacidad de transporte y el transporte sólido real de las secciones del río pueden ser por: reducción significativa de la descarga del río por construcción de una estructura de derivación, reducción del transporte sólido del río por la construcción de una presa o reducción del ancho del río en un tramo significativamente largo, puesto que las velocidades se incrementan aumentando también la capacidad de transporte.

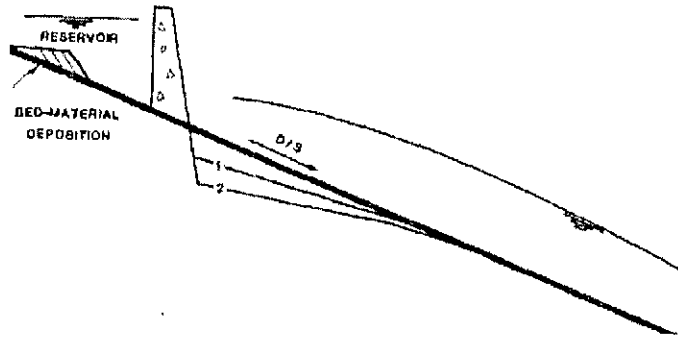


Figura 2.14: Degradación aguas abajo de una Presa

b. Agradación

La agradación es un proceso de deposición de partículas sobre un lecho fluvial, su diferencia con la sedimentación es que se manifiesta a lo largo de un tramo considerable de un río y se manifiesta en un lapso de tiempo prolongado.

El mecanismo de agradación se da por el desbalance entre la capacidad de transporte sólido y el transporte sólido real de las secciones del río. Cuando la capacidad de transporte es menor al transporte sólido real en la sección se produce la agradación del lecho.

2.6.3.2. Procesos de Corto Plazo

Procesos generalizados a lo ancho del cauce

a. Erosión General

Es el descenso del fondo de un río producido por una creciente o avenida. Se debe al aumento de la capacidad de arrastre del material sólido de la corriente originado por su mayor velocidad.

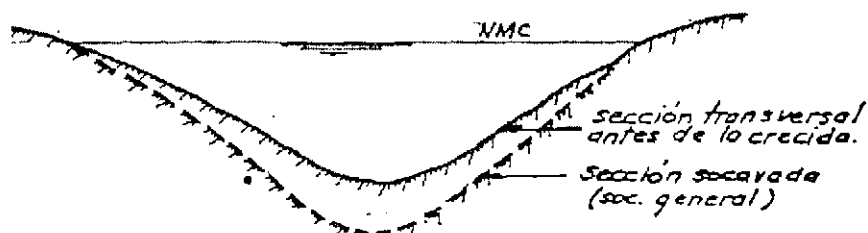


Figura 2.15: Erosión general producida por un flujo de avenidas.

b. Deposición General

La deposición general se produce cuando el flujo pierde capacidad de transporte del material sólido. Se produce al final de la crecienta, y compensa muchas veces el proceso de erosión general, dando la apariencia de que el fondo no hubiera cambiado durante las avenidas.

La deposición general ocasiona la elevación de las planicies aluviales durante los periodos de avenida.

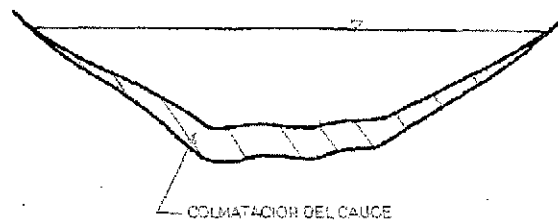


Figura 2.16: Colmatación del cauce

Procesos Locales

a. Erosión local del lecho

Los procesos de erosión local, se originan en movimientos vorticosos que ocurren al pie de obstáculos puntuales al flujo en un curso fluvial. Se circunscribe a un lugar determinado, y a veces también está limitada a una cierta duración. Rocha (1999)

Ejemplos típicos de erosión local son los que ocurren con frecuencia en las cimentaciones de los puentes, específicamente en pilares y estribos. Estos componentes inducen características particulares de flujo que pueden conducir a erosión local del lecho.

Los estribos de un puente generan también características típicas de flujo, Hoffmans y Verheij (1997) las describen de la siguiente manera:

“El flujo alrededor de estribos es caracterizado por la presencia de una aceleración que va desde aguas arriba del estribo hacia la sección más contraída del río ubicada justo aguas abajo de la punta del estribo, luego se produce una

desaceleración del flujo. Aguas abajo del estribo, el flujo principal es separado de un remolino muy grande por medio de una vía de vórtices. Dependiendo de la geometría, la vía de vórtices forma la separación entre el flujo principal y uno o más remolinos. Luego de cierta distancia el flujo uniforme es alcanzado otra vez”.

b. Sedimentación local

Los procesos de sedimentación local ocurren en condiciones locales de baja velocidad. Este proceso se evidencia particularmente en sectores donde el flujo está remansado. El remanso, originado por el levantamiento del nivel de agua en un punto determinado, es acompañado por una disminución de las velocidades de flujo que inducen la sedimentación de las fracciones más gruesas del material sólido transportado, conduciendo así al proceso de sedimentación. La constricción del ancho del río, usualmente considerada en el diseño de un puente, genera en muchos casos que el nivel de agua se eleve aguas arriba de la constricción, esto origina a menudo procesos de sedimentación local, la construcción de presas y barrajes determinan también condiciones propicias para la ocurrencia de sedimentación aguas arriba.

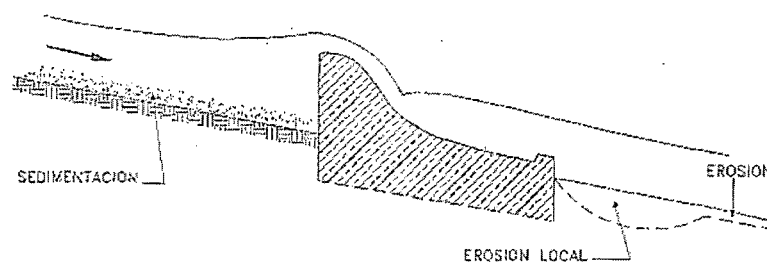


Figura 2.17: Cambios fluviales producidos por un barraje

c. Erosión en Curvas

Debido al flujo helicoidal; las velocidades en las curvas exteriores son significativamente mayores que las velocidades en las curvas interiores.

Así, mientras que en la curva exterior se espera erosión (zona "pool"), en la curva interior se espera sedimentación (zona "point bar") como consecuencia de este proceso la sección de curva de un río presente una pendiente transversal típica.

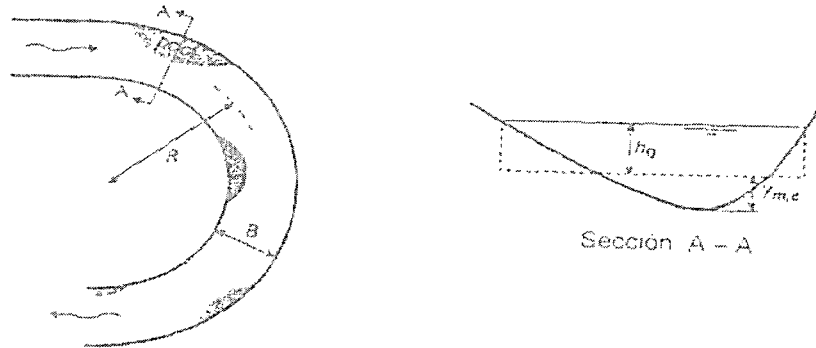


Figura 2.18: Profundización del lecho en la curva de un río. HOFFMANS & VERHEIJ H. (1997)

Influencia de procesos morfológicos en configuración de ríos

a. Cauces Meándricos

Los cauces meándricos son aquellos cursos que se caracterizan por su gran sinuosidad. La característica fundamental de los meandros es su migración hacia aguas abajo. Estos cursos presentan baja pendiente, y lechos de material de naturaleza fina.

Mecánica de su evolución:

- La migración de meandros se produce por el continuo proceso de erosión de curvas.
- La magnitud de los movimientos laterales puede variar de solo unos cuantos metros a valores. Esta determinada por la estructura geológica de los bancos y las características del flujo.

Los ríos de la selva y de la costa norte presentan esta características.

b. Cauces Ramificados

Los cauces ramificados se caracterizan por formar cauces secundarios en el interior del cauce principal. Presentan ancho grande comparado con el tirante y orillas inestables y poco claras.

Estos cursos presentan pendientes fuertes, gran transporte sólido y lechos de naturaleza gruesa.

Mecánica de su evolución:

- En los ríos ramificados el transporte sólido real excede en valor a la capacidad de transporte del río. Esto origina una deposición de los sedimentos en forma de barras e islotes y obliga al curso principal a dividirse formando cauces secundarios.
- La presencia de barras e islotes, originados por la sobre-deposición de sedimentos, genera flujos en dirección de las orillas que las van erosionando paulatinamente, por dicho motivo los cauces ramificados tienen tendencia a hacerse más anchos.
- La configuración en planta de un río ramificado cambia con el nivel del agua y con el tiempo.

Los ríos de la sierra y los torrentes ubicados a lo largo de la costa peruana presentan estas características.

c. Avulsiones

Las avulsiones son fenómenos que consisten en el abandono súbito del curso principal por otro aleatorio.

Mecánica de su evolución:

- Se origina con la sedimentación de un tramo del río, esto produce una elevación de los niveles del lecho forzando al río a adoptar un curso diferente pero más cómodo.

- Las avulsiones se producen por lo general durante una creciente o mediante un proceso de erosión de riberas, el río crea una brecha en sus bancos naturales y fluye a través de su nuevo curso. El río puede adoptar un curso antiguo o uno completamente luego.

Los daños ocasionados por las avulsiones suelen ser cuantiosos puesto que ocurren de manera súbita.

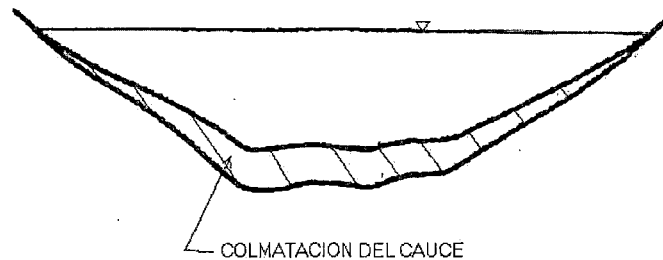


Figura 2.19: Sección transversal-colmatación del cauce



Figura 2.20: Evolución de una avulsión: 1.- Colmatación del Cauce 2.- Erosión de Riberas 3.- Creación de un nuevo curso

Técnicas aplicadas en la evaluación de los procesos morfológicos

Las técnicas comúnmente empleadas para evaluar el desarrollo de los procesos morfológicos en los ríos y cuantificar su efecto en las cimentaciones de los puentes son aún relaciones empíricas.

Estas relaciones son el resultado de ensayos de laboratorio en modelos reducidos y su calibración en casos reales. Esto evidencia que aún falta un claro entendimiento

del desarrollo de estos procesos.

a. **Evaluación de migración de meandros**

Es posible evaluar la migración de meandros tomando como base la comparación de fotografías aéreas. De esta manera, los desplazamientos de curvas son evaluados en dos o más épocas, y las tasas de erosión para tramos particulares puede ser estimadas.

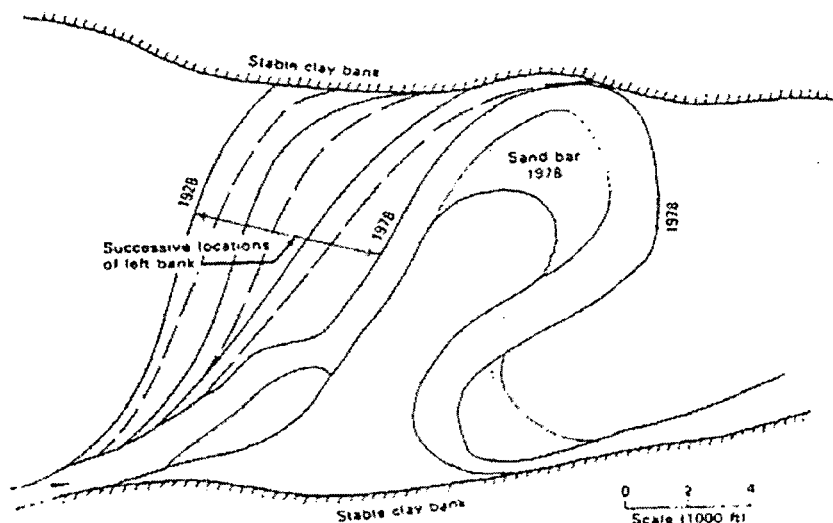


Figura 2.21: Migración de meandros

b. **El análisis de vistas aéreas en diferentes épocas sirve para estimar tasas de migración**

Se han desarrollado también métodos para estimar tasas de erosión tomando en cuenta las características geométricas de las curvas; Hickin y Nanson (1984), desarrollaron un método para estimar las tasas de erosión anual en función del cociente entre el radio de curvatura de la curva (R) y el ancho del río (W). Klaassen y Mansselink (1992) encontraron relaciones similares para el río Brahmaputra en Bangladesh.

También existen algunos modelos matemáticos desarrollados para evaluar la deformación y migración de curvas, que por lo general son el resultado del

ensamble de modelos matemáticos de deformación de la sección transversal en curvas con modelos de migración, se tiene así el modelo MIANDRAS (1990) desarrollado por Delft Hydraulics.

c. Evaluación de agradación y degradación general del lecho

Para evaluar los cambios producidos en el largo plazo se cuenta con relaciones empíricas, provenientes del análisis estadístico de los factores involucrados en el proceso (Lane(1957), Leopold(1960), etc.). Se asume así que para condiciones de equilibrio existen determinadas relaciones entre las variables que permanecen constantes. Para evaluar los cambios en el corto y mediano plazo se cuenta ya en la actualidad con modelos matemáticos uni y bi-dimensionales capaces de representar los cambios en el lecho con suficiente precisión (HEC-6 (1976), Sobek(1992), Odirmo(1990), etc.).

Estos modelos utilizan en su formulación, conceptos de continuidad y energía los cuales son acoplados con las ecuaciones de continuidad de transporte de sedimentos y de capacidad de transporte de sedimentos. Existen asimismo procedimientos que estiman la erosión general del lecho para un gasto de diseño o de interés singular, al cual se le atribuye una cierta recurrencia o periodo de retorno, estos métodos, de naturaleza intuitiva, se basan en la consideración de una velocidad erosiva capaz de degradar el fondo (Método de Levediev).

d. Evaluación de degradación y/o agradación local del lecho

Debido a la complejidad de las características del flujo alrededor de pilas y estribos, no es posible aún desarrollar soluciones analíticas para el problema erosivo alrededor de esas estructuras.

Existen sin embargo muchas fórmulas empíricas desarrolladas a partir de ensayos en laboratorio que han sido comúnmente empleadas para el diseño de cimentaciones de pilares y estribos (Liu (1961), Laursen & Toch (1956), Breusers(1977), etc.).

2.7. Marco Conceptual de Aprovechamiento de Agregados en Cauces de Ríos

La mayoría de las expresiones empíricas desarrolladas para el cálculo de la profundidad de socavación en pilas y estribos toman en cuenta: la geometría del pilar o estribo, la profundidad de flujo y velocidades aguas arriba y/o aguas abajo del pilar y la granulometría del material del lecho.

La evaluación de los efectos de remanso creados por el estrechamiento del ancho del río puede ser llevada a cabo con la ayuda de modelos, uni, bi o tri-dimensionales dependiendo de la situación específica de aplicación.

2.7. Marco Conceptual de Aprovechamiento de Agregados en Cauces de Ríos

2.7.1. Explotación de agregados en el marco de un Plan de Manejo Integral de Cuenca

El aprovechamiento de los recursos naturales de una cuenca hidrográfica debe realizarse en el marco de un enfoque de manejo integral de la cuenca, de manera que el uso y consumo de cualquier tipo de recurso de la misma no afecte su estabilidad como ecosistema, que no cause impactos severos sobre la biodiversidad, la seguridad y la salud de la población involucrada, etc.

2.7.2. Manejo Integral de Cuencas

En el manejo de una cuenca se debe considerar aspectos naturales del medio físico como la topografía, geología y ecología; especialmente los asentamientos humanos y la presencia de recursos naturales asociados a su sustento y seguridad.

Las actividades humanas dentro de una cuenca hidrográfica, especialmente las extractivas como la explotación de agregados, pueden alterar las condiciones locales si

2.7. Marco Conceptual de Aprovechamiento de Agregados en Cauces de Ríos

no se toman las previsiones necesarias, modificando las condiciones de estabilidad de suelos y el régimen hidrológico.

a. Manejo de Recursos Hídricos

El recurso agua dentro de una cuenca es el recurso más importante; se utiliza fundamentalmente en riego de tierras de cultivo, consumo humano y actividades industriales; es también elemento vital y sostén de la flora y fauna local y regional. Una buena gestión de los recursos acuáticos beneficiará tanto a actividades antrópicas, como también a los procesos naturales relacionados con la vida y conservación de los recursos de biodiversidad acuática y terrestre dentro el área de influencia.

b. Manejo y Aprovechamiento de agregados en lechos de ríos

En forma general, la extracción de agregados en lechos de ríos que forman parte de cuencas hidrográficas ubicadas cerca de ciudades capitales, áreas extensivas e intensivas de cultivo, áreas forestales u otros de interés público, es beneficioso porque permite mantener estable el régimen de flujo de agua superficial, previniendo inundaciones, erosión de suelos en los bordes del río y los taludes adyacentes.

Sin embargo, para que estas actividades sean sostenibles, la tasa de extracción no debería exceder a la tasa de recarga. Esto garantizaría la estabilidad y seguridad física de las terrazas adyacentes, y obviamente de las actividades asociadas al uso de suelos.

La forma de manejo puede ser beneficiosa o perjudicial, dependiendo de los objetivos y las restricciones establecidas en el plan de manejo de cuenca. Consecuentemente, para las actividades de extracción de agregados en cauces de ríos se considera esencial la participación de Unidades Técnicas especializadas en manejo de cuencas y recursos naturales.

2.8. Criterios y Procedimientos Técnicos de Manejo y Aprovechamiento de Áridos en Cauces de Ríos y Afluentes

2.8.1. Criterios técnicos aplicables

A continuación se identifican algunas medidas tendientes a mantener el equilibrio entre el aporte de sedimentos y el material a explotar en un río, con el fin de evitar los efectos sobre el fondo del cauce y la consiguiente erosión de retroceso, daños a bienes públicos o de terceros y la desestabilización de bordes de riberas. Entre éstos se pueden mencionar:

1. Los agregados depositados en cauces de ríos sólo pueden ser aprovechables en una proporción equivalente a los excedentes de arrastre, vale decir, el material de recarga.
2. La extracción racional de agregados en ríos es beneficiosa para prevenir la colmatación de sedimentos y evitar desbordes e inundaciones hacia terrenos circundantes.
3. Las excavaciones no pueden superar en profundidad las cotas normales del fondo y de pendiente del cauce, con el fin de evitar los procesos de erosión.
4. La explotación de agregados en islas laterales (adyacentes a las riberas) se debe llevar a efecto extrayendo sólo el material depositado en el sector más próximo al eje del río, y no así el material del borde ribereño, ya que esta acción conlleva a debilitar la estabilidad de las riberas.
5. Las excavaciones tienen que realizarse en franjas paralelas al eje del cauce, evitando la apertura de zanjas en dirección transversal a éste.
6. Todo el material pétreo no aprovechable para su uso o comercialización, de preferencia debe destinarse al reforzamiento de las riberas.

2.8. *Criterios y Procedimientos Técnicos de Manejo y Aprovechamiento de Áridos en Cauces de Ríos y Afluentes*

7. No es recomendable la formación de bancos artificiales (fosas de sedimentación), tanto en el centro (para prevenir el arrastre) como en los bordes del río (por seguridad).
8. En cauces principales, las excavaciones deben localizarse a distancias no inferiores a 100 m aguas arriba o aguas abajo de puentes carreteros importantes. Para el caso de cauces menores, de reducido caudal y sección, pueden situarse a una distancia inferior a 100 m, siempre y cuando exista una disposición específica emanada de autoridad competente en tema de manejo de cuencas y aprobada en la Licencia Ambiental respectiva.
9. Las excavaciones no tienen que afectar ni amenazar a las obras de encauzamiento y defensas (muros o gaviones) existentes. Tampoco deben localizarse a distancias inferiores a las establecidas por disposiciones y normas técnicas vigentes.
10. Los residuos sólidos finos provenientes del lavado y clasificación de agregados deben ser reutilizados, o dispuestos en lugar seguro sin afectar a la calidad del agua.

2.8.2. Métodos de extracción de agregados en lechos de río

Existen varios métodos de extracción de agregados dependiendo de la naturaleza del material a extraer, o sea el tamaño de grano (grueso o fino), grado de dureza de las rocas, cantidad de humedad o agua que contenga el banco o lecho del río, y fundamentalmente de los productos que se desee obtener. Estas labores pueden ser mecanizadas o manuales.

2.8.2.1. Extracción mecanizada

a. Extracción con Pala Mecánica y Retroexcavadora

La explotación y aprovechamiento de agregados se realiza con la ayuda de

2.8. *Criterios y Procedimientos Técnicos de Manejo y Aprovechamiento de Áridos en Cauces de Ríos y Afluentes*

maquinaria, consiste en utilizar palas frontales, bulldozers y retroexcavadoras, a través de la excavación de fosas paralelas al eje del río, donde además se depositan nuevos sedimentos de agregados en forma cíclica. Este tipo es el más empleado internacionalmente, se caracteriza por sus elevados rendimientos volumétricos por unidad de tiempo. Este procedimiento va combinado ya sea con carguío directo a la planta de procesamiento, o mediante transporte del material extraído en volquetas hasta la planta de procesamiento.

En la evaluación de la situación actual, la disponibilidad de información y experiencias recogidas sobre los métodos de explotación de agregados, utilizados universalmente para producir arena, grava y piedra como materiales de construcción, a partir de material sedimentado en los cauces de los ríos.

IMPACTOS NEGATIVOS

Acumulación de material de descarte en el lecho del río Generación de polvo.

MEDIDAS DE MITIGACIÓN

La acumulación de materiales de descarte debe ser removido al final de la faena hacia los bordes en forma de camellones para proteger la orilla del río La generación de polvo debe evitarse con el uso de carros cisterna, por lo menos dos veces a la semana.

b. **Extracción mediante bomba de succión**

Se aplica a agregados contenidos como sedimentos suspendidos en las corrientes de agua o asentados en los lechos de los ríos. Este método es más común en ríos de gran caudal.

Consiste en la extracción de material de los lechos de los ríos mediante bombas de succión, dragaminas o dragas. Esta técnica permite el transporte hidráulico directo del material extraído hasta la planta de clasificación, con partículas de roca que pueden llegar hasta varios centímetros de tamaño.

2.8. *Criterios y Procedimientos Técnicos de Manejo y Aprovechamiento de Áridos en Cauces de Ríos y Afluentes*

IMPACTOS NEGATIVOS

Acumulación de material de descarte en pleno lecho del río, falta de pozas de sedimentación. La estructura que soporta el clasificador en la parte superior es muy frágil y rústica poniendo en riesgo la seguridad de los operadores y el equipo en caso de caída.

MEDIDAS DE MITIGACIÓN

El material de descarte se debe acomodar en los bordes de los ríos a manera de camellones para evitar el desborde de los ríos. Se deben abrir fosas de sedimentación para evitar la generación de material fino y sólidos en suspensión. La estructura de soporte de estos equipos se debe hacer con material metálico y de fácil desmontaje.

Existen bombas centrífugas especialmente diseñadas para operar con arena fina o con agregados gruesos, con una gama amplia de tamaños de grano, movidos por motores eléctricos o motores a gasolina y diesel.

IMPACTOS NEGATIVOS

Contaminación hídrica por derrame de grasas, aceites y lubricantes. Generación de ruido.

MEDIDAS DE MITIGACIÓN

Se recomienda que el equipo esté situado en un lugar alejado de las fuentes de agua, y además se debe realizar un mantenimiento preventivo constante.

c. **Extracción en talud lateral mediante monitores**

Este procedimiento es muy común en la explotación por bancos de material cuaternario, material aluvial o coluvial depositados en los taludes de los valles

2.8. *Criterios y Procedimientos Técnicos de Manejo y Aprovechamiento de Áridos en Cauces de Ríos y Afluentes*

que conforman los ríos, mediante el uso de monitores o chorros de agua a presión, aplicados directamente sobre el depósito de agregados.

Este método constituye una buena alternativa técnica, pero es viable únicamente cuando un Estudio de Evaluación de Impacto Ambiental garantice que no se generarán riesgos, como derrumbes y procesos erosivos dañinos para el equilibrio ecológico de la subcuenca o microcuenca.

2.8.2.2. **Extracción manual**

El procedimiento de extracción manual consiste en uso directo de herramientas de mano y esfuerzo humano, generalmente se utilizan herramientas convencionales como palas, picotas y barrenos.

IMPACTOS NEGATIVOS

Impacto ambiental al agua por generación de sólidos en suspensión.

MEDIDAS DE MITIGACIÓN

La recomendación en este tipo de trabajos, es que las zanjas sean paralelas al eje del río para obtener recargas producto de las crecidas.

Este método artesanal es utilizado en operaciones de pequeña escala, mediante explotación muy localizada, donde sólo se aprovecha pequeños bancos de material clasificado y lavado, que son formados en forma natural por los procesos de arrastre mecánico y clasificación por gravedad y fuerzas hidráulicas que tienen lugar en los cauces de río en periodos de lluvia. Esta alternativa de operación implica normalmente el cargado directo del material extraído a cedazos o zarandas fijas instaladas en el suelo.

2.8.3. Métodos de tratamiento

Los métodos de tratamiento de materiales extraídos de los cauces de río, para fines de producción de agregados, vale decir, para producción de arena, grava de diferentes rangos de tamaño y piedra de construcción, depende de la naturaleza y composición del material extraído, del relieve y las condiciones físicas del cauce del río, y los objetivos del operador.

Existen métodos de tratamiento manual o artesanal para operaciones de pequeña escala, y métodos mecanizados con mayor capacidad de procesamiento, que involucran utilización de equipos e instalaciones para almacenamiento del material de alimentación, transporte interno según las operaciones unitarias requeridas, clasificación húmeda o seca, trituración primaria y secundaria, almacenamiento de productos y sistemas de carguío para el transporte y comercialización final.

2.8.3.1. Clasificación y Lavado

Este tipo de clasificación y lavado se puede realizar en cedazos vibratorios o estacionarios en seco o húmedo; se aplica generalmente en “actividades mayores de extracción de agregados ” en producción intensiva de materiales de construcción. Existen también métodos de clasificación hidráulica de arenas, que se realiza con corrientes de agua en separadores hidráulicos que permite obtener varios productos en rangos estrechos de tamaño.

- Clasificación mecanizada y lavado de finos en una criba vibratoria de pisos.

La clasificación y lavado industrial en cedazos vibratorios, con uno o más cedazos de diferente abertura, con motor eléctrico o motor a gasolina, permite clasificar por tamaños el material procesado, y se usa principalmente cuando se desea obtener más de dos productos con rangos de tamaño diferentes (Ej. limo, arena, gravilla, grava). El uso de agua para clasificación húmeda en estos equipos es fundamental para remover el limo y arcilla.

2.8. *Criterios y Procedimientos Técnicos de Manejo y Aprovechamiento de Áridos en Cauces de Ríos y Afluentes*

- Clasificación mecanizada en cedazo estacionario instalado en caballete.

Este sistema se aplica en operaciones semi-mecanizadas, que contempla la instalación de un cedazo estacionario sobre un caballete, donde se alimenta el material extraído mediante una pala mecánica frontal o retroexcavadora, para obtener dos productos: uno fino con arena y grava fina, y el “cascote” o material descartable.

- Clasificación Manual

Este sistema se realiza de manera artesanal para operaciones de baja capacidad, donde los operadores son agrupaciones de comunarios.

- Clasificación en zaranda estacionaria (clasificación en seco).

Es el más empleado en actividades artesanales, como una complementación a la extracción manual. Se trata de una clasificación seca en un cedazo inclinado donde el subtamaño es el material de interés, y el sobretamaño constituye el residuo sólido. Este trabajo es realizado por una o dos personas por cada instalación mediante herramientas manuales.

- Clasificación y lavado en canales.

El material removido es conducido mediante una canaleta hacia una pequeña fosa circular construida con piedra a manera de “buddle”, donde se recuperan arena corriente y arena fina por sedimentación, el material limoso o “lama” es removido por lavado con agua.

2.8.3.2. Trituración, clasificación y lavado

Es un método industrial de alta eficiencia pero de mayor costo. Se aplica en lugares donde no se dispone de bancos de material fino, o cuando las especificaciones de calidad del producto (granulometría y composición) así lo exigen. El procesamiento del material extraído contempla sistemas mecanizados en operaciones unitarias de reducción de tamaño o trituración, transporte interno, clasificación y lavado.

2.8. Criterios y Procedimientos Técnicos de Manejo y Aprovechamiento de Áridos en Cauces de Ríos y Afluentes

En este tipo de plantas el material es alimentado a un buzón de recepción, mediante palas cargadoras frontales o volquetas; pasando luego a la etapa de trituración mediante un sistema de correas transportadoras. La reducción de tamaño se puede realizar en una o dos etapas, dependiendo del tamaño de los áridos (rocas) en la alimentación y de los productos que se desea obtener. La trituración primaria se realiza en trituradora de mandíbulas la secundaria en trituradora cónica o de rodillos.

IMPACTOS NEGATIVOS

Planta mecanizada, para tratamiento de agregados, estas plantas si bien cumplen en su mayoría con las normas ambientales y de seguridad industrial, el problema se presenta en los lugares de acopio tanto mecanizado como manual del material en bruto en el río, donde no siempre cumplen las normas ambientales y seguridad de las comunidades.

MEDIDAS DE MITIGACIÓN

Se recomienda a los municipios y prefecturas, realizar el seguimiento del manejo ambiental tanto en la planta como en el lugar de extracción y acopio del material donde se realizan algunas malas prácticas, durante la etapa de operación.

La etapa de clasificación opera en “circuito cerrado” con los productos triturados, mediante correas transportadoras. Los equipos de clasificación son generalmente cribas vibratorias de uno o dos pisos, con aberturas definidas según los productos deseados.

Proceso en Seco

Cualquier planta de este tipo estará basada en tres procesos mecánicos básicos: trituración, clasificación y operaciones complementarias.

Cuando se diseña una planta con trituración secundaria o terciaria, se debe tener en consideración la mayor capacidad de producción de los equipos de trituración primaria, lo que en la práctica significa disponer de una mayor cantidad de los primeros equipos si se desea tener una producción continua.

2.8. *Criterios y Procedimientos Técnicos de Manejo y Aprovechamiento de Áridos en Cauces de Ríos y Afluentes*

En caso contrario, será necesario contar con depósitos de almacenamiento temporal.

Las principales ventajas de este tipo de plantas son:

- Sencillez y flexibilidad.
- Bajos costos de inversión y operación.
- Alta tasa de producción.
- Fácil ubicación (independiente de fuentes de abastecimiento de agua).
- Requieren poco espacio.

Por otra parte, las principales desventajas son:

- Incapacidad para producir granulometrías finas bien clasificadas.
- Bajo grado de limpieza en los tamaños finos.
- Alto costo de los equipos de abatimiento de polvo o de encapsulamiento.

Proceso en húmedo

Para este tipo de planta, tampoco existen esquemas fijos, por lo que el diseño de la planta también dependerá de los tipos de áridos que se desee producir. Sin embargo, la cantidad de operaciones unitarias (procesos mineralógicos) involucradas es considerablemente superior al proceso en seco. Las operaciones involucradas son:

- Trituración primaria, secundaria y/o terciaria (en seco).
- Molienda.
- Clasificación húmeda (primaria, secundaria, terciaria).
- Lavado
- Hidroclasificación
- Sedimentación

2.8. *Criterios y Procedimientos Técnicos de Manejo y Aprovechamiento de Áridos en Cauces de Ríos y Afluentes*

- Filtración
- Operaciones complementarias

2.8.4. **Transporte y comercialización de agregados**

Los productos de las actividades artesanales, arena gruesa, arena fina y piedra son comercializados a través de transportistas independientes o sindicalizados, quienes realizan el carguío manual y luego son distribuidos o vendidos directamente a los consumidores en los lugares de obras en construcción.

Los productos de plantas de tratamiento mecanizado, en actividades mayores de explotación de agregados son:

- Productos comerciales: Arena fina, arcilla, gravilla, grava, piedra.
- Productos de descarte: Lamas finas del proceso de lavado, cascote o material de sobre tamaño.

La producción de las actividades mayores de explotación de agregados es comercializada con Empresas Constructoras, y transportados en cantidades industriales hasta obras de infraestructura urbana, sanitaria o a carreteras.

IMPACTOS NEGATIVOS

Impacto a la calidad del agua, generando sedimentos en suspensión.

MEDIDAS DE MITIGACIÓN

Se debe implementar pozas de sedimentación Sin embargo, este trabajo es un buen ejemplo por la explotación artesanal de agregados en el tercio central del río.

Los caminos de acceso a los puntos de acopio deben seguir rutas fijas es decir que no se abrirán accesos, dependiendo del sitio de almacenamiento, sino que se deter-

2.8. Criterios y Procedimientos Técnicos de Manejo y Aprovechamiento de Áridos en Cauces de Ríos y Afluentes

minará una ruta de ingreso y salida, y a lo largo del río se podrá seguir una ruta en sentido longitudinal, lo más próxima al tercio central, con el fin de no modificar la sección transversal del río ni cambiar el comportamiento hidráulico del mismo.

No se debe permitir el almacenamiento, cambio de aceite, ni limpieza de maquinaria y equipo en el lecho del río. Para las operaciones de carguío de agregados a las volquetas y descarga en los lugares de venta, los operarios deben usar protectores buco nasales.

2.8.5. Manejo y tratamiento de aguas residuales del lavado de agregados

En la explotación de agregados, el mejor modelo de uso y manejo de agua consiste en la recirculación de aguas al circuito de clasificación y lavado, previo tratamiento físico de sedimentación para separación de finos.

Las operaciones artesanales o manuales hacen uso limitado de agua del río, puesto que no realizan un lavado intensivo de los materiales que producen, excepto cuando realizan lavado en canales.

Sin embargo, no es recomendable extraer agregados en las orillas de los ríos, porque se generan procesos de riesgo para la seguridad de los terrenos de la ribera.

IMPACTOS NEGATIVOS

Impacto al lecho de río Impacto al paisaje Impacto al agua.

MEDIDAS DE MITIGACIÓN

No se debe realizar trabajos de explotación en el tercio exterior

La extracción de agregados en lugares cercanos a obras de infraestructura, tales co-

2.8. Criterios y Procedimientos Técnicos de Manejo y Aprovechamiento de Áridos en Cauces de Ríos y Afluentes

mo gaviones, muros de protección, puentes, soportes de acueductos y otros, puede causar modificación del cauce del río y daños materiales.

El manejo de agua en estos lugares debe ser estudiado cuidadosamente por los técnicos responsables de la evaluación ambiental de un proyecto, para definir y proponer las medidas de mitigación, el plan de adecuación y el plan de aplicación y seguimiento ambiental respectivo.

El uso de agua del río debe realizarse en el marco de un enfoque de manejo integral de la cuenca, tomando en cuenta las variaciones en época de lluvia y estiaje.

Cuando el agua del río es desviado a otros sitios para lavar los agregados, se produce la disminución de caudal, también podría existir contaminación por la presencia de limo y arcilla en suspensión, o debido a excavaciones profundas existe el riesgo de contaminación de las napas subterráneas si éstas se encuentran a una profundidad cercana a la superficie, hechos que podrían ocasionar conflictos sociales con las comunidades del lugar. Por tanto, es necesario el uso planificado de los recursos hídricos.

IMPACTOS NEGATIVOS

Impacto a la base del talud, debido al proceso erosivo ocasionado por el desvío del río para extraer agregados.

Impacto al agua, por la generación de sólidos en suspensión.

MEDIDAS DE MITIGACIÓN

El desvío del agua hacia el talud provoca deslizamientos e inseguridad en los operadores.

Se deben instalar pozas de sedimentación.

2.8.6. Recomendaciones de buenas prácticas para manejo y tratamiento de aguas

En toda cuenca se debe delimitar un margen de seguridad de por lo menos tres a cuatro metros de ancho (ilustrado en los planos de zonificación con una línea de color rojo oscuro).

En este proceso se implementarán fosas de sedimentación, las mismas que consisten en fosas que conducen el agua residual proveniente del lavado de los agregados. Estas fosas deberán tener la capacidad suficiente para retener el agua residual el tiempo necesario para que los sólidos en suspensión se sedimenten y se pueda devolver al río con similar calidad a la captada.

El número de pozas de sedimentación estará en función al volumen de material explotado, los mismos que pueden estar dispuestos en serie de manera que se aumente la eficiencia de sedimentación y se obtengan condiciones de turbidez apropiadas para el afluente final. Estas fosas de sedimentación deben limpiarse periódicamente, sobre todo después de las crecidas, a fin de conservar su capacidad de sedimentación.

El material sedimentado y extraído de las fosas debe ser dispuesto en lugares previamente establecidos especiales o reutilizado, pero en ningún caso podrá dejarse en el lecho del río.

La ubicación de las fosas de sedimentación será adyacente al sitio de clasificación secundaria, el mismo que a su vez deberá situarse en el sector correspondiente al tercio del ancho del curso más próximo a la orilla. La cantidad de agua utilizada en la clasificación secundaria, deberá ser reducida en época seca, con la finalidad de no disminuir el caudal aprovechable aguas abajo del sitio de explotación.

Capítulo 3

Características Generales del Área de Estudio

3.1. Ámbito del estudio

La zona de estudio contempla el lecho del Río Yucaes (correspondiente a la Intercuenca Yucaes). El inicio del ámbito de estudio se encuentra ubicada en la localidad de Muyurina (Ayacucho), hacia aguas arriba del río del mismo nombre y culmina en la intersección del Río Yucaes con el Río Huatatas.

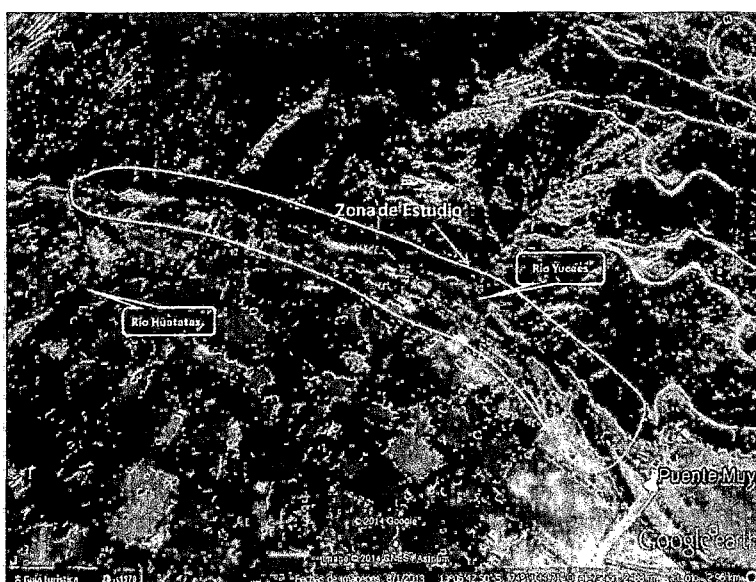


Figura 3.1: Zona de Estudio

3.1.1. Ubicación

La zona de estudio el Río Yucaes (correspondiente a la Cuenca Río Cachi Intercuenca Yucaes en el límite de los distritos de Quinua y Tambillo, provincia de Huamanga, región de Ayacucho.

a. Ubicación política

La Intercuenca Yucaes se encuentra ubicado políticamente en:

Región	: Ayacucho.
Departamento	: Ayacucho.
Provincia	: Huamanga.
Distrito	: Quinua, Tambillo.
Lugar	: Mayzondo.

Geográficamente se localiza en la región central de la Cordillera Occidental de los Andes, a una altitud que va desde los 2600 a 2800, metros sobre el nivel del mar. En la Figura 3.2 adjunta se muestra la ubicación general de la zona de estudio y específicamente la delimitación de la cuenca de estudio.

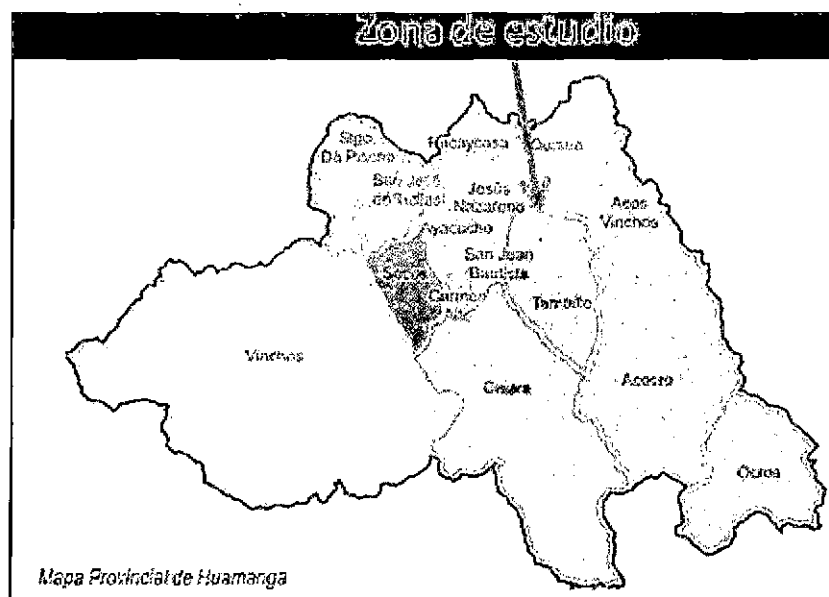


Figura 3.2: Ubicación Política del Distrito en Quinua en la Provincia de Huamanga.

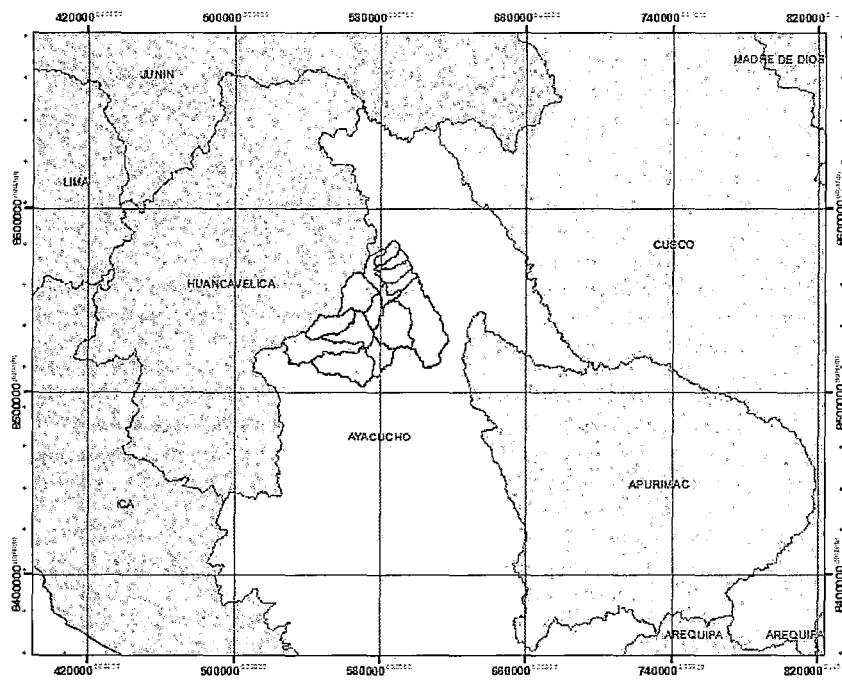


Figura 3.3: Ubicación de la Cuenca Río Cachi en la Región Ayacucho

b. Ubicación cartográfica

Cartográficamente se encuentra ubicado en el cuadrante 27 ñ (Sistema de Proyección UTM, zona 18)

Projected Coordinate System	: WGS_1984_UTM_Zone_18S
Projection	: Transverse_Mercator
Geographic Coordinate System	: GCS_WGS_1984
Datum	: D_WGS_1984
Prime Meridian	: Greenwich

c. Ubicación hidrográfica

De acuerdo a la clasificación de la ANA (Autoridad Nacional del Agua - ex INRENA), hidrográficamente la cuenca se encuentra ubicada:

- Región hidrográfica : Amazonas
- Número : 143
- Código : 4996
- Unidad hidrográfica : Cuenca Mantaro

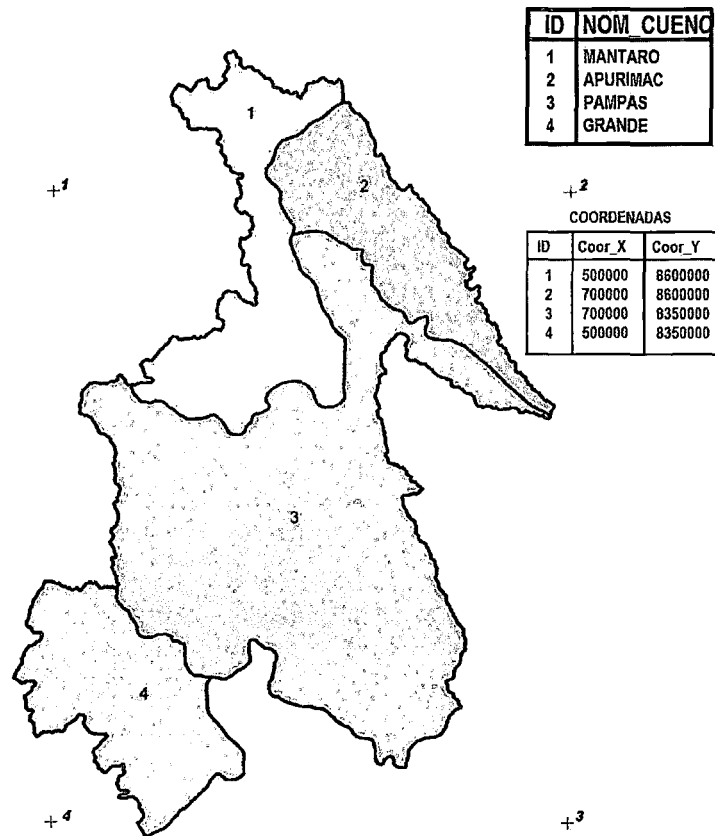


Figura 3.4: Cuencas de la Región Ayacucho

3.1.2. Morfología de la Cuenca

La morfología de una cuenca queda definida por su forma, relieve y drenaje, para lo cual se han establecido una serie de parámetros, que a través de ecuaciones matemáticas, sirven de referencia para la clasificación y comparación de cuencas. Para un mejor estudio de las cuencas se han establecido los siguientes parámetros:

- Parámetros de forma.
- Parámetros de relieve.
- Parámetros de red hidrográfica.

3.1.2.1. Parámetro de Forma de la Cuenca

a. El Índice de Gravelious (K):

$$K = 0,28 * \frac{P}{\sqrt{A}} \quad \Rightarrow K = 1,564$$

b. Rectángulo Equivalente (RE):

$$\text{LadoMayor} : L = \frac{K\sqrt{A}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K} \right)^2} \right) \quad \Rightarrow L = 62,53km$$

$$\text{LadoMenor} : l = \frac{K\sqrt{A}}{1,12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K} \right)^2} \right) \quad \Rightarrow l = 11,12km$$

Cuadro 3.1: Gráfica de las áreas y longitudes parciales del lado mayor del RE

	A(km ²)	Li(km)
2500	0.72	0.06
2600	6.22	0.56
2700	9.58	0.86
2800	18.18	1.63
2900	38.89	3.50
3000	30.60	2.75
3100	31.29	2.81
3200	31.81	2.86
3300	41.11	3.70
3400	49.77	4.47
3500	64.27	5.78
3600	41.39	3.72
3700	37.83	3.40
3800	36.97	3.32
3900	40.23	3.62
4000	48.55	4.37
4100	74.23	6.67
4200	56.13	5.05
4300	34.56	3.11
4400	3.19	0.29
		62.53

c. **Factor Forma (Ff):**

$$F_f = \frac{l}{L} = \frac{A}{L^2} \Rightarrow F_f = 0,2713$$

d. **Perfil longitudinal del río:**

Cuadro 3.2: Gráfica de las áreas y longitudes parciales del lado mayor del RE

Progresiva	Long. Tramo (m)	Tramo	Desnivel	S	$\frac{1}{(s)^{0,5}}$
Km 0+000	-	2,500.000			
Km 2+781,93	674,808.000	2,600.000	100.000	0.1482	2.597707
km 5+986,76	1,694,824.000	2,800.000	200.000	0.1180	2.911034
km 11+679,18	5,737,884.000	3,000.000	200.000	0.0349	5.356251
km 17+658,88	3,605,945.000	3,200.000	200.000	0.0555	4.246142
km 24+493,72	6,863,735.000	3,400.000	200.000	0.0291	5.858214
km 24+493,72	8,675,585.000	3,600.000	200.000	0.0231	6.586192
km 24+493,72	5,234,873	3,800.000	200.000	0.0382	5.116089
km 26+118,05	6,528,407.000	4,000.000	200.000	0.0306	5.713321
km 26+118,05	11,000,730.000	4,250.000	250.000	0.0227	6.633470
					45.018419

e. **Pendiente del Río:**

$$S = \left(\left[\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{s_1}} + \frac{1}{\sqrt{s_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{s_n}}} \right] \right)^2 \Rightarrow S = 4,00 \%$$

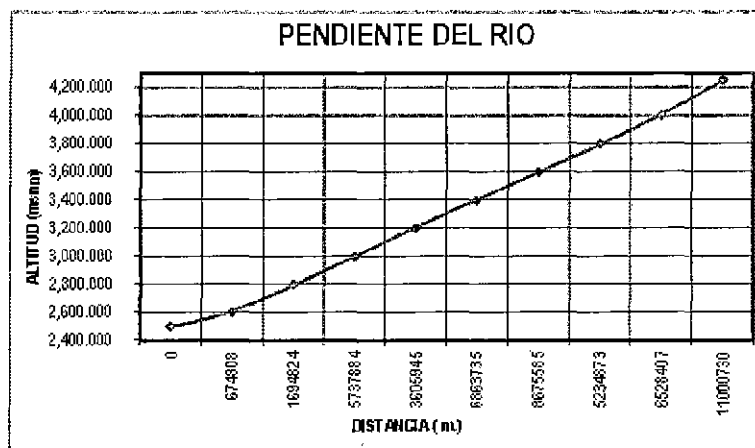


Figura 3.5: Gráfica de la pendiente del río

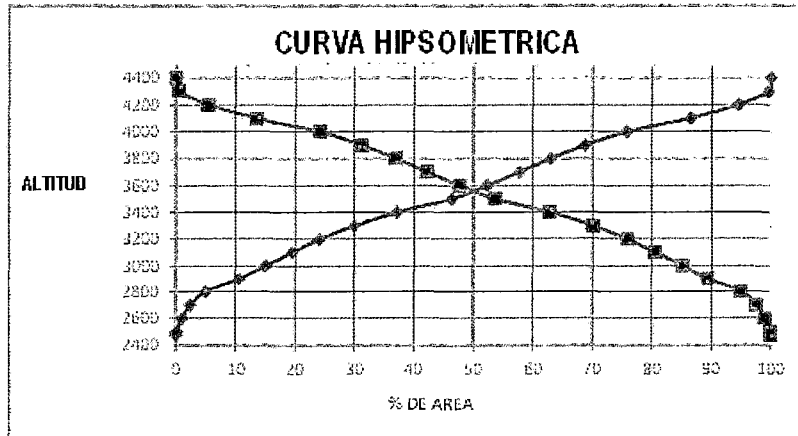
3.1.2.2. **Parámetro de Relieve**a. **Cálculo de la Curva Hipsométrica:**

Figura 3.6: Gráfica de la curva Hipsométrica

b. **Altitud Mediana:**

Altitud Mediana = 3560 msnm (Intersección de las curvas hipsométricas)

c. **Altitud media Ponderada (H):**

$$H = \frac{(\sum a_i c_i)}{A}$$

$$c_i = \frac{(c_i - c_{i-1})}{2}$$

$$H = 3560,6378 \text{ m}$$

d. **Altitud Media Simple:**

$$H_{ms} = \frac{(C_M + C_m)}{2}$$

$$C_m = 2480 \text{ y } C_M = 4400$$

$$H_{ms} = 3440 \text{ msnm}$$

Cuadro 3.3: Gráfica de la Altitud media ponderada

a_i	c_i	$a_i * c_i$
0.72	2,490.00	1,795.29
6.22	2,550.00	15,848.25
9.58	2,650.00	25,373.75
18.18	2,750.00	50,003.25
38.89	2,850.00	110,827.95
30.60	2,950.00	90,264.10
31.29	3,050.00	95,443.65
31.81	3,150.00	100,207.80
41.11	3,250.00	133,607.50
49.77	3,350.00	166,712.75
64.27	3,450.00	221,731.50
41.39	3,550.00	146,941.60
37.83	3,650.00	138,064.90
36.97	3,750.00	138,652.50
40.23	3,850.00	154,866.25
48.55	3,950.00	191,784.35
74.23	4,050.00	300,631.50
56.13	4,150.00	232,939.50
34.56	4,250.00	146,897.00
3.19	4,350.00	13,876.50
695.51		2,476,469.89

e. **Polígono de frecuencias:**

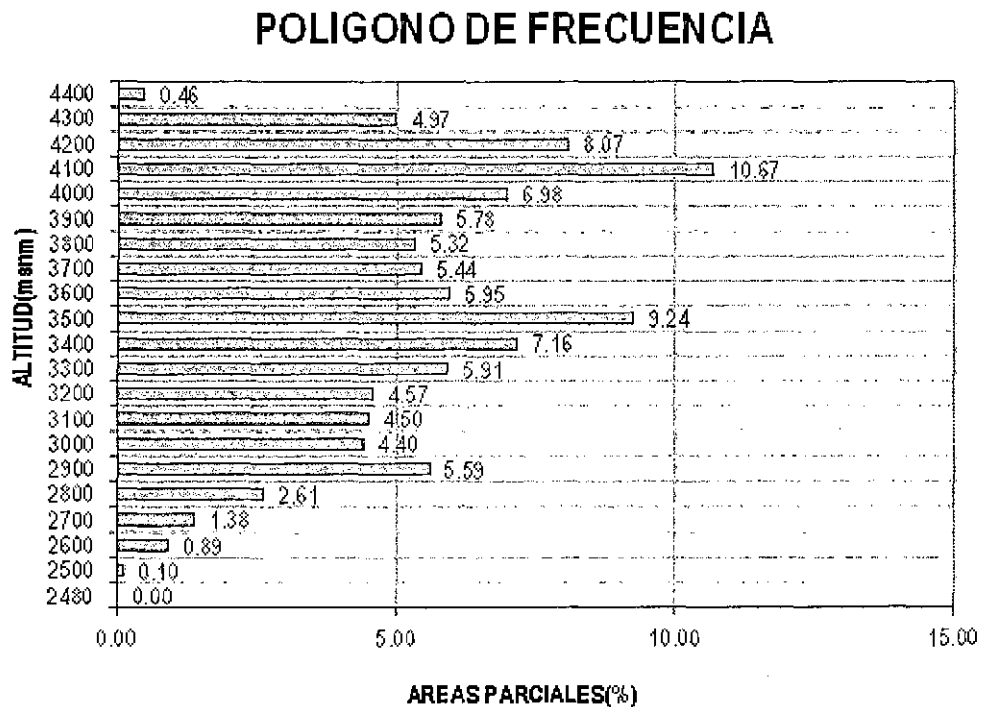


Figura 3.7: Gráfica del Polígono de Frecuencia

3.1.2.3. Parámetro de la Red Hidrográficoa. **Densidad de Drenaje:**

$$D_d = \frac{L_i}{A} \quad \Rightarrow D_d = 0,9357$$

b. **Frecuencia de los Ríos:**

$$F_r = \frac{N^\circ \text{cauces}}{a} \quad \Rightarrow F_r = 0,2919$$

c. **Extensión media del Esguerrimiento Superficial (E_s):**

$$E_s = \frac{A}{4L_i} \quad \Rightarrow E_s = 0,2672$$

d. **Tiempo de Concentración (T_c), Según Kirpich:**

$$T_c = \left(\frac{0,87L^3}{H} \right)^{0,385} \quad \Rightarrow T_c = 4,82$$

e. **Grado de ramificación u orden de los ríos:**

Ríos de primer Orden : 145

Ríos de segundo Orden : 42

Ríos de tercer Orden : 12

Ríos de cuarto Orden : 03

Ríos de quinto Orden : 01

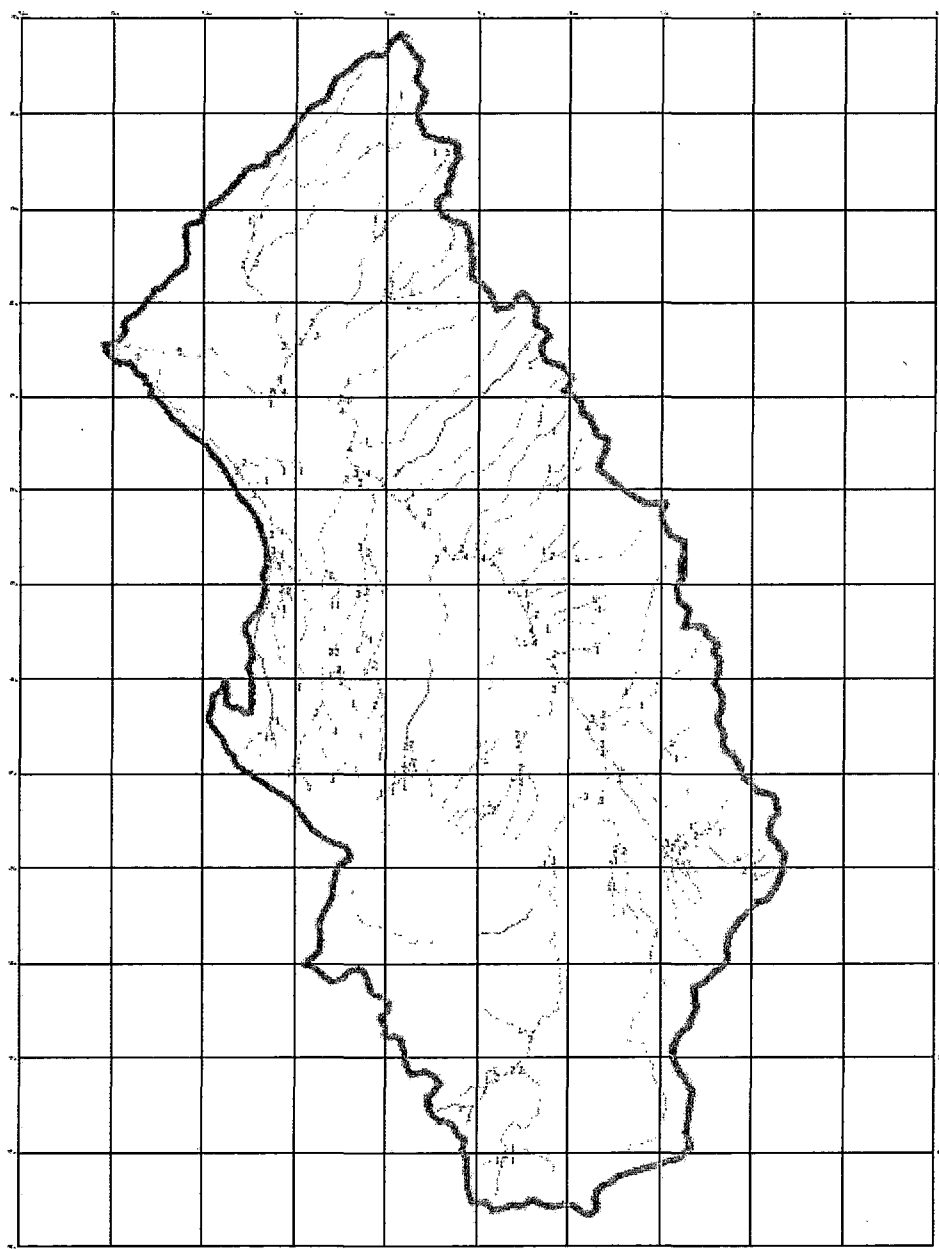


Figura 3.8: Gráfica de la orden de los ríos de la Intercuenca Yucaes

3.1.3. **Delimitación y Codificación Hidrográfica de la Cuenca - Método Pfafstetter**

Para la delimitación, planificación y gestiones de la Intercuenca del río Yucaes, ubicadas dentro del ámbito del ALA-Ayacucho, se empleó la metodología desarrollada por PFAFSTETTER.

La Oficina Nacional de Evaluación de Recursos Naturales (ONERN), desarrolló en 1984 un primer mapa de delimitación de cuencas en el Perú a partir del cual se determinaron 106 cuencas hidrográficas. Sobre esta información y con la base cartográfica del Proyecto “Digital Perú” del 2001, la Dirección General de Aguas y Suelos del INRENA obtuvo el mapa a escala de impresión 1:1'800,000, en el cual se determina a 107 cuencas hidrográficas, de las cuales 53 pertenecen a la vertiente del pacífico, 45 a la vertiente del amazonas, y 9 a la vertiente endorreica del Titicaca.

Sin embargo, el año 2003 la Intendencia de Recursos Hídricos del INRENA, desarrolló una nueva delimitación y codificación de cuencas hidrográficas en el país; incorporando criterios estándares internacionales de delimitación, y codificación, tomando los lineamientos del Método elaborado por el Ing. Otto Pfafstetter y que fue adoptado además por la United States Geological Survey (USGS-EEUU).

El sistema de codificación de cuencas desarrollado por Ing. Otto Pfafstetter, en 1989, se basa en una metodología para asignar códigos a unidades de drenaje basado en la topología de la superficie del terreno. El sistema lo considera jerárquico, sin embargo las unidades son delimitadas desde las uniones de los ríos.

El estudio hidrológico adopta esta metodología de Pfafstetter para delimitar y codificar las Cuencas e Intercuencas dentro del ámbito de la ALA-Ayacucho.

3.1.4. Caracterización de la Cuenca Cachi

La cuenca Cachi tiene una extensión de aproximadamente de 3620 Km^2 y con un perímetro 345 Km y está sub dividido en diez Intercuencas los cuales son: Apache-ta, Chicllarazo, Chillico, Huamanga, Huanta, Huatatas, Paccha, Pongora, Vinchos y Yucaes.

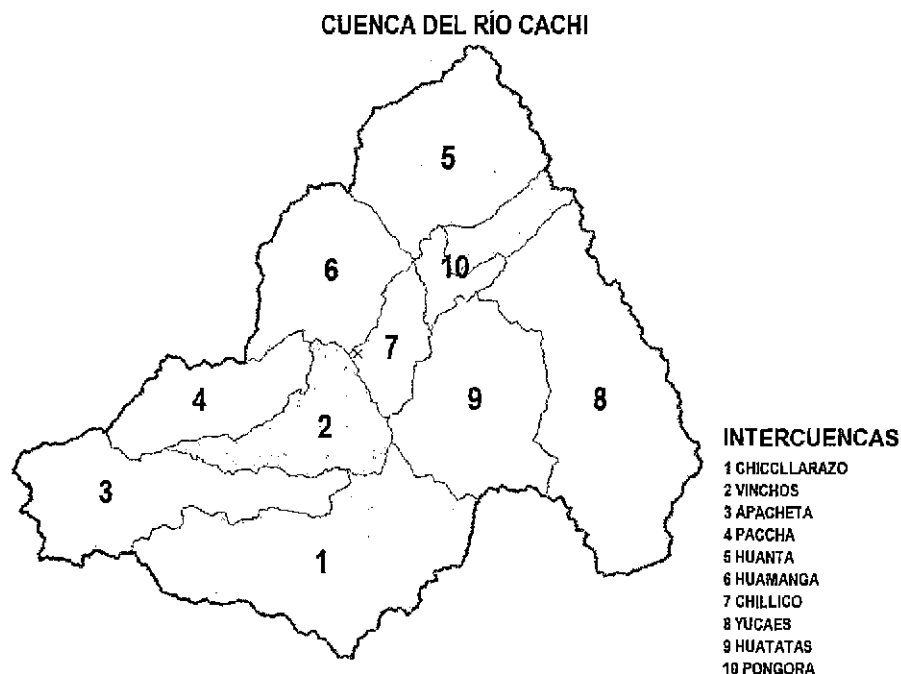


Figura 3.9: Cuenca Río Cachi e Intercuencas

a. **Ubicación**

La cuenca del Río Cachi se encuentra ubicada en la Sierra-Centro de los Andes Peruanos. Geográficamente está comprendida entre los paralelos 12°53' y 13°32' de Latitud Sur y los meridianos 73°56' y 74°49' de Longitud Oeste.

Políticamente la cuenca pertenece al departamento de Ayacucho, abarca las provincias de Huamanga, Huanta, San Miguel y los distritos de Huachocolpa, Paras y otros. Limita con las cuencas de Huanta por el Norte, Huancapi por el Sur, San Miguel por el Oeste y Huachocolpa por el Este.

b. **Fisiografía**

La cuenca del río Cachi pertenece en su totalidad al sistema de los andes, cerros bajos y altos, con vegetación natural escasa, encontrándose quebradas con cultivos de secano. En la parte media y alta de la cuenca predomina el paisaje de colinas altas, que comprenden pastos naturales, paisajes de laderas y quebradas montañosas que abarcan altitudes de 2800 y 4200 msnm.

c. Topografía

Se extiende desde la cota 2500 hasta los 4600 msnm, que abarca desde el nacimiento de los ríos hasta la desembocadura en el valle del río Cachi.

En la parte del Divortium Acuarum, la configuración topográfica es variada, desde ligera ondulada y colina con laderas de gradiente moderada, hasta fuertes relieves de quebradas que en muchos casos presentan afloramientos rocosos. Su parte media, posee una configuración topográfica dominante de quebrada, donde los cursos principales son encañonados; relieves muy accidentados, laderas de fuertes pendientes. En la parte baja existe un valle de suave topografía, largo y estrecho, desde donde hasta los límites de la cuenca en la parte alta, presenta una topografía agreste.

d. Sistema Hidrográfico y Cuenca

La hidrografía del río Cachi, está formado básicamente por la confluencia de los siguientes tributarios principales: Apacheta, Chicllarazo, Choccoro, Allpachaca, Vinchos, Huatatas, Yucaes, Pongora y otros.

Estos ríos nacen de una serie de tributarios alimentados por quebradas de caudal perenne y otros temporales cuyo escurrimiento se produce sólo en los meses de precipitación, existiendo también lagunas y/o aportes sub superficiales.

La cuenca del río Cachi presenta la forma general de un cuerpo que se asemeja a una forma triangular achatada en la parte oeste y ensanchada en la parte este, cuyo patrón de drenaje es de tipo dendrítica.

El área total de drenaje hasta la confluencia con el Río Urubamba es de 3609.86 km^2 , el perímetro de la cuenca es 350.04 km , contando con una longitud máxima de recorrido, desde sus nacientes, de 137.16 km ; y presentando una pendiente promedio de 2.0 %.

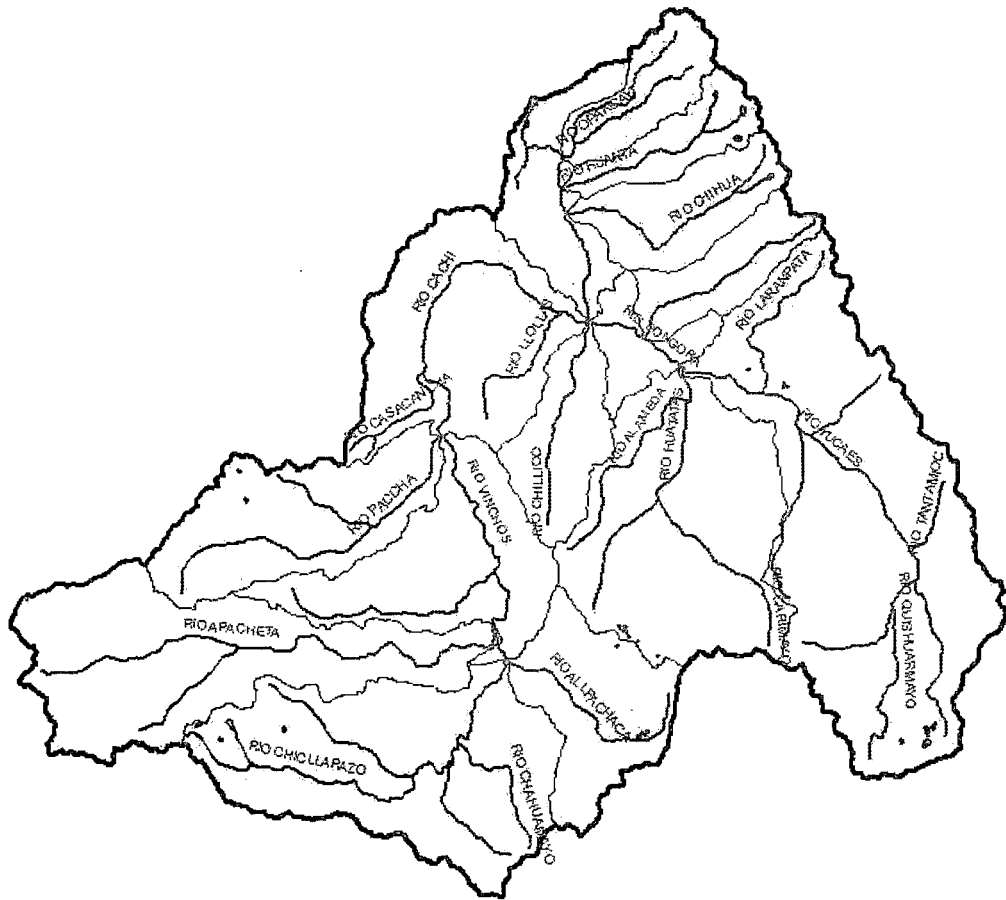


Figura 3.10: Red Hidrográfica de la Cuenca Cachi

El Río Cachi nace de la confluencia del Río Vinchos y Paccha, el primero tiene su origen en la confluencia del Río Apacheta y Chicllarazo. El recorrido de mayor longitud de la cuenca es la que forman los ríos Cachi, Vinchos y Apacheta. El Cachi es uno de los tributarios del Río Mantaro, es una cuenca de cabecera.

El relieve general de la cuenca es muy accidentada de quebradas bien pronunciadas y pendientes altas las que dan nacimiento y son vertientes de los ríos principales, estas se caracterizan por ser poco estable, erosionan sus cauces, producto de sus altas pendientes, esto es característico de cuencas de cabecera como lo es el Cachi, Sobre los 3600 m.s.n.m. el terreno no presenta muchas colinas ni altas pendientes, pero de terrenos que presentan una ondulación al-

ta y continua. Mientras que por debajo de los 3600 m.s.n.m. existen colinas altamente escarpadas, con numerosas quebradas, y ríos profundos formando ocasionalmente pequeños valles y planos.

3.1.5. Caracterización de la Intercuenca Yucaes

La Intercuenca en estudio, nace desde la cota 4274 msnm, lugar desde donde se forma el Río Quishuarmayo, hasta su unión con el Río Challhuamayo, los mismos que al unirse forman el Río Yucaes, el mismo que en su recorrido, recoge las aguas de diferentes quebradas, hasta el inicio del Río Yucaes en la cota 2600 msnm, dentro del cual, se encontrará ubicado las obras de captación ribereña.

En los gráficos precedentes y los planos del anexo, se mostró la red topológica, donde se indica los diferentes ríos, lagunas y quebradas que drenan sus aguas finalmente hacia el Río Yucaes.

$$\text{Área} = 695.513 \text{ km}^2$$

$$\text{Perímetro} = 147.312 \text{ km}$$

$$\text{Longitud de río más largo} = 50.636 \text{ km}$$

Cuadro 3.4: Características de la Intercuencia Yucaes

ALTITUD m.s.n.m.	AREAS PARCIALES		AREAS ACUMULADAS			
	Km ²	%	POR DEBAJO		POR ENCIMA	
			Km ²	%	Km ²	%
Punto mas bajo						
2480	-	-	-	-	695.51	100.00
2500	0.72	0.10	0.72	0.10	694.79	99.90
2600	6.22	0.89	6.94	1.00	688.58	99.00
2700	9.58	1.38	16.51	2.37	679.00	97.63
2800	18.18	2.61	34.69	4.99	660.82	95.01
2900	38.89	5.59	73.58	10.58	621.93	89.42
3000	30.60	4.40	104.18	14.98	591.33	85.02
3100	31.29	4.50	135.47	19.48	560.04	80.52
3200	31.81	4.57	167.28	24.05	528.23	75.95
3300	41.11	5.91	208.39	29.96	487.12	70.04
3400	49.77	7.16	258.16	37.12	437.35	62.88
3500	64.27	9.24	322.43	46.36	373.08	53.64
3600	41.39	5.95	363.82	52.31	331.69	47.69
3700	37.83	5.44	401.65	57.75	293.87	42.25
3800	36.97	5.32	438.62	63.06	256.89	36.94
3900	40.23	5.78	478.85	68.85	216.67	31.15
4000	48.55	6.98	527.40	75.83	168.11	24.17
4100	74.23	10.67	601.63	86.50	93.88	13.50
4200	56.13	8.07	657.76	94.57	37.75	5.43
4300	34.56	4.97	692.32	99.54	3.19	0.46
4400	3.19	0.46	695.51	100.00	0.00	0.00
Punto mas alto						
TOTAL	695.513	100.00				

Capítulo 4

Estudio Hidrológico

4.1. Generalidades

El aspecto de mayor importancia en el presente Estudio Hidrológico ha sido la utilización de información hidrometeorológica de cuencas aledañas a la de interés, para que utilizando técnicas hidrológicas comúnmente aceptadas se estime la información hidrometeorológica en el investigación.

4.2. Antecedentes

En la región Ayacucho se han realizado diversos estudios hidrológicos a nivel de subcuencas, para fines de aprovechamiento hídrico en sector agrícola, hidroenergético, minero, entre otros. En el común de estos estudios la información climática es muy limitada y la hidrológica es casi nula, por lo que se ha tenido que recurrir al uso de diferentes metodologías para la generación de caudales, según los objetivos específicos y alcances de los estudios. La técnica de regionalización de las variables hidroclimáticas ha estado orientada principalmente a la determinación de un gradiente en función a la altitud utilizando información hidroclimática de grupos de estaciones representativas del área de estudio.

Los gradientes así determinados son utilizados para generar la información hidro-

climática hacia la subcuenca de interés estimando la información climática en la cota que representa la altitud media de la subcuenca. La información hidroclimática así generada es utilizada como insumo para la generación de caudales mediante el modelos hidrológicos.

Como antecedentes de investigaciones que sirvieron para la realización del presente estudio, tenemos:

- En el año de 1982-1983, SENAMHI - IILA - UNI, en el Estudio de la Hidrología del Perú Vol. I y II, regionalizaron la pluviometría, los caudales y los escurrimientos, considerando a la cuenca del río Cachimayo en una región cuyo escurrimiento sigue una tendencia con relación a la precipitación.
- En el año 1994, la consultora HC & Asociados realizó la actualización y complementación del Proyecto Integral Río Cachi, en donde se analiza y presenta la hidrología del proyecto a fin de determinar las disponibilidades de los ríos aportantes al sistema hidráulico del proyecto, en base a la información de estaciones hidrometeorológicas que en su mayoría corresponden a cuencas vecinas y fuera del área de influencia del proyecto.
- En el año 1996, la Unidad de Estudios del PERC realizó el Estudio de Afianzamiento Hídrico del Proyecto Cachi, a fin de determinar la capacidad de almacenamiento y el rendimiento hídrico de las cuencas que lo integran.
- En el año 2002, el consultor H&C HYDROCONSULT realizó el “Estudio Hidrológico e Hidráulico del Puente Niño Yucaes” para el INADE - Proyecto Especial Sierra Centro Sur
- En el año 2005, se realizó el “Estudio de Impacto Ambiental y Social del Proyecto de Transporte de Gas Natural por Ducto de Ayacucho a la Planta de Licuefacción PERÚ LNG”, elaborado por WALSH PERÚ S.A.

- En el año 2007, Golder Associates Perú S.A. , preparó para Gulf Interstate Engineering Perú S.A.C. el “Informe de Evaluación del Cruce del Río Yucaes del Proyecto Gasoducto Peru LNG”.
- En el año 2008, según el marco de la Segunda Comunicación Nacional del Perú, sub producto “Determinación de la relación entre el Cambio Climático, el retroceso de los Glaciares y los Impactos en la disponibilidad de agua en el Perú”, el SENAMHI a través de la Dirección General de Hidrología y Recursos Hídricos - DGH, actualizó la información de precipitación evapotranspiración y escurrimiento multianual generando mapas a nivel de Perú para el periodo de referencia 1970-2007.
- En síntesis estos estudios de referencia realizados en la zona de estudio y particularmente en la cuenca Yucaes, Cachi y Mantaro, aportan al conocimiento de la hidroclimatología regional y proporcionan bases teóricas sobre metodologías y modelos matemáticos que han sido validados.

4.3. Metodología

La presente investigación, enfoca un análisis exhaustivo de las características hidráulicas, hidrológicas e hidráulica fluvial, a partir de las cuales, se podrá encontrar los parámetros fundamentales para el análisis de efectos de la explotación de canteras de agregados a las bocatomas de Mayzondo. Los estudios se inician con la visita de campo realizada por el tesista, en la cual se recopila información de los pobladores de la zona cercana al área de estudio, tales como trazas de máximas avenidas, aspectos fluviomorfológicos de los ríos de la cuenca Yucaes y Pongora.

Posteriormente se realizan los trabajos correspondientes al levantamiento topográfico, tomando en cuenta los siguientes aspectos: detallar en la zona de levantamiento de secciones transversales, áreas de inundación a ambas márgenes del Río Yucaes y Río Chacco, zonas de formación de barras, ubicación de caballetes.

Con respecto al análisis hidráulico es fundamental, incluir en las secciones transversales los diferentes coeficientes de rugosidad de Manning que se presentan (tramo en pasto, piedra, roca, etc.). Asimismo, se encontrará los máximos niveles alcanzados por la avenida de diseño para los lugares donde se proponen las intervenciones como es Mayzondo, que servirán para determinar los efectos sobre dicha estructura.

Con respecto al análisis de Hidráulica Fluvial se consideran aspectos importantes como granulometría del lecho, mediante el cual se encuentra los diámetros característicos como el d_{40} , d_{50} , d_{90} , etc., a partir de los mismos podremos determinar el ancho estable del cauce, con el fin de determinar la defensa ribereña con la estructuras hidráulicas más convenientes.

4.4. Estudio Climatológico

4.4.1. Generalidades

En las cuencas materia de la presente evaluación hidrológica, no dispone de estaciones meteorológicas e hidrométricas que permitan determinar los regímenes de caudales medios y caudales máximos extraordinarios. Por esta razón, la presente evaluación se realiza sobre la base de la distribución y características de la precipitación en las diferentes zonas del estudio, tomando en consideración las características geomorfológicas, de cobertura vegetal, y demás parámetros fisiográficos de las cuencas sujetas a estudio.

La información básica utilizada corresponde a los registros históricos de estaciones pluviométricas cercanas a la zona de estudio. Los resultados y conclusiones de los estudios hidrológicos desarrollados con anterioridad fueron considerados en la evaluación de los resultados obtenidos en la presente evaluación.

La Sierra es la región en donde existe la mayor variabilidad climática, en razón al abrupto cambio fisiográfico originado por la Cordillera de los Andes. El factor de altitud juega un rol preponderante en la determinación de los diversos tipos de cli-

mas, que varían desde el templado hasta el polar. Las lluvias en esta zona son en su mayoría de origen orográfico, es decir, resultante de la condensación de la humedad de las nubes, al levantarse estas sobre las montañas. La precipitación varía aproximadamente entre 700 y 1,200 mm por año.

Por lo general, las precipitaciones se presentan después del mediodía, lo que evidencia el carácter convectivo de las mismas. El sol calienta por las mañanas la superficie del terreno, lo que da origen a que masas de aire con alto contenido de humedad se eleven hacia zonas frías, favoreciendo así la condensación del vapor de agua y dando origen a la presencia de lluvia.

En la sierra, a partir de los 3,500 a 4,000 msnm, las precipitaciones pueden tener características líquidas o sólidas (granizo o nieve). Para mayores altitudes, esta última se vuelve predominante. Los registros muestran que el período de mayores precipitaciones corresponde a los meses de diciembre a abril; la época seca o de estiaje corresponde al resto del año. La información pluviométrica, ha sido obtenida del SENAMHI - (Consortio Lahmeyer - Saltzgitter, LIS - 1980) y del PERC. La relación y datos principales de las estaciones se detallan en el presente documento. En los anexos se muestra la ubicación, datos y extensión de los registros.

4.4.2. Metodología

Con fines de realizar el presente estudio, se ha realizado actividades preliminares con el objetivo de verificar y evaluar el estado situacional de la información hidrometeorológica existente en la zona de estudio como es la del SENAMHI y del PERC. Las actividades realizadas son las siguientes:

- **Revisión de Estudios Básicos Anteriores**

Se ha revisado estudios técnicos anteriores existentes relacionados con los objetivos del presente estudio.

- **Recopilación de Información Hidrometeorológica**

La información hidrometeorológica utilizada fue proporcionado por OPEMAN

del PERC en formato digital y también se trabajó con información del SENAMHI.

■ Trabajo de Campo

Con fines de utilizar las estaciones hidrometeorológicas ubicadas dentro del área de influencia, se ha realizado la visita a los puntos de interés.

La red de estaciones meteorológicas y estaciones hidrométricas, ubicadas en el área de estudio, que fueron evaluados se presenta en los Cuadros siguientes.

Cuadro 4.1: Estaciones Pluviométricas del SENAMHI Evaluadas

Estación	Altitud	Pma	Pmax24	COORD.			
	(msnm)	(mm)	(mm)	Latitud		Longitud	
				(°)	(')	(°)	(')
Cusicancha	3,400	307	42.0	75	18	13	29
Tambo	3,250	405	43.0	75	16	13	41
San Miguel	2,661	446	-	75	59	13	01
Los Libertadores	3,710	926	41.8	74	58	13	20
Anco	2,815	882	-	73	34	13	10
Chungui	3,468	1,056	77.4	73	37	13	13
Vilcashuamán	3,360	736	72.5	73	56	13	39
Cloclococha	4,550	791	39.5	75	04	13	09
Allpachaca	3,600	750	-	74	16	13	23
Huamanga	2,761	557	46.6	74	13	13	09
Ayacucho	2,761	564	-	74	12	13	09
Urubamba	2,863	447	36.5	72	07	13	18

(Pma :) Precipitación Total Media Anual

(Pmax24) Precipitación Máxima de la Máximas en 24 horas

(Fuente :) Atlas de Hidrología - Evaluación del Potencial Hidroeléctrico del Perú - 1980

(Fuente :) Estudio Hidrológico General - GMI S.A. - Set 2001

Cuadro 4.2: Estaciones Meteorológicas del PERC - Evaluadas

ITEM	ESTACION	COORDENADA UTM		ALTITUD	ESTADO	PARAMETROS DE REGISTROS
		ESTE	NORTE			
1	PUTACCA	570333	8518034	3571	OPERATIVO	EVAPORACION, HORAS DE SOL, PRECIPITACION, TEMPERATURA, HUMEDAD
2	CUCHOQUESERA	571183	8514710	3737	OPERATIVO	PRECIPITACION, EVAPORACION, TEMPERATURA
3	CHAQUICOCHA	556219	8512643	4035	OPERATIVO	PRECIPITACION
4	CHOCCORO	556201	8516378	4047	OPERATIVO	PRECIPITACION, TEMPERATURA
5	APACHETA	538504	8524106	4170	OPERATIVO	PRECIPITACION, TEMPERATURA
6	ATUNSULLA	543786	8526013	4050	OPERATIVO	PRECIPITACION
7	TAMBOBAMBA	595786	8544052	3095	OPERATIVO	PRECIPITACION
8	TAMBILLO	596563	8538829	3295	OPERATIVO	PRECIPITACION, GEOTEMPERATURA, TEMPERATURA, PRESION, EVAPORACION, HORAS
9	CHONTACA	603752	8531228	3503	OPERATIVO	PRECIPITACION, TEMPERATURA, EVAPORACION
10	COLLCCA	611285	8528369	3446	OPERATIVO	PRECIPITACION
11	CAYRAMAYO	590429	8531557	3720	OPERATIVO	PRECIPITACION
12	CHIARA	586056	8532989	3510	OPERATIVO	PRECIPITACION, TEMPERATURA, EVAPORACION
13	SACHABAMBA	597333	8511733	3584	OPERATIVO	PRECIPITACION, TEMPERATURA, EVAPORACION
14	PAMPA CANGALLO	586792	8501296	3374	OPERATIVO	PRECIPITACION, TEMPERATURA, EVAPORACION
15	ALLPACHACA	579170	8519444	3541	OPERATIVO	PRECIPITACION, TEMPERATURA, EVAPORACION, GEOTEMPERATURA
16	CHILICRUZ	576813	8532251	3997	OPERATIVO	PRECIPITACION
17	PUCALOMA	575925	8539985	3489	OPERATIVO	PRECIPITACION, TEMPERATURA, EVAPORACION

Evaluación de la Red Hidrometeorológica del PERC

En total se ha tenido información de 17 estaciones meteorológicas dentro del ámbito del PERC. Tal como se muestra en los siguientes Cuadros se presenta el balance de las estaciones meteorológicas observadas.

Cuadro 4.3: Evaluación de Estaciones Meteorológicas

Total Estaciones Meteorológicas: A la fecha, en total se ha inspeccionado 17 estaciones meteorológicas ubicadas dentro del ámbito del PERC.

Número de Estaciones con Registro de Precipitación: Del total de las estaciones inspeccionadas se ha observado que en todas se registra este parámetro. El registro es en forma diaria. El instrumento de medición es el pluviómetro tipo Hellman estándar y en algunos casos se utiliza pluviógrafos hechizos similares al tipo Hellman.

Número de Estaciones con Registro de Evaporación: Del total de las estaciones inspeccionadas se ha observado que en 9 estaciones se registra este parámetro. El registro es en forma diaria. El instrumento de medición es el Tanque de Evaporación estándar.

Número de Estaciones con Registro de Temperatura: Del total de las estaciones inspeccionadas se ha observado que en 11 estaciones se registra este parámetro. El registro es en forma diaria, con toma de datos de tres veces por día. El instrumento de medición es el Termómetro de Máximas y Mínimas, registrándose las temperaturas máximas, mínimas y media diaria.

Número de Estaciones con Registro de Presión Atmosférica: Del total de las estaciones inspeccionadas se ha observado que en una sola estación (Tambillo), se registra este parámetro. El registro es en forma diaria. El instrumento de medición es el Barómetro estándar.

Número de Estaciones con Registro de Temperatura del Suelo: Del total de las estaciones inspeccionadas se ha observado que en dos estaciones (Allpachaca y Tambillo), se registra este parámetro. El registro es en forma diaria. El instrumento de medición es el Geotermómetro estándar, se toma los datos a las profundidades de 5, 10, 20, 30,50, y 100 cm.

Número de Estaciones con Registro de Horas de Sol: Del total de las estaciones inspeccionadas se ha observado que en dos estaciones (Putacca y Tambillo), se registra este parámetro. El registro es en forma diaria. El instrumento de medición es el Heliógrafo estándar.

Número de Estaciones con Registro de Velocidad de Viento: Del total de las estaciones inspeccionadas se ha observado que en ninguna de las estaciones se registra este parámetro.

Fuente: Propia

4.4.3. Climatología

La caracterización del clima en la zona, se basa fundamentalmente en la reunión de elementos y factores físicos que permiten definir condiciones homogéneas en el ambiente. Los elementos climáticos están referidos a los diversos fenómenos atmosféricos como temperatura, precipitación, humedad, viento, nubosidad y evaporación; los factores climáticos están referidos a las características propias y fijas del lugar, dadas por su ubicación y caracterizadas por su altitud, latitud, suelo, vegetación y continentalidad. Según la clasificación de Copen, el clima es templado de verano cálido e invierno seco.

A continuación se presenta la caracterización de los elementos climáticos, tomando como referencia, considerando el área de riego representativo del área de estudio, la estación climatológica de Tambillo. Se presenta los principales factores climatológicos promedio mensuales registrados en la estación de Tambillo.

a. Variables Climáticas

En el área de estudio, específicamente para el Río Yucaes pertenece la Intercuenca de Yucaes y a la vez forma parte la Cuenca Cachi.

La investigación hidrológica se dificultó por la escasez de datos climatológicos a la que se suma la carencia de series confiables de datos en las estaciones vecinas pertenecientes a dicha cuenca, lo que obstaculiza la aplicación y desarrollo de modelos hidrológicos. En esta región las redes hidrometeorológicas son muy poco densas e incluso inexistentes debido, entre otras razones, a que su establecimiento y mantenimiento.

La Intercuenca de análisis se caracteriza por presentar una baja densidad de estaciones climáticas, cortos e incompletos periodos de registro. Para aminorar este déficit de información es posible obtener de fuentes alternativas, registros históricos para diferentes variables hidrológicas en lugares donde no existen estaciones climáticas in situ. Instituciones científicas en todo el mundo generan y distribuyen información climática georeferenciada.

Debido a la extensión de la Cuenca Cachi a la cual pertenece la Intercuenca Yucaes, el tratamiento de la información se compatibilizó con la caracterización climática que se realizó en la plataforma del ArcGIS, luego con las herramientas de análisis espacial se calculó el valor medio de la variable climática para la Intercuenca en estudio, posteriormente estos valores se utilizaran en el modelamiento hidrológico.

b. Clasificación Climática

Para caracterizar el clima de la Intercuenca Yucaes se utilizó la metodología de Thornthwaite, el cual considera como datos de entrada la precipitación y la evapotranspiración y a partir de ella realizar el balance hídrico, determinándose los periodos de exceso y déficit con el cual es posible la caracterización climática.

La nomenclatura de la caracterización Climática de Thornthwaite está compuesta por cuatro letras y unos subíndices. Las dos primeras letras, mayúsculas, se refieren al “Índice de humedad” y a la “Eficacia térmica” de la zona, respectivamente. La letra tercera y cuarta, minúsculas, corresponden a la “Variación estacional de la humedad” y a la “ Concentración térmica en verano” respectivamente.

Determinación del Índice de Humedad según Thornthwaite.

Es necesario hacer un balance de agua del suelo en el que intervengan:

- Precipitaciones medias mensuales (P)
- Evapotranspiraciones potenciales medias mensuales (ETP)
- Excesos mensuales de agua (E)

El Índice de humedad de Thornthwaite se determina por la expresión:

Indice General:

$$I_h = I_E - 0,6I_D$$

Donde:

I_E = el índice de exceso, que se calcula por la siguiente expresión:

$$I_E = \frac{E}{ETP} 100$$

Donde:

I_D = el índice de déficit y se calcula de la siguiente forma:

$$I_D = \frac{D}{ETP} 100$$

Determinación de la Eficiencia Térmica.

Según Thornthwaite, la evapotranspiración potencial (ETP) es un índice de eficacia térmica. La suma de las evapotranspiraciones potenciales medias mensuales sirve de índice de la eficacia térmica del clima considerado.

Determinación de la Variación Estacional de la Humedad.

Interesa determinar si en los climas húmedos existe periodo seco y viceversa, si en los climas secos existe periodo húmedo.

Determinación de la concentración térmica en verano.

Está determinada por la suma de la ETP durante los meses de verano, en relación con la ETP anual, y expresada en %.

$$C_v = \frac{ETP_{\text{verano}}}{ETP_{\text{anual}}} 100$$

Clasificación Climática según Thornthwaite, Tablas y parámetros de Clasificación.

Los límites de separación entre los tipos hídricos, están determinados por los valores del índice hídrico y se designan con las letras mayúsculas sin acentuar. Se presenta la clasificación climática según el Índice Hídrico.

Cuadro 4.4

Cuadro 4.4: Clasificación Climática según Thornthwaite

PROVINCIAS DE HUMEDAD		
Clasificación según Índice Hídrico		
TIPO	Índice Pluvial	CLIMA
A	>100	Super húmedo
B4	80a100	Muy húmedo
B3	60a80	Húmedo
B2	40a60	Moderadamente húmedo
B1	20a40	Ligeramente húmedo
C2	0a20	Semi-húmedo
C1	-20a0	Semi-seco
D	-40a20	Seco
E	-60a-40	Árido

Estas provincias de humedad se subdividen atendiendo el régimen pluviométrico anual, mediante la determinación de la falta de exceso de agua. Los sub-tipos de humedad se designan por letras minúsculas sin acentuar y su significado; se presenta en el siguiente Cuadro 4.5:

Cuadro 4.5: Clasificación por Subtipos de Humedad

Sub Clasificación de Humedad según Índice de Exceso e Índice de Déficit		
SUB-TIPO	Índice de Exceso (%)	CLIMA SECO (por exceso de agua)
w'2	>20	Exceso grande en invierno
s'2	>20	Exceso grande en verano
w'	10 a 20	Exceso moderado en invierno
s'	10 a 20	Exceso moderado en verano
d	0 a 10	Poco o ningún exceso
SUB-TIPO	Índice de Exceso (%)	CLIMA HÚMEDO (por falta de agua))
w2	>33.3	Déficit grande en invierno
s2	>33.3	Déficit grande en verano
w	16.7 a 33.3	Déficit moderado en invierno
s	16.7 a 33.3	Déficit moderado en verano
r	0 a 16.7	Déficit pequeño o ninguno

Como parámetro para la clasificación térmica que usa la evapotranspi-

4.4. Estudio Climatológico

ración potencial, que no es un índice hidrológico sino una función de la temperatura media solar. Los límites entre los tipo térmicos se designan con letras mayúsculas acntuadas; el siguiente Cuadro4.6 indica la clasificación térmica según la evapotranspiración. Estos tipos climáticos se subdividen en sub-tipos teniendo en cuenta el régimen térmico anual, según el porcentaje de concentración de calor anual, dentro del período estival o de verano. Estos sub- tipos se especifican por medio de letras minúsculas acentuadas y su significado se señala en el siguiente Cuadro4.7.

Cuadro 4.6: Clasificación por Subtipos de Humedad

Sub PROVINCIAS TÉRMICAS		
Provincias Térmicas según Índice de Evapotranspiración Potencial		
TIPO	Eto (cm)	CLIMA
A'	>a 114.0	Cálido
B'4	99.7 a 114.0	Semi cálido
B'3	85.5 a 99.7	Templado cálido
B'2	71.2 a 85.5	Templado frío
B'1	57.0 a 71.2	Semi frío
C'2	42.7 a 57.0	Frío moderado
C'1	28.5 a 42.7	Frío acentuado
D'	14.2 a 28.5	De tundra
E'	<a 14.2	Helado

Cuadro 4.7: Clasificación por Subtipos de Humedad

Sub Clasificación de Provincias Térmicas	
SUB-TIPO	Concentración Estival (Base % Eto del Verano)
d'	>88.0
c'1	76.3 a 88.0
c'2	68.0 a 76.3
b'1	61.6 a 68.0
b'2	56.3 a 61.6
b'3	51.9 a 56.3
b'4	48.0 a 51.9
a'	<a 48.0

Se ha efectuado la clasificación del clima para la Intercuenca Yucaes, la información utilizada su muestra en los siguientes ítems:

■ **Temperatura**

La temperatura es un elemento importante, por cuanto es determinante para tipificar el clima. El valor medio multianual es de 13.48°C, variando entre una máxima de 25.39°C (Noviembre) a una mínima de 3.58°C (Julio).

La temperatura media mensual varía a lo largo del año entre 12.32 y 14.73°C, presentándose un periodo frío (Mayo a Agosto) y un periodo cálido (Septiembre a Abril).

■ **Humedad Atmosférica**

La humedad atmosférica depende de la temperatura del aire y de la presión atmosférica, y se refiere al contenido de vapor de agua en la atmósfera.

El valor de la humedad relativa media mensual a nivel multianual es de 64.24%. La humedad relativa media al nivel mensual a través del año, varía entre un mínimo de 54.50% (Julio) a un máximo de 76.43% (Febrero).

■ **Precipitación**

El valor promedio multianual de la precipitación total anual, es de 811 mm. Al nivel mensual, la precipitación varía de 10.68 (Julio) a 137.21 mm. (Febrero); los meses de mayor precipitación son de Enero a Marzo, disminuyendo significativamente de Abril a Septiembre. Asimismo, es perceptible la diferencia de precipitación entre las partes altas y partes bajas de la zona de estudio.

■ **Horas de sol**

El promedio anual de horas de sol es de 6.45 horas por día; a nivel mensual el promedio de horas de sol por día varía de 4.59 (Enero y Febrero) a 8,04 (Mayo a Julio).

■ Velocidad de Viento

La velocidad promedio mensual del viento es de 1.64 m/s y varía de 1.13 a 2.15 m/s clasificándose como vientos débiles.

Cuadro 4.8: Climatología Estación Tambillo

ESTACION : TAMBILLO	DISTRITO : TAMBILLO		ALTITUD : 3250 msnm										
CODIGO : 002	PROVINCIA : HUAMANGA		LATITUD : 13°12'54"										
AÑO : 2010	DEPARTAMENTO : AYACUCHO		LONGITUD : 74°06'19"										
PARAMETRO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
Temperatura Media	13.53	13.08	13.11	13.52	13.39	12.63	12.32	12.86	13.66	14.63	14.73	14.32	13.48
Temperatura Máxima	23.12	22.63	21.68	21.99	22.51	21.89	21.75	22.72	24.11	25.25	25.39	23.31	23.03
Temperatura Mínima	5.82	5.78	5.59	5.29	5.00	3.72	3.58	3.85	5.11	5.67	6.18	5.92	5.13
Precipitación (mm)	134.04	137.21	133.59	62.94	40.50	14.60	10.68	14.82	24.60	66.65	75.91	95.45	67.58
Humedad relativa	73.57	76.43	75.86	71.83	61.33	57.00	54.50	57.57	57.71	58.57	61.33	65.17	64.24
Velocidad Viento (m/s)	1.63	1.20	1.13	1.32	1.58	1.66	1.63	1.78	1.69	1.95	2.15	2.01	1.64
Horas de Sol (Hr/día)	4.64	4.53	4.70	6.24	8.02	7.94	8.16	7.81	6.75	6.62	6.65	5.38	6.45

Fuente: Senanhi

4.4.4. Análisis de Pluviometría

Del análisis de la información pluviométrica se ha determinado que existen algunas estaciones cuya totalidad de información no es posible utilizarla; pues, para efectos de la evaluación hidrológica, no debe haber distorsiones en los diagramas de doble masa y el histograma de precipitación respectivo. Identificados los saltos con los diagramas de doble masa y los histogramas de precipitación, se procedió a analizarlos estadísticamente en la media y la desviación estándar, para ver si sus valores se encuentran dentro del rango permisible para un nivel de significación del 95 % aplicando las pruebas de significación de "T" y "F" de acuerdo a técnicas hidrológicas para este fin.

Se realizó el análisis estadístico a las estaciones que presentaron quiebres significativos en las curvas de doble masa, así como el análisis de consistencia, homogeneidad, saltos y tendencias, utilizando el método de doble masa entre las estaciones agrupa-

das de acuerdo a su ubicación geográfica y variación orográfica de la precipitación. De esta manera se realizó las correcciones a los periodos inconsistentes de algunas estaciones. Para el análisis de la consistencia, las estaciones pluviométricas fueron agrupados de acuerdo a su ubicación, características geomorfológicas similares, altitud, disponibilidad de información etc.; identificándose para ello los siguientes grupos de estaciones:

Cuadro 4.9: Agrupación según su ubicación

GRUPO	ESTACIONES
2A	Ayacucho
	Huanta
	San Pedro de Cachi
2B	Huamanga
	Quinua
	Alpachaca

En el análisis doble masa, inicialmente se seleccionó la estación base de cada grupo, tomando como aquella la estación que presentó menor número de quiebres en la curva doble masa, luego se realizó los diagramas doble masa para las estaciones de cada grupo tomando como estación base, las siguientes:

Cuadro 4.10: Estaciones base de cada grupo

GRUPO	ESTACIONES
2A	Ayacucho
2B	Huamanga

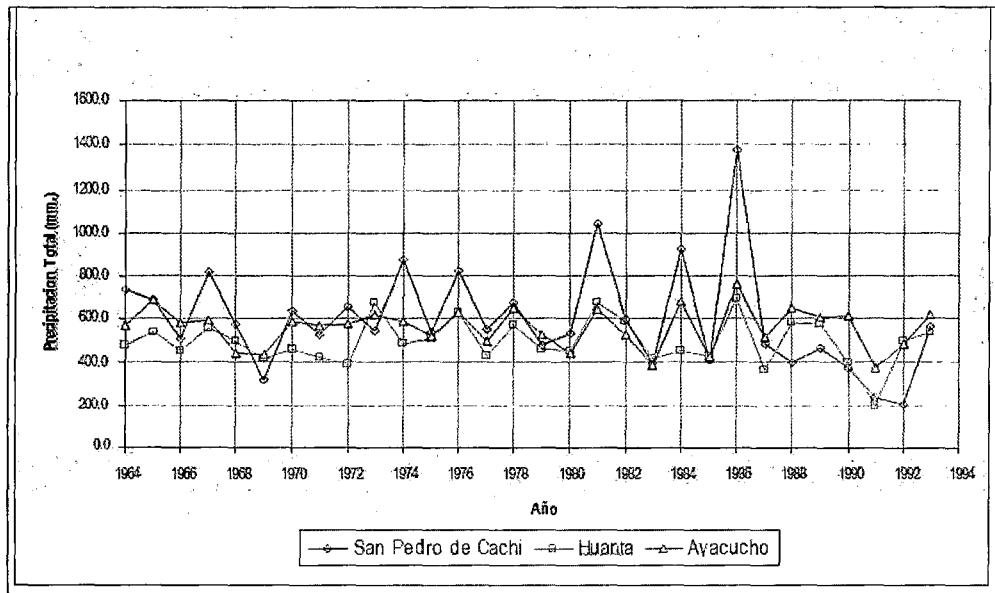


Figura 4.1: Histograma de la precipitación anual Grupo 2A

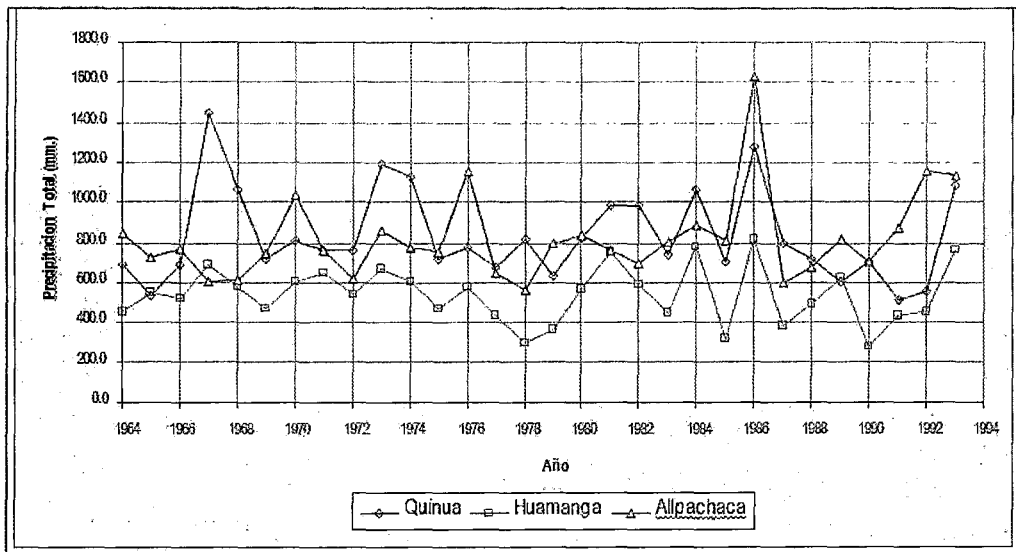


Figura 4.2: Histograma de la precipitación anual Grupo 2B

La información pluviométrica anteriormente citada, fue complementada con los registros de las estaciones instaladas por el PERC. Puesto que los registros de estas estaciones no cuentan con una extensión adecuada, fue necesario realizar una Completación y extensión de la información disponible mediante una correlación simple con las estaciones que disponen información completa del año 1964 al 2011.

A. Completación y Extensión de la Información Pluviométrica

Una vez realizado el análisis de consistencia de las series de precipitación total mensual, se realiza la completación y extensión de la misma, para ello se utilizó los modelos de regresión lineal simple y múltiple mediante una correlación espacial, haciendo uso de herramientas de cálculo de completación y extensión de datos para series hidrológicas estacionales basados en la regresión lineal.

Para la completación y extensión de la serie pluviométrica, se consideró como estaciones completas la de Allpachaca y Huamanga, ya que estas son las únicas que cuentan con información desde el año 1964, para luego realizar la completación y extensión de las demás estaciones pluviométricas mediante regresión lineal múltiple con las 02 estaciones consideradas completas, indicadas anteriormente.

En el Cuadro 4.11 se presenta la precipitación mensual promedio multianual de las estaciones de análisis, basados en los resultados del Estudio “Evaluación de Estaciones Meteorológicas del PERC”, realizado por Ing. Mario Ochoa Janampa, en año 2006, de esta manera se presenta los datos completados y extendidos de las estaciones de análisis y la precipitación mensual promedio, respectivamente.

Cuadro 4.11: Precipitación Mensual - Promedio Multianual PERC

N°	Estación	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Total
1	Allpachaca	151.5	157.2	134.6	49.7	24.1	6.6	8.1	33.4	37.8	64.2	59.2	95.0	821.5
2	Chontaca	173.3	156.0	149.3	62.3	28.9	11.8	10.6	15.7	27.2	45.0	63.9	87.0	831.0
3	Chuschi	167.6	165.8	151.4	62.2	16.9	4.9	7.6	22.1	33.4	48.8	68.8	125.7	875.2
4	Cuchoquesera	170.2	183.5	160.7	62.4	17.1	10.3	21.0	37.3	37.3	53.1	61.9	102.5	917.2
5	Huamanga	100.5	108.7	97.6	31.9	13.0	5.6	7.0	11.7	25.8	37.9	50.5	66.4	556.5
6	Pampa Cangallo	135.9	140.5	138.9	59.1	29.9	4.4	6.1	13.4	25.2	33.2	46.6	69.9	703.2
7	Paras	135.1	191.9	164.0	60.1	18.7	5.8	5.4	24.2	39.7	50.5	66.6	108.2	870.3
8	Pucalloma	92.0	119.2	112.6	35.9	17.8	6.9	6.9	8.9	18.2	34.2	45.1	59.7	557.3
9	Químa	170.5	153.1	155.0	37.5	28.1	16.1	11.7	17.2	37.9	56.8	62.2	106.4	852.4
10	Sachabamba	179.0	178.5	175.8	66.8	42.9	9.2	9.8	14.9	26.7	41.6	58.5	92.7	896.3
11	San Miguel	99.5	84.1	66.8	22.4	13.3	5.3	5.0	9.3	16.3	33.5	49.6	61.1	466.3
12	Tambillo	134.0	137.2	133.6	62.9	40.5	14.6	10.7	14.8	24.6	66.6	75.9	95.5	811.0
13	Atamsulla	180.9	249.7	224.9	118.2	50.2	22.9	21.9	44.0	52.2	103.9	111.9	180.9	1361.6
14	Vilcashuaman	179.3	175.7	133.8	44.4	25.0	15.8	5.6	24.6	37.1	45.4	51.5	95.0	833.0

Fuente: OPEMAN - PERC

B. Análisis Pluviométrica de la Cuenca

La ecuación regional de la precipitación para la cuenca del río Cachi, se realizó asumiendo una relación lineal entre los datos de precipitación total anual registrada en las estaciones pluviométricas ubicadas en la cuenca y cuencas vecinas con su altitud respectiva. Para encontrar la ecuación regional de mejor ajuste se ha probado con varios métodos de regresión tal como se muestra en el Cuadro 4.12, determinándose que la ecuación de regresión potencial es el de mejor ajuste, cuya ecuación es el siguiente:

$$PP = 0,00011H^{1,947}$$

Donde:

PP = Precipitación total anual (mm)

H = Altitud sobre el nivel del mar (m.s.n.m.)

Cuadro 4.12: Climatología Estación Tambillo

Item	Nombre Estación	Altitud H(msnm)	Precip. P(mm)	1 P(mm)	2 P(mm)	3 P(mm)	4 P(mm)	5 P(mm)
1	Huamanga	2761	556.46	529.4	568.8	561.1	580.1	571.8
2	Allpachaca	3600	821.52	981.6	966.5	965.7	957.4	958.7
3	Tambillo	3250	810.99	823.7	800.6	809.7	776.8	785.6
4	Sachabamba	3540	896.30	956.4	938.1	940.0	923.7	927.8
5	Pampa Cangallo	3350	703.23	871.8	848.0	855.9	824.6	833.3
6	Cuchoquesera	3750	917.19	1042.0	1037.6	1027.9	1047.2	1038.0
7	Chontaca	3525	830.96	950.0	931.0	933.6	915.5	920.2
8	Chuschi	3141	875.21	767.9	748.9	757.7	727.9	735.1
9	Tusulla	3900	1361.57	1099.1	1108.7	1087.7	1145.3	1120.4
10	Paras	3340	870.31	867.1	843.3	851.4	819.7	828.5
11	Vilcashuaman	3150	833.04	772.7	753.2	762.1	731.8	739.2
12	Quinua	3100	852.43	745.9	729.5	737.7	710.3	716.5
13	San Miguel	2661	466.28	445.8	521.4	504.9	546.5	532.2
Precipitación ajustada mediante:			Parametros estadísticos:					
1 = Regresión Simple (Sholz)			a = -1968778.465	b = 814.557	r = 0.759			
2 = Regresión Lineal			a = -740.109	b = 0.474	r = 0.817			
3 = Regresión Logarítmica			a = -11518.487	b = 1524.561	r = 0.812			
4 = Regresión Exponencial			a = 111.517	b = 0.001	r = 0.844			
5 = Regresión Potencial			a = 0.00011	b = 1.947	r = 0.851			
Ecuaciones para las precipitaciones ajustadas:								
1 = Regresión Simple (Sholz)			P = (814.557 x H - 1968778.465)1/2					
2 = Regresión Lineal			P = -740.109 + 0.474 x H					
3 = Regresión Logarítmica			P = -11518.487 + 1524.561 x Ln(H)					
4 = Regresión Exponencial			P = 111.517 x EXP(0.001 x H)					
5 = Regresión Potencial			P = 0.00011 x H ^(1.947)					

Fuente: OPEMAN - PERC

En la Figura 4.3 se muestra el ajuste de la ecuación regional de la precipitación en la cuenca del río Cachi.

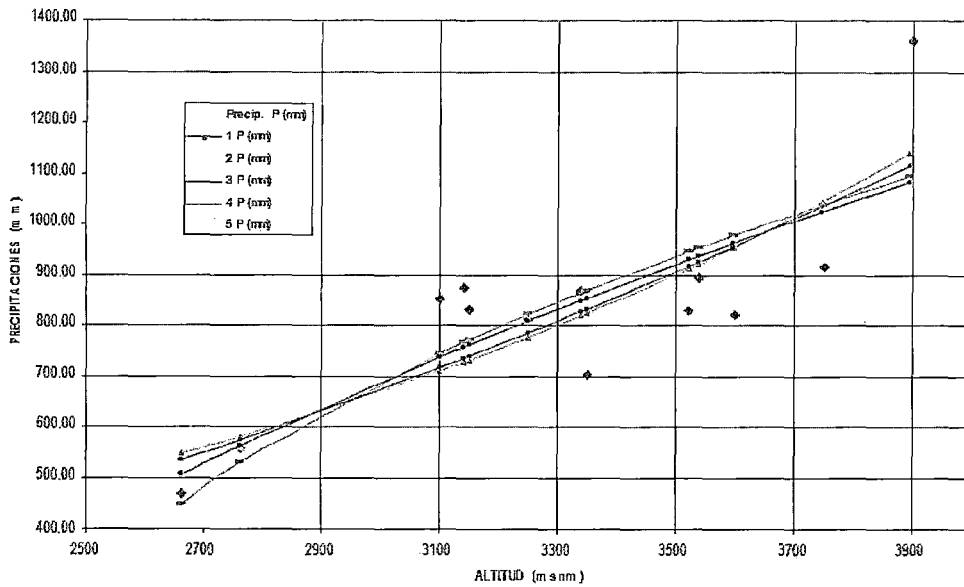


Figura 4.3: Precipitación VS Altitud

C. Precipitación Areal Promedio de la Cuenca

Para determinar la precipitación areal promedio de la Cuenca del Río Cachi, de sus Sub Cuencas, la Oficina OPEMAN - PERC dispone de isolíneas, denominadas para casos de precipitación isoyetas.

Cuadro 4.13: Estaciones utilizadas para la interpolación espacial de la precipitación

Estación	NORTE	ESTE	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Total
Huamanga	8547971	584906	100.5	108.7	97.6	31.9	13.0	5.6	7.0	11.7	25.8	37.9	50.5	66.4	556.5
Allpachaca	8519444	579170	151.5	157.2	134.6	49.7	24.1	6.6	8.1	33.4	37.8	64.2	59.2	95.0	821.5
Tambillo	8538829	596563	134.0	137.2	133.6	62.9	40.5	14.6	10.7	14.8	24.6	66.6	75.9	95.5	811.0
Sachabamba	8511733	597333	179.0	178.5	175.8	66.8	42.9	9.2	9.8	14.9	26.7	41.6	58.5	92.7	896.3
Pucalloma	8539985	575925	92.0	119.2	112.6	35.9	17.8	6.9	6.9	8.9	18.2	34.2	45.1	59.7	557.3
Pampa Cangallo	8501296	586792	135.9	140.5	138.9	59.1	29.9	4.4	6.1	13.4	25.2	33.2	46.6	69.9	703.2
Cuchoquesera	8514710	571183	170.2	183.5	160.7	62.4	17.1	10.3	21.0	37.3	37.3	53.1	61.9	102.5	917.2
Chontaca	8538829	603752	173.3	156.0	149.3	62.3	28.9	11.8	10.6	15.7	27.2	45.0	63.9	87.0	831.0
Chuschi	8498243	570323	167.6	165.8	151.4	62.2	16.9	4.9	7.6	22.1	33.4	48.8	68.8	125.7	875.2
Tusullla	8526013	543786	180.9	249.7	224.9	118.2	50.2	22.9	21.9	44.0	52.2	103.9	111.9	180.9	1361.6
Paras	8501988	543281	135.1	191.9	164.0	60.1	18.7	5.8	5.4	24.2	39.7	50.5	66.6	108.2	870.3
Vilcashuaman	8490718	613571	179.3	175.7	133.8	44.4	25.0	15.8	5.6	24.6	37.1	45.4	51.5	95.0	833.0
Quinua	8557158	593971	170.5	153.1	155.0	37.5	28.1	16.1	11.7	17.2	37.9	56.8	62.2	106.4	852.4
San Miguel	8549724	610208	99.5	84.1	66.8	22.4	13.3	5.3	5.0	9.3	16.3	33.5	49.6	61.1	466.3

Fuente: Senanhi

Para su obtención se realiza una interpolación espacial. Esta interpolación espacial fue realizada en el programa Arcgis, con la extensión 3D, que utiliza el método de Spline, adecuado para interpolación de precipitación. La ubicación espacial de estas estaciones se muestra en la Figura, donde se puede observar que gran parte se encuentran dentro de la cuenca del Río Cachi.

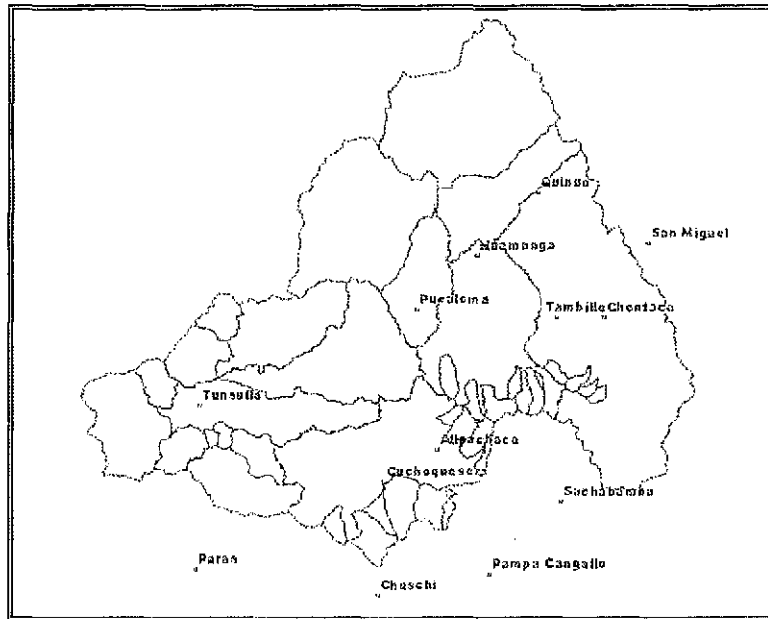


Figura 4.4: Ubicación espacial de las estaciones utilizadas en la interpolación

La interpolación se realizó para la precipitación total anual, y para los totales mensuales, la característica general, es la manifestación de una alta gradiente en los meses húmedos, en las partes altas, mientras que en las cuencas bajas no muestran una variación fuerte, lo que manifiesta dos comportamientos distintos en cuanto a precipitación.

Se tiene las precipitaciones mensuales y anuales de la Cuenca del Río Cachi, cuya precipitación anual es de 867.36 mm. En las siguientes figuras se muestran las isoyetas de todos los meses y la precipitación total anual de la Cuenca del Río Cachi.

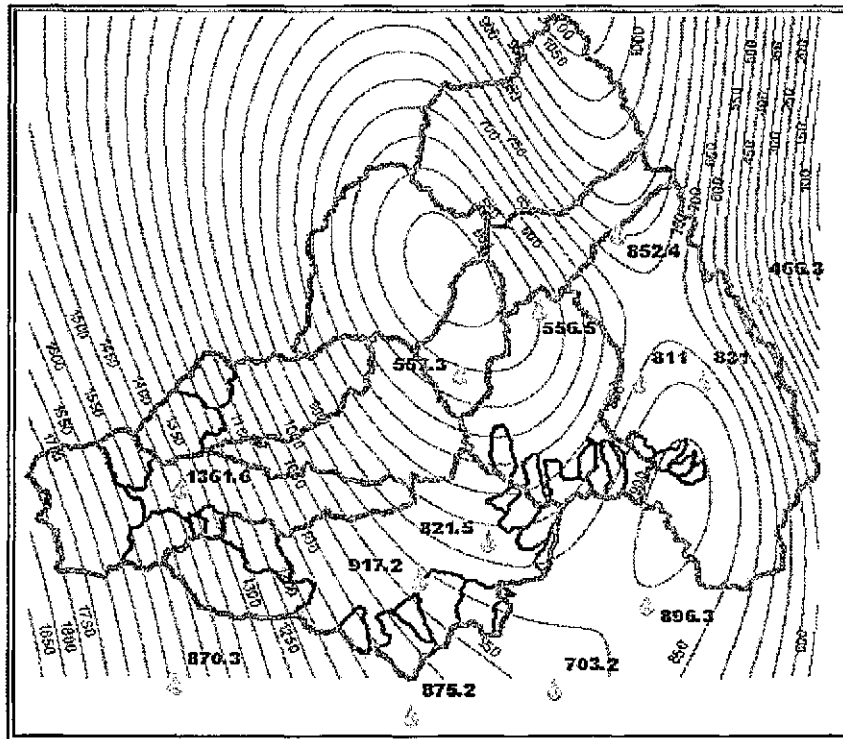


Figura 4.5: Precipitación Anual

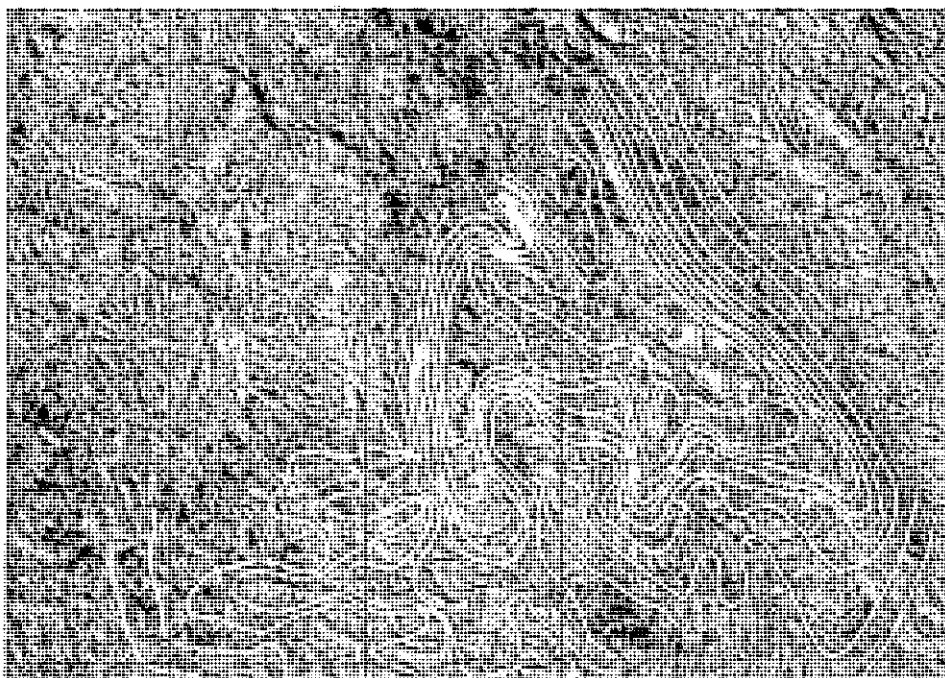


Figura 4.6: Superposición: imagen Lansat - PP año húmedo

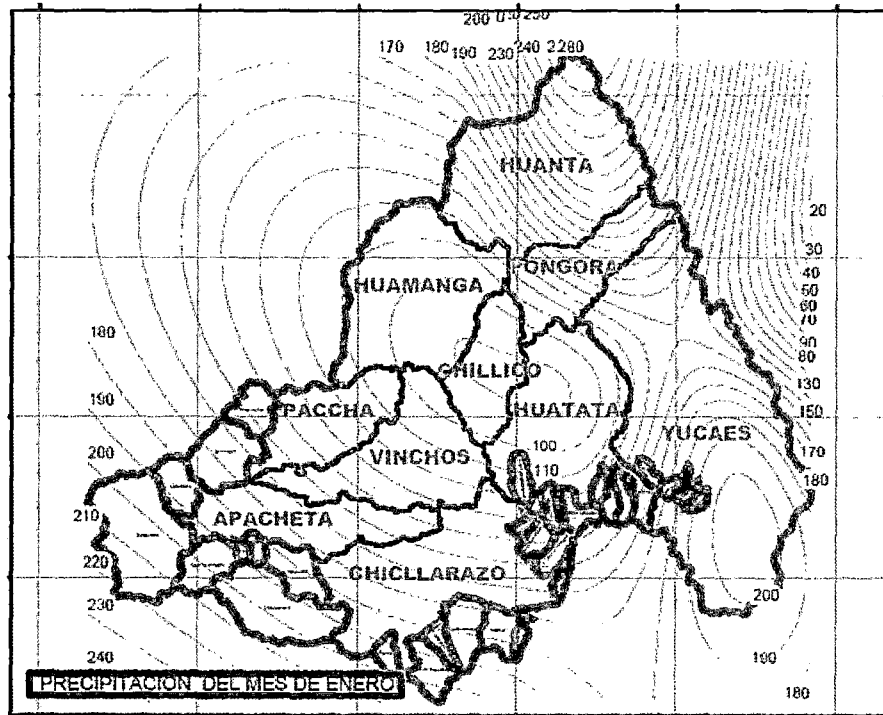


Figura 4.7: Precipitación del mes de Enero

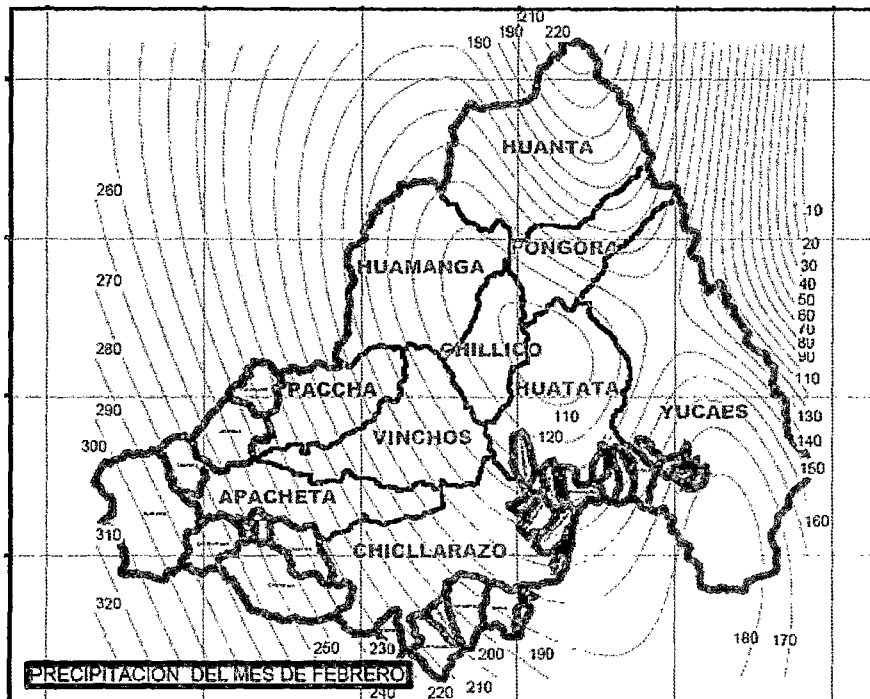


Figura 4.8: Precipitación del mes de Febrero

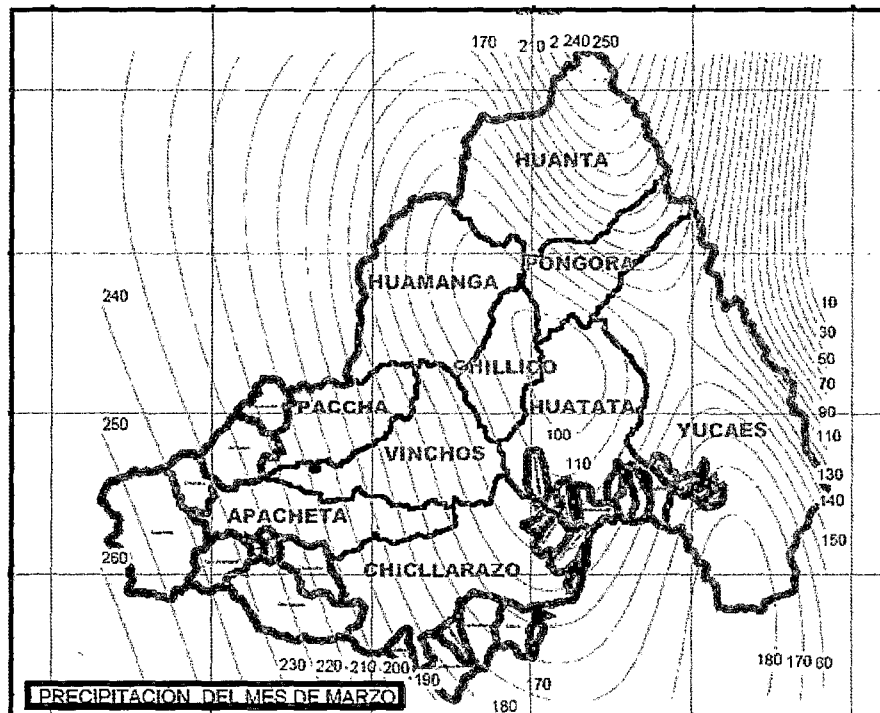


Figura 4.9: Precipitación del mes de marzo

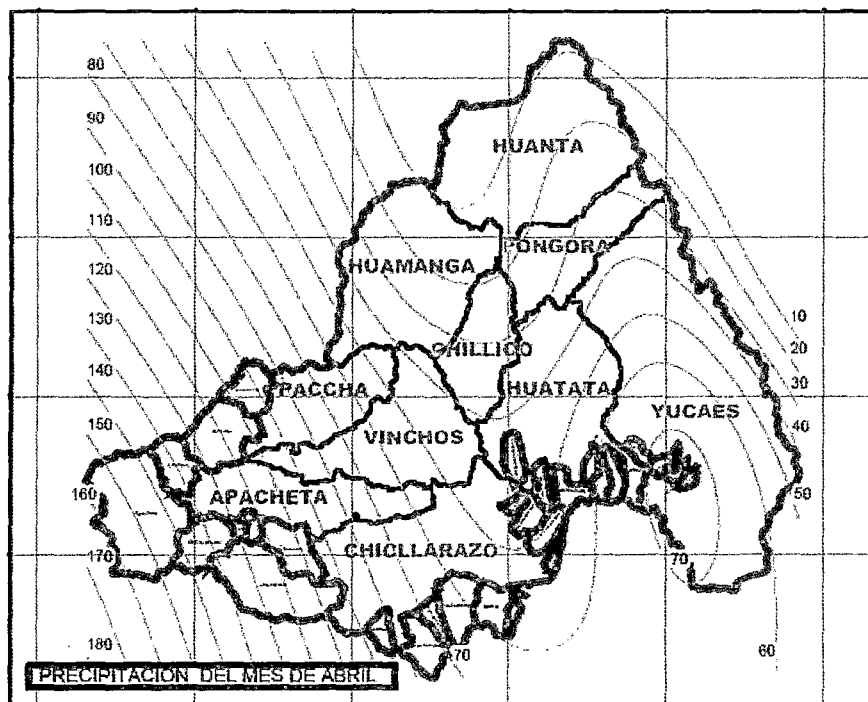


Figura 4.10: Precipitación del mes de Abril

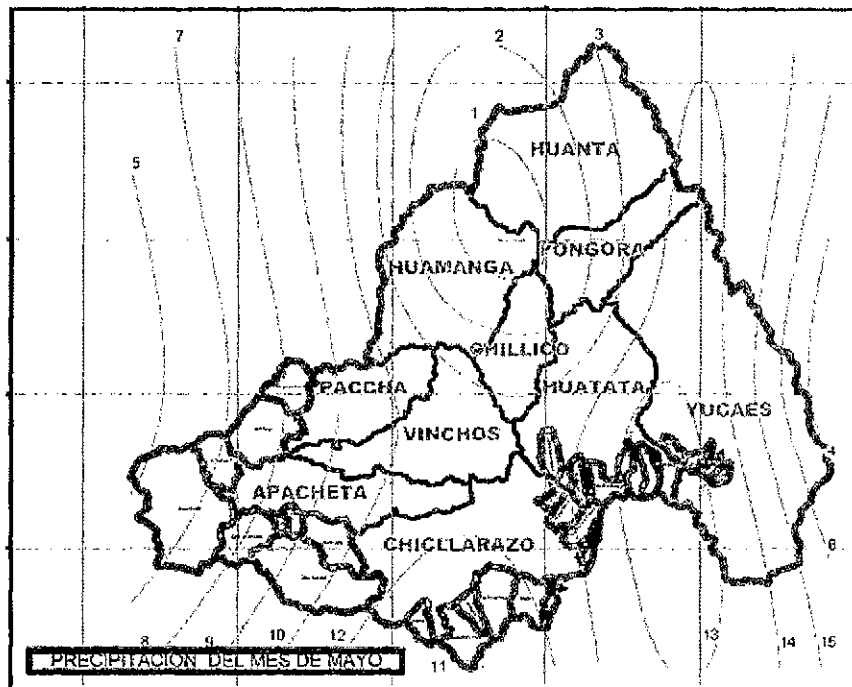


Figura 4.11: Precipitación del mes de Mayo

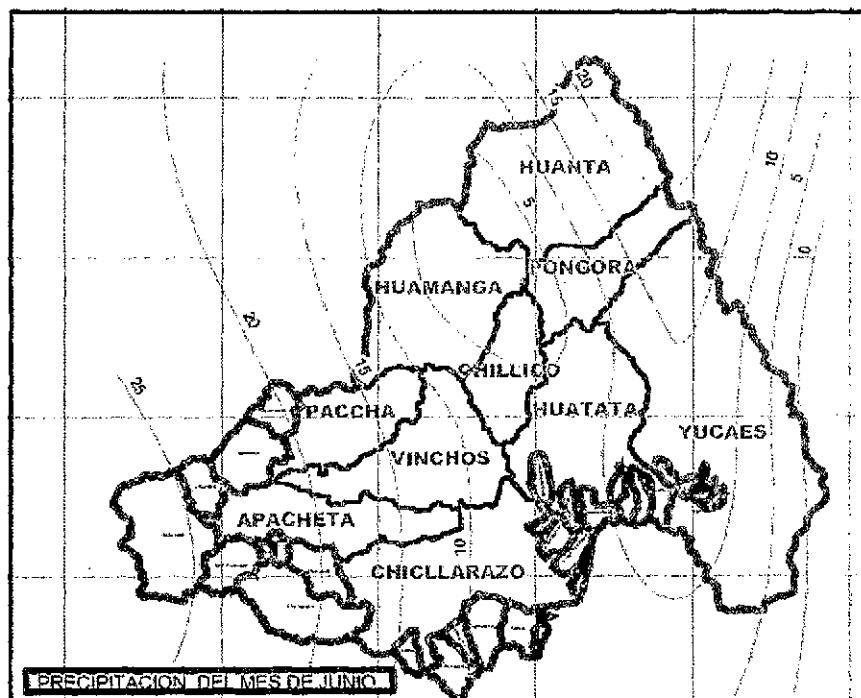


Figura 4.12: Precipitación del mes de Junio

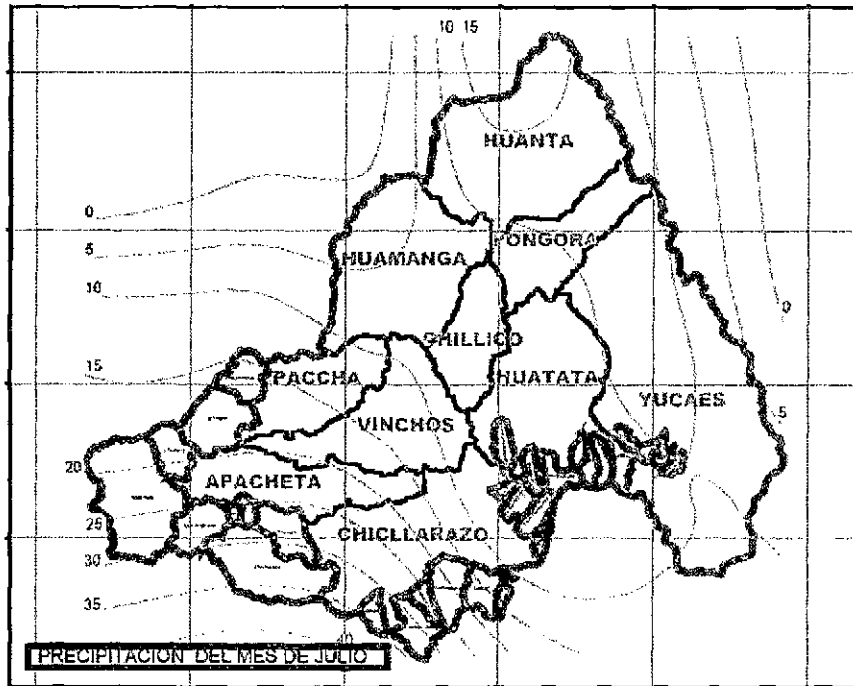


Figura 4.13: Precipitación del mes de Julio

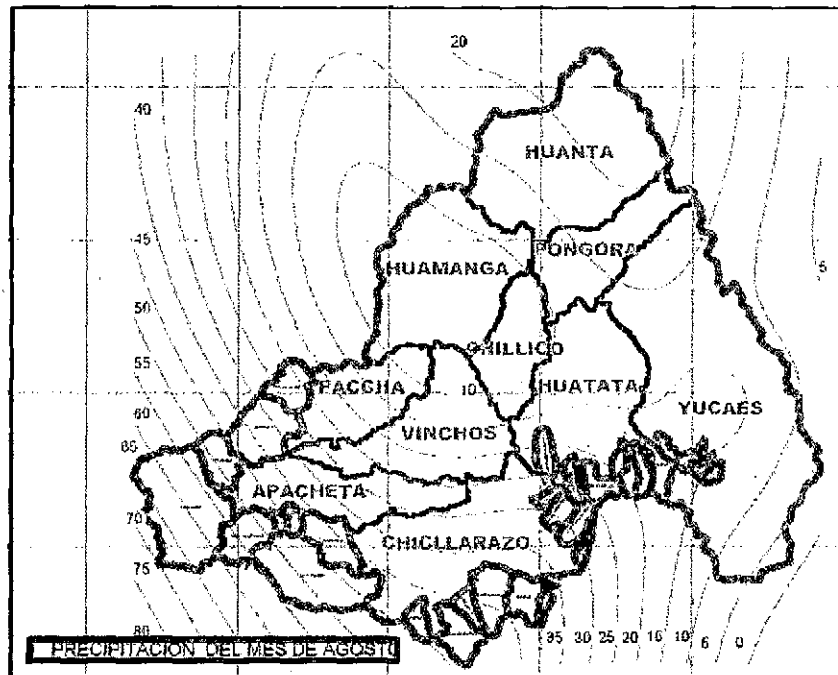


Figura 4.14: Precipitación del mes de Agosto

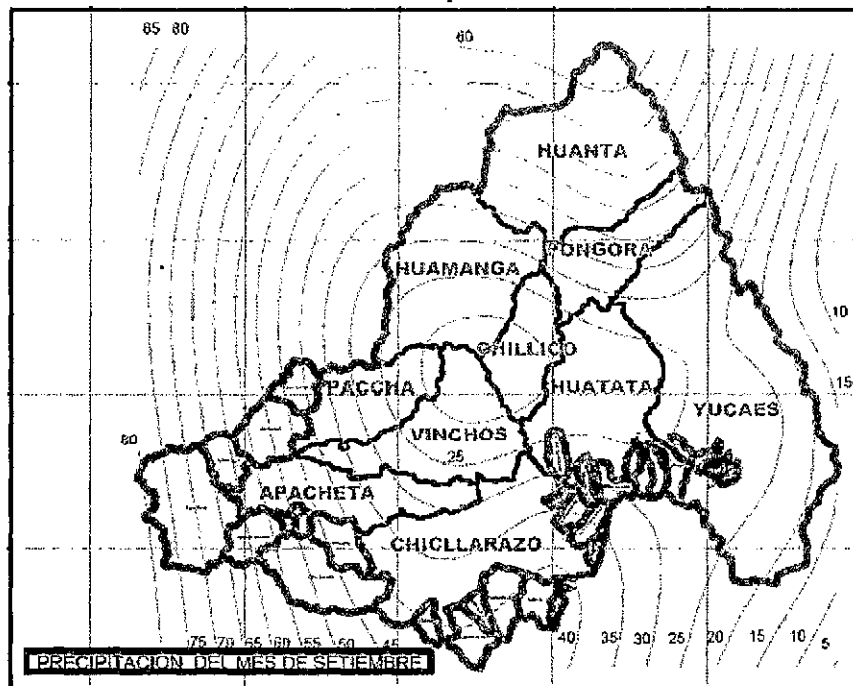


Figura 4.15: Precipitación del mes de Septiembre

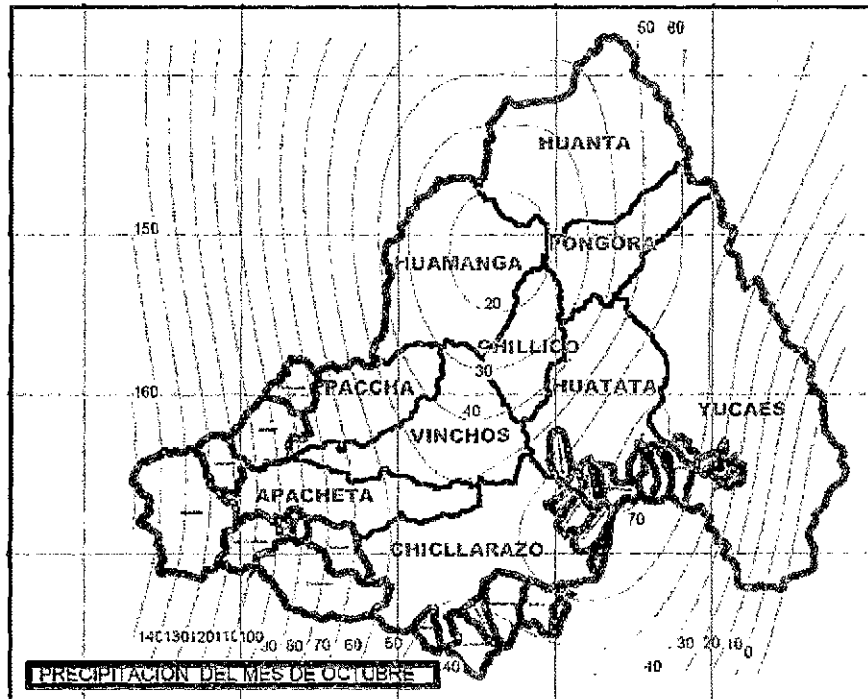


Figura 4.16: Precipitación del mes de Octubre

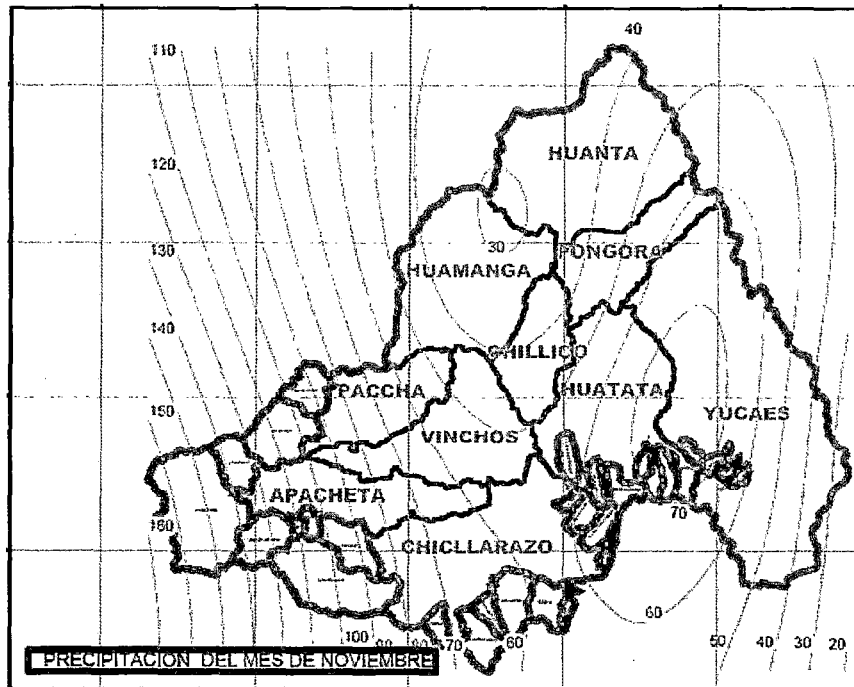


Figura 4.17: Precipitación del mes de Noviembre

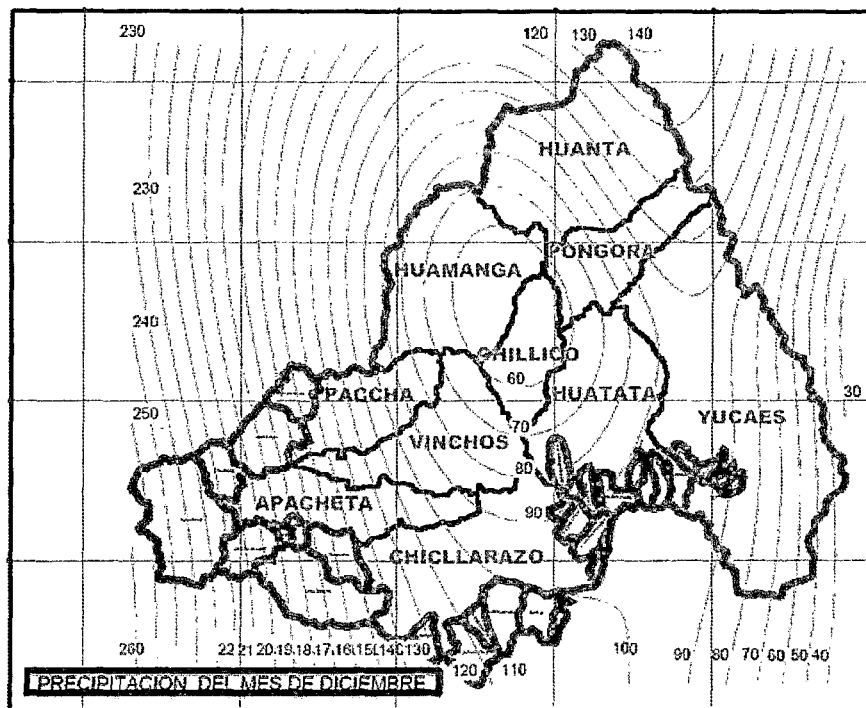


Figura 4.18: Precipitación del mes de Diciembre

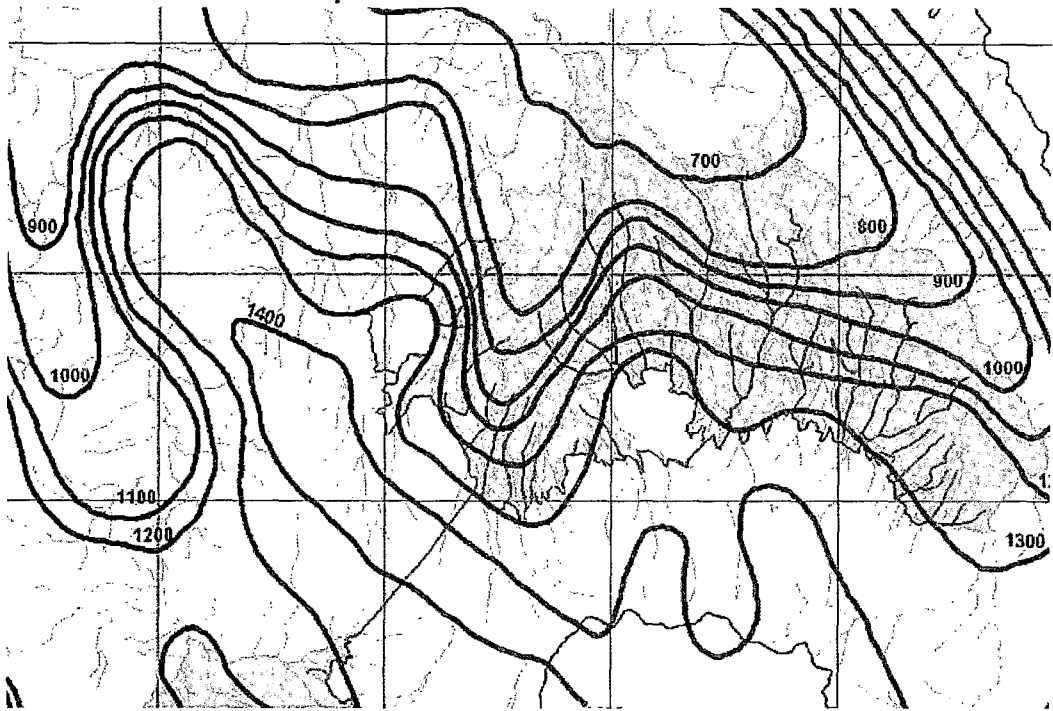


Figura 4.19: Precipitación Total en la Zona - Año Húmedo

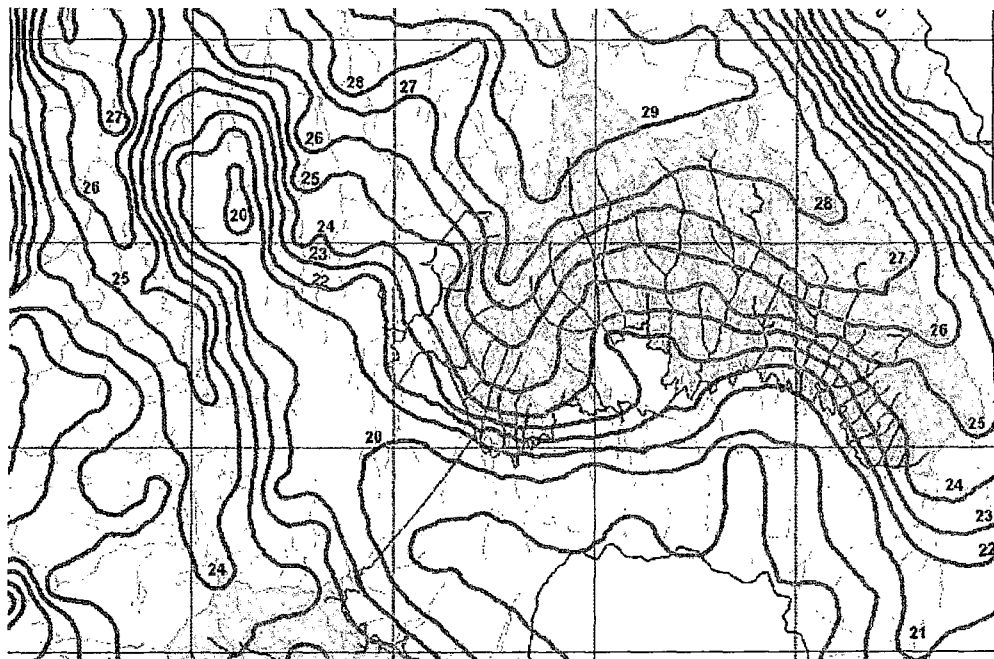


Figura 4.20: Temperatura Máxima en la Zona

4.4.5. Análisis de los Parámetros Meteorológicos

Con el propósito de establecer los valores de precipitación media anual y máxima en 24 horas para cada cuenca materia de estudio, fueron seleccionadas las estaciones pluviométricas más cercanas a la zona de estudio, con la finalidad de obtener los valores más representativos de las tormentas que se pueden presentar en la zona.

A. Revisión y Análisis de los Datos

Con el propósito de analizar la información pluviométrica disponible y verificar su consistencia y confiabilidad, se seleccionaron las estaciones más cercanas y representativas de todas las instaladas en la zona de estudio, con mayor período de registros. Seguidamente, donde fue necesario, se procedió a completar los valores totales mensuales faltantes en los registros, con el promedio multianual del mes correspondiente o con el valor promedio del mes anterior con el del mes siguiente al dato faltante. Los registros históricos de precipitaciones totales mensuales y de precipitaciones máximas en 24 horas para cada estación respectivamente.

Completados los datos faltantes, la calidad de la información fue evaluada mediante análisis de doble masa, la misma que ha permitido verificar su consistencia y confiabilidad. Los resultados permiten señalar que los registros de la mayoría de las estaciones seleccionadas son confiables y consistentes, no presentan omisiones ni tendencias que indiquen la necesidad de introducir correcciones para su utilización en la presente evaluación hidrológica. Para las estaciones utilizadas, su confiabilidad ha sido confirmada mediante el mismo procedimiento y adicionalmente con los valores promedio de un grupo de estaciones (estación índice). Los resultados han confirmado la confiabilidad de la información pluviométrica utilizada.

B. Precipitación Media Anual

Con el propósito de estimar la precipitación media anual en la Intercuenca estudiada, se han considerado las curvas de regresión de Precipitación & Altitud

determinadas a partir de los registros de estaciones representativas localizadas en correspondencia de las zonas en que se ubican las zonas de estudio de recuperación de servicios de agua.

Los valores se presentan dispersos, sin embargo es clara la tendencia creciente de la precipitación, para mayores altitudes. Las ecuaciones de correlación lineal determinadas, en el cuadro 4.14.

Cuadro 4.14: Aproximación de Funciones para la Zona de Estudio

ZONA	ECUACIÓN	COEFICIENTE DE CORRELACION	SECTORES
Yucaes	$Y = 0.4939X - 761$	0.75	Aqchapa, San Juan de Yucaes, Baños de Santa, , Maizondo

$X =$ Altitud Media de la Cuenca (msnm)

$Y =$ Precipitación Total Media Anual (mm)

El valor e precipitación media en cada cuenca de interés, calculado aplicando la ecuación de correlación correspondiente, se muestra a continuación:

Cuadro 4.15: Precipitación Media Anual para la Zona de Estudio

ITEM	REGION	NOMBRE DE LA CUENCA	RIO PRINCIPAL	PMA (MM)
01	Sierra	Yucaes	Yucaes	1000

C. Red de Estaciones Pluviométricas

La información pluviométrica disponible se recabo del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI).

La Intercuenca en estudio se caracteriza por presentar una baja densidad de pluviómetros, cortos periodos de registro con interrupciones discontinuas en su secuencia y otros completos. Considerando que La zona de intervención del presente estudio forma parte de la Cuenca Río Cachi, la cual estuvo administrada por el "Proyecto Especial Río Cachi" se cuenta con información complementaria de mucha utilidad a las estaciones disponibles de la Red SENAMHI, especialmente para P_{máx.} En 24 h.

Cuadro 4.16: Estaciones Pluviométricas con datos de P24 del SENAMHI

ESTACION	Altitud	Pma	Pmax24	COORD.			
	(msnm)	(mm)	(mm)	Latitud		Longitud	
Chungui	3,468	1,056	77.4	73°	37'	13°	13'
Vilcashuamán	3,360	1,736	72.5	73°	56'	13°	39'
Huamanga	2,761	557	46.6	74°	13'	13°	09'
Cusicancha	3,400	307	42.0	75°	18'	13°	29'
Tambo	3,200	405	43.0	75°	16'	13°	41'
Los Libertadores	3,710	926	41.8	74°	58'	13°	20'

Fuente: Senamhi

Cuadro 4.17: Relación Altitud vs Precipitación Media Anual

	LUGAR	ALTURA DE LA ESTACION (msnm)	PRECIPITACION TOTAL ANUAL (mm)
SENAMHI	Tambo	3250	405
	San Miguel	2661	446
	Los Libertadores	3710	926
	Anco	2815	882
	Chungui	3468	1056
	Huamanga	2761	557
	Ayacucho	2761	564
	Vilcashuaman	3360	736
PERC	Quinua	3100	852
	Allpachaca	3600	822
	Tambillo	3250	811
	Sachabamba	3540	896
	Pampacangallo	3350	703
	Cuchoquesera	3750	917
	Chontaca	3525	831
	Chuschi	3141	875

Fuente: Senamhi y PERC

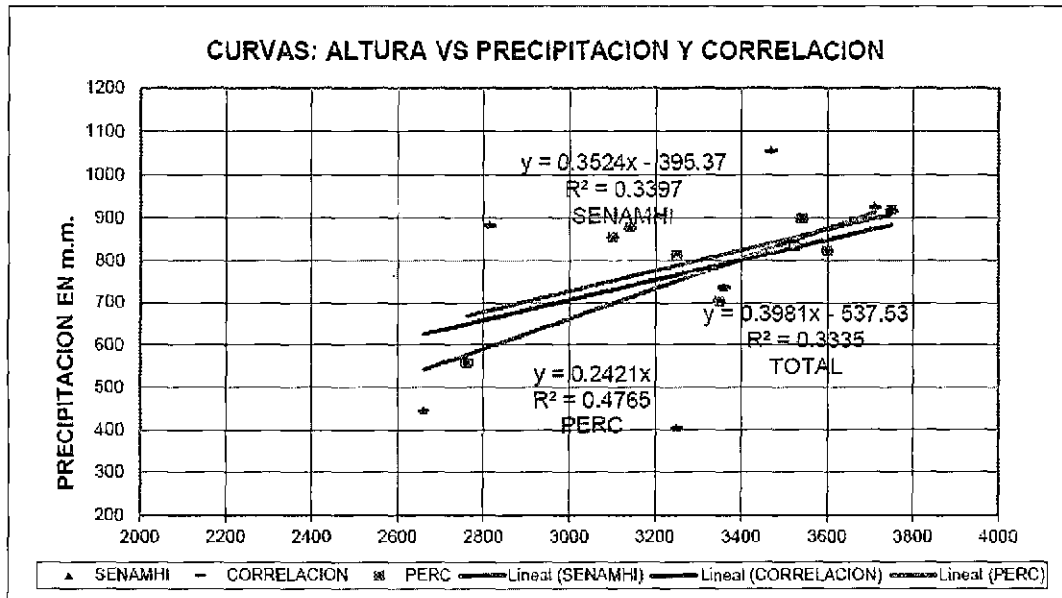


Figura 4.21: Correlación de Estaciones SENAMHI y PERC

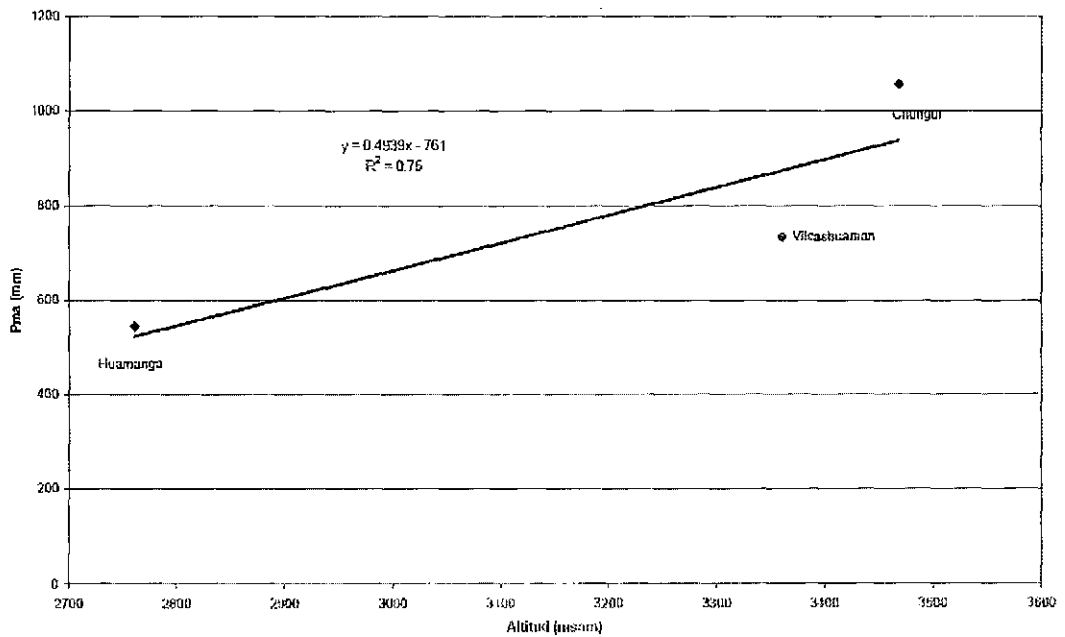


Figura 4.22: Ecuación de Correlación Altura vs Pma

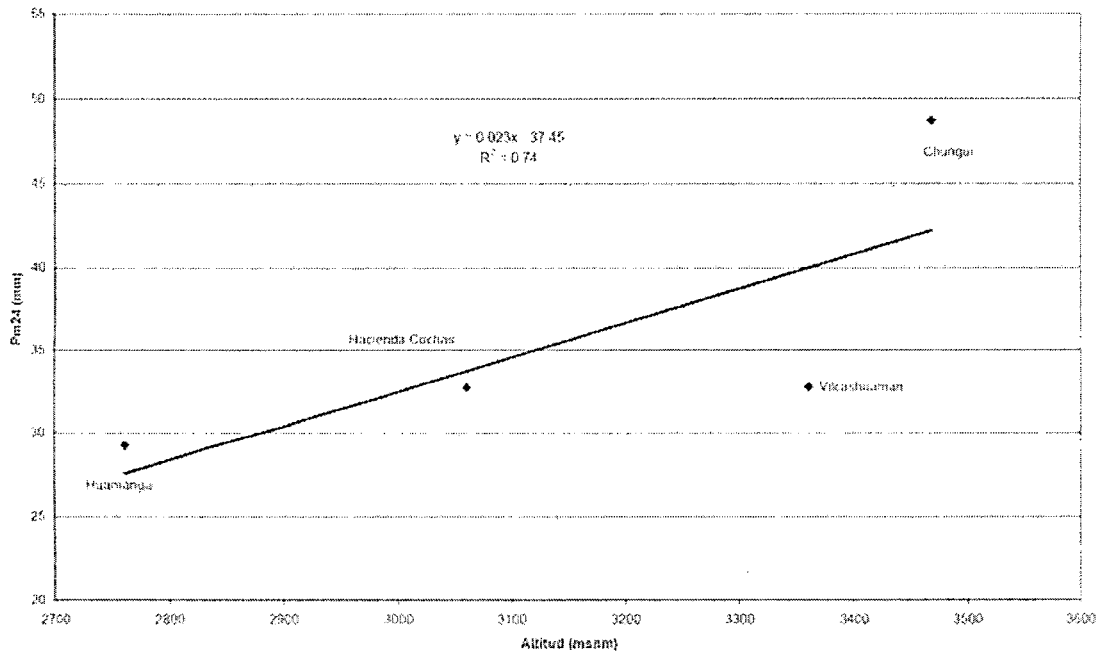


Figura 4.23: Ecuación de Correlación Altitud vs Pm24

D. Análisis de Consistencia

La no-homogeneidad e inconsistencia en secuencias hidrológicas representa uno de los aspectos más importantes del estudio en la hidrología, puesto que si éstos no son identificados y eliminados, un error significativo puede introducirse en todos los análisis futuros obteniendo resultados altamente sesgados. Desde un punto de vista práctico son de mayor interés los errores sistemáticos ocasionados por la intervención de la mano del hombre y en ellos se concentra el análisis de consistencia.

Después de evaluar la consistencia de la información pluviométrica, se realizó la completación de los datos mensuales faltantes, utilizando para ello, la información de los años con registros completos (es decir, aquellas que tengan durante los doce meses) aún éstas no sean consecutivas, obteniéndose de esta manera la precipitación promedio multi-anual a nivel mensual y anual, luego se procedió a hallar el factor adimensional (k) para cada mes del año, con la siguiente ecuación:

$$K_i = \frac{\bar{x}_i}{X}$$

Donde:

\bar{x}_i = Precipitación promedio multi-anual del mes i

X = Precipitación promedio multi-anual a nivel anual.

Con este factor K se procedió a hallar la precipitación de los meses faltantes. En los siguientes cuadros se presenta la información debidamente completada de las estaciones. Puesto que se dispone de series múltiples de la información pluviométrica en la cuenca de estudio, se procedió a realizar el análisis de doble masa para la identificación de saltos.

Análisis de Doble Masa

El análisis de doble masa, es una herramienta muy conocida y utilizada en la detección de inconsistencias en los datos hidrológicos múltiples (cuando se disponen de dos o más series de datos) en lo que respecta a errores que pueden haberse producido durante la obtención de los mismos, pero no para realizar una corrección a partir de la curva de doble masa.

Los posibles errores se pueden detectar por el quiebre o quiebres que presenta la recta de doble masa; considerándose un registro de datos con menos errores sistemáticos, en la medida que presenta un menor número de puntos de quiebre. Un quiebre de la recta de doble masa o un cambio de pendiente, puede o no ser significativo, ya que si dicho cambio está dentro de los límites de confianza de la variación de la recta para un nivel de probabilidades dado (tal es el caso de las estaciones en estudio), entonces el salto no es significativo, el mismo que se comprobará mediante un análisis estadístico.

Completación y Extensión de la Información

Para el análisis pluviométrico es necesario contar con datos y registros completos. Las estaciones que presentan registros incompletos, se completaran y extenderán. Si fuera el caso de datos faltantes de 1 ó 2 meses se completaría con los promedios mensuales correspondientes, especialmente a la hora de resolver el análisis de doble masa. Cuando los registros presentan muchos vacíos, la complementación y extensión de los registros se efectúa mediante la aplicación del modelo HEC-4 lo que permite obtener registros comunes en los períodos seleccionados como período común de análisis. Por tratarse de registros incompletos, la información pluviométrica histórica fue completada y extendida para el período de análisis seleccionado, empleando las herramientas de cálculo basadas en un análisis de regresión lineal múltiple. Los registros pluviométricos completados se muestran los anexos. Para realizar el completado y extensión de datos, se utilizó los modelos de regresión lineal simple y múltiple mediante una correlación espacial.

4.4.6. Precipitaciones Máximas en 24 horas

A. Análisis de Precipitación Máxima Diaria

Para la estimación de las descargas máximas en los ríos y/o quebradas, es necesario efectuar un análisis de precipitaciones extremas en el área de interés. Estas precipitaciones corresponden a la precipitación máxima diaria ocurrida en cada año de registro y para las estaciones más representativas.

Los registros del SENAMHI utilizados para el análisis estadístico de las distribuciones probabilísticas de las precipitaciones máximas en 24 hrs., corresponden a las estaciones:

Con el propósito de extrapolar los valores de la precipitación máxima diaria, se han considerado las curvas de regresión de Precipitación Máxima Diaria & Altitud determinadas para la zona de estudio, a partir de los registros de las estaciones indicadas en el cuadro anterior.

Las ecuaciones de correlación lineal determinadas, son:

En forma análoga y considerando las mismas estaciones, se determinaron las ecuaciones de correlación de Precipitación Máxima Diaria & Precipitación Media Anual. Las ecuaciones, son:

Para el análisis de frecuencia de precipitación máxima diaria se utilizan normalmente las distribuciones Gumbel Tipo I y Log-Pearson III. Se ha seleccionado a la primera de estas, considerando que la misma brinda un buen ajuste para valores meteorológicos extremos en zonas andinas.

B. Evaluación Precipitación Máxima Diaria - SENAMHI

Para cada estación los valores estadísticos de la muestra, los parámetros de la distribución calculados según el método de los momentos y los valores extremos considerados, son resumidos en el cuadro 4.27.

Los parámetros principales son señalados a continuación:

Cuadro 4.18: Precipitación Total Mensual Extendida Estación Quinua

AÑO	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG	SEP	OCT	NOV	DEC	TOTAL
1964	147.8	167	157.1	8.2	1.3	3.5	10.3	1.5	85.2	29.6	14.5	67	693
1965	92	57.1	122	13.1	0	0	0	0	35.2	33.2	48.5	130.8	531.9
1966	152.1	115.1	94	4	52	0	7	7	5	125.5	61	69	691.7
1967	56.5	325.8	446.1	46.3	8.8	0	31.7	15.9	61.6	112.6	114.7	189.8	1449.8
1968	216.7	193.2	127.7	62.8	14.1	42.1	12.6	5.1	32.2	95.4	118.5	146.8	1067.3
1969	95.3	90.8	123.1	19.4	27.3	116	13.7	16.3	26.9	70.5	89.8	131.3	716
1970	354.7	100.7	104.8	0	34.6	12.3	8	0	48.6	19.9	35.5	91	810.1
1971	120.5	188.4	153.7	57.4	0	0	24	19	0	41.2	4.2	153	761.4
1972	244.9	21.6	255.6	37.2	0	0	28.2	0	3.2	68.8	27.5	74.3	761.3
1973	280.1	187.4	297.6	76.8	19.4	0	17.8	37.2	50	27.6	26.2	172.7	1192.8
1974	264	369.5	250.6	18.2	23.9	41.6	0	10.2	46.6	23.9	17.3	63.6	1129.4
1975	179.4	123	115.9	6.4	41.6	0	1.2	9.7	29	45.5	45.4	123.6	720.7
1976	176.8	178.8	149.2	25.3	33.8	17	5.8	11.2	75.2	11.4	14.2	75	773.7
1977	78.2	148.4	73.9	43.4	18.5	0	16.3	10.4	31.8	54.5	100.1	97	672.5
1978	218.9	132	87.2	50.6	11.5	15	4.9	1.4	42.9	71.7	89.9	93.8	819.8
1979	89.2	126.9	159.5	35	22.9	0	6.2	17.7	11.2	35.5	70.5	60.9	635.5
1980	116.6	82	198.4	56.7	98.6	3.3	0.1	6	26.2	79	82.2	73.2	822.3
1981	111.9	215.9	135.3	63.3	12.2	0	0.8	14.4	88.1	81.3	82.6	186.4	992.2
1982	196.3	172.7	113.1	24.2	82.2	7.4	7.1	41.2	40.8	146.8	86.5	69.9	988.2
1983	163.4	28.2	78.4	51.3	1.9	0.9	24	102.7	8.3	55.8	100.1	123.7	738.7
1984	137.4	309.9	148.5	62	20.6	110.8	12.3	1.8	19.9	61.9	22.9	158.7	1066.7
1985	90.9	126.8	102.3	13	9.2	35.3	9.6	25.2	21.6	37.7	99.3	136.9	707.8
1986	259.5	108.1	489.2	63.3	72.3	1.4	1.7	7.6	44.5	79.3	75.3	81	1283.2
1987	271.2	93.4	71.4	21.3	15.1	34.8	11.2	27.5	68.1	43.6	67.9	73	798.5
1988	156	153.1	91.2	39.5	29.7	0	16.3	15.5	16.5	15.5	52.7	133.7	719.7
1989	129.7	82.2	111.1	33.2	19.3	10.6	4.1	12.6	47	35.5	34.9	81.6	601.8
1990	132.5	31.5	39.6	36.9	11.4	55.4	2.4	30.9	26.6	87.4	125.2	125.8	705.6
1991	111.1	57.5	88.9	18.7	8.5	35.1	5.9	0	61.7	48.2	31.5	41.6	508.7
1992	97.5	109	73	35.9	0	21.7	8.8	33.1	8.1	61.8	52.4	50.6	551.9
1993	164	206	178	54.6	62.2	2.8	19.9	37.4	58.1	60.8	53.4	188.3	1085.5
1994	156.1	172.3	173.5	50.4	26.2	17.2	8.3	16.3	25.1	43.6	62.5	131.5	883
1995	235.8	171.7	191.5	17.8	29.4	15.9	7.6	12.1	25	54.2	80.1	83.9	925
1996	141.5	169.6	157.1	64.8	20.7	15.9	6	19	38.1	44.6	46.6	94.9	818.8
1997	224.7	165	127.5	37.2	21.6	15.9	7.6	21.2	48.2	46.6	74.3	144.5	934.3
1998	189.2	148.8	150.1	9.2	20.1	19.8	6	11	32.9	69.9	52.5	76.5	786
1999	178.1	184.1	146.4	42.6	21.4	16.3	9.9	8.6	64.2	39.3	87.2	97.5	895.6
2000	199.8	274.8	146.4	12.4	31.6	23.1	51	16.5	22.2	76.7	46.4	97.5	998.4
2001	241	146.3	139.4	33.6	33.3	18.8	25.6	16.4	23.4	52.5	81.2	101.9	913.4
2002	208.7	183.3	143.8	38.7	28.6	21.8	26.8	20.6	76.2	43.6	62.7	35.9	890.7
2003	141.3	204.9	188.9	89.9	98.6	15.9	6	28.6	38.9	38.1	49.6	128.4	1029.1
2004	152.3	168.5	169.7	46.6	22.4	13.4	19.6	12.5	21.3	39.8	58.7	127.7	852.5
2005	230.8	166.7	186.5	12.8	24.4	19.64	6.5	7.1	20	49.2	75.1	106.78	905.52
2006	138.5	166.6	154.1	61.8	17.7	12.9	5.68	10.21	35.1	41.6	43.6	91.9	779.69
2007	211.05	124.15	126.23	42.75	3.65	14.12	8.65	8.62	35.05	63.85	82.05	84.1	804.27
2008	140.63	119.05	151.65	27.15	15.05	18.45	8.46	38.45	19	27.65	62.65	89.56	717.75
2009	180.12	124.54	190.55	48.85	80.23	12.45	3.56	18.6	18.35	71.15	74.35	65.35	888.1
2010	124.78	208.05	127.45	55.45	35.62	20.45	4.86	16.4	80.25	73.45	74.75	178.55	1000.06
MED	170.2	153.2	155.47	37.66	28.16	16.06	11.15	17.04	37.09	56.11	62.96	106.39	851.49

Fuente: Senamhi

Cuadro 4.19: Precipitación Total Mensual Extendida Estación Tambillo

AÑO	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG	SEP	OCT	NOV	DEC	TOTAL
1964	30.9	123.1	123.1	65.5	55.9	10.4	10.2	9.2	30.9	34.2	75.5	63.7	632.6
1965	121.9	115.2	131.9	45.9	40.3	10.2	14.1	0	27.1	67.6	89.6	125	788.8
1966	61.4	108.3	86.4	30.3	57.7	10.3	5.3	30.6	27.3	161.7	75.2	76.1	730.6
1967	64.5	179.7	258.7	55.8	45.2	10.7	22	22.3	22.2	55.1	74.1	145.2	955.5
1968	140	109	171.5	53.2	40.7	20.9	9.9	28.9	14.3	80.8	64	113.3	846.5
1969	8.2	53	158.3	59.6	37.9	27.2	8.6	8.5	19.1	87.4	72.3	99.3	639.4
1970	293.3	99.4	69.5	84.1	45.7	10.9	13.9	0	40	47.6	70.6	124.5	899.5
1971	172.9	292.6	114	65.3	38.3	19.1	5.9	17.5	16.1	63.2	90.1	100.4	995.4
1972	231.7	21.8	122	89.6	38.4	10.2	19.1	12.9	26.7	82.8	66.2	87.4	808.8
1973	110.9	161.8	187	107	37.9	13.7	8.6	28.8	26	56	97.3	114.6	949.6
1974	187.7	254.7	169.2	54.8	38.7	19.3	5.3	34.5	25.6	68.8	28.4	62.7	949.7
1975	151.1	54.5	78.3	51	57.6	11.6	5.9	1	22.6	53.9	78.8	111.2	677.5
1976	227.5	131.9	167.3	69.6	53.6	20.2	7.1	0	36.1	37.8	27.6	80.5	859.2
1977	42.7	152.9	42.7	67.6	49.3	10.2	14.1	1.1	17.2	21.4	135.6	72.7	627.5
1978	54.1	0	0	25.4	37.9	10.2	5.3	0	20.3	79.1	111.8	119.7	463.8
1979	172.3	0	104.8	25.4	42.6	10.2	15.6	24.9	17.8	44.3	62.3	63.4	583.6
1980	100.5	89	160.3	39	42.5	29.8	7.5	5.5	28.6	111.4	98.5	80.9	793.5
1981	132.8	215.6	85.7	74.4	38.2	12.6	5.3	74.5	38.6	136.5	106	146.4	1066.6
1982	169.6	218.6	72.5	45.3	38.7	20.5	5.3	29.2	24.6	100.4	119.4	59.6	903.7
1983	94.3	35.4	118.8	73.9	38.8	16.2	10.1	19.6	30.2	88.6	36.5	80.6	643
1984	258.4	294.7	153.9	89.9	41.9	18.7	8.1	4.6	12.2	76.7	119.5	119.2	1197.8
1985	18.1	13.6	49.6	68.8	37.9	11.5	7.3	0	22.6	24.4	69.8	113.5	437.1
1986	185.8	200.3	427.8	97.3	45.6	10.2	11	18.7	22.4	42.5	73.1	73	1207.7
1987	182.2	20.6	36.1	49.8	45.5	15.5	13.5	2.3	17.6	65.9	98.1	49.8	596.9
1988	112.7	99.1	121.6	97.4	44.4	12	6	3.6	20.9	38.2	49.3	108.9	714.1
1989	175.6	205.5	138.7	92.3	44.8	12.9	6.5	0	34	108.8	40	78.8	937.9
1990	41.8	0	0	25.7	38	13.9	6.9	4.6	13.4	42.3	121.7	115.2	423.5
1991	20.6	176.7	143.5	83.8	40.1	14.9	5.9	0	22.6	45.9	30.2	57.6	641.8
1992	0	205.9	139.3	34.8	41.7	12.2	8.1	11.8	20.6	76.5	71.9	59.3	682.1
1993	55.9	165.5	195.6	102.7	59.7	11.6	12	28	30.6	109.9	85.8	150.1	1007.4
1994	105.8	176.4	145.4	65.7	44.7	11.6	7.5	15.2	16.5	42	77.3	112.3	820.4
1995	259.3	175.4	162.6	40.1	48.1	10.2	6.8	5.6	16.4	61.9	112.4	76.2	975
1996	77.8	171.5	129.7	77	38.8	10.2	5.3	21.6	24.8	43.9	45.5	84.5	730.6
1997	237.9	163.1	101.4	55.3	39.7	10.2	6.8	26.6	31.2	47.6	100.8	122.2	942.8
1998	163.4	164.1	109.3	39.8	14.3	51.2	0	0	9.7	90.2	64	107.4	813.4
1999	143.8	159.7	174.9	64.9	20.9	0.7	1.4	0	46.9	37.3	68.6	94.7	813.8
2000	259.6	193.5	151.3	39.6	12.8	27	33.7	9.2	28.9	104.8	19.1	66.1	945.6
2001	295	79.6	193.5	58.5	59.4	22.4	28.7	23.4	20	45.2	77.3	72.3	975.3
2002	115.5	185.2	172.8	31.1	12.8	2.4	52.6	24.3	51.8	78	120.5	111.8	958.8
2003	106.46	221.7	174.7	120.6	13.4	0.1	0	44.3	9.9	5.8	11.7	118	826.66
2004	179.32	150.12	56.12	90.82	39.12	3.72	4.52	12.22	15.92	36.02	66.62	66.52	721.04
2005	100.12	166.7	186.5	89.6	24.4	19.64	8.97	7.1	20	49.2	75.1	106.78	854.11
2006	127.86	166.6	100.12	61.8	70.12	12.9	5.68	10.21	35.1	41.6	110.23	91.9	834.12
2007	200.41	124.15	122.32	42.75	3.65	14.12	8.65	8.62	35.05	87.46	82.05	84.1	813.33
2008	129.99	100.23	151.65	27.15	15.05	18.45	8.46	38.45	19	96.34	62.65	89.56	756.98
2009	68.65	124.54	190.55	48.85	80.23	12.45	3.56	18.6	18.35	71.15	74.35	65.35	776.63
2010	114.14	150.65	127.45	55.45	35.62	20.45	4.86	16.4	34.89	73.45	74.75	178.55	886.66
MED	134.14	137.69	133.58	62.43	40.18	14.59	10.04	14.99	24.74	66.42	76.22	95.76	810.77

Fuente: Senamhi

Cuadro 4.20: Registro Histórico de Precipitaciones Totales Mensuales (mm) - EST. HUAMANGA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1962	84.00	55.20	102.10	39.70	15.90	2.90	2.10	9.00	8.20	54.70	3.50	95.50	102.10
1963	287.50	241.90	106.90	51.50	2.30	0.40	0.00	2.60	32.20	22.70	28.40	141.40	287.50
1964	54.00	97.70	80.60	34.00	29.20	0.00	6.40	8.10	38.10	13.60	47.80	35.50	97.70
1965	94.20	93.00	100.60	17.40	3.90	0.00	11.50	0.30	30.70	38.60	59.80	99.50	100.60
1966	67.80	88.90	67.00	4.20	32.20	0.10	0.00	23.00	31.10	109.10	47.50	48.40	109.10
1967	69.20	131.50	194.30	25.80	11.90	0.70	21.80	17.20	21.10	29.20	46.60	126.60	194.30
1968	103.40	89.30	129.90	23.60	4.50	15.50	6.00	21.80	5.60	48.50	38.00	82.30	129.90
1969	43.70	55.90	120.10	29.00	8.90	24.60	4.30	7.60	14.90	53.40	45.10	72.70	120.10
1970	162.80	83.60	54.50	49.80	12.70	8.20	11.20	0.00	55.80	23.60	43.60	99.00	162.80
1971	118.30	198.80	87.40	33.90	0.60	12.90	0.70	13.90	9.20	35.30	60.20	73.80	198.80
1972	144.90	37.30	93.30	54.50	2.00	0.00	18.00	10.70	29.80	50.00	39.90	60.20	144.90
1973	90.20	120.80	141.30	69.20	0.00	5.00	4.30	21.70	28.50	29.20	56.30	95.70	141.30
1974	125.00	176.60	128.20	34.00	1.30	13.20	0.00	25.70	27.20	22.50	7.80	34.40	176.60
1975	108.00	56.80	59.20	21.70	31.90	2.00	0.80	2.40	26.50	28.30	50.60	85.10	108.00
1976	142.80	103.00	126.80	37.50	25.40	11.50	2.30	1.00	48.20	16.30	8.10	53.80	142.80
1977	59.30	115.50	34.70	35.80	18.50	0.00	11.50	2.50	11.70	4.00	98.80	44.90	115.50
1978	161.30	140.20	52.90	21.40	0.70	4.10	0.00	0.00	28.60	47.20	78.60	94.00	161.30
1979	89.20	69.80	79.90	23.30	11.20	0.70	13.50	19.00	12.40	21.50	36.60	35.20	89.20
1980	85.50	77.40	121.60	11.60	7.40	20.90	2.90	5.50	30.70	71.40	67.30	53.40	121.60
1981	100.10	159.20	66.70	41.60	0.50	3.40	0.00	53.50	52.90	90.50	73.40	121.90	159.20
1982	126.70	159.90	56.90	16.90	1.30	14.80	0.00	22.00	25.70	63.20	85.10	31.20	159.90
1983	82.70	45.40	90.90	41.20	1.40	7.50	6.20	15.30	31.80	54.30	14.60	53.20	90.90
1984	120.50	208.10	100.20	10.90	0.00	13.20	3.70	4.90	5.50	46.40	105.40	91.30	208.10
1985	73.40	33.90	29.80	52.80	0.00	1.30	2.60	0.00	24.80	6.20	42.90	85.40	85.40
1986	124.10	148.00	168.60	67.00	12.50	0.00	7.50	16.70	22.50	19.80	45.70	48.40	168.60
1987	129.20	37.10	28.80	20.70	12.30	7.60	10.70	3.30	12.00	37.30	62.00	44.70	129.20
1988	84.00	79.40	93.30	61.10	8.70	2.50	0.00	0.00	18.60	16.80	26.50	89.10	93.30
1989	107.30	65.20	116.50	4.90	16.00	1.60	0.00	3.20	33.00	27.80	29.90	51.20	116.50
1990	76.60	1.70	2.70	11.40	5.60	0.00	0.00	8.00	11.10	7.00	142.00	143.00	143.00
1991	60.20	57.90	107.00	98.70	17.50	26.00	10.50	16.50	15.00	40.00	53.60	15.50	107.00
1992	92.60	64.20	53.50	17.00	0.00	10.00	6.00	26.00	13.00	24.00	28.50	25.50	92.60
1993	125.00	100.00	94.00	34.50	8.00	7.00	15.00	16.50	26.00	22.00	75.00	116.00	125.00
1994	115.50	140.00	102.00	30.00	6.50	3.00	0.00	6.50	9.80	19.40	49.30	88.00	140.00
1995	157.40	128.90	123.30	12.50	16.50	0.50	2.00	5.60	9.70	34.30	78.70	48.50	157.40
1996	75.20	126.60	99.00	43.80	0.00	0.00	0.00	16.70	25.30	20.80	22.30	61.90	126.60
1997	136.80	122.60	78.10	25.40	2.90	0.00	2.00	20.20	38.70	25.40	75.30	98.90	136.80
1998	117.40	109.50	95.90	7.20	0.40	6.20	0.00	3.90	19.60	46.20	32.40	42.60	117.40
1999	107.30	144.70	91.50	29.00	2.60	0.60	4.80	0.00	57.70	13.20	91.60	59.30	144.70
2000	130.20	176.00	91.50	6.00	14.60	10.80	55.80	12.70	4.40	66.00	26.90	79.20	176.00
2001	161.90	101.90	86.50	23.00	23.20	4.40	24.30	12.60	7.70	31.90	62.60	80.90	161.90
2002	105.70	141.80	91.00	21.00	15.10	5.70	25.80	19.30	42.80	22.50	58.60	102.00	141.80
2003	76.60	164.90	121.50	77.50	20.60	0.00	0.00	30.60	27.20	11.60	28.00	83.80	164.90
2004	69.90	149.10	83.00	29.80	11.30	10.70	26.30	7.50	16.10	26.60	39.70	162.00	162.00
2005	50.70	69.80	78.40	11.70	0.20	0.00	2.60	0.00	5.40	47.20	29.70	87.40	87.40
2006	107.40	102.30	151.50	21.30	1.20	13.20	0.20	23.00	18.10	47.10	72.10	108.00	151.50
2007	71.20	69.60	151.50	38.40	2.50	0.00	6.40	1.00	13.60	37.70	74.00	105.00	151.50
2008	80.70	86.40	11.80	25.50	11.50	4.80	0.00	0.00	39.10	25.00	37.90	76.20	86.40
2009	134.40	126.20	60.10	46.40	12.00	0.00	7.60	1.80	8.10	39.90	87.80	153.00	153.00
2010	136.80	165.10	80.21	50.38	25.84	2.68	6.17	10.10	4.69	12.45	45.41	124.45	165.45
MAX.	287.50	241.90	194.30	98.70	32.20	26.00	55.80	53.50	57.70	109.10	142.00	162.00	287.50
FROM.	106.08	107.36	91.81	32.19	9.28	5.78	7.03	11.24	23.45	35.19	52.42	78.84	138.38
MIN.	43.70	1.70	2.70	4.20	0.00	0.00	0.00	0.00	4.40	4.00	3.50	15.50	85.40
D. EST.	41.07	50.01	38.63	20.00	9.01	6.77	10.25	10.80	13.81	21.06	27.54	34.42	38.36

Fuente: Senamhi

Cuadro 4.21: Registro de Precipitaciones Máximas en 24 Horas (mm) - EST. HUAMANGA

ANO	Pmax 24 hrs	ANO	Pmax 24 hrs
1962	20	1986	16.5
1963	40.4	1987	24.2
1964	19.8	1988	23
1965	25.8	1989	26
1966	37.7	1990	30.5
1967	22.9	1991	19.5
1968	38.1	1992	19.6
1969	38	1993	40.5
1970	29	1994	22
1971	46.6	1995	42
1972	20.2	1996	29
1973	32	1997	23.2
1974	26	1998	27.3
1975	23	1999	24.8
1976	30.5	2000	35.2
1977	26	2001	39
1978	23.2	2002	23.6
1979	16	2003	30
1980	18.2	2004	49.8
1981	19.9	2005	30.2
1982	44.5	2006	27.9
1983	24.4	2007	34
1984	24	2008	40.1
1985	18	2009	20.45
		2010	26.38

Fuente: Senamhi

Cuadro 4.22: Registro de Precipitaciones Máximas en 24 Horas (mm) - EST. TAMBILLO

ANO	Pmax 24 hrs
1992	35.3
1993	37.9
1994	52.2
1995	24.5
1996	28.3
1997	41.7
1998	31.2
1999	28.6
2000	41.6
2001	48.5
2002	28.1
2003	38.4
2004	27.9
2005	47
2006	21.5
2007	27
2008	18.3
2009	25.4
2010	25.5

Fuente: Senamhi

Cuadro 4.23: Precipitación Máximas Diarias en Estaciones (mm)

Estación	Altitud (msnm)	Pmax24 (mm)	Numero de Datos
Cusicancha	3400	42	24
Tambo	3250	43	18
Los Libertadores	3710	41.8	16
Chungui	3468	77.4	14
Vilcashuamán	3360	72.5	32
Choclococha	4550	39.5	31
Huamanga	2761	46.6	24
Urubamba	2863	36.5	31

Fuente: Senamhi

Cuadro 4.24: Registro Histórico de Precipitaciones Máximas en 24 Horas (mm)

ESTACIÓN	TIPO	ALTITUD	LATITUD	LONGITUD
PUTACCA	PLU	3550.0 msnm	13°23'37"	74°21'13"
TAMBILLO	PLU	3250.0 msnm	13°12'54"	74°06'19"
PAMPA CANGALLO	PLU	3350.0 msnm	13°34'09"	74°11'37"
TUNSULLA	PLU	3900.0 msnm	13°19'57"	74°34'59"
CUCHOQUESERA	PLU	3750.0 msnm	13°25'54"	74°20'40"
ALLPACHACA	PLU	3550.0 msnm	13°23'19"	74°16'00"

Fuente: Senamhi

Cuadro 4.25: Ecuaciones de regresión de Precipitación Máxima Diaria & Altitud

Zona	Ecuación	Coefficiente de Correlación r"	Sectores
Yucaes	$Y = 0.023X - 37.45$	0.86	Mayzondo

 $X = \text{Altitud Media de la Cuenca (msnm)}$ $Y = \text{Precipitación Máxima Diaria (mm)}$

Cuadro 4.26: Ecuaciones de regresión de Precipitación Máxima Diaria & Altitud

Zona	Ecuación	Coefficiente de Correlación r"	Sectores
Yucaes	$Y = 0.0413X + 4.03$	0.97	Aqchapa, San Juan de Yucaes, Baños de Santa Mayzondo

Cuadro 4.27: Precipitación Máximas Diarias para diferentes Periodos de Retorno (mm) - SENAMHI

ESTACIÓN	Z	Pma	P1000	P500	P200	P100	P50	P20	P10	P5
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Tambo	3250	404.9	86.52	80.11	71.64	65.21	58.77	50.16	43.52	36.59
Cusicancha	3400	306.8	69.4	63.87	56.54	50.99	45.42	37.99	32.24	26.25
Libertadores	3710	926.2	65.9	62.32	57.57	53.97	50.36	45.54	41.81	37.93
Choclococha	4550	791.3	71.85	67.07	60.75	55.95	51.14	44.72	39.76	34.58
Chungui	3468	1055.9	138.41	128.65	115.73	105.94	96.11	83	72.87	62.31
Vilcashuamán	3360	735.9	96.21	89.3	80.16	73.24	66.29	57.02	49.85	42.38
Huamanga	2761	557.2	82.26	76.48	68.84	63.05	57.23	49.47	43.48	37.23

Fuente: Senamhi

Los registros de precipitación máxima diaria han sido obtenidos mediante pluviómetros en lugar de pluviógrafos, con lecturas una vez por día, lo que puede provocar normalmente que se mida entre valores máximos, subestimando el valor real de la precipitación máxima de 24 horas. Para tomar en cuenta este efecto, los valores obtenidos del análisis de frecuencias fueron corregidos por un factor K (1.13) antes de su aplicación en el cálculo de las avenidas

C. Evaluación Precipitación Máxima Diaria - PERC

Para cada estación los valores estadísticos de la muestra, los parámetros de la distribución calculados según el método de los momentos y los valores extremos considerados, son resumidos en el cuadro 4.28.

Cuadro 4.28: Precipitación Máximas Diarias para diferentes Periodos de Retorno (mm) - PERC

CUENCAS	PRECIPITACIONES MÁXIMAS DE 24 HORAS						
	ALTITUD	TR=50	TR=100	TR=200	TR=300	TR=400	TR=500
CUENCA RIO CACHI	2400	51.77	56.75	61.69	64.61	65.46	66.32
INERCUENCA RIO YUCAES	2500	51.17	56.15	61.09	64.01	64.93	65.84

El registro de precipitaciones diarias (mm), obtenidas en cada una de estas estaciones se detalla tal como se muestra a continuación; Fuente Senamhi:

4.4. Estudio Climatológico

Cuadro 4.29: Registro de Precipitaciones Diarias (mm)- Estación Putacca

ESTACION : PUTACCA DISTRITO : VINCHOS ALTITUD : 3550.0 msnm
 CODIGO : 001 PROVINCIA : HUAMANGA LATITUD : 13°23'37"
 DEPARTAMENTO : AYACUCHO LONGITUD : 74°21'13"

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1991	0.00	20.80	27.30	10.30	9.50	4.00	3.80	0.00	10.50	12.50	12.50	12.00	27.30
1992	13.50	23.50	6.80	5.50	0.00	3.50	9.30	20.30	5.50	16.30	18.50	22.00	23.50
1993	24.00	25.30	19.90	7.50	16.40	2.00	10.30	6.90	6.20	15.00	22.30	31.80	31.80
1994	21.00	21.80	29.00	19.90	12.30	23.30	0.00	0.00	3.50	7.50	10.70	21.00	29.00
1995	25.80	37.10	28.10	19.20	1.50	4.90	7.00	3.20	17.10	10.60	21.00	18.50	37.10
1996	35.40	32.20	30.80	22.30	9.20	0.60	2.10	11.20	7.70	23.10	13.40	24.50	35.40
1997	27.30	43.40	25.90	16.20	12.60	0.00	1.70	15.40	11.20	16.50	22.00	31.60	43.40
1998	39.20	19.00	23.80	25.90	1.40	8.70	0.00	17.10	0.00	13.20	16.20	16.10	39.20
1999	17.90	32.10	21.70	45.10	3.90	7.30	5.90	0.70	19.50	20.20	14.00	16.00	45.10
2000	33.60	45.92	25.48	8.96	30.38	26.88	6.44	6.44	5.88	20.30	10.08	32.76	45.92
2001	23.24	22.54	24.00	12.04	15.68	9.80	7.28	3.50	5.88	8.12	23.38	35.70	35.70
2002	15.96	23.38	17.22	10.08	6.58	1.40	17.22	6.90	29.10	26.32	20.58	8.80	29.10
2003	21.50	18.50	19.00	12.50	6.60	0.10	1.90	10.20	7.60	5.40	18.60	8.80	21.50
2004	7.70	19.10	35.10	6.60	4.40	5.50	8.40	4.60	20.80	15.30	7.60	16.70	35.10
2005	31.40	17.70	13.50	12.90	20.80	0.00	8.60	10.50	21.30	12.80	6.60	27.70	31.40
MAX	39.20	45.92	35.10	45.10	30.38	26.88	17.22	20.30	29.10	26.32	23.38	35.70	45.92
PROM	22.50	26.82	23.17	15.67	10.08	6.53	6.00	7.80	11.45	14.88	15.83	21.60	34.03

Fuente: Senamhi

Cuadro 4.30: Registro de Precipitaciones Diarias (mm)- Estación Tambillo

ESTACION : TAMBILLO DISTRITO : TAMBILLO ALTITUD : 3250.0 msnm
 CODIGO : 002 PROVINCIA : HUAMANGA LATITUD : 13°12'54"
 DEPARTAMENTO : AYACUCHO LONGITUD : 74°06'19"

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1992	21.20	35.30	24.39	17.50	3.10	11.10	10.00	15.50	12.74	12.80	14.00	14.00	35.30
1993	29.96	37.90	15.30	16.52	5.60	7.00	5.88	9.10	21.00	10.80	19.60	25.90	37.90
1994	21.40	27.40	52.20	25.20	2.10	4.50	10.00	6.00	5.30	7.80	16.10	18.20	52.20
1995	16.20	16.50	17.40	24.50	5.30	1.00	7.80	4.50	7.30	16.10	16.00	22.40	24.50
1996	21.70	15.40	28.30	14.10	7.00	1.40	0.30	8.10	12.20	17.90	8.50	14.40	28.30
1997	21.30	41.70	19.90	14.80	2.80	0.00	3.10	12.20	15.10	23.50	27.70	27.00	41.70
1998	31.20	24.90	21.40	18.50	2.10	8.40	0.00	0.60	16.80	13.40	7.60	15.10	31.20
1999	28.60	20.90	16.50	5.30	0.30	1.60	1.80	0.00	12.10	8.50	14.40	26.90	28.60
2000	15.08	41.47	16.38	5.20	20.80	9.75	16.64	1.30	3.38	15.99	7.28	14.82	41.47
2001	22.10	13.26	27.95	11.31	15.99	5.33	11.31	7.15	5.20	11.05	48.49	9.10	48.49
2002	17.16	28.08	41.08	12.48	6.63	1.82	13.26	5.50	13.91	8.45	11.96	23.79	41.08
2003	21.50	38.40	17.00	19.50	5.40	0.00	0.00	14.30	4.00	1.90	4.60	25.50	38.40
2004	12.20	27.90	14.50	6.30	5.60	2.40	15.80	5.50	14.20	15.30	22.40	25.20	27.90
2005	29.20	18.00	47.00	8.30	0.20	0.00	3.50	1.50	8.20	12.50	14.20	26.40	47.00
MAX	31.20	41.70	52.20	25.20	20.80	11.10	16.64	15.50	21.00	23.50	48.49	27.00	52.20
PROM	22.06	27.65	25.66	14.25	5.92	3.88	7.10	6.52	10.82	12.57	16.63	20.62	37.43

Fuente: Senamhi

4.4. Estudio Climatológico

Cuadro 4.31: Registro de Precipitaciones Diarias (mm)- Estación Pampa Cangallo

ESTACION : PAMPACANGALLO DISTRITO : LOS MOROCHUCOS ALTITUD : 3350.0 msnm
 CODIGO : 004 PROVINCIA : CANGALLO LATITUD : 13°34'09"
 DEPARTAMENTO : AYACUCHO LONGITUD : 74°11'37"

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1995	0.00	37.80	26.00	20.90	0.80	0.00	0.80	2.60	12.70	5.20	33.80	25.10	37.80
1996	27.30	26.40	18.20	21.10	0.00	1.00	1.80	3.40	13.00	9.40	9.10	15.60	27.30
1997	29.80	14.80	12.90	5.70	6.10	0.00	2.30	16.40	11.20	3.00	23.30	16.10	29.80
1998	18.90	26.40	19.60	30.60	1.20	6.90	0.00	0.80	3.90	12.70	15.20	12.00	30.60
1999	16.30	35.40	24.70	8.60	1.30	1.70	2.90	0.00	20.50	8.30	16.30	11.70	35.40
2000	17.29	17.29	20.93	12.35	14.30	7.41	3.25	4.81	3.25	25.09	10.53	17.29	25.09
2001	26.65	12.87	28.60	9.75	14.04	3.64	5.98	6.76	5.46	14.04	13.91	6.76	28.60
2002	34.71	17.16	16.77	5.98	5.20	1.95	12.74	12.60	25.09	7.15	14.56	47.58	47.58
2003	29.90	15.60	15.90	15.90	5.60	0.00	0.00	9.00	9.40	14.70	16.30	18.70	29.90
2004	6.50	27.40	22.0	7.70	1.60	5.40	9.90	2.00	12.10	6.60	16.60	12.00	27.40
2005	21.50	20.70	20.40	9.80	0.10	0.00	2.00	23.30	21.20	20.40	14.20	25.50	25.50
MAX	34.71	37.80	28.60	30.60	14.30	7.41	12.74	23.30	25.09	25.09	33.80	47.58	47.58
PROM	20.80	22.89	20.58	13.49	4.57	2.55	3.79	7.42	12.53	11.51	16.71	18.94	31.36

Fuente: Senamhi

Cuadro 4.32: Registro de Precipitaciones Diarias (mm)- Estación Cuchoquesera

ESTACION : CUCHOQUESERA DISTRITO : CHUSCHI ALTITUD : 3750.0 msnm
 CODIGO : 007 PROVINCIA : CANGALLO LATITUD : 13°25'54"
 DEPARTAMENTO : AYACUCHO LONGITUD : 74°20'40"

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1992	10.80	25.70	27.00	10.80	0.00	8.10	10.80	17.60	4.10	23.00	17.60	18.90	27.00
1993	24.30	31.10	21.60	16.20	12.20	2.00	8.80	7.40	6.80	16.20	16.20	23.00	31.10
1994	16.20	20.30	12.20	27.00	5.40	2.00	0.00	0.00	2.70	2.70	16.20	10.80	27.00
1995	23.90	33.80	39.80	9.60	2.00	3.50	2.70	2.70	14.90	3.40	11.50	27.00	39.80
1996	35.20	23.00	17.60	18.90	9.50	4.10	1.40	10.10	2.00	11.50	16.20	19.60	35.20
1997	28.40	27.70	19.60	12.20	5.40	0.00	0.70	16.90	21.00	16.90	14.90	21.60	28.40
1998	27.00	25.70	15.50	20.30	1.40	4.70	0.00	4.10	8.80	8.10	16.20	17.60	27.00
1999	16.90	42.60	17.60	18.30	2.70	3.40	3.40	2.70	15.50	16.20	13.50	0.00	42.60
2000	23.66	27.72	23.66	10.14	19.60	17.58	4.73	3.38	13.52	17.58	11.49	43.94	43.94
2001	27.04	37.86	30.42	11.49	30.42	1.35	2.70	5.41	6.76	5.41	18.93	0.00	37.86
2002	20.28	18.93	21.63	8.11	6.50	3.38	22.31	9.00	21.90	22.98	8.65	39.34	39.34
2003	23.30	15.80	18.60	8.60	4.80	0.00	1.30	10.60	11.40	7.40	11.10	14.80	23.30
2004	7.80	30.30	18.80	5.40	2.10	4.60	10.20	3.20	19.70	10.00	12.40	14.70	30.30
2005	19.10	20.60	16.90	9.80	0.00	0.00	6.70	10.00	19.90	19.32	12.90	30.60	30.60
MAX	35.20	42.60	39.80	27.00	30.42	17.58	22.31	17.60	21.90	23.00	18.93	43.94	43.94
PROM	21.71	27.22	21.49	13.35	7.29	3.91	5.41	7.36	12.07	12.91	14.13	20.13	33.10

Fuente: Senamhi

Cuadro 4.33: Registro de Precipitaciones Diarias (mm)- Estación Allpachaca

ESTACION : ALLPACHACA DISTRITO : CHIARA ALTITUD : 3550.0 msnm
 CODIGO : 008 PROVINCIA : HUAMANGA LATITUD : 13°23'19"
 DEPARTAMENTO : AYACUCHO LONGITUD : 74°16'00"

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1992	45.70	22.20	19.60	17.00	0.00	3.90	11.70	1.30	0.00	18.30	3.90	45.70	45.70
1993	40.50	28.70	57.40	17.00	18.30	3.90	10.40	10.40	10.40	18.30	13.10	31.30	57.40
1994	14.40	35.90	18.30	18.30	14.40	1.30	0.00	3.90	9.10	5.20	13.10	14.20	35.90
1995	20.20	34.50	34.10	17.60	5.50	2.20	8.50	1.30	10.30	29.20	21.40	15.80	34.50
1996	38.10	27.70	31.50	12.00	4.70	1.80	2.30	8.00	8.50	20.40	10.40	21.00	38.10
1997	26.10	17.00	28.30	7.80	4.20	0.00	2.50	11.00	14.20	6.00	20.20	22.80	28.30
1998	35.20	12.50	20.90	10.40	1.30	4.40	0.00	9.70	7.20	8.90	9.40	20.60	35.20
1999	21.10	18.80	14.60	11.50	7.40	3.70	3.90	0.00	20.40	7.50	13.90	11.10	21.10
2000	26.80	41.90	17.30	8.00	21.50	8.30	7.40	22.50	6.80	15.40	11.50	18.50	41.90
2001	26.50	20.50	28.50	8.80	11.70	3.00	4.90	10.60	8.10	8.10	18.20	19.30	28.50
2002	20.00	20.30	28.50	9.00	3.20	2.20	10.30	4.70	10.70	12.50	19.33	27.20	28.50
2003	25.40	12.90	19.00	12.80	14.30	0.00	2.00	6.80	11.40	4.60	8.50	24.30	25.40
2004	28.20	23.00	22.00	19.00	5.00	40.00	69.00	38.00	0.00	1.80	14.10	23.20	69.00
2005	15.60	21.20	25.80	7.90	2.50	0.00	7.00	15.20	23.70	10.50	10.50	27.60	27.60
MAX	45.70	41.90	57.40	19.00	21.50	40.00	69.00	38.00	23.70	29.20	21.40	45.70	69.00
PROM	27.41	24.08	26.13	12.65	8.14	5.34	9.99	10.24	10.06	11.91	13.40	23.04	36.94

Fuente: Senamhi

D. Modelo Meorológico

Con estos datos se llevó a cabo el análisis de frecuencias de las precipitaciones máximas de 24 horas, para la Intercuenca en estudio.

Los tiempos de retorno utilizados en el estudio, se encuentran entre 50 a 500 años, para el cual el modelo probabilístico de Gumbel cumplió satisfactoriamente, donde el delta teórico resultó ser menor que el delta tabular y por lo tanto se afirma que se ajusta a esta distribución, considerando el nivel de significación de 5%. Este método es el que mejor se ajusta a la distribución real para todas las estaciones que se encuentran en las cuencas de este estudio.

A continuación presentamos el resumen de las precipitaciones máximas estimadas, cuyos resultados fueron obtenidos de los cálculos realizados para diferentes períodos de retorno T_r (50, 100, 200, 300, 400, 500). El período de retorno T_r representa el número de años que transcurre en promedio para que un evento sea igualado o excedido.

Cuadro 4.34: Precipitaciones Máximas Estimadas Para Diferentes Periodos de Retorno

N°	DESCRIPCIÓN	TR	P(mm)
1	ESTACION : PUTACCA	50.000	53.240
	ALTITUD : 3550.0 msnm	100.000	57.270
	LATITUD : 13°23'37"m	200.000	61.290
	ALTITUD : 74°21'13" msnm	300.000	63.640
	UTM X : 569984.769 msnm	400.000	65.300
	UTM Y : 8519239.091 msnm	500.000	66.590
2	ESTACION : TAMBILLO	50.000	59.520
	ALTITUD : 3250.0 msnm	100.000	64.160
	LATITUD : 13°12'54"m	200.000	68.780
	ALTITUD : 74°06'19" msnm	300.000	71.480
	UTM X : 596944.599 msnm	400.000	73.390
	UTM Y : 8538909.954 msnm	500.000	74.880
3	ESTACION : PAMPA CANGALLO	50.000	47.850
	ALTITUD : 3350.0 msnm	100.000	51.410
	LATITUD : 13°34'09"m	200.000	54.960
	ALTITUD : 74°11'37" msnm	300.000	57.040
	UTM X : 587245.243 msnm	400.000	58.510
	UTM Y : 8499771.661 msnm	500.000	59.650
4	ESTACION : TUNSULLA	50.000	61.410
	ALTITUD : 3900.0 msnm	100.000	65.930
	LATITUD : 13°19'57"m	200.000	70.440
	ALTITUD : 74°34'59" msnm	300.000	73.070
	UTM X : 545153.596 msnm	400.000	74.930
	UTM Y : 8526050.914 msnm	500.000	76.380
5	ESTACION : CUCHOQUESERA	50.000	50.220
	ALTITUD : 3750.0 msnm	100.000	53.810
	LATITUD : 13°25'54"m	200.000	57.390
	ALTITUD : 74°20'40" msnm	300.000	59.480
	UTM X : 570966.115 msnm	400.000	60.960
	UTM Y : 8515027.661 msnm	500.000	62.110
6	ESTACION : ALLPACHACA	50.000	71.020
	ALTITUD : 3550.0 msnm	100.000	78.180
	LATITUD : 13°23'19"m	200.000	85.310
	ALTITUD : 74°16'00" msnm	300.000	89.480
	UTM X : 579400.350 msnm	400.000	92.430
	UTM Y : 8519765.825 msnm	500.000	94.720

Estas precipitaciones máximas estimadas en cada una de las estaciones, permite encontrar las ecuaciones regionales para estimar las precipitaciones de diseño para los diferentes periodos de retorno.

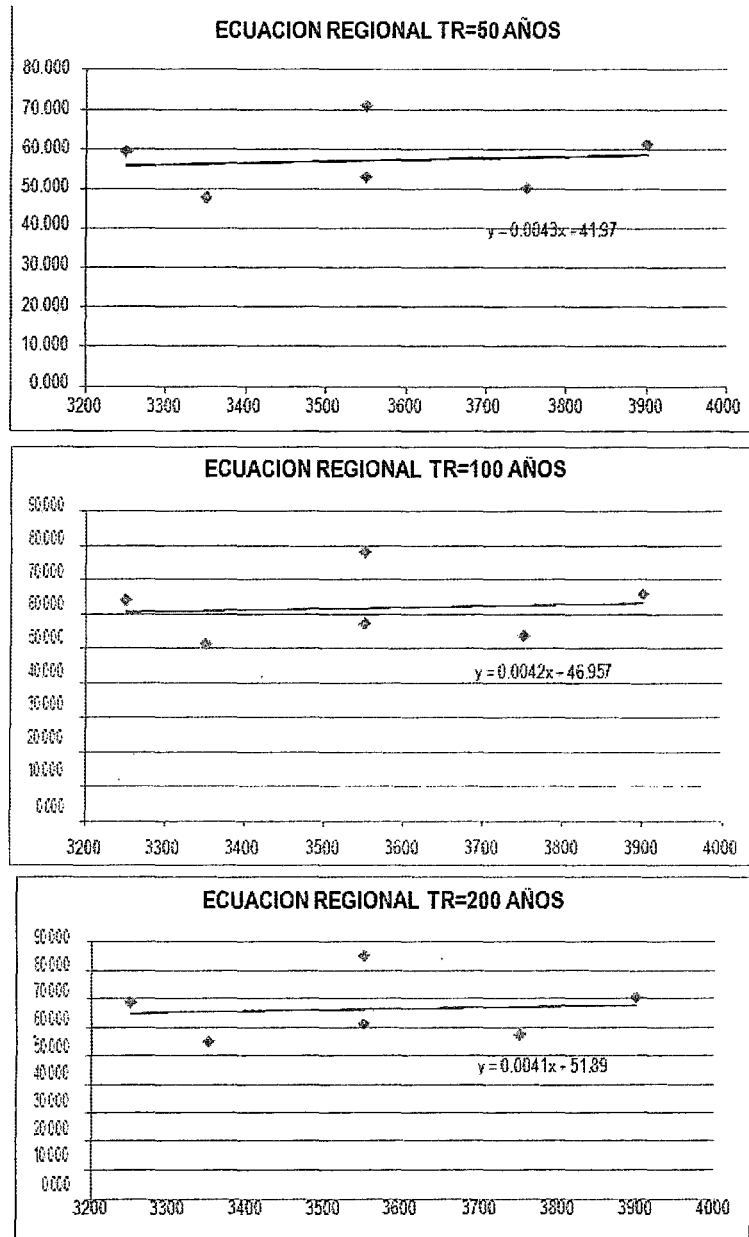


Figura 4.24: Ecuaciones Regionales Para Diferentes Periodos de Retorno

Para obtener las respectivas tormentas de diseño, se utilizó el hietograma Tipo II, indicado por la SCS del Departamento de Agricultura de los US. Fuente Hidrología Aplicada, Ven Te Chow.

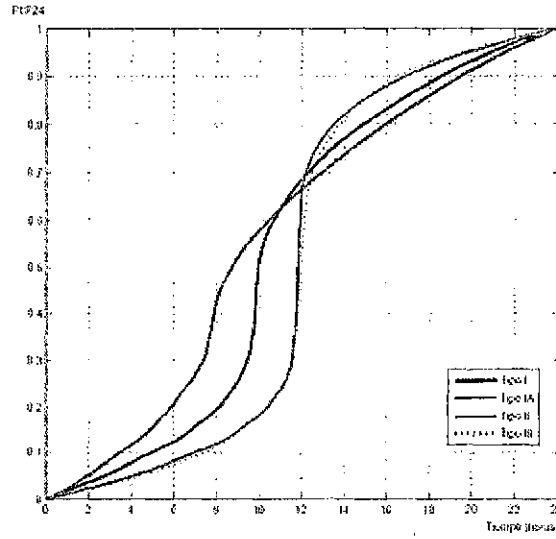


Figura 4.25: Ecuaciones Regionales Para Diferentes Periodos de Retorno

E. Hietogramas de Diseño para las Subcuencas

A continuación se presenta los hietogramas de diseño para la Intercuenca Yucaes.

Cuadro 4.35: Hietogramas de Precipitación Total TR = 50 AÑOS Cuenca Rio Cachi - Intercuenca Yucaes P24 = 51.77

Duración (Horas)	Distribución TIPO II	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)
0	0.00000	0.00000	0.00000
1	0.01050	0.54359	0.54359
2	0.02200	1.13894	0.59536
3	0.03450	1.78607	0.64713
4	0.04800	2.48496	0.6989
5	0.06300	3.26151	0.77655
6	0.08000	4.14160	0.88009
7	0.09900	5.12523	0.98363
8	0.12000	6.21240	1.08717
9	0.14700	7.61019	1.39779
10	0.18100	9.37037	1.76018
11	0.23500	12.16596	2.79558
12	0.66300	34.32351	22.15756
13	0.77200	39.96644	5.64293
14	0.82000	42.45140	2.48496
15	0.85350	44.18570	1.7343
16	0.88000	45.55760	1.37191
17	0.90175	46.68360	1.12600
18	0.92100	47.68017	0.99657
19	0.93775	48.54732	0.86715
20	0.95200	49.28504	0.73772
21	0.96475	49.94511	0.66007
22	0.97700	50.57929	0.63418
23	0.98875	51.18759	0.60830
24	1.00000	51.77000	0.58241

Cuadro 4.36: Hietogramas de Precipitación Total TR = 100 AÑOS Cuenca Rio Cachi - Intercuenca Yucaes P24 = 56.75

Duración (Horas)	Distribución TIPO	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)
	II		
0	0.00000	0.00000	0.00000
1	0.01050	0.59588	0.59588
2	0.02200	1.24850	0.65263
3	0.03450	1.95788	0.70938
4	0.04800	2.72400	0.76613
5	0.06300	3.57525	0.85125
6	0.08000	4.54000	0.96475
7	0.09900	5.61825	1.07825
8	0.12000	6.81000	1.19175
9	0.14700	8.34225	1.53225
10	0.18100	10.27175	1.9295
11	0.23500	13.33625	3.0645
12	0.66300	37.62525	24.289
13	0.77200	43.81100	6.18575
14	0.82000	46.53500	2.724
15	0.85350	48.43613	1.90113
16	0.88000	49.94000	1.50387
17	0.90175	51.17431	1.23431
18	0.92100	52.26675	1.09244
19	0.93775	53.21731	0.95056
20	0.95200	54.02600	0.80869
21	0.96475	54.74956	0.72356
22	0.97700	55.44475	0.69519
23	0.98875	56.11156	0.66681
24	1.00000	56.75000	0.63844

Cuadro 4.37: Hietogramas de Precipitación Total TR = 200 AÑOS Cuenca Rio Cachi - Intercuenca Yucaes P24 = 61.69

Duración (Horas)	Distribución TIPO	Profundidad Acumulada (mm)	Profundidad Incremental (mm)
	II		
0	0.00000	0.00000	0.00000
1	0.01050	0.64775	0.64775
2	0.02200	1.35718	0.70944
3	0.03450	2.12831	0.77113
4	0.04800	2.96112	0.83282
5	0.06300	3.88647	0.92535
6	0.08000	4.93520	1.04873
7	0.09900	6.10731	1.17211
8	0.12000	7.40280	1.29549
9	0.14700	9.06843	1.66563
10	0.18100	11.16589	2.09746
11	0.23500	14.49715	3.33126
12	0.66300	40.90047	26.40332
13	0.77200	47.62468	6.72421
14	0.82000	50.58580	2.96112
15	0.85350	52.65242	2.06662
16	0.88000	54.28720	1.63479
17	0.90175	55.62896	1.34176
18	0.92100	56.81649	1.18753
19	0.93775	57.84980	1.03331
20	0.95200	58.72888	0.87908
21	0.96475	59.51543	0.78655
22	0.97700	60.27113	0.75570
23	0.98875	60.99599	0.72486
24	1.00000	61.69000	0.69401

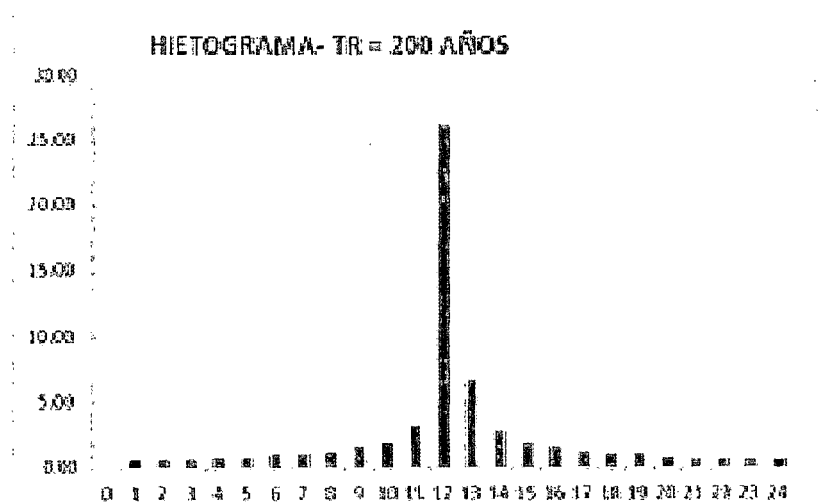
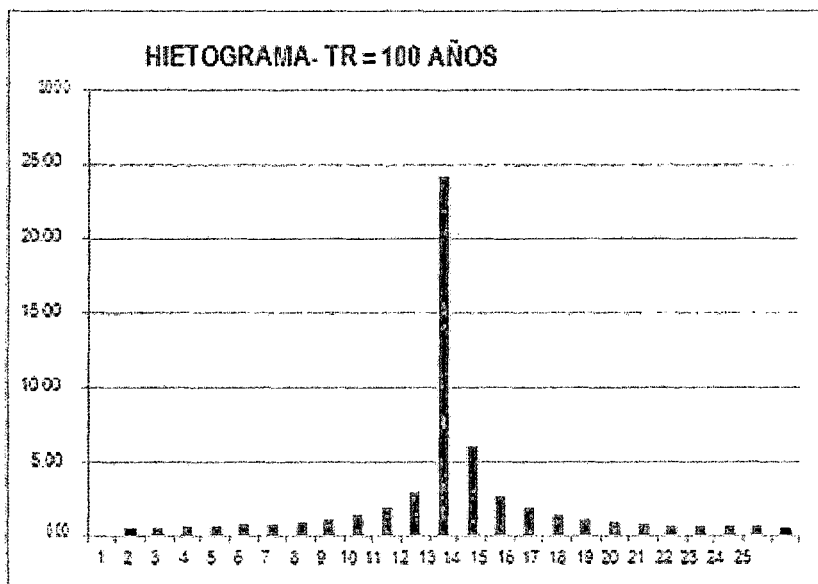
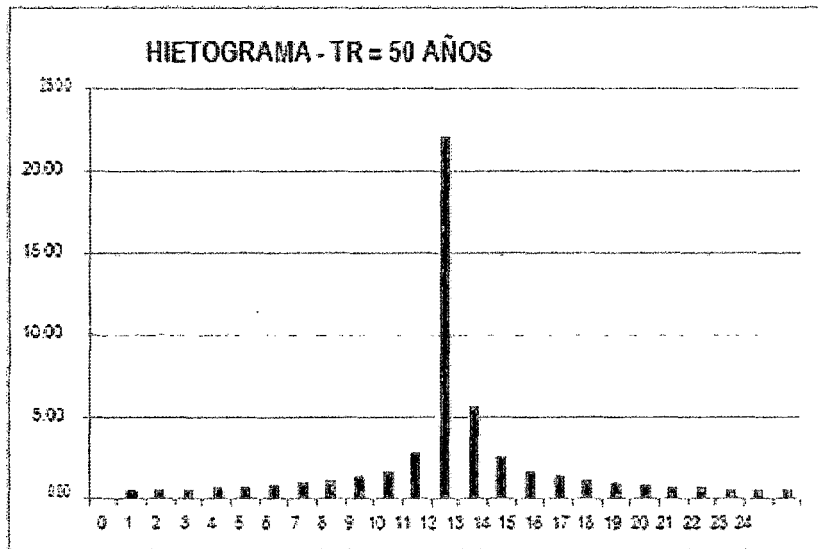


Figura 4.26: Hietogramas Para Diferentes Periodos de Retorno

4.4.7. Curva IDF Regional

Las precipitaciones máximas e intensidades máximas de tormentas, han sido comparadas regionalmente por el "Estudio de la Hidrología del Perú" hecho por el IILA-SENAMHI-UNI, 1983, cuyas fórmulas que tienen la siguiente forma:

$$P_{t,T} = a(1 + K \text{Log}T)t^n$$

$$i_{t,T} = a(1 + K \text{Log}T)t^{n-1}$$

Donde $P_{t,T}$, $i_{t,T}$ son la precipitación y la intensidad de tormenta para una duración " t " (en horas) y de período de retorno " T " (en años) dados; a , K y n son constantes regionales. Según la metodología empleada por el IILA las fórmulas son válidas para $3 \leq t \leq 24 \text{ horas}$. Para $t \leq 3 \text{ horas}$ se usa:

$$i_{t,T} = a(1 + K \text{Log}T)(t + b)^{n-1}$$

La zona de estudio pertenece a la región hidrológica denominada 123 g. La cual se considera una relación creciente de la precipitación con la altitud. Es por esta razón que se ha zonificado el área de influencia, tomándose los parámetros correspondientes según las características regionales de las cuencas. de $3 \sim 24 \text{ h}$

$$P_{t,T_r} = a(1 + K \text{Log}T_r)t^n$$

$$i_{t,T_r} = a(1 + K \text{Log}T_r)(t)^{n-1}$$

$$P_{t,T_r} = a(1 + K \text{Log}T_r)(t + b)^{n-1}t$$

Ecuación Regional (IILA-SENAMHI-UNI)

Donde:

t = Tiempo de duración (hr). T_r = Periodo de retorno (años). a, b, k, n = Constantes en función de la zona.

Cuadro 4.38: Datos Para la Ecuación Regional IILA-SENAMHI-UNI - REGIÓN AYACUCHO - ZONA DE ESTUDIO

PERIODO DE RETORNO	
TR1	50
TR2	100
TR3	200
TR4	300
TR5	400
TR6	500

Cuadro 4.39: Pprecipitaciones Para el Método Regional IILA-SENAMHI-UNI

Región Hidrológica	123 gr.
Constante "a"	12.12
Constante "b"	0.40
Constante "k"	0.533
Constante "n"	0.242

Cuadro 4.40: Precipitaciones Para El Método Regional IILA-SENAMHI-UNI

CUADRO DE PRECIPITACIONES						
Duración (Minutos)	Precipitación Tr = 50 años (mm)	Precipitación Tr = 100 años (mm)	Precipitación Tr = 200 años (mm)	Precipitación Tr = 300 años (mm)	Precipitación Tr = 400 años (mm)	Precipitación Tr = 500 años (mm)
10	5.95	6.45	6.95	7.24	7.45	7.61
20	9.81	10.64	11.47	11.95	12.29	12.56
30	12.64	13.7	14.76	15.39	15.83	16.17
40	14.84	16.09	17.34	18.07	18.59	18.99
50	16.65	18.05	19.45	20.27	20.85	21.31
60	18.18	19.71	21.24	22.13	22.77	23.26
70	19.50	21.14	22.78	23.74	24.42	24.95
80	20.67	22.41	24.15	25.16	25.89	26.45
90	21.71	23.54	25.37	26.43	27.19	27.78
100	22.66	24.56	26.47	27.59	28.38	28.99
110	23.52	25.50	27.48	28.64	29.46	30.10
120	24.32	26.36	28.41	29.61	30.46	31.12
130	25.06	27.17	29.28	30.51	31.39	32.06
140	25.75	27.91	30.08	31.35	32.25	32.95
150	26.39	28.62	30.84	32.14	33.06	33.78
160	27.00	29.28	31.55	32.88	33.83	34.56
170	27.58	29.90	32.23	33.58	34.55	35.30
180	28.13	30.50	32.87	34.25	35.23	36.00

Cuadro 4.41: Intensidades Para El Método Regional IILA-SENAMHI-UNI

CUADRO DE INTENSIDAD						
Duración (Minutos)	Precipitación Tr = 50 años (mm/hr)	Precipitación Tr = 100 años (mm/hr)	Precipitación Tr = 200 años (mm/hr)	Precipitación Tr = 300 años (mm/hr)	Precipitación Tr = 400 años (mm/hr)	Precipitación Tr = 500 años (mm/hr)
10	36.16	39.26	42.36	44.18	45.47	46.46
20	29.74	32.29	34.84	36.33	37.39	38.22
30	25.46	27.65	29.83	31.11	32.02	32.72
40	22.38	24.31	26.23	27.35	28.15	28.77
50	20.05	21.77	23.49	24.50	25.22	25.77
60	18.22	19.78	21.34	22.26	22.91	23.41
70	16.73	18.16	19.60	20.44	21.03	21.5
80	15.49	16.82	18.15	18.93	19.48	19.91
90	14.45	15.69	16.93	17.66	18.17	18.57
100	13.56	14.72	15.89	16.57	17.05	17.42
110	12.78	13.88	14.98	15.62	16.08	16.43
120	12.11	13.15	14.18	14.79	15.22	15.56
130	11.51	12.49	13.48	14.06	14.47	14.79
140	10.97	11.91	12.85	13.4	13.79	14.10
150	10.49	11.39	12.29	12.82	13.19	13.48
160	10.05	10.92	11.78	12.28	12.64	12.92
170	9.66	10.49	11.32	11.8	12.14	12.41
180	9.30	10.09	10.89	11.36	11.69	11.95

Para el estudio, ya sea del dimensionamiento de una red de drenaje pluvial emplearemos el tipo de información pluviométrica mediante curvas “Intensidad - Duración - Frecuencia (IDF)”. El análisis de las curvas Intensidad - Duración - Frecuencia consta básicamente de poder estimar la intensidad, duración, frecuencia de un evento; para diferentes periodos de retorno; cuyo calculo son de importancia para el diseño de obras de ingeniería hidráulica.

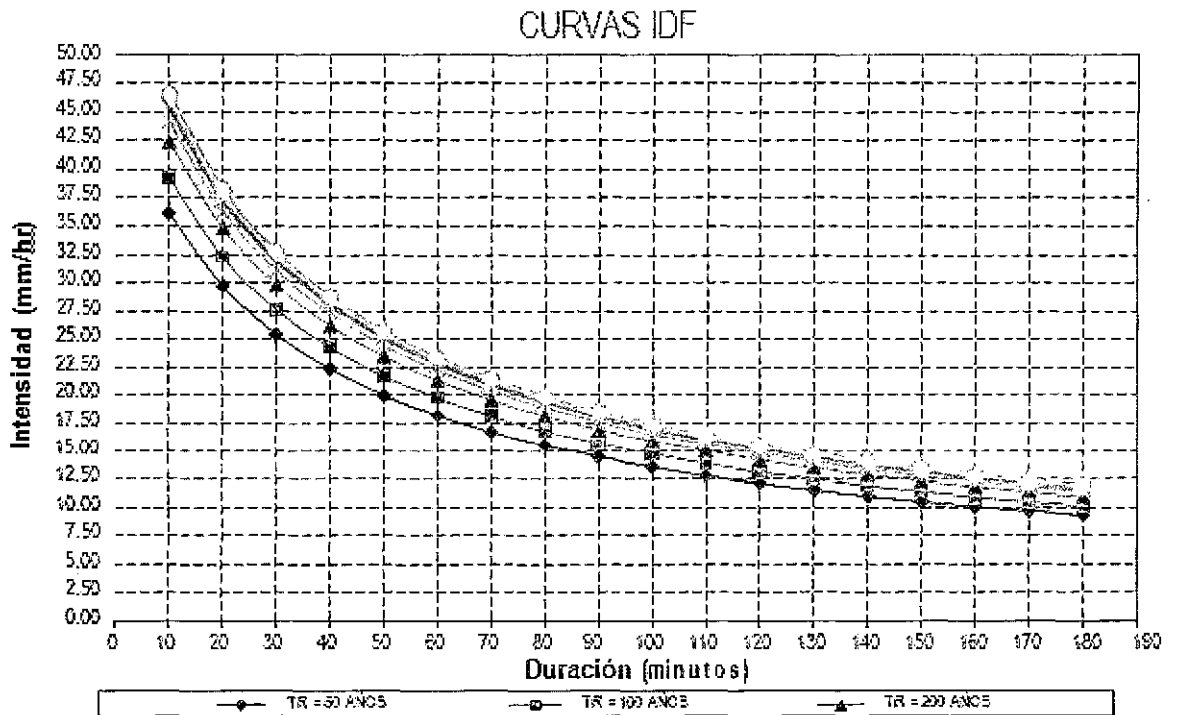


Figura 4.27: Hietogramas Para Diferentes Periodos de Retorno

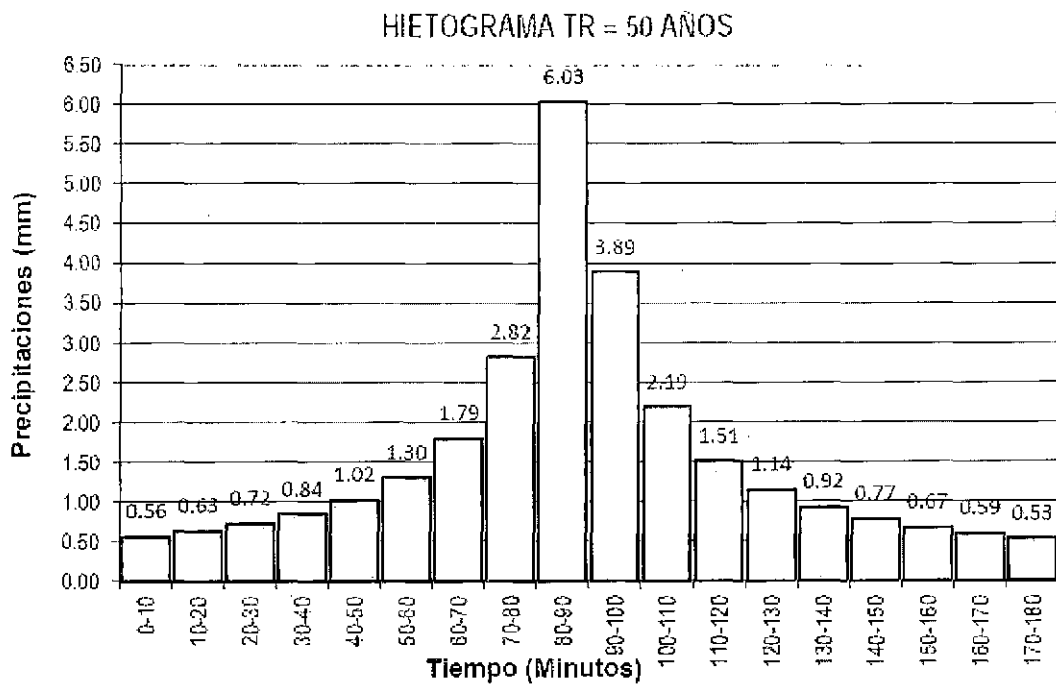


Figura 4.28: Hietogramas Para Diferentes Periodos de Retorno

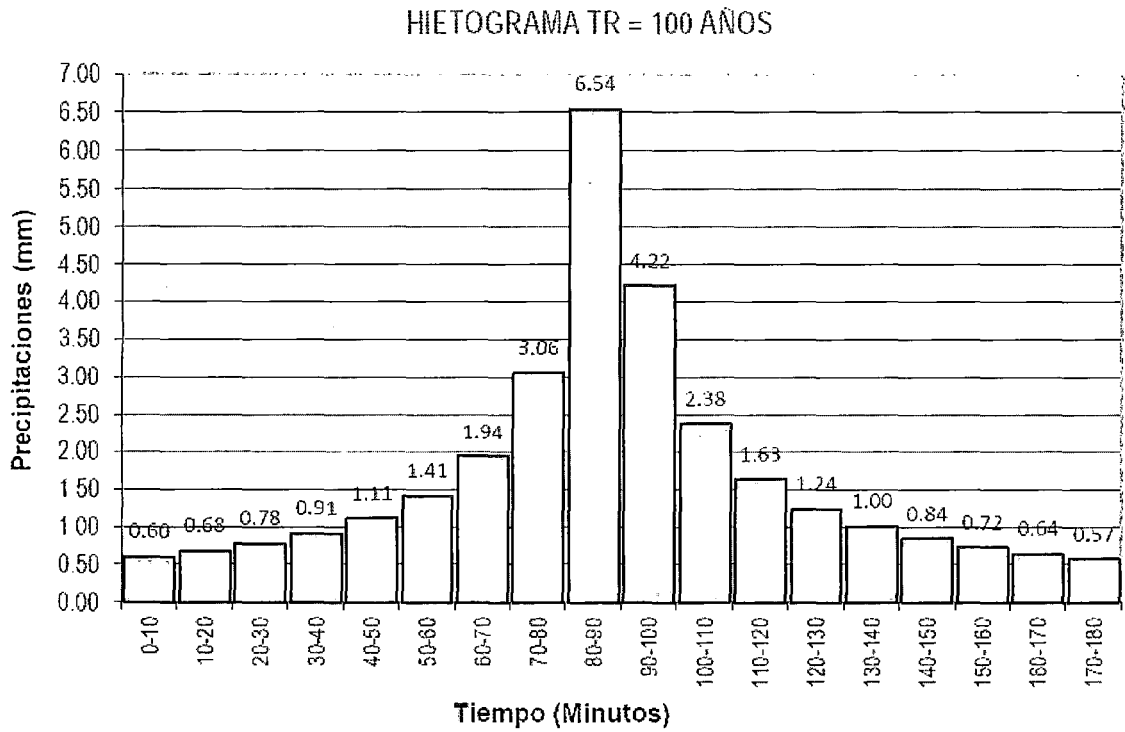


Figura 4.29: Hietogramas Para Diferentes Periodos de Retorno

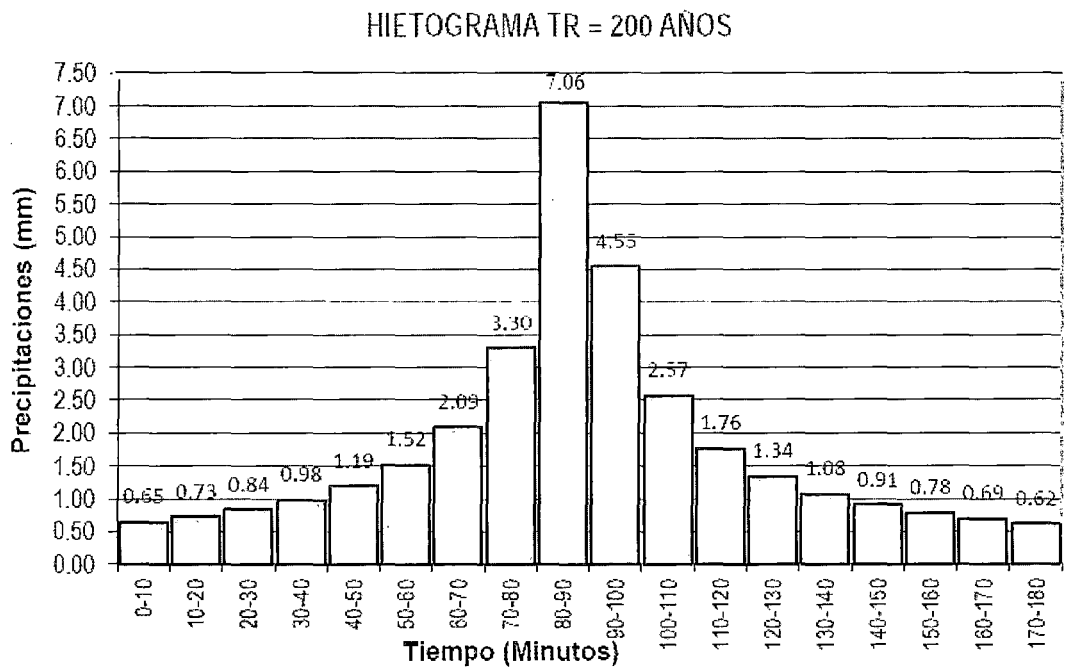


Figura 4.30: Hietogramas Para Diferentes Periodos de Retorno

4.5. Cálculo de Caudales

4.5.1. Marco Referencial

Para fines del Estudio de Tratamiento de Cauce del río Yucaes se ha planteado hacer la evaluación de riesgos por inundación para caudales con periodos de retorno de 50, 100 y 200 años. Por lo tanto, se realizaron los cálculos complementarios para obtener los caudales para estos periodos indicados, considerando la metodología de “Estudio de Recursos Hídricos Superficiales en Ríos”.

- La información para los cálculos de los caudales máximos fueron datos históricos de precipitaciones máximas de 24 horas, de estaciones meteorológicas del PERC, distribuidas en la cuenca río Cachi y las proporcionadas por el SENAMHI.
- Se determinará el tiempo de concentración, estimado por las fórmulas de Kirpich y Temez.
- El análisis de frecuencia de la precipitación máxima diaria fue realizado para distintas distribuciones probabilísticas: Pearson Tipo I, Log Pearson Tipo III y Gumbel. De la prueba de bondad de ajuste, método de Kolgomorov - Smirnov, se presenta los cálculos correspondientes.
- La determinación de los caudales fue realizado por distintas metodologías como, Hidrograma SCS, Hidrograma de Triangular, Hidrograma Triangular y Número de Curva, para un periodos de retorno de 100 años.

A. Determinación del Caudal de Máximas Avenidas.

Para el desarrollo de los cálculos correspondientes a la obtención del caudal de máximas avenidas en el Río Yucaes, materia de estudio, se ha desarrollado lo siguiente:

1. A partir de los datos de precipitación de 24 horas, se procede a realizar el ajuste de la serie histórica de datos de precipitación de 24 horas de

la Estación Huamanga, mediante las distribuciones teóricas de Gumbel y Log Pearson, para obtener las precipitaciones de diseño para diferentes periodos de retorno. Las formulaciones matemáticas utilizadas para ambas metodologías, son las que a continuación se mencionan:

- Para la distribución teórica de Gumbel, se han utilizado las siguientes formulas:

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

Donde:

$F(x)$ = probabilidad de que un valor sea inferior a x (probabilidad de no excedencia).

α y β = los parámetros se determinaron mediante dos métodos: Momentos y máxima verosimilitud.

- Momentos:

$$\alpha = \frac{1,2825}{S_x}$$

$$\beta = \bar{x} - 0,45S_x$$

Donde:

\bar{x} = media de la serie histórica.

S_x = Desviación estándar de la serie histórica.

- Máxima Verosimilitud:

$$\beta = Ln \left(\frac{n}{\sum e^{-\alpha x_i}} \right)$$

$$\frac{1}{\alpha} + \frac{\sum (x_i e^{\alpha x_i})}{\sum e^{\alpha x_i}} - \frac{\sum x_i}{n}$$

Donde:

n = tamaño de la muestra.

α = calculado por aproximaciones sucesivas.

Posteriormente luego de haber obtenido los dos parámetros y , se procede a calcular la relación entre precipitación de diseño para diferentes periodos de retorno, teniendo en cuenta:

$$y = \left[-Ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \quad P = \frac{Y + \alpha\beta}{\alpha}$$

Donde:

T =periodo de retorno (años).

P =Precipitación de diseño (mm).

- Para la distribución teórica de Log Pearson, se ha utilizado las siguientes formulas:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha x r \beta} \left(\frac{Ln x - y}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{\left(\frac{Ln x - y}{\alpha} \right)}$$

La estimación de parámetros, se realizara mediante el método de Momentos:

$$\beta = \left(\frac{2}{\gamma} \right)^2$$

$$\alpha = \frac{\sigma}{\sqrt{\beta}}$$

$$\sigma = \mu - \sigma \sqrt{\beta}$$

Donde:

γ =Coeficiente de asimetría de $Ln x$.

μ =media de los $Ln x$.

σ =Desviación estándar de los $Ln x$.

Para encontrar los valores de precipitación de diseño en función a diferentes periodos de retorno se utilizaron las siguientes formulas:

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

$$w = \left[\text{Ln} \left(\frac{1}{p^2} \right) \right]^{1/2} \quad 0 < P \leq 0,5$$

$$z = w - \frac{2,515517 + 0,802853w + 0,010328w^2}{1 + 1,432788w + 0,189269w^2 + 0,001308w^3}$$

$$k_t = z + (z^2 - 1)k + \frac{1}{3}(z^3 - 6z)k^2 - (z^2 - 1)k^3 + zk^4 + \frac{1}{3}k^5$$

$$k = \frac{C_s}{6}$$

$$Y_T = \bar{y} + k_t S_y$$

Donde:

C_s = es el coeficiente de asimetría de los $\text{Ln}x$.

T = periodo de retorno (años).

Y_T = Precipitación de diseño para el periodo de retorno dado (mm).

B. Procedimiento.

Para la determinación del caudal de máximas avenidas, se seguirá el procedimiento de transformación precipitación escorrentía, mediante la metodología del hidrograma unitario sintético del NRCS, para la Intercuenca Yucaes. Para la obtención de las tasas de infiltración en esta Intercuenca y planos de flujo superficial, se utilizará el método del número de curva.

A continuación se describe el procedimiento seguido, para la obtención del hidrograma de máximas avenidas en el punto de aforo.

- Contando con el registro histórico de Precipitación Máxima de 24 horas, de la Estación Huamanga (Periodo 1962-2010), instalada en los Módulos de la UNSCH, se realiza el ajuste correspondiente a la distribución Teórica Gumbel, cuyo proceso matemático se muestra en los cuadros adjuntos, donde se puede notar que el valor crítico del estadístico de Smirnov Kolmogorov para un nivel de significación de 0.05 (95 % de probabilidad), es mayor que la desviación máxima entre la distribución Empírica y Teórica mediante el método de Momentos, para la Estación Huamanga y por lo

tanto la serie histórica de esta Estación se ajusta a la distribución probabilística de Gumbel, con cuyo modelo matemático se puede determinar a nivel probabilístico las tasas de precipitación máxima de 24 horas para diferentes periodos de retorno.

- Contando con la ayuda del hietograma sintético tipo I del NRCS, propuesto por el Servicio de Conservación de Recursos Naturales de los Estados Unidos, se obtiene el hietograma de precipitación total para una duración de 24 horas, con un intervalo de tiempo de 1 hora, a partir de las precipitaciones de diseño obtenidas en el ítem anterior, para los periodos de retorno de 50, 100, 200 y 500 años, respectivamente.
- Para los hietogramas de precipitación de exceso, se tendrá en cuenta las siguientes formulaciones matemáticas:

$$S = \frac{1000}{CN} = 10$$

$$I_a = 0,2S$$

$$P_e = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S}$$

$$F_a = \frac{S(P - I_a)}{P - I_a + S}$$

Donde:

S = Abstracción potencial máxima.

CN = Numero de curva.

I_a = Abstracción inicial.

F_a = Abstracción continúa.

P = Precipitación en el intervalo de tiempo considerado.

P_e = Precipitación de exceso.

4.5.2. Análisis Estadístico de Precipitaciones

A. Distribución de Valores Extremos Gumbel Tipo I

Se toma en consideración, las precipitaciones máximas de la estación Pampa del Arco, por ubicarse en una zona cercana con relación a la cuenca en estudio, y por tener registros consistentes mayores a 40 años; se realizó además un análisis de la distribución de valores extremos o Gumbel tipo I, con sus respectivas pruebas de bondad de ajuste.

Cuadro 4.42: Registro de Precipitaciones Máximas en 24 Horas(mm)-EST. HUAMANGA

AÑO	Pmax 24 hrs	AÑO	Pmax 24 hrs
1962	20	1986	16.5
1963	40.4	1987	24.2
1964	19.8	1988	23
1965	25.8	1989	26
1966	37.7	1990	30.5
1967	22.9	1991	19.5
1968	38.1	1992	19.6
1969	38	1993	40.5
1970	29	1994	22
1971	46.6	1995	42
1972	20.2	1996	29
1973	32	1997	23.2
1974	26	1998	27.3
1975	23	1999	24.8
1976	30.5	2000	35.2
1977	26	2001	39
1978	23.2	2002	23.6
1979	16	2003	30
1980	18.2	2004	49.8
1981	19.9	2005	30.2
1982	44.5	2006	27.9
1983	24.4	2007	34
1984	24	2008	40.1
1985	18	2009	20.45
		2010	26.38

Fuente: Senamhi

Se considerara el método estadístico en el análisis de la frecuencia de las crecidas. El caudal es considerado como una variable aleatoria continua, que permite evaluar su distribución estadística, el cual puede ser ajustado a una ley teórica de probabilidad (Gumbel, Log Pearson II, etc.). En la siguiente figura, se muestra los parámetros estadísticos.

Cuadro 4.43: Distribución de Probabilidades Precipitaciones Máximas - EST. HUAMANGA GUMBEL TIPO I

m	PERIODO	PPmax.24hr	ORDEN	WEIBULL	EXPONENCIAL		PROBABIL	PROB. ABS
	(Años)	x = (mm)	A-Z	$F(x)=m/(n+1)$	a	y	f(x)	$ f(x) - F(x) $
1	1962	20	16	0.021	3.62	-1.286	0.0268	0.0055
2	1963	40.4	16.5	0.04	3.356	-1.211	0.0349	0.0051
3	1964	19.8	18	0.06	2.676	-0.984	0.0688	0.0088
4	1965	25.8	18.2	0.08	2.597	-0.954	0.0745	0.0055
5	1966	37.7	19.5	0.1	2.134	-0.758	0.1183	0.0183
6	1967	22.9	19.6	0.12	2.102	-0.743	0.1222	0.0022
7	1968	38.1	19.8	0.14	2.04	-0.713	0.1301	0.0099
8	1969	38	19.9	0.16	2.009	-0.698	0.1341	0.0259
9	1970	29	20	0.18	1.979	-0.683	0.1382	0.0418
10	1971	46.6	20.2	0.2	1.92	-0.652	0.1466	0.0534
11	1972	20.2	20.45	0.22	1.849	-0.615	0.1574	0.0626
12	1973	32	22	0.24	1.463	-0.381	0.2315	0.0085
13	1974	26	22.9	0.26	1.277	-0.245	0.2788	0.0188
14	1975	23	23	0.28	1.258	-0.23	0.2841	0.0041
15	1976	30.5	23	0.3	1.258	-0.23	0.2841	0.0159
16	1977	26	23.2	0.32	1.221	-0.2	0.295	0.025
17	1978	23.2	23.2	0.34	1.221	-0.2	0.295	0.045
18	1979	16	23.6	0.36	1.149	-0.139	0.3168	0.0432
19	1980	18.2	24	0.38	1.082	-0.079	0.3389	0.0411
20	1981	19.9	24.2	0.4	1.05	-0.049	0.35	0.05
21	1982	44.5	24.4	0.42	1.019	-0.018	0.3611	0.0589
22	1983	24.4	24.8	0.44	0.959	0.042	0.3833	0.0567
23	1984	24	25.8	0.46	0.825	0.193	0.4384	0.0216
24	1985	18	26	0.48	0.8	0.223	0.4493	0.0307
25	1986	16.5	26	0.5	0.8	0.223	0.4493	0.0507
26	1987	24.2	26	0.52	0.8	0.223	0.4493	0.0707
27	1988	23	26.38	0.54	0.755	0.28	0.4698	0.0702
28	1989	26	27.3	0.56	0.657	0.419	0.5181	0.0419
29	1990	30.5	27.9	0.58	0.601	0.51	0.5485	0.0315
30	1991	19.5	29	0.6	0.509	0.676	0.6013	0.0013
31	1992	19.6	29	0.62	0.509	0.676	0.6013	0.0187
32	1993	40.5	30	0.64	0.437	0.827	0.6457	0.0057
33	1994	22	30.2	0.66	0.424	0.857	0.6542	0.0058
34	1995	42	30.5	0.68	0.406	0.902	0.6666	0.0134
35	1996	29	30.5	0.7	0.406	0.902	0.6666	0.0334
36	1997	23.2	32	0.72	0.323	1.129	0.7237	0.0037
37	1998	27.3	34	0.74	0.239	1.431	0.7873	0.0473
38	1999	24.8	35.2	0.76	0.2	1.612	0.8191	0.0591
39	2000	35.2	37.7	0.78	0.137	1.989	0.8721	0.0921
40	2001	39	38	0.8	0.131	2.034	0.8774	0.0774
41	2002	23.6	38.1	0.82	0.129	2.05	0.8792	0.0592
42	2003	30	39	0.84	0.112	2.185	0.8937	0.0537
43	2004	49.8	40.1	0.86	0.095	2.351	0.9092	0.0492
44	2005	30.2	40.4	0.88	0.091	2.397	0.913	0.033
45	2006	27.9	40.5	0.9	0.09	2.412	0.9142	0.0142
46	2007	34	42	0.92	0.071	2.638	0.931	0.011
47	2008	40.1	44.5	0.94	0.049	3.016	0.9522	0.0122
48	2009	20.45	46.6	0.96	0.036	3.333	0.9649	0.0049
49	2010	26.38	49.8	0.98	0.022	3.816	0.9782	0.0018

PROMEDIO	X	28.346	28.346
DESV.EST.	S_x	8.497	8.497

$\Delta_{max} =$	0,0921
$\Delta_0 =$	0,19429
$\Delta_0 > \Delta_{max} =$	OK

$f(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$	$c =$	2.718282	EULERIANO
$f(x) = e^a$	α	0.1545	PARAMETRO
$a = e^y$			
$y = \alpha(x - \beta)$	$\beta =$	24.434	PARAMETRO

POR METODO DE MOMENTOS:

$$\alpha = \frac{1,2825}{S_x}$$

$$\beta = \bar{X} - 0,45S_x$$

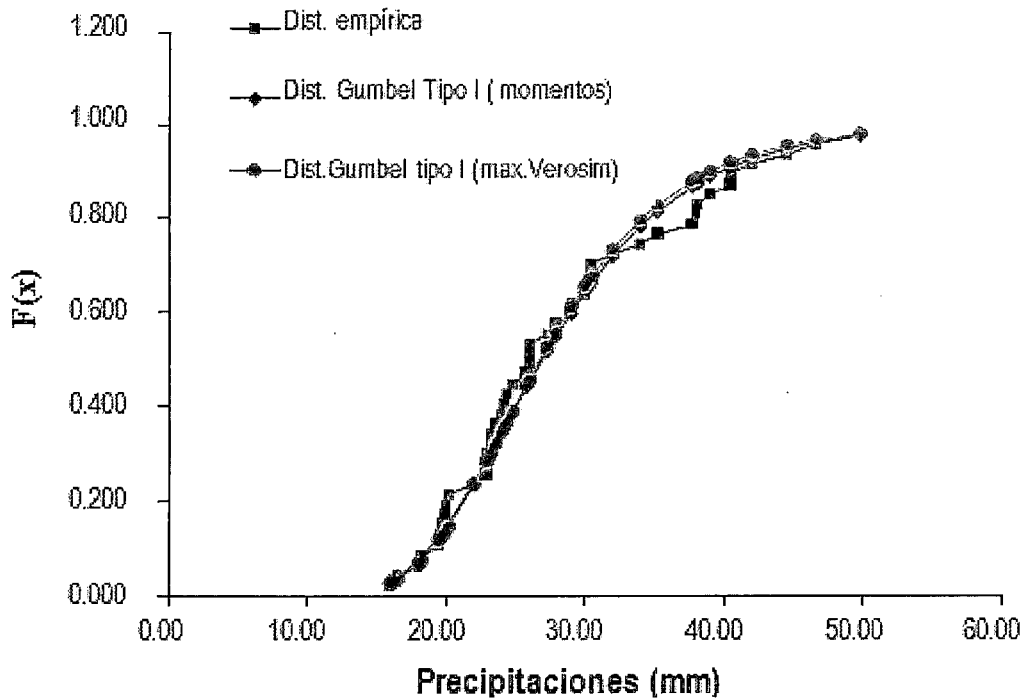


Figura 4.31: Distribución de Probabilidades Precipitaciones Máximas - EST. HUAMANGA

PRUEBA DE BONDAD: SMIRNOV KOLMOGOROV

$$\Delta_{max}|f(x) - F(x)| = 0,082 \quad (\text{momentos})$$

$$\Delta_{max}|f(x) - F(x)| = 0,092 \quad (\text{maxima verosimilitud})$$

Comparando, se ajusta a una distribución Gumbel Tipo I.

Cuadro 4.44: Precipitaciones Máximas en 24 horas (mm) - EST. TAMBILLO

AÑO	Pmax 24 hrs
1992	35.3
1993	37.9
1994	52.2
1995	24.5
1996	28.3
1997	41.7
1998	31.2
1999	28.6
2000	41.6
2001	48.5
2002	28.1
2003	38.4
2004	27.9
2005	47
2006	21.5
2007	27
2008	18.3
2009	25.4
2010	25.5

Cuadro 4.45: : Distribución de Probabilidades Precipitaciones Máximas - EST. HUA-MANGA GUMBEL TIPO I

m	PERIODO	PP _{max.24hr}	ORDEN	WEIBULL	EXPONENCIAL		PROBABIL	PROB. ABS
	(Años)	x = (mm)	A-Z	F(x)=m/(n+1)	a	y	f(x)	f(x) - F(x)
1	1992	35.3	18.3	0.05	4.01	-1.389	0.0181	0.0319
2	1993	37.9	21.5	0.1	2.621	-0.964	0.0727	0.0273
3	1994	52.2	24.5	0.15	1.76	-0.565	0.1721	0.0221
4	1995	24.5	25.4	0.2	1.561	-0.446	0.2098	0.0098
5	1996	28.3	25.5	0.25	1.541	-0.432	0.2142	0.0358
6	1997	41.7	27	0.3	1.263	-0.233	0.2829	0.0171
7	1998	31.2	27.9	0.35	1.12	-0.114	0.3262	0.0238
8	1999	28.6	28.1	0.4	1.091	-0.087	0.3359	0.0641
9	2000	41.6	28.3	0.45	1.062	-0.06	0.3457	0.1043
10	2001	48.5	28.6	0.5	1.021	-0.021	0.3603	0.1397
11	2002	28.1	31.2	0.55	0.723	0.325	0.4854	0.0646
12	2003	38.4	35.3	0.6	0.419	0.869	0.6576	0.0576
13	2004	27.9	37.9	0.65	0.297	1.215	0.7432	0.0932
14	2005	47	38.4	0.7	0.278	1.281	0.7575	0.0575
15	2006	21.5	41.6	0.75	0.182	1.706	0.834	0.084
16	2007	27	41.7	0.8	0.179	1.719	0.836	0.036
17	2008	18.3	47	0.85	0.089	2.423	0.9152	0.0652
18	2009	25.4	48.5	0.9	0.073	2.623	0.93	0.03
19	2010	25.5	52.2	0.95	0.044	3.114	0.9566	0.0066

PROMEDIO	X	33.100	33.100
DESV. EST.	S_x	9.656	9.656

$\Delta_{max} =$	0,1397
$\Delta_0 =$	0,31201
$\Delta_0 > \Delta_{max} =$	OK

$f(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$	e=	2.718282	EULERIANO
$f(x) = e^a$	α	0.132826	PARAMETRO
$a = e^y$	$\beta=$	28.75502	PARAMETRO
$y = \alpha(x - \beta)$			

POR METODO DE MOMENTOS:

$$\alpha = \frac{1,2825}{S_x}$$

$$\beta = \bar{X} - 0,45S_x$$

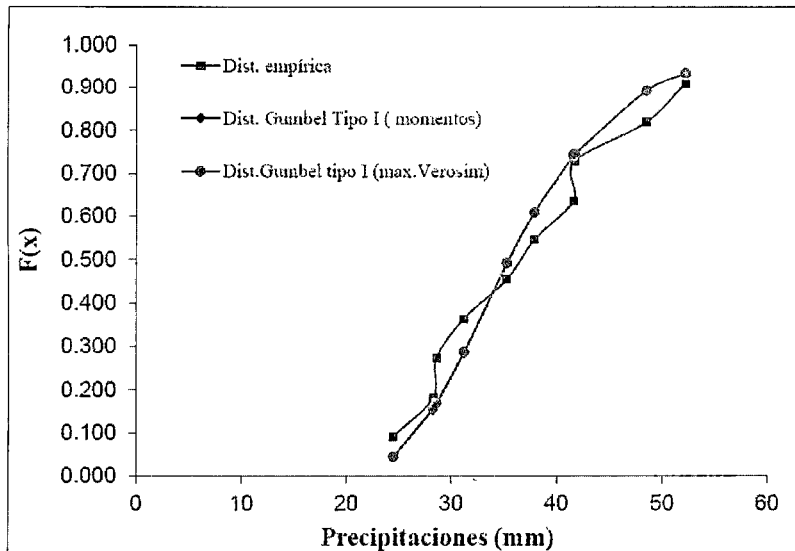


Figura 4.32: Dist. de Probabilidades Precipitaciones Máximas - EST. TAMBILLO

PRUEBA DE BONDAD: SMIRNOV KOLMOGOROV

$$\Delta_{max}|f(x) - F(x)| = 0,108 \quad (momentos)$$

$$\Delta_{max}|f(x) - F(x)| = 0,105 \quad (maximaverosimilitud)$$

Comparando, se ajusta a una distribución Gumbel Tipo I.

B. Precipitación Para Diferentes Periodos de Retorno

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos de lluvia - escorrentía y tránsito de cauda-

les. Una tormenta de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta. Las tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación de una zona o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes.

Cuadro 4.46: Precipitaciones Máximas Para Diferentes Periodos de Retorno - EST. HUAMANGA

GUMBEL A				GUMBEL B			
$Y_n = 0.5468$		$\sigma_n = 1.15373$		$\alpha = 0.1545$		$\beta = 24.434$	
Ti (años)	Probab.	Yi	P_{24H} (mm)	Ti (años)	Probab.	Yi	P_{24H} (mm)
1.05	95	-1.11	16.1	1.05	95	-1.11	17.2
1.5	67	-0.09	23.6	1.5	67	-0.09	23.8
2	50	0.367	27.0	2	50	0.367	26.8
2.33	43	0.579	28.5	2.33	43	0.579	28.2
10	10	2.250	40.9	10	10	2.250	39.0
15	7	2.674	44.0	15	7	2.674	41.7
20	5	2.970	46.2	20	5	2.970	43.7
25	4	3.199	47.9	25	4	3.199	45.1
30	3	3.384	49.2	30	3	3.384	46.3
50	2	3.902	53.1	50	2	3.902	49.7
75	1.333	4.311	56.1	75	1.333	4.311	52.3
100	1.000	4.600	58.2	100	1.000	4.600	54.2
200	0.500	5.296	63.3	200	0.500	5.296	58.7

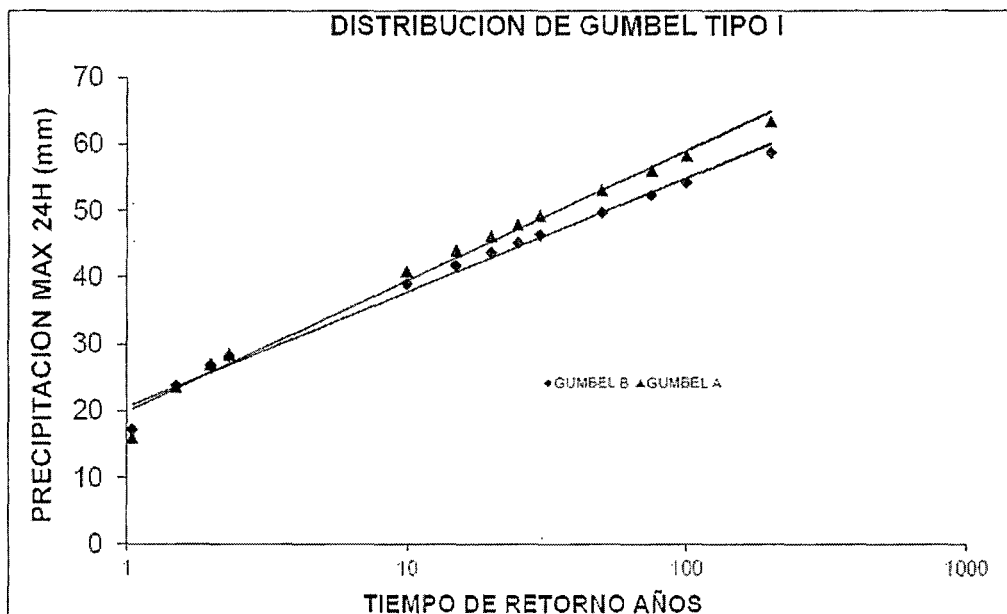


Figura 4.33: Dist. de Probabilidades Precipitaciones Máximas - EST. TAMBILLO

C. Hidrograma Unitario

Para la estimación de caudales máximos utilizando hidrogramas unitarios, siempre es necesario contar con al menos un hidrograma medido a la salida de la cuenca y con los registros de precipitación que originaron el hidrograma.

La mayor parte de las cuencas, no cuentan con una estación hidrométrica o bien con los registros pluviográficos necesarios. Por ello, es conveniente contar con métodos con los que puedan obtenerse hidrogramas unitarios usando únicamente datos de características generales de la cuenca. Los hidrogramas unitarios así obtenidos se denominan sintéticos. Los hidrogramas unitarios sintéticos son: Snyder, Triangular y SCS.

Para calcular la máxima intensidad producida en la zona de interés, primero se calculara el tiempo de concentración, mediante la fórmula de Kirpich:

$$T_C = \left(\frac{0,87L^3}{H} \right)^{0,385}$$

El tiempo de concentración anterior será igual al tiempo de duración, para el que la máxima intensidad encontrada para periodos de retorno de 20, 50, 100, 200 y 500 años, se muestra en el siguiente resumen.

4.5.3. Cálculo del Caudal de Máximas Avenidas

Tomando en cuenta que en las zonas de interés no se tienen estaciones hidrométricas que permitan realizar dicha calibración en forma directa, para la presente evaluación se utilizó el caudal de avenida que resulta de la aplicación de una curva de regresión definida en base a registros de caudales de las estaciones hidrométricas ubicadas en la zona de interés.

Estas estaciones también controlan cuencas con características fisiográficas similares y, en algunos casos, con igual extensión a las que son materia de la presente evaluación.

Perfil de la Tormenta

Hay dos tipos de tormenta que se aplica en el Método del SCS y representan la acumulación de la lluvia en 24 horas: Tipo I - "Tormenta Frontal" (menos intensa) y Tipo II - "Tormenta Convectiva" que corresponde a una tormenta de mayor intensidad. La presente evaluación considera la aplicación de la Tormenta Tipo II debido a que representa el mejor régimen e intensidad de lluvias que se producen en nuestro territorio. Los valores de las precipitaciones máximas diarias adoptadas para la estimación de las avenidas mediante el método del SCS.

Cuadro 4.47: Precipitaciones Máx. para Diferentes Periodos de Retorno - EST.HUAMANGA

ESTACIÓN	P_{500} (mm)	P_{200} (mm)	P_{50} (mm)	P_{20} (mm)	P_{10} (mm)	P_5 (mm)
Río Yucaes	135.55	118.94	93.70	76.84	63.80	50.22

Para el cálculo del caudal de máximas avenidas, se efectuó los cálculos haciendo uso de herramientas computacionales y hojas de cálculo, para el mismo que fue necesario ingresar el hietograma de diseño, obtenido mediante las metodologías detalladas en la sección anterior, para la tormenta de diseño. En el cuadro 4.47, se muestra en detalle las precipitaciones de diseño para diferentes duraciones en horas, y periodos de retorno (20, 50, 100, 200, 500, años), asumiendo una distribución de lluvia.

Cuadro 4.48: Curvas I - D - F, Relaciones Adimensionales Red Hidrológica 123

Duración (t)	Pt / P24H	It / I24H
5 min	0.07	19.30
10 min	0.12	17.11
15 min	0.16	15.42
30 min	0.25	12.05
1 h	0.36	8.62
2 h	0.48	5.73
3 h	0.60	4.84
4 h	0.65	3.89
5 h	0.68	3.28
6 h	0.71	2.86
12 h	0.85	1.69
24 h	1.00	1.00

Cuadro 4.49: Precipitaciones Máximas Consideradas en el Estudio (mm) - ZONA DE INTERÉS

Tr(años)	P24h(Tambillo)	P24h(IILA)
2	36.52	26.4
5	44.42	36.2
10	49.22	40.5
20	53.57	44.9
50	58.93	50.6
100	62.79	55
200	66.55	59.3
500	71.41	65.1
1000	75.02	69.4

Cuadro 4.50: Precipitaciones Máximas Consideradas en el Proyecto (mm) - ZONA DE INTERÉS

Tr(años)	P _{24h} (Tambillo)
100	62.79

A. MÉTODO HIDROGRAMA TRIANGULAR

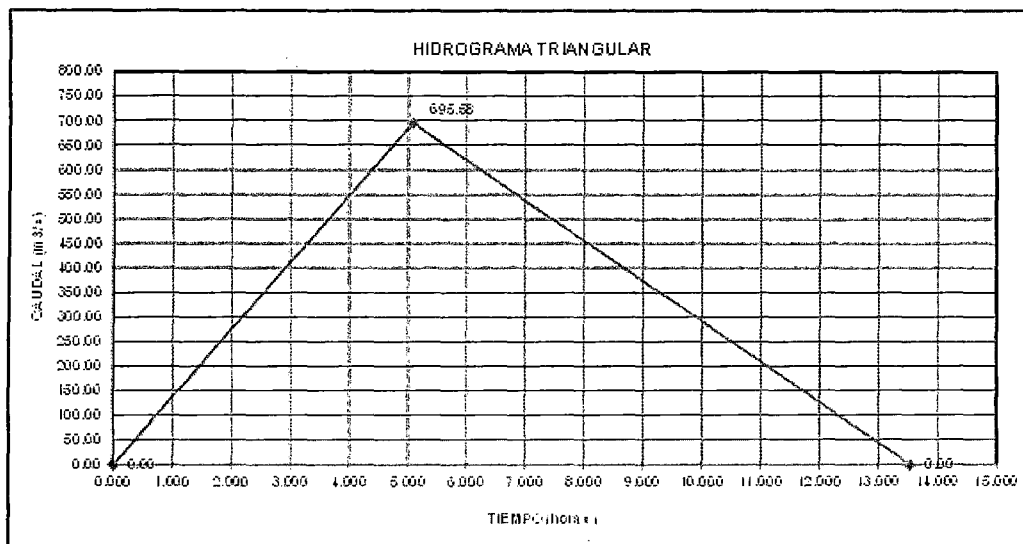


Figura 4.34: Hidrograma Triangular - Zona de Estudio

B. MÉTODO HIDROGRAMA SCS

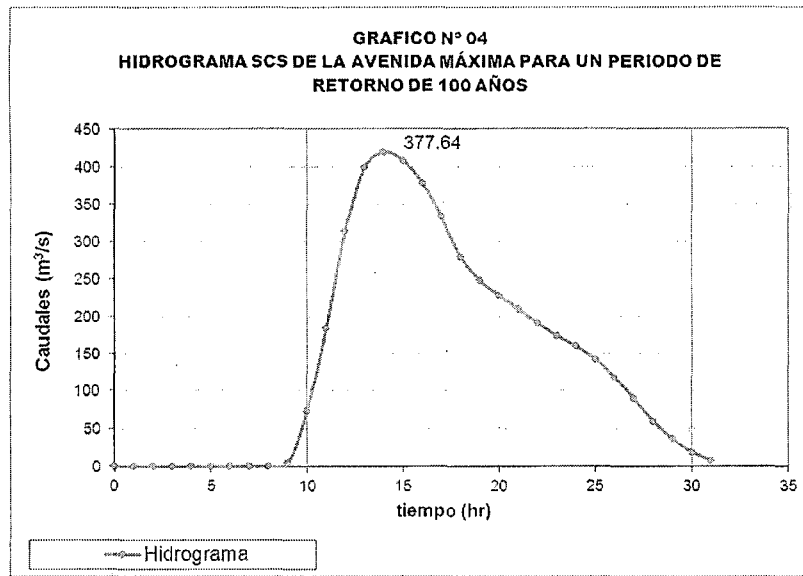


Figura 4.35: Hidrograma SCS - Zona de Estudio

C. MÉTODO NUMERO DE CURVA

Cuadro 4.51: : Distribución de Probabilidades Precipitaciones Máximas - EST. HUAMANGA GUMBEL TIPO I

m	PERIODO	PPmax.24hr	ORDEN	WEIBULL	EXPONENCIAL		PROBABIL	PROB. ABS
	(Años)	x = (mm)	A-Z	F(x)=m/(n+1)	a	y	f(x)	f(x) - F(x)
1	1992	35.3	18.3	0.05	4.01	-1.389	0.0181	0.0319
2	1993	37.9	21.5	0.1	2.621	-0.964	0.0727	0.0273
3	1994	52.2	24.5	0.15	1.76	-0.565	0.1721	0.0221
4	1995	24.5	25.4	0.2	1.561	-0.446	0.2098	0.0098
5	1996	28.3	25.5	0.25	1.541	-0.432	0.2142	0.0358
6	1997	41.7	27	0.3	1.263	-0.233	0.2829	0.0171
7	1998	31.2	27.9	0.35	1.12	-0.114	0.3262	0.0238
8	1999	28.6	28.1	0.4	1.091	-0.087	0.3359	0.0641
9	2000	41.6	28.3	0.45	1.062	-0.06	0.3457	0.1043
10	2001	48.5	28.6	0.5	1.021	-0.021	0.3603	0.1397
11	2002	28.1	31.2	0.55	0.723	0.325	0.4854	0.0646
12	2003	38.4	35.3	0.6	0.419	0.869	0.6576	0.0576
13	2004	27.9	37.9	0.65	0.297	1.215	0.7432	0.0932
14	2005	47	38.4	0.7	0.278	1.281	0.7575	0.0575
15	2006	21.5	41.6	0.75	0.182	1.706	0.834	0.084
16	2007	27	41.7	0.8	0.179	1.719	0.836	0.036
17	2008	18.3	47	0.85	0.089	2.423	0.9152	0.0652
18	2009	25.4	48.5	0.9	0.073	2.623	0.93	0.03
19	2010	25.5	52.2	0.95	0.044	3.114	0.9566	0.0066

4.5. Cálculo de Caudales

PROMEDIO	X	33.100	33.100
DESV.EST.	S_X	9.656	9.656

$\Delta_{max} =$	0,1397
$\Delta_0 =$	0,31201
$\Delta_0 > \Delta_{max} =$	OK

$f(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$	$c =$	2.718282	EULERIANO
$f(x) = e^a$	α	0.132826	PARAMETRO
$a = e^y$			
$y = \alpha(x - \beta)$	$\beta =$	28.75502	PARAMETRO

POR METODO DE MOMENTOS:

$$\alpha = \frac{1,2825}{S_x}$$

$$\beta = \bar{X} - 0,45S_x$$

$$y = -\ln \left[\ln \left(\frac{T_R}{T_R - 1} \right) \right]$$

$$x = \frac{y + \alpha\beta}{\alpha}$$

Cuadro 4.52: Parámetros de Distribución Lineal de Gumbel

	D.L.	PPmax
Tr	y	x
2	0.367	31.514
5	1.500	40.048
10	2.250	45.697
15	2.674	48.885
20	2.970	51.117
25	3.199	52.836
30	3.384	54.234
40	3.676	56.432
50	3.902	58.131
75	4.311	61.209
100	4.600	63.388
200	5.296	68.625
400	5.990	73.853
500	6.214	75.535

CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACION: (Tc)**A. PARAMETROS DE LA CUENCA MUYURINA**

ITEM	VALOR	UNID
AREA DE LA CUENCA (Km2)	A = 695.5	km2
LONGITUD DEL RIO MAS LARGO (Km)	L = 50.6	km
COTA MAS ALTA DE CUENCA (msnm)	CMA = 4400	m
COTA MAS BAJA DE CUENCA (msnm)	CMB = 2480	m

B. RESULTADOS PARCIALES:

DESNIVEL DE CUENCA (m)	H = 1920	m
PENDIENTE DE LA CUENCA (m/m)	S = 0.038	m/m
PENDIENTE DEL CAUCE (m/m)	S = 0.053	m/m

C. FORMULAS EMPIRICAS:

c.1). METODO CALIFORNIA:

$$T_C = 0,06628L^{0,77}S^{-0,385}$$

Tc =	4.21974	hr
Tc =	4.8005891	hr

c.2). METODO KIRPICH:

$$T_C = \left(\frac{0,870L^3}{H} \right)^{0,385}$$

D. TIEMPO DE CONCENTRACION (hr):

Tc =	4.80059	hr
------	---------	----

E. TIEMPO PICO (Hr): $T_p = 1.2 * T_c$

Tp=	7.2008837	hr
-----	-----------	----

CAUDAL MAXIMO PARA DIFERENTES TR:

A. CURVA NUMERO "CN" (TABLA N° 1.0)

CN =	81 Adim
------	---------

CN	70	80	90	100
AYAC.	X	X	X	X
LIMA	X	X	X	X

B. INFILTRACION POTENCIAL MAXIMA "S"(mm)

S =	59.58025 mm
-----	-------------

$$S = 25,4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) (mm) \quad S = \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) (pulg)$$

C. AREA DE LA CUENCA .^A(Km2)

A =	695.5 km2
-----	-----------

D. TIEMPO DE CONCENTRACION "Tc"(hr)

Tc =	4.80 hr.
------	----------

E. ESCURRIMIENTO TOTAL ACUMULADA "Q"(mm)

$$Q = \frac{(x - 0,2S)^2}{x + 0,8S}$$

F. CAUDAL MAXIMO "Q max"(m3/s):

$$Q_{max} = \frac{0,21QA}{T_p} (m^3/s)$$

$$Q = \frac{0,192QA}{T_c} (m^3/s)$$

CALCULO DEL CAUDAL MAXIMO				
	D.L.	PPmax	ESCURRIM.	Qmax
Tr	y	x	Q (mm)	(m ³ /s)
2	0.367	31.514	4.851	134.94
5	1.5	40.048	9.023	250.981
10	2.25	45.697	12.223	340.013
15	2.674	48.885	14.155	393.762
20	2.97	51.117	15.557	432.737
25	3.199	52.836	16.661	463.458
30	3.384	54.234	17.575	488.876
40	3.676	56.432	19.037	529.556
50	3.902	58.131	20.189	561.587
75	4.311	61.209	22.318	620.822
100	4.6	63.388	23.857	663.63
200	5.296	68.625	27.655	769.273
400	5.99	73.853	31.569	878.167
500	6.214	75.535	32.852	913.858

Finalmente, a partir de los valores, se obtiene los caudales de diseño para los diferentes periodos de retorno:

CAUDAL DE AVENIDA PARA T=100 AÑOS

Cuadro 4.53: Caudal de Diseño Para Tr =100 años - MÉTODO NUMERO DE CURVA

METODO	CAUDAL $Q(m^3/s)$
NUMERO DE CURVA	Caudal de diseño : 663,63m ³ /s

Haciendo un resumen de los diferentes métodos obtenemos la siguiente tabla:

Cuadro 4.54: Caudal de Diseño Para Tr =100 años - MÉTODO NUMERO DE CURVA

METODO	H. TRIANGULAR	H. SCS	NUMERO DE CURVA
$Q(m^3/s)$	695.58	377.64	663.63
Caudal de diseño : 580m ³ /s			

Capítulo 5

Estudio Hidráulico

5.1. Generalidades

Previo a la ejecución del estudio hidráulico se hace una visita al campo para identificar el cruce del eje del área de estudio con la corriente natural; de esta visita se observan todas las características físicas e hidráulicas que puedan presentar algún problema serio en el funcionamiento de las estructuras de captación.

Se toma nota de cualquier circunstancia que altere las condiciones naturales desde el punto de vista hidráulico. Se elaboran croquis y se propone un caudal aproximado, así como una velocidad estimada en campo; además de registrar los niveles máximos de agua alcanzados en la zona donde se realizaran el estudio hidráulico con la única finalidad de programar dicho estudio hidráulico.

Los factores físicos principales que actúan como condicionantes en un cauce estable son el régimen hidrológico y la sinuosidad o geomorfología.

El caudal del río Yucaes es variable durante el año. Una gran parte del año el caudal es pequeño o mediano, que discurre en una franja relativamente estrecha y otro parte del año el caudal es alto (enero, febrero y marzo), que ocupa franjas mayores para el transporte del flujo. Es importante que el cauce principal, dominado por el ancho estable, garantice el flujo de esta variación de caudales, sin generar erosiones o colmataciones.

La sinuosidad es otro factor importante en la estabilidad de un río. Un río en estado natural no es recto. Por lo tanto, un encauzamiento recto con curvaturas pequeñas (fondo móvil), no es capaz de conducir las aguas en línea recta sino que desarrolla inestabilidad lateral. Los ríos de gran sinuosidad tienen mayor longitud y menor pendiente; asimismo, las curvas generan resistencia al flujo; por lo tanto la capacidad de desagüe es menor, pudiendo originar desbordamiento mayores. Si las orillas no son resistentes, la acción sobre las curvas puede causar erosión en las márgenes.

5.2. Modelamiento Hidráulico

A. Simulación Hidráulico en Flujo Estacionario Flujo gradualmente variado:

Los cálculos están orientados a flujo unidimensional, para flujo estacionario gradualmente variado y para régimen mixto (subcrítico y supercrítico). Desarrollado con la ecuación de la energía, por un proceso iterativo: Standart Step Method.

$$Z_2 + Y_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

Donde:

Z_1 y Z_2 = elevación del cauce en la sección.

Y_1 y Y_2 = elevación del agua en la sección.

V_1 y V_2 = velocidades promedios.

a_1 y a_2 = coeficiente de velocidad.

g = aceleración de la gravedad.

h_e = pérdida de energía.

A continuación se muestra un diagrama de los términos de la ecuación.

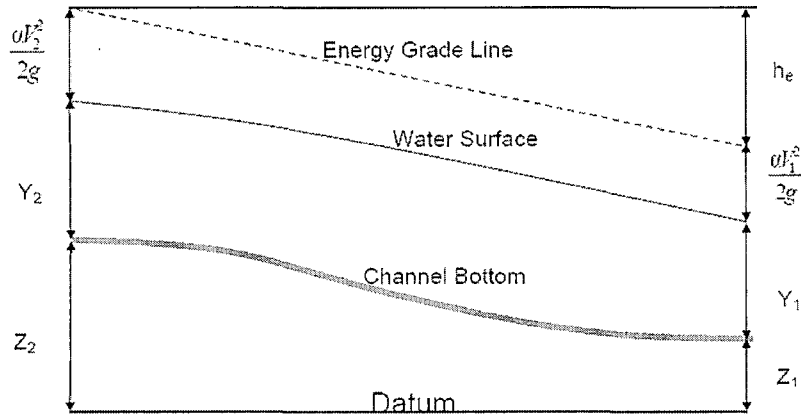


Figura 5.1: Terminos de la Ecuación

La pérdida h_e se compone de pérdidas por fricción y pérdidas por contracción o expansión. Condiciones de frontera: Una condición de frontera aguas arriba es aplicada como un hidrograma del flujo de descarga en función del tiempo. Cuatro tipos de condiciones de frontera para aguas abajo, se indica:

- **Stage Hydrograph** Nivel de agua en función del tiempo, si la corriente fluye en un entorno como el remanso de un estuario o bahía en la que se rige la elevación de la superficie del agua por las fluctuaciones de la marea, o donde desemboca en un lago o reservorios.
- **Flow Hydrograph** Puede utilizarse si los datos registrados está disponible y el modelo está calibrado a un evento de inundación específico
- **Single Valued Rating Curve** Es función monótona de la etapa y el flujo. Puede emplearse para describir con precisión la etapa de flujo como cascadas, estructuras hidráulicas de control, aliviaderos, presas.
- **Normal Depth** Se introduce la pendiente de fricción, considerada como la profundidad normal, si existen las condiciones de flujo uniforme. Dado que las condiciones de flujo uniforme no existen normalmente en las corrientes naturales, esta condición de frontera debe ser utilizada aguas abajo del área de estudio.

B. Información Requerida para la Simulación Coeficientes de rugosidad.

Cuadro 5.1: Valores del Coeficiente de Rugosidad de Manning para Cauces Naturales

Tipo de Canal y Descripción	Mínimo	Normal	Máximo
A. Cauces naturales			
1. Canales principales			
a. Limpio, recto, lleno, sin fisuras, fondo profundo	0.025	0.03	0.033
b. Igual al anterior, pero con algo de piedras y hierba	0.03	0.035	0.04
c. Limpio, sinuoso, poco profundo y bancos	0.033	0.04	0.45
d. Igual al anterior, niveles inferiores, más pendientes y secciones menos efectivas	0.04	0.048	0.055
f. Como el "d" pero mas piedras	0.045	0.05	0.06
g. Tramo lento, hierbas, fondo profundo	0.05	0.07	0.08
h. Tramo con mayor maleza, fondo profundo, o recorrido de crecidas con soporte de madera y arbustos bajos	0.07	0.1	0.15
2. Llanura de inundación			
a. Pastura sin arbustos			
1. Pasto corto	0.025	0.03	0.035
2. Pasto alto	0.03	0.035	0.05
b. Áreas cultivadas			
1. Sin cultivo	0.02	0.03	0.04
2. Cultivo maduro alineado	0.025	0.035	0.045
3. Campo de cultivo maduro	0.03	0.04	0.05
c. Arbustos			
1. Arbustos escasos, mucha maleza	0.035	0.05	0.07
2. Pequeños arbustos y árboles, en invierno	0.035	0.05	0.06
3. Pequeños arbustos y árboles, en verano	0.04	0.06	0.08
4. Arbustos mediano a denso, en invierno	0.045	0.07	0.11
5. Arbustos mediano a denso, en verano	0.07	0.1	0.16
d. Árboles			
1. Terreno despejado con tocones de árboles, sin brotes	0.03	0.04	0.05
2. Igual que el anterior, pero con muchos brotes	0.05	0.06	0.08
3. Soporte de madera, algunos árboles caídos, pequeño crecimiento inferior, flujo por debajo de las ramas	0.08	0.1	0.12
4. Igual al anterior, pero con flujo por encima de las ramas	0.1	0.12	0.16
5. Sauces densos, en verano, rectos	0.11	0.15	0.2
3. Cauces de montañas, sin vegetación en el canal, márgenes usualmente empinados, con árboles y arbustos sobre márgenes submergidos			
a. Fondo: grava, guijarros, y algo de cantos rodados	0.03	0.04	0.05
b. Fondo: guijarros con mucho canto rodado	0.04	0.05	0.07

Fuente: Hec Ras

La elección del coeficiente de rugosidad ("n" de Manning), se realizó mediante la observación en campo de las características del cauce principal y de los márgenes derecha e izquierda. Los valores de "n" varían según las características de los tramos del río. Sin embargo, para este estudio se considera el coeficiente constante para cada tramo.

En el cuadro 5.2, se indica los coeficientes de rugosidad por tramos y diferenciado por márgenes y cauce principal.

Cuadro 5.2: Valores del Coeficiente de Rugosidad por Tramos

Zona	Cauce	Margen derecha	Margen izquierda
Mayzondo	0.035	0.030	0.030



Figura 5.2: Lecho de río Yucaes aguas debajo de bocatoma Mayzondo, donde se observa el material de lecho de río.

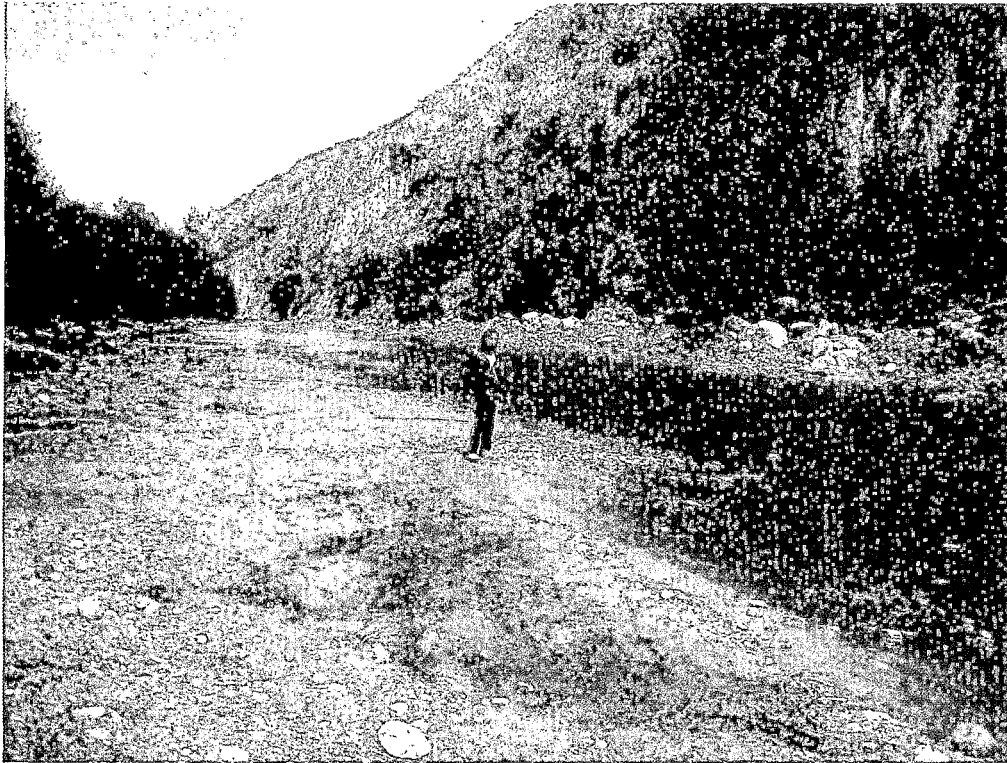


Figura 5.3: Lecho del río aguas arriba de bocatoma Mayzondo con material fino debido a transporte de material de cantera aguas arriba de bocatoma.

Trabajo con HEC RAS

En esta fase de la simulación se realiza los siguientes pasos:

- Importación de la geometría del SI
- Introducción de parámetros faltante
- Introducción de datos hidráulico
- Realizar la corrida en flujo estacionario y régimen mixto
- Generación de un archivo de exportación para SIG

5.3. Trazo del Eje del Río

Sobre la base de imágenes satelitales e información de la carta nacional, se ha trazado el eje del río, teniendo en cuenta los siguientes criterios:

5.3. Trazo del Eje del Río

- Sinuosidad del río. Se ha rectificadado con tramos compuesto por curvas grandes y ligeramente rectas, considerando que la pendiente de equilibrio va a permitir un equilibrio entre la sedimentación y la erosión. Teniendo en cuenta que no deben existir alineaciones rectas sino curvas.
- Dentro de la curvatura no es recomendable trazar arcos de círculos, ya que la curvatura es constante y cambiaría bruscamente de signo en el punto de tangencia.
- Estructuras viales de cruce e hidráulicas. Los puentes y bocatomas de alguna forma definen el ancho de un río en ese tramo.

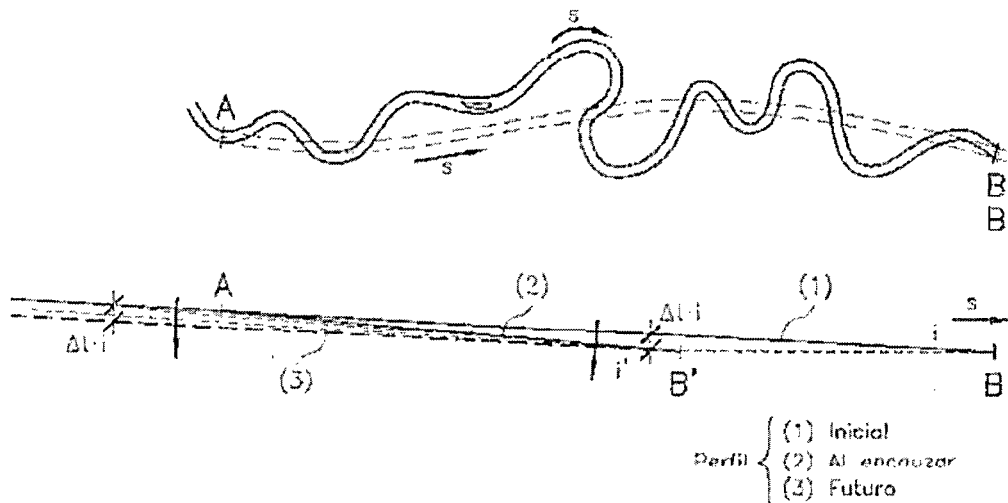


Figura 5.4: Trazo para Reducir Curvas

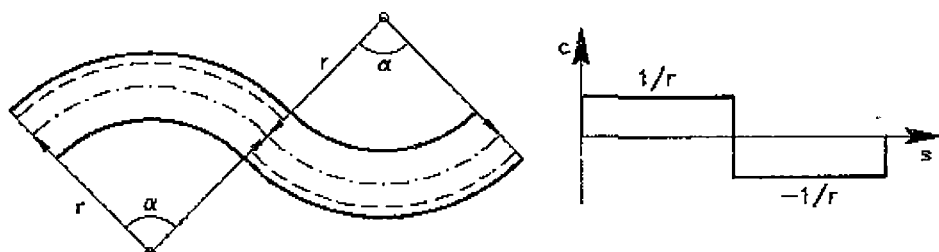


Figura 5.5: Alineaciones Circulares Alternadas

- Predios agrícolas, se ha tenido en cuenta la propiedad privada, para no generar

5.4. Ancho Estable Teórico del Cauce (B)

conflictos con los propietarios.

- Estrangulaciones naturales. Existen tramos del río con presencia de zonas rocosas que definen de manera natural el ancho del río, el cual no puede ser modificado.
- Existencia de obras de defensa ribereña.
- Aspectos legales. Se hace referencia a la Ley de Recursos Hídricos y a la Directiva sobre delimitación de Fajas Marginales.

5.4. Ancho Estable Teórico del Cauce (B)

Se estimó el ancho estable del cauce de los ríos involucrados en el estudio considerando los métodos:

- Método de Blench - Altunin
- Recomendación Práctica
- Método de Pettis
- Método de Simons y Henderson

DATOS	
$Q(\text{m}^3/\text{s}) = 580.00$	(Caudal Calculado PARA TR=100 AÑOS)
$S = 4\%$	(Pendiente Calculada)

- Fórmulas para Método de Blench - Altunin

$$B = A(Q^{1/2})/(S^{1/5}) \quad \text{Ancho estable del río}$$

$$A = (n * K^{(5/3)})$$

5.4. Ancho Estable Teórico del Cauce (B)

TABLA N° 01 - Valores de K	
K	Descripción
3 a 4	Material de cauce muy resistente
16 a 20	Material fácilmente erosionable
8 a 12	Material aluvial
10	Valor practico

TABLA N° 02 - Valores de m	
m	Descripción
0.5	Para ríos de montaña
0.7	Para cauces arenosos
1.0	Para cauces aluviales

n =	0.0300	Coefficiente de rugosidad de Manning
k =	10.0	Coefficiente función de la resistencia de las orillas
m =	1.0	Exponente según tipo de cauce

A =	1.132	Coefficiente calculado
Q =	580.00	Caudal de diseño
S =	0.0400	Pendiente Manning

B1 = 51.91	Ancho estable (m)	Calculado
B1 = 50.00	Ancho estable (m)	Ajustado

5.4. Ancho Estable Teórico del Cauce (B)

- Recomendación basadas en criterios prácticos (B2)

QMAX (m ³ /s)	ANCHO ESTABLE (B2)	
3000	200	
2400	190	
1500	120	
1000	100	
580.00	74.8	
500	70	
	B2=	74.80

- Método de Pettis

$B = 4,44 * Q^{0,5}$	Ancho estable del río
----------------------	-----------------------

B = 106.93	Ancho estable del río
------------	-----------------------

- Método de Simons y Henderson

$B = K1 * (Q)^{1/2}$	Ancho estable del río
----------------------	-----------------------

CONDICIONES DE FONDO DE RIO	K1
Fondo y orillas de arena	5.70
Fondo arena y orillas de material cohesivo	4.20
Fondo y orillas de material cohesivo	3.60
Fondo y orillas de grava	2.90
Fondo arena y orillas material no cohesivo	2.80
	5.70

B = 137.27	Ancho estable del río
------------	-----------------------

Cuadro 5.3: Ancho Estable por Diferentes Métodos

SELECCIÓN DEL ANCHO ESTABLE	B
Método de Altunin y Blench	50.00
Recomendación Practica	74.80
Método de Pettis	106.93
Método de Simons y Henderson	137.27
PROMEDIO	92.25
PROMEDIO REDONDEADO	90.00

5.5. Características del Río

Río con trayectoria sinuosa, con el cauce bien definido que discurre entre terrazas aluviales antiguas o al pie de taludes sub verticales de gran altura labrados en limolitas rojizas o tobas lapillíticas con conglomerados dispuestos en capas o estructuras lenticulares sub horizontales. El valle es abierto, flanqueado por laderas suavemente redondeadas y escarpas subverticales de gran altura. Las vertientes descargan al río Yucaes mediante quebradas profundas cuyas escorrentías han horadado al basamento tobáceo y conglomerádico y cuya competencia a la erosión son bajas, debido a que están pobremente cimentados y tienen finos con características dispersivas.

La sección del río en esta zona de intervención correspondiente próximo a la comunidad de Mayzondo, se desarrolla entre las cotas 2480 a 2600 msnm. El ancho máximo del cauce es del orden de 80 a 90 m y presenta un llano de inundación sobre ambas márgenes.

Hidráulica Fluvial:

En la margen derecha del río Yucay, la cuenca que drena alcanza los 695 km². La avenida de diseño establecida para un periodo de retorno de 100 años es de 580 m³/s.

El caudal de la avenida de diseño y la geometría del cauce determinan la elevación del agua, así como la profundidad máxima de flujo que es del orden de los 3 m. La

velocidad media del flujo resultante es 4.60 m/s. Las características hidráulicas del cauce hacen que el flujo se concentre principalmente hacia la margen izquierda.

Tramo en Estudio

Río sinuoso, aunque con tramos rectos largos, labrado en tobas y conglomerados poco resistentes. Escaso desarrollo de terrazas aluviales antiguas. En varios tramos, el río corre pegado a acantilados verticales cuyas alturas son mayores que 20 m. Cauce bien definido. El cauce está restringido por escarpas de 2 a 2.5 m de alto, protegidos naturalmente por bloques de roca dura y por abundante vegetación arbustiva y arbórea, además de pircas de piedra en ambas márgenes. El cauce está muy bien definido, estimándose el nivel de estiaje en unos 13 a 15 m y el de máximas avenidas en unos 50 m.

Las riberas tienen arbustos, hierbas y están protegidos naturalmente por cantos y bloques y en varios tramos por muros secos de piedra que llegan hasta 1 m encima del lecho del río. Los sedimentos recientes están conformados por grava arenosa con abundantes cantos y algunos bloques que definen un tamaño medio de 10 cm para el cauce normal y el de inundación.

Cuadro 5.4: Resultados del Cálculo Hidráulico

SELECCIÓN DEL ANCHO ESTABLE			
CAUDAL DE DISEÑO	Q =	580.00	m ³ /s
ANCHO DE CAUCE: B	B =	90.00	m
TIRANTE DE DISEÑO	t =	1.37	m
VELOCIDAD DE DISEÑO	V _m =	4.60	m/s

5.6. Datos Necesarios para la Modelación con Hec-Ras

Para realizar la simulación hidráulica correctamente, HEC-RAS exige el volcado de los datos disponibles sobre la geometría del cauce, así como sus márgenes y el régimen del flujo de la corriente, con los siguientes datos:

- Archivo donde aparezcan los datos topográficos de la zona estudiada, en este caso, la opción que hemos considerado es la de realizar un Modelo digital del Terreno de detalle, por su capacidad para reproducir con la mayor fiabilidad las condiciones topográficas del área de estudio y por su versatilidad a la hora de disponer los resultados finales.
- Distribución de las secciones transversales a los cauces, englobando toda la extensión del curso de agua en la zona de estudio, pero priorizando aquellos tramos en los cuales pueda existir un cambio en el comportamiento hidráulico del cauce.
- Datos del caudal de diseño obtenido en el estudio hidrológico $Q = 580 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Coeficiente de fricción o rugosidad, siendo el más comúnmente usado el conocido como el de Manning (tanto en canal principal como en sus márgenes) para este caso usaremos los valores mostrados en la tabla N° 6.2.
- Coeficiente de contracción y expansión; sin olvidar que siempre la pérdida de energía que hay en una contracción es inferior a la que se produce en una expansión y considerando que en este caso el coeficiente debe ser suave en función a las características del cauce determinamos que:
Coef. De contracción = 0.1
Coef. De expansión = 0.3
- La regularidad que transmiten las secciones transversales de la simulación hidráulica es pues resultado de la intervención humana en este espacio, en con-

5.6. Datos Necesarios para la Modelación con Hec-Ras

secuencia, existe un cierto grado de incertidumbre debido a la accidentalidad de esta variable. Considerando el detalle del levantamiento topográfico y la seguridad en el cálculo de los caudales, los resultados obtenidos en HEC-RAS han sido completados con la observación, encuesta y trabajo de campo en la zona para disponer de conclusiones generales.

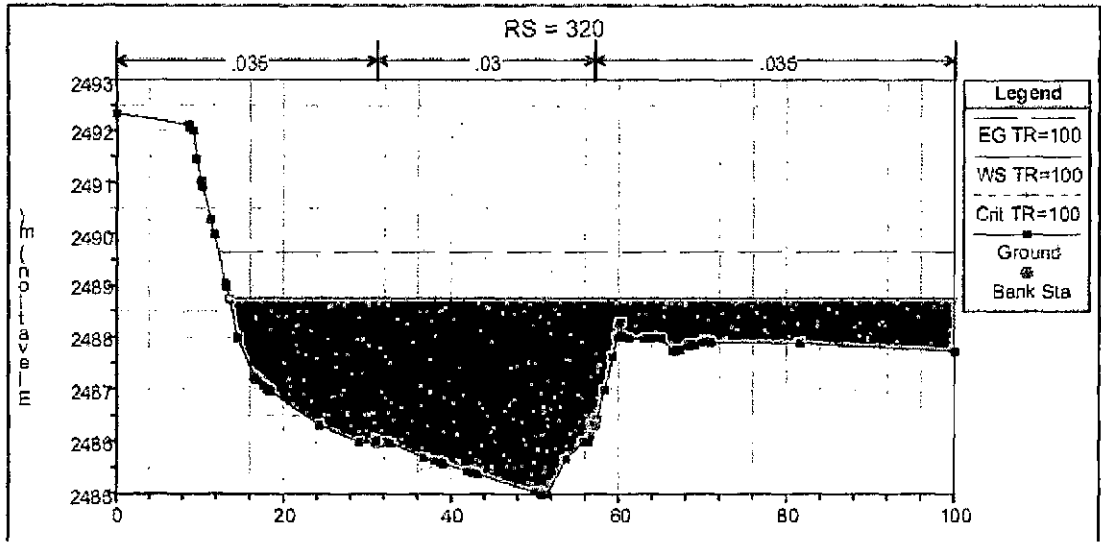


Figura 5.6: Simulación con HEC RAS 0+320

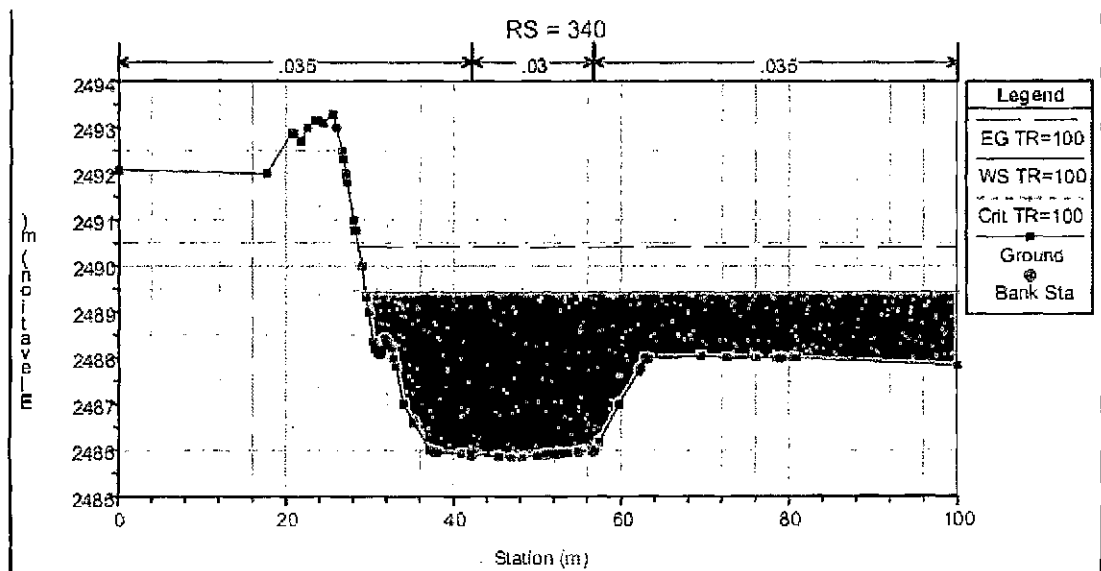


Figura 5.7: Simulación con HEC RAS 0+340

5.6. Datos Necesarios para la Modelación con Hec-Ras

Cuadro 5.5: Resultados del Cálculo Hidráulico

Reach	River Sta	Profile	QTotal	MinChEl	W.S.Elev	CritW.S.	E.G.Elev	E.G.Slope	Vel Chnl	Flow Area	TopWidth	Froude
			(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	# Chl
YUCAES	685.6	TR=100 AÑOS	580	2483.46	2486.4	2486.4	2487.18	0.005538	4.91	170.46	102.15	0.94
YUCAES	680	TR=100 AÑOS	580	2483.45	2485.96	2486.24	2487.11	0.010051	5.9	141.05	100.39	1.23
YUCAES	660	TR=100 AÑOS	580	2483.5	2486.31	2486.31	2486.98	0.005515	4.55	182.66	120	0.92
YUCAES	640	TR=100 AÑOS	580	2482.60	2486.42	2486.42	2487.09	0.005123	4.45	184.64	120	0.89
YUCAES	620	TR=100 AÑOS	580	2483.24	2486.27	2486.27	2487.18	0.007178	4.93	152.03	104.87	1.03
YUCAES	600	TR=100 AÑOS	580	2483.62	2486.42	2486.42	2487.25	0.006098	4.39	153.75	85.01	0.95
YUCAES	580	TR=100 AÑOS	580	2483.58	2486.56	2486.56	2487.38	0.006409	4.32	153.47	87.28	0.96
YUCAES	560	TR=100 AÑOS	580	2483.6	286.71	2486.71	2487.56	0.00628	4.48	153.01	89.65	0.96
YUCAES	540	TR=100 AÑOS	580	2483.9	2487.05	2487.05	2487.86	0.005691	4.41	163.27	103.92	0.92
YUCAES	520	TR=100 AÑOS	580	2484.05	2487.27	2487.27	2488.11	0.005654	4.41	156.04	89.9	0.92
YUCAES	500	TR=100 AÑOS	580	2483.76	2487.47	2487.47	2488.3	0.005725	4.42	157.11	92.32	0.92
YUCAES	480	TR=100 AÑOS	580	2484.06	2487.54	2487.54	2488.37	0.006017	4.34	156.52	94.6	0.93
YUCAES	460	TR=100 AÑOS	580	2484.43	2487.44	2487.46	2488.27	0.006047	4.31	156.15	104.77	0.94
YUCAES	440	TR=100 AÑOS	580	2484.6	2487.64	2487.64	2487.64	0.005993	4.13	162.26	110.73	0.92
YUCAES	420	TR=100 AÑOS	580	2485.08	2487.89	2487.89	2488.65	0.006065	4.14	162.63	110.25	0.92
YUCAES	400	TR=100 AÑOS	580	2484.69	2487.88	2487.88	2488.62	0.006524	4.07	163.56	109.28	0.95
YUCAES	380	TR=100 AÑOS	580	2484.86	2488.13	2488.13	2488.92	0.006427	4.26	159	100.02	0.95
YUCAES	360	TR=100 AÑOS	580	2484.89	2488.57	2488.57	2489.39	0.00682	4.41	153.84	89.8	0.97
YUCAES	340	TR=100 AÑOS	580	2485.48	2489.1	2489.1	2490.02	0.007098	4.61	143.64	78.34	1.01
YUCAES	320	TR=100 AÑOS	580	2485.83	2489.48	2489.48	2490.46	0.008326	4.64	134.53	69.55	1.05
YUCAES	300	TR=100 AÑOS	580	2485.78	2489.52	2489.52	2490.49	0.008488	4.67	135.16	70.51	1.08
YUCAES	280	TR=100 AÑOS	580	2485.89	2489.71	2489.71	2490.7	0.008311	4.66	133.22	68.92	1.07
YUCAES	260	TR=100 AÑOS	580	2485.8	2489.15	2489.44	2490.47	0.011995	5.52	120.29	74.62	1.27
YUCAES	240	TR=100 AÑOS	580	2485.86	2489.46	2489.46	2490.39	0.007223	4.71	142.93	77.64	1
YUCAES	220	TR=100 AÑOS	580	2485.89	2489.19	2489.19	2490.27	0.008589	5.21	137.46	80.79	1.11
YUCAES	200	TR=100 AÑOS	580	2486.01	2489.51	2489.51	2490.31	0.005505	4.63	166.49	108.72	0.91
YUCAES	180	TR=100 AÑOS	580	2486.07	2489.25	2489.39	2490.17	0.007775	5.07	154.89	102.25	1.04
YUCAES	160	TR=100 AÑOS	580	2486.03	2489.9	2489.9	2490.92	0.004985	5.06	152.44	81.25	0.9
YUCAES	140	TR=100 AÑOS	580	2486.11	2489.52	2489.79	2490.77	0.008561	5.74	133.33	79.57	1.14
YUCAES	120	TR=100 AÑOS	580	2486.6	2489.92	2489.92	2490.82	0.00543	4.94	155.84	80.5	0.93
YUCAES	100	TR=100 AÑOS	580	2486.87	2490.1	2490.1	2490.99	0.005733	4.98	154.83	80.6	0.95
YUCAES	80	TR=100 AÑOS	580	2487.02	2490.29	2490.29	2491.17	0.005906	4.98	154.61	81.05	0.96
YUCAES	60	TR=100 AÑOS	580	2487.23	2490.33	2490.33	2491.22	0.00547	5.01	156.5	80.58	0.94
YUCAES	40	TR=100 AÑOS	580	2487.4	2490.44	2490.44	2491.34	0.005748	5.09	154.21	79.45	0.96
YUCAES	20	TR=100 AÑOS	580	2487.27	2490.63	2490.63	2491.53	0.005607	5.11	155.53	79.82	0.95
YUCAES	0	TR=100 AÑOS	580	2487.81	2490.62	2490.62	2491.48	0.007434	4.91	149.7	88.99	1.02

5.6. Datos Necesarios para la Modelación con Hec-Ras

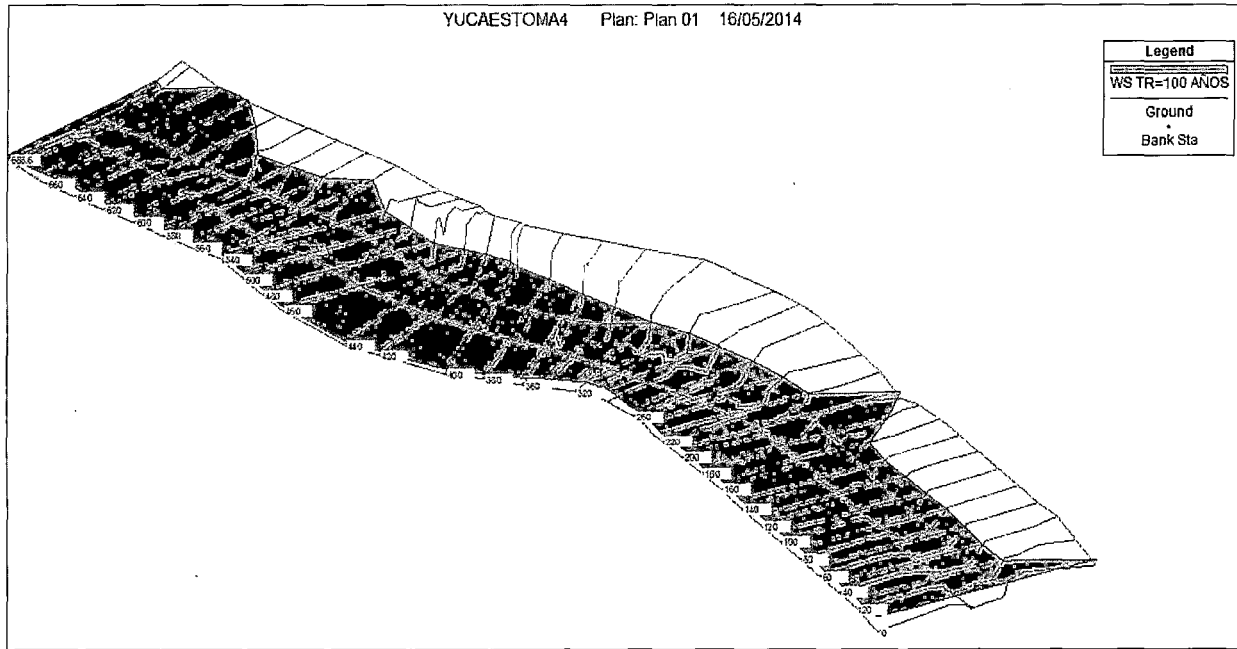


Figura 5.8: Simulación con HEC RAS-Llanura de Inundación

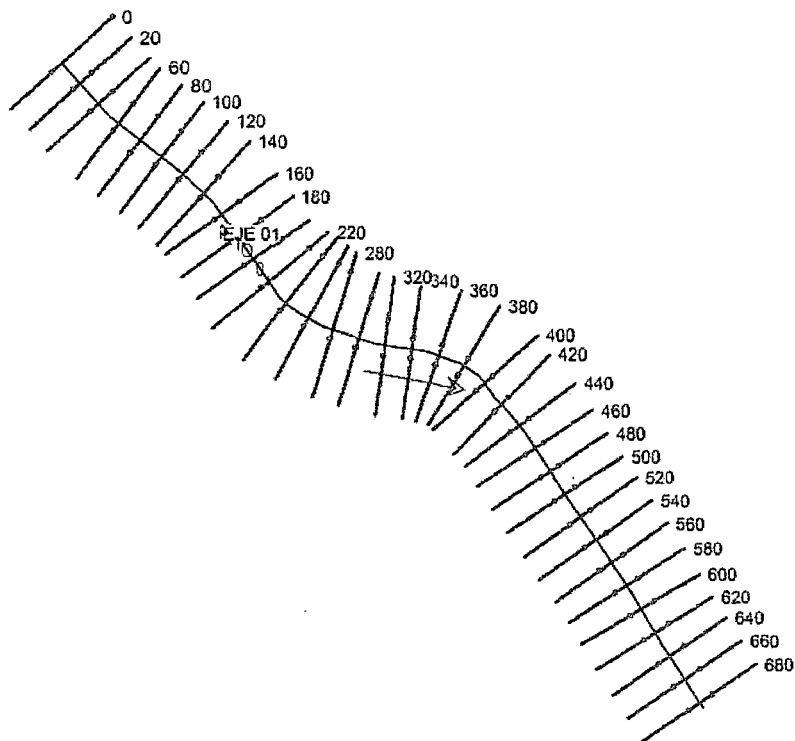


Figura 5.9: Secciones en Planta de Tramo de Estudio

Capítulo 6

Estudio de Hidraulica Fluvial

6.1. Introducción

A finales del siglo XIX, y primer tercio del siglo XX, los científicos como Manning, Reynolds, Strickler, etc., avanzan en las técnicas experimentales que arrojan un mayor conocimiento en la hidráulica fluvial, pero no es hasta el segundo tercio del siglo XX, donde autores como Meyer-Peter, Shields, Einstein, etc., obtienen un mayor conocimiento, sobre los fenómenos y efectos producidos, entre el fluido y el cauce que lo contiene.

La Hidráulica Fluvial combina conceptos de Hidrología, Hidráulica General, Geomorfología y Transporte de sedimentos. Estudia el comportamiento hidráulico de los ríos en lo que se refiere a los caudales y niveles medios y extremos, las variaciones del fondo por socavación y sedimentación, la capacidad de transporte de sedimentos.

6.2. Transporte de Sólidos

6.2.1. Transportes de Sólidos de Fondo

En el presente trabajo la capacidad de arrastre del material de fondo se emplearán las siguientes fórmulas:

USBR

$$D = WRS/80$$

DIVISION DE CAMINOS CALIFORNIA

$$D = 4,0q^{(2/3)}S^{(7/9)}$$

MAYNORD

$$D = 0,22Y(V/(gY)^{0,5})^3$$

Donde:

D = máximo diámetro medio de piedra que arrastrar la corriente del agua (m)

W = peso específico del agua ($1000Kg/m^3$)

R = radio hidráulico de la sección mojada (m)

S = pendiente del fondo del río.

Y = tirante medio del agua (m).

q = caudal por unidad de anchura de la corriente de agua ($m^3/s/m$).

V = velocidad media del agua (m/s).

g = aceleración de la gravedad (m/s^2).

En base a las fórmulas anteriores y las características geométricas e Hidráulicas del río se estimará el tamaño de piedra que puede arrastrar la corriente para diferentes caudales del agua pluvial.



Figura 6.1: Acumulación de agregados en lado derecho del lecho de río imagen izquierdo remoción de material a efecto de explotación de cantera aguas debajo de bocatoma Mayzondo.



Figura 6.2: Acumulación de agregados margen de derecho de río y indicios de extracción de agregados margen izquierdo de río aguas abajo de bocatoma Mayzondo.

Q =	580	m ³ /s
R =	1.36	m
S =	0.007	
Y =	3.4	m
B =	90	m
A =	134	m ²
P =	98.8	m

q =	6.444	m ³ /s/m
V =	4.328	m/s

D =	0.30	m
D =	0.292	m
D =	0.315	m
D _{promedio} =	0.30	m

Díametro de piedra que puede arrastrar la corriente del río.

6.2.1.1. Método de Duboys, fórmula de Straub

$$g_B = \frac{0,01003}{D^{3/4}} \tau_0 (\tau_0 - \tau_C)$$

Donde:

g_B = Transporte unitario de sedimentos expresado en peso seco ($kg/s/m$).

τ_0 = Esfuerzo cortante que el flujo ejerce sobre el fondo (kg/m^2).

τ_C = Esfuerzo constante máximo que resiste una partícula en el fondo antes de ser movida (kg/m^2).

D = Diámetro de las partículas (m).

$$\tau_0 = \gamma R S$$

$$D_* = D_{50} \left[\frac{g(\gamma_s - \gamma)}{\gamma v^2} \right]^{1/3}$$

Para $D_* \leq 333$:

$$\tau_0 = (\gamma_s - \gamma) D \left[\frac{0,2196}{D_*} \right] + 0,077 \exp \left[- \left[\frac{30,35}{D_*} \right]^{0,563} \right]$$

Para $D_* > 333$:

$$\tau_C = 0,06(\gamma_s - \gamma) D_{50}$$

$D_m =$	79.56	mm
$D_{50} =$	64.36	mm
$\gamma_s =$	2620	kg/m^3
$\gamma =$	1000	kg/m^3
$v =$	0.0000012	m^2/s
$S =$	0.007	m

$$D_* = 1432.92 \text{ m}$$

$$\tau_C = 6.26 \text{ kg/m}^2$$

$$\tau_0 = 9.49 \text{ kg/m}^2$$

$$g_B = 2.058 \text{ kg/s/m}$$

6.2.1.2. Método de Schoklitsch

Para $D \geq 0,006m$:

$$g_B = 2500S^{1/3}qS^{7/6} - 0,2\Delta^{5/3}D^{3/2}$$

Para D comprendidos entre 0.0001 m a 0.003:

$$g_B = 2500S^{1/3}(qS^{7/6} - 19,05\tau_{*C}^{5/3}\Delta^{5/3}D^{3/2})$$

Donde:

g_B = Transporte unitario de sedimentos expresado en peso seco ($kg/s/m$).

D = Diámetro de las partículas (m).

S = Pendiente del fondo.

q = Caudal unitario ($m^3/s/m$).

τ_{*C} = Parámetro adimensional de Shields.

$$\tau_{*C} = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - v)D}$$

$$\Delta = \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma}$$

Δ = Densidad relativa de la partícula.

$$q = 6.444 \text{ m}^3/s/m$$

$$\Delta = 1.62$$

$$\tau_{*C} = 0.073661$$

$$g_B = 3.522 \text{ kg/s/m}$$

6.2.1.3. Método de Sato, Kikkawa y Ashida

Para (coeficiente de Manning) $\geq 0,025$:

$$gB = \gamma g^{1/2} (RS)^{3/2}$$

Para $0,01 \leq n \leq 0,025$ y $\tau_c/\tau_0 < 0,1$:

$$gB = U_* (\tau_0 - \tau_C) \frac{1}{40n}^{3,5}$$

Donde:

gB = Transporte unitario de sedimentos expresado en peso seco ($Kg/s.m$).

g = aceleración de la gravedad ($m2/s$).

S = Pendiente del fondo del canal.

R = Radio hidráulico (m).

τ_0 = Esfuerzo cortante que el flujo ejerce sobre el fondo (Kg/m^2).

τ_C = Esfuerzo constante máximo que resiste una partícula en el fondo antes de ser movida (Kg/m^2).

U_* = Velocidad al corte del flujo (m/s).

$$g_B = 2.897 \text{ kg/s/m}$$

PROMEDIO
$g_B = 2.826 \text{ kg/s/m}$

6.2.2. Transporte de Sólidos en Suspensión

$S = 0.007$	kg/s/m
-------------	-----------------

$Q = 580$	m^3/s
-----------	-----------------------

6.2.2.1. Método de Smart y Jaeggi

$C = 2,5S^{1,6}$
$C = 0.000891$

$Q_S = 0.517041$	m^3/s
------------------	-----------------------

6.2.2.2. Método de Bathurst et al.

$C = 0,94S^{1,5}$
$C = 0.000551$

$Q_S = 0.319303$	m^3/s
------------------	-----------------------

6.2.2.3. Método de Rickenmann

$C = 1,5S^{1,5}$
$C = 0.000878$

$Q_S = 0.509526$	m^3/s
------------------	-----------------------

Promediando el Caudal Sólido en Suspensión:

$Q_S = 0.448623$	m^3/s
------------------	-----------------------



Figura 6.3: Cantera de agregados aguas arriba de la bocatoma con efectos de mala práctica.

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

6.3.1. Estudio de Socavación con Bocatoma y sin Explotación de Canteras

6.3.1.1. Socavación General

METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0,68 \beta \mu \varphi D_m^{0,28}} \right]^{1/1+z}$$

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

$$\alpha = \frac{S^{1/2}}{n}$$

Donde:

S = Pendiente hidráulica, o, pendiente media del río asumiendo flujo uniforme.

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

h = Profundidad del flujo.

β = Coeficiente de frecuencia.

$$\beta = 0,7929 + 0,0973 \text{Log} T_r$$

μ = Factor de corrección por contracción.

φ = Factor de corrección por transporte de sedimentos.

$$\varphi = -0,54 + 1,5143 \gamma_m$$

γ_m = Peso específico de la muestra de agua sedimento.

D_m = Diámetro medio de las partículas del material granular (mm).

z = Exponente variable en función del diámetro medio de la partícula.

$$z = 0,394557 - 0,04136 \text{Log} D_m - 0,00891 \text{Log}^2 D_m$$

Calculo de la pendiente:

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

Prog.	Cota(m)
0	2488.08
20	2487.59
40	2487.48
60	2487.27
80	2487.24
100	2487.06
120	2486.91
140	2486.77
160	2486.13
180	2486.12
200	2486.09
220	2486.02
240	2486.01
260	2485.82
280	2486.19
300	2485.96
320	2486.03
340	2485.68
360	2485.17
380	2485.23
400	2485.06
420	2485.31
440	2484.71
460	2484.62
480	2484.12
500	2483.83
520	2484.1
540	2484.06
560	2484.28
580	2484.33
600	2484.02

	Cota(m)
Cota 1(menor)	2484.02
Cota 2(mayor)	2488.08

Distancia Horizontal = 600 m

S = 0.007 Pendiente

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

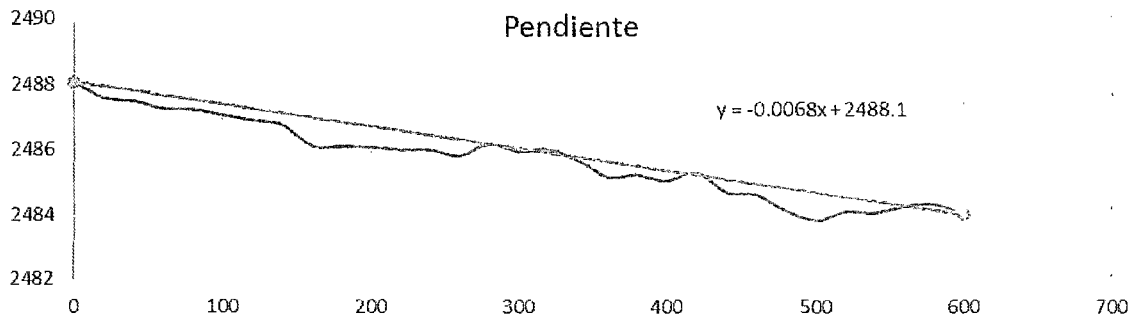


Figura 6.4: Pendiente.

Ingresar Datos:

$T_r =$	100	
$\gamma_m =$	1.80	kg/m^3
$D_m =$	79.56	mm
$h =$	3.4	m
$\mu =$	0.97	

Resultados:

$S =$	0.007
$n =$	0.085
$\alpha =$	0.967
$Z =$	0.284
$\beta =$	0.988
$\varphi =$	2.19

$H_s = 1.40 \text{ m}$

6.3.1.2. Socavación Local

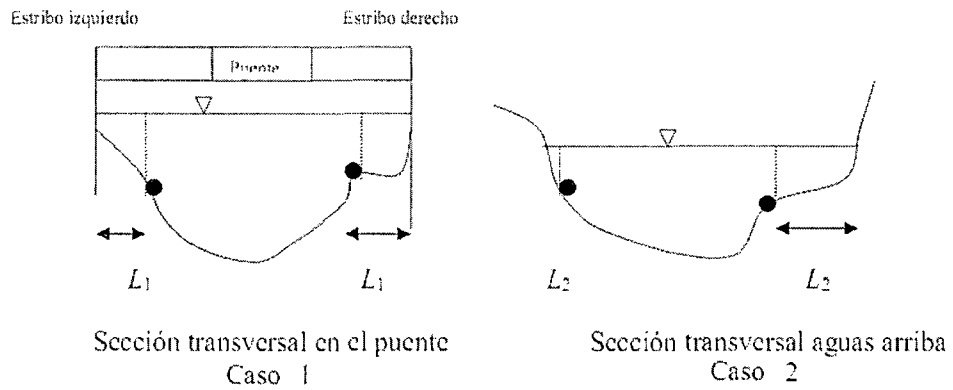


Figura 6.5: Casos 1 y 2: Estribos alejados del cauce principal.

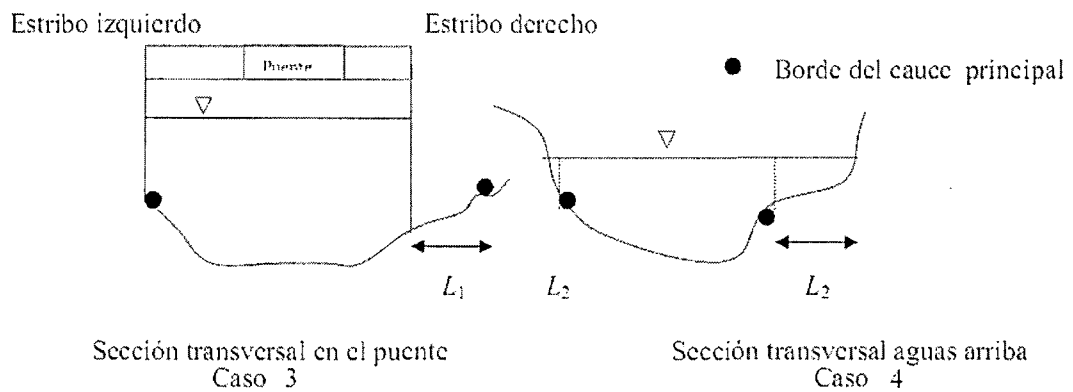


Figura 6.6: Casos 3 y 4: Estribos al borde o en el cauce principal.

A. Método de Liu, Chang y Skinner

$$\frac{d_s}{h} = K_f \left(\frac{L}{h} \right)^{0,4} F_r^{0,33}$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

Donde:

d_s = profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hueco de socavación (m).

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

h = profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal (m).

L = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua (m).

F_r = número de Froude en la sección de aguas arriba.

V = velocidad media del flujo aguas arriba (m/s)

K_f = coeficiente de corrección por la forma del estribo.

$K_f = 1,1$ (para estribos con pared inclinada hacia el cauce)

$K_f = 2,15$ (para estribos con pared vertical)

Ingresar Datos:

$V =$	4.32	m/s
$h =$	3.2	m
$K_f =$	1.1	
$L =$	0.6	m

Calculo del Numero de Froud:

$$F_r = 0.77$$

Profundidad de socavación de equilibrio:

$$d_s = 1.65 \text{ m}$$

B. Método de Froehlich

$$\frac{d_s}{h_e} = 2,27 K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e} \right)^{0,43} F_{re}^{0,61} + 1$$

Donde:

d_s = profundidad de socavación(m).

h_e = profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente (m).

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

K_f = coeficiente que depende de la forma del estribo.

K_θ = coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo.

L = longitud del estribo y accesos al puente que se oponen al paso del agua proyectada normalmente al flujo.

F_{re} = número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.

Descripción	K_f
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

$$K_\theta = \left(\frac{\theta}{90} \right)^{0,13}$$

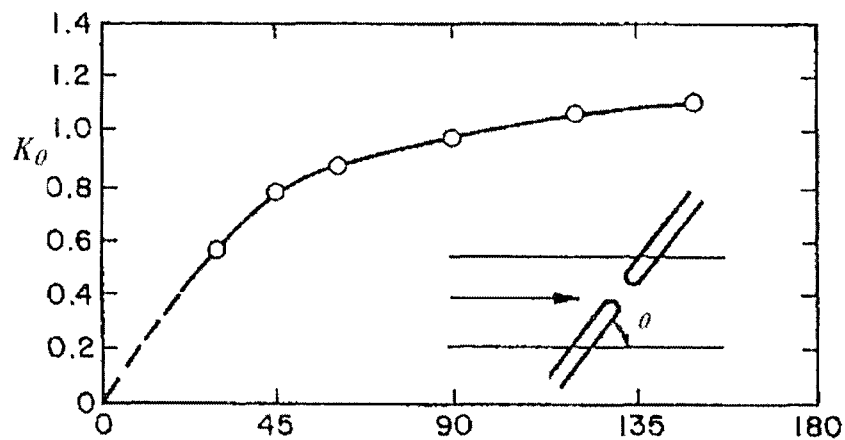


Figura 6.7: Valores de θ

Ingresar Datos:

$V =$	4.3	m/s
$h_e =$	2.62	m
$L =$	0.6	m
$K_f =$	0.82	
$K_\theta =$	1.1	

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

Calculo del Numero de Froud:

F_r	=	0.848
-------	---	-------

Calculo de Profundidad de Socavación:

d_s	=	5.19 m
-------	---	--------

C. Método de Laursen

$$C = 2,75 \left(\left(\frac{d_{si}}{11,5h} + 1 \right)^{1,7} - 1 \right)$$

Ingresar Datos:

$d_{si} =$	<table border="1"><tr><td>1.945</td></tr></table>	1.945	m
1.945			
$h =$	<table border="1"><tr><td>2.62</td></tr></table>	2.62	m
2.62			
$L =$	<table border="1"><tr><td>0.6</td></tr></table>	0.6	m
0.6			

$$\Rightarrow C = 0,308563$$

Si:

$$d_s = \frac{L}{C}$$

Calculo de Profundidad de Socavación:

d_s	=	1.944 m
-------	---	---------

Altura de socavación local
2.93 m.

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

6.3.1.3. Socavación Total

$$Socavacin_{Total} = Socavacin_{General} + Socavacin_{Local}$$

Altura de socavación Total
4.33 m.

6.3.2. Estudio de Socavación con Bocatoma y Canteras en Explotación

6.3.2.1. Socavación General

METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0,68\beta\mu\varphi D_m^{0,28}} \right]^{1/1+z}$$

$$\alpha = \frac{S^{1/2}}{n}$$

Donde:

S = Pendiente hidráulica, o, pendiente media del río asumiendo flujo uniforme.

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

h = Profundidad del flujo.

β = Coeficiente de frecuencia.

$$\beta = 0,7929 + 0,0973 \text{Log}T_r$$

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

μ = Factor de corrección por contracción.

φ = Factor de corrección por transporte de sedimentos.

$$\varphi = -0,54 + 1,5143\gamma_m$$

γ_m = Peso específico de la muestra de agua sedimento.

D_m = Diámetro medio de las partículas del material granular (mm).

z = Exponente variable en función del diámetro medio de la partícula.

$$z = 0,394557 - 0,04136\text{Log}D_m - 0,00891\text{Log}^2D_m$$

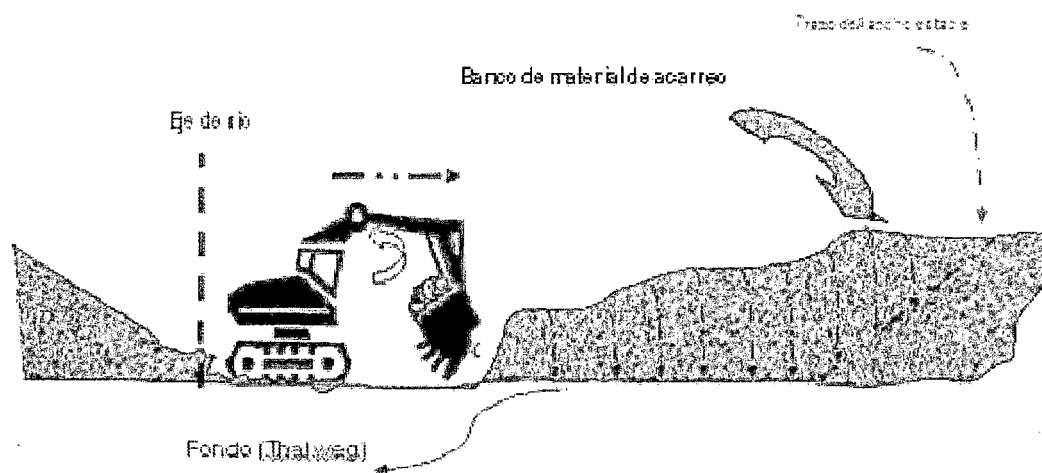


Figura 6.8: Variación de Thalweg con explotación de cantera

Calculo de la pendiente:

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

Prog.	Cota(m)
0	2488.23
20	2488.34
40	2488.18
60	2487.74
80	2487.83
100	2487.69
120	2486.91
140	2487.46
160	2486.92
180	2486.84
200	2486.76
220	2487.13
240	2486.86
260	2486.58
280	2487.26
300	2486.46
320	2486.82
340	2485.21
360	2484.87
380	2484.42
400	2484.26
420	2484.18
440	2483.92
460	2483.62
480	2483.53
500	2483.14
520	2483.74
540	2482.84
560	2482.53
580	2482.28
600	2482.03

	Cota(m)
Cota 1(menor)	2482.03
Cota 2(mayor)	2488.23

Distancia Horizontal = 600 m

S = 0.010 Pendiente

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

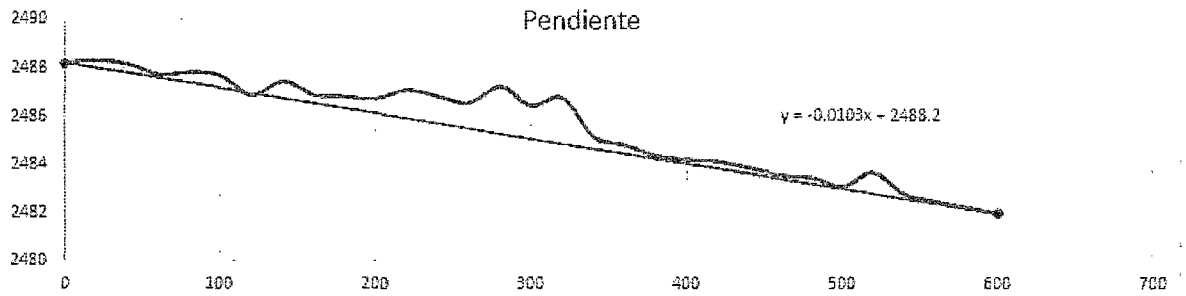


Figura 6.9: Pendiente.

Ingresar Datos:

$T_r =$	100	
$\gamma_m =$	1.80	kg/m^3
$D_m =$	42.18	mm
$h =$	3.2	m
$\mu =$	0.98	

Resultados:

$S =$	0.010
$n =$	0.076
$\alpha =$	1.329
$Z =$	0.304
$\beta =$	0.988
$\varphi =$	2.19

$H_s =$	1.86	m
---------	------	---

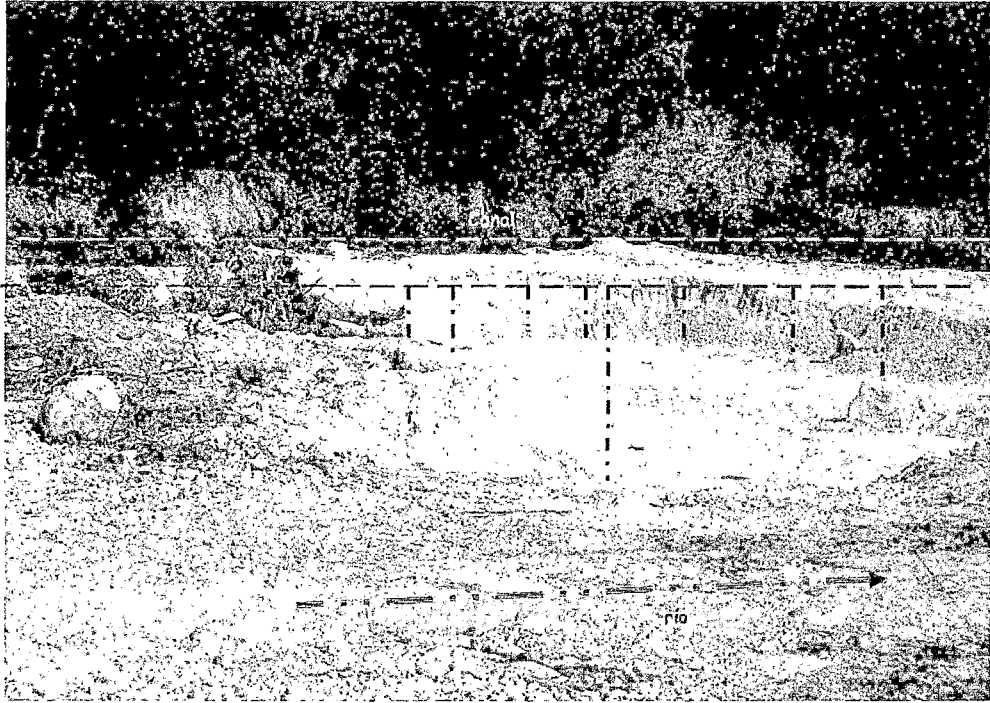


Figura 6.10: Lecho de río posterior a la explotación de cantera de agregados.

6.3.2.2. Socavación Local

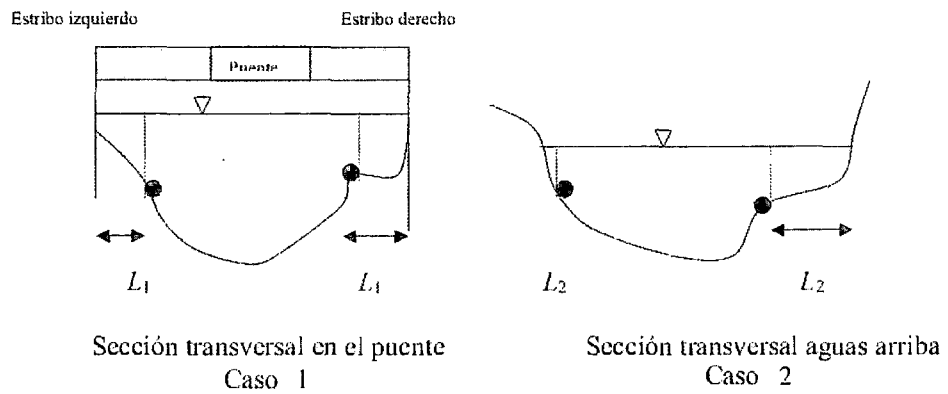


Figura 6.11: Casos 1 y 2: Estribos alejados del cauce principal.

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

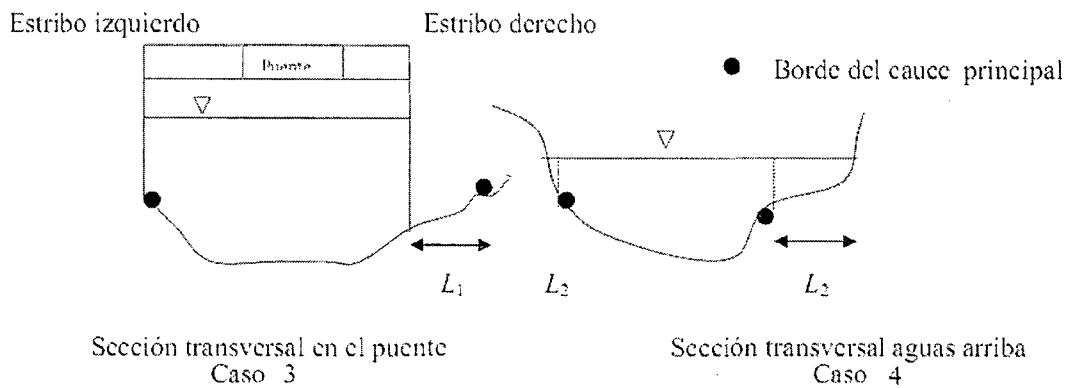


Figura 6.12: Casos 3 y 4: Estribos al borde o en el cauce principal.

A. Método de Liu, Chang y Skinner

$$\frac{d_s}{h} = K_f \left(\frac{L}{h} \right)^{0,4} F_r^{0,33}$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

Donde:

d_s = profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hueco de socavación (m).

h = profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal (m).

L = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua (m).

F_r = número de Froude en la sección de aguas arriba.

V = velocidad media del flujo aguas arriba (m/s).

K_f = coeficiente de corrección por la forma del estribo.

$K_f = 1,1$ (para estribos con pared inclinada hacia el cauce)

$K_f = 2,15$ (para estribos con pared vertical)

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

Ingresar Datos:

$V =$	4.47	m/s
$h =$	3.2	m
$K_f =$	1.1	
$L =$	1.40	m

Calculo del Numero de Froud:

$$F_r = 0.84$$

Profundidad de socavación de equilibrio:

$$d_s = 2.39 \text{ m}$$

B. Método de Froehlich

$$\frac{d_s}{h_e} = 2,27 K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e} \right)^{0,43} F_{re}^{0,61} + 1$$

Donde:

d_s = profundidad de socavación(m).

h_e = profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente (m).

K_f = coeficiente que depende de la forma del estribo.

K_θ = coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo.

L = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo.

F_{re} = número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.

$$K_\theta = \left(\frac{\theta}{90} \right)^{0,13}$$

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

Descripción	K_f
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

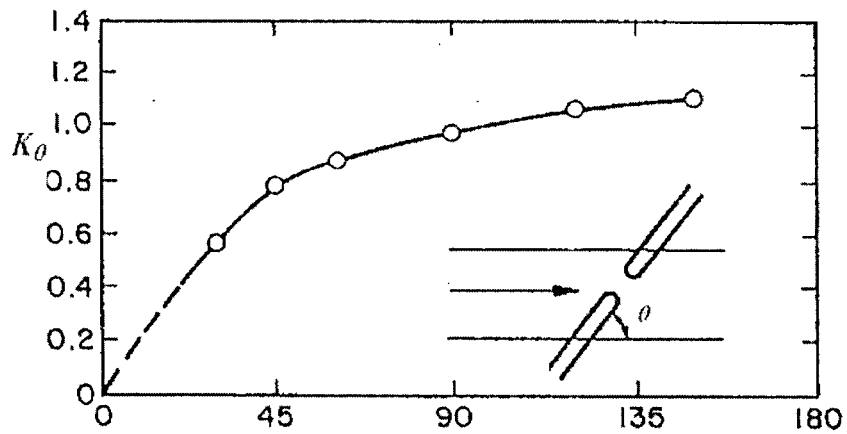


Figura 6.13: Valores de θ

Ingresar Datos:

$V =$	4.3	m/s
$h_e =$	2.62	m
$L =$	1.4	m
$K_f =$	0.82	
$K_\theta =$	1.1	

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

Calculo del Numero de Froud:

$$F_r = 0.848$$

Calculo de Profundidad de Socavación:

$$d_s = 6.33 \text{ m}$$

C. Método de Laursen

$$C = 2,75 \left(\left(\frac{d_{si}}{11,5h} + 1 \right)^{1,7} - 1 \right)$$

Ingresar Datos:

$d_{si} =$	2.95	m
$h =$	2.62	m
$L =$	1.4	m

$$\Rightarrow C = 0,473261$$

Si:
$$d_s = \frac{L}{C}$$

Calculo de Profundidad de Socavación:

$d_s = 2.958 \text{ m}$

Altura de socavación local
3.89 m.

6.3.2.3. Socavación Total

$$Socavacin_{Total} = Socavacin_{General} + Socavacin_{Local}$$

Altura de socavación Total
5.75 m.

6.3.3. Estudio de Socavación en Tramo Corto con Bocatoma sin Explotación de Canteras

6.3.3.1. Socavación General

METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0,68\beta\mu\varphi D_m^{0,28}} \right]^{1/1+z}$$

$$\alpha = \frac{S^{1/2}}{n}$$

Donde:

S = Pendiente hidráulica, o, pendiente media del río asumiendo flujo uniforme.

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

h = Profundidad del flujo.

β = Coeficiente de frecuencia.

$$\beta = 0,7929 + 0,0973 \text{Log} T_r$$

μ = Factor de corrección por contracción.

φ = Factor de corrección por transporte de sedimentos.

$$\varphi = -0,54 + 1,5143\gamma_m$$

γ_m = Peso específico de la muestra de agua sedimento.

D_m = Diámetro medio de las partículas del material granular (mm).

z = Exponente variable en función del diámetro medio de la partícula.

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

$$z = 0,394557 - 0,04136 \text{Log} D_m - 0,00891 \text{Log}^2 D_m$$

Calculo de la pendiente:

Prog.	Cota(m)
260	2485.82
280	2486.19
300	2485.96
320	2486.03
340	2485.68
360	2485.17
380	2485.23
400	2485.06
420	2485.31

	Cota(m)
Cota 1(menor)	2485.31
Cota 2(mayor)	2485.82

Distancia Horizontal = 160 m

S = 0.003 Pendiente

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

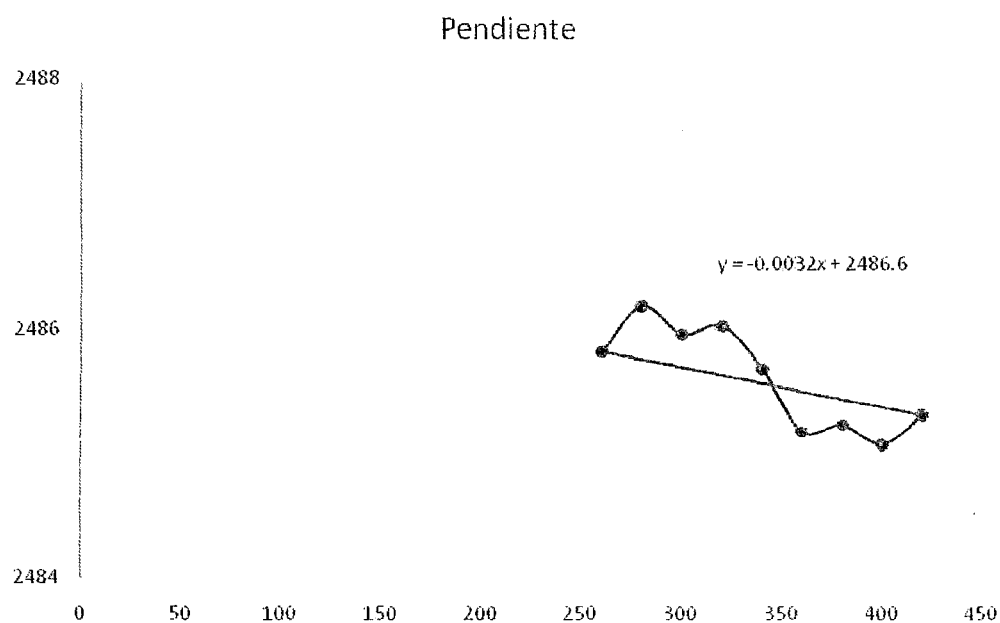


Figura 6.14: Pendiente.

Ingresar Datos:

$T_r =$	100	
$\gamma_m =$	1.80	kg/m^3
$D_m =$	79.56	mm
$h =$	3.4	m
$\mu =$	0.97	

Resultados:

$S =$	0.003
$n =$	0.085
$\alpha =$	0.664
$Z =$	0.284
$\beta =$	0.988
$\varphi =$	2.19

$H_s =$	1.04	m
---------	------	---

6.3.3.2. Socavación Local

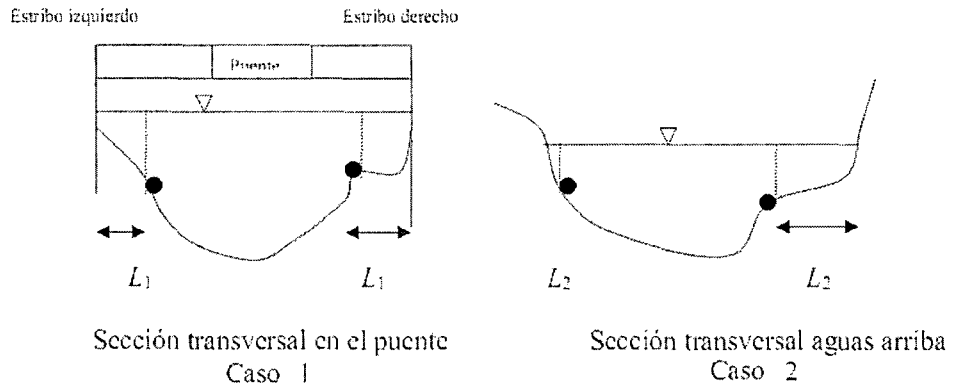


Figura 6.15: Casos 1 y 2: Estribos alejados del cauce principal.

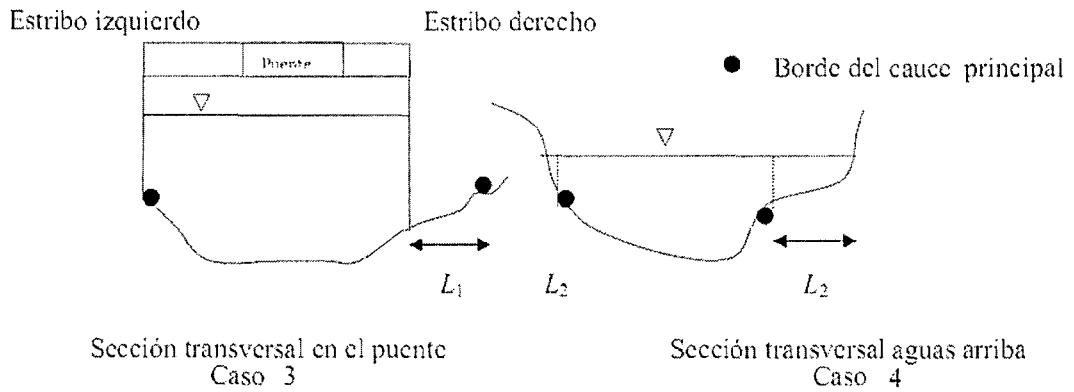


Figura 6.16: Casos 3 y 4: Estribos al borde o en el cauce principal.

A. Método de Liu, Chang y Skinner

$$\frac{d_s}{h} = K_f \left(\frac{L}{h} \right)^{0,4} F_r^{0,33}$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

Donde:

d_s = profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hueco de socavación (m).

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

h = profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal (m).

L = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua (m).

F_r = número de Froude en la sección de aguas arriba.

V = velocidad media del flujo aguas arriba (m/s)

K_f = coeficiente de corrección por la forma del estribo.

$K_f = 1,1$ (para estribos con pared inclinada hacia el cauce)

$K_f = 2,15$ (para estribos con pared vertical)

Ingresar Datos:

$V =$	4.32	m/s
$h =$	3.2	m
$K_f =$	1.1	
$L =$	0.6	m

Calculo del Numero de Froud:

$$F_r = 0.77$$

Profundidad de socavación de equilibrio:

$$d_s = 1.65 \text{ m}$$

B. Método de Froehlich

$$\frac{d_s}{h_e} = 2,27 K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e} \right)^{0,43} F_{re}^{0,61} + 1$$

Donde:

d_s = profundidad de socavación(m).

h_e = profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente (m).

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

K_f = coeficiente que depende de la forma del estribo.

K_θ = coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo.

L = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo.

F_{re} = número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.

Descripción	K_f
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

$$K_\theta = \left(\frac{\theta}{90} \right)^{0,13}$$

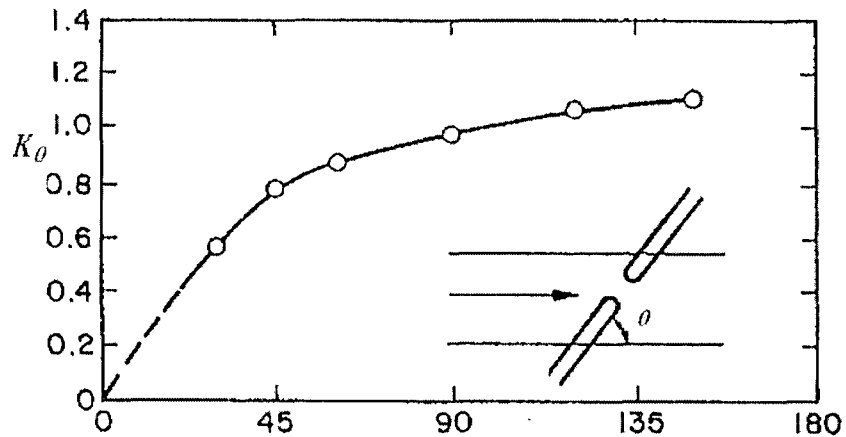


Figura 6.17: Valores de θ

Ingresar Datos:

$V =$	4.3	m/s
$h_e =$	2.62	m
$L =$	0.6	m
$K_f =$	0.82	
$K_\theta =$	1.1	

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

Calculo del Numero de Froud:

F_r	=	0.848
-------	---	-------

Calculo de Profundidad de Socavación:

d_s	=	5.19 m
-------	---	--------

C. Método de Laursen

$$C = 2,75 \left(\left(\frac{d_{si}}{11,5h} + 1 \right)^{1,7} - 1 \right)$$

Ingresar Datos:

$d_{si} =$	<table border="1"><tr><td>1.945</td></tr></table>	1.945	m
1.945			
$h =$	<table border="1"><tr><td>2.62</td></tr></table>	2.62	m
2.62			
$L =$	<table border="1"><tr><td>0.6</td></tr></table>	0.6	m
0.6			

$$\Rightarrow C = 0,308563$$

Si:

$$d_s = \frac{L}{C}$$

Calculo de Profundidad de Socavación:

d_s	=	1.944 m
-------	---	---------

Altura de socavación local
2.93 m.

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

6.3.3.3. Socavación Total

$$Socavacin_{Total} = Socavacin_{General} + Socavacin_{Local}$$

Altura de socavación Total
3.97 m.

6.3.4. Estudio de Socavación en Tramo Corto con Bocatoma y Canteras en Explotación.

6.3.4.1. Socavación General

METODO DE LISCHTVAN LEVEDIEV

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0,68\beta\mu\varphi D_m^{0,28}} \right]^{1/1+z}$$

$$\alpha = \frac{S^{1/2}}{n}$$

Donde:

S = Pendiente hidráulica, o, pendiente media del río asumiendo flujo uniforme.

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

h = Profundidad del flujo.

β = Coeficiente de frecuencia.

$$\beta = 0,7929 + 0,0973 \text{Log}T_r$$

μ = Factor de corrección por contracción.

φ = Factor de corrección por transporte de sedimentos.

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

$$\varphi = -0,54 + 1,5143\gamma_m$$

γ_m = Peso específico de la muestra de agua sedimento.

D_m = Diámetro medio de las partículas del material granular (mm).

z = Exponente variable en función del diámetro medio de la partícula.

$$z = 0,394557 - 0,04136\text{Log}D_m - 0,00891\text{Log}^2D_m$$

Calculo de la pendiente:

Prog.	Cota(m)
260	2487.04
280	2486.54
300	2486.48
320	2485.87
340	2485.42
360	2484.82
380	2484.48
400	2484.24
420	2484.03

	Cota(m)
Cota 1(menor)	2484.03
Cota 2(mayor)	2487.04

Distancia Horizontal = 160 m

S = 0.019 Pendiente

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

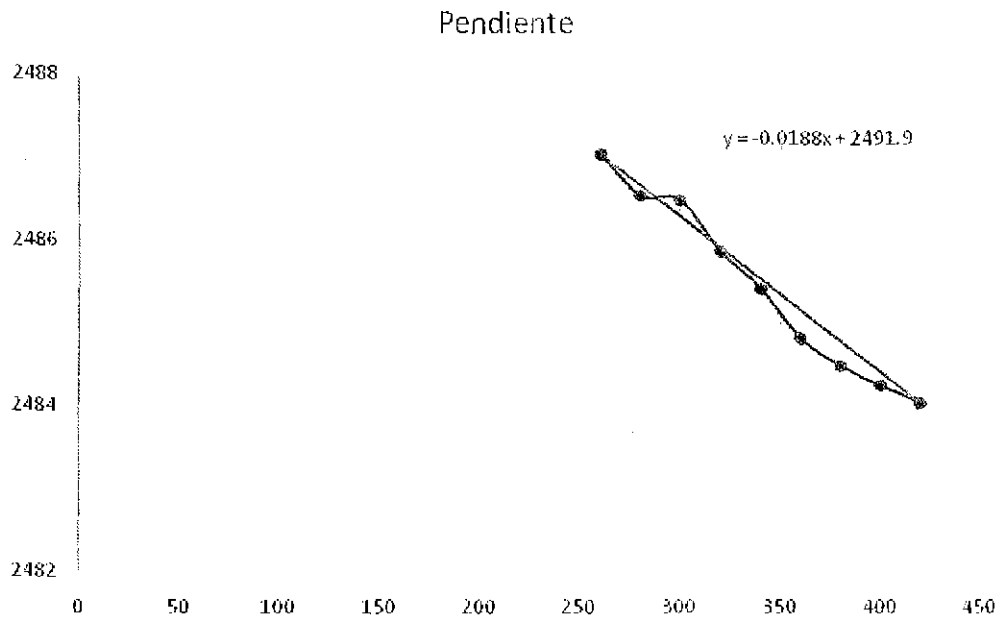


Figura 6.18: Pendiente.

Ingresar Datos:

$T_r =$	100	
$\gamma_m =$	1.80	kg/m^3
$D_m =$	42.18	mm
$h =$	3.2	m
$\mu =$	0.97	

Resultados:

$S =$	0.019
$n =$	0.076
$\alpha =$	1.793
$Z =$	0.304
$\beta =$	0.988
$\varphi =$	2.19

$H_s =$	2.36	m
---------	-------------	---

6.3.4.2. Socavación Local



Figura 6.19: Efectos de vorticidad que origina la socavación Local en bocatoma Mayzondo.



Figura 6.20: Bocatoma Mayzondo colapsada por efectos de socavación.

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

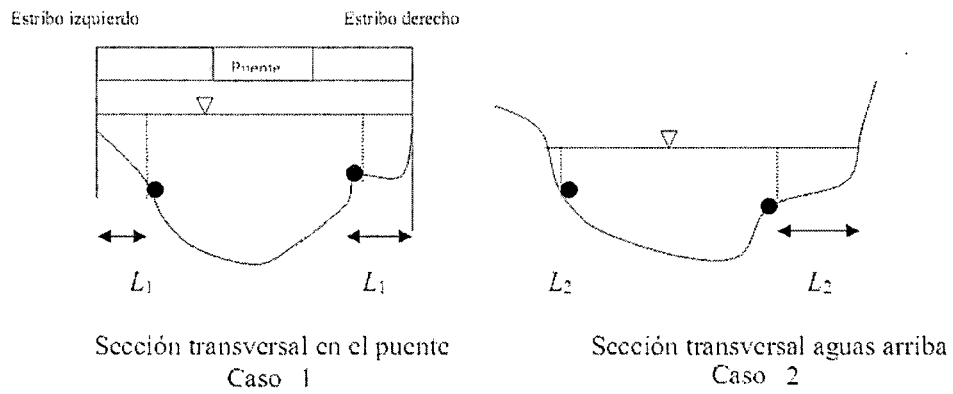


Figura 6.21: Casos 1 y 2: Estribos alejados del cauce principal.

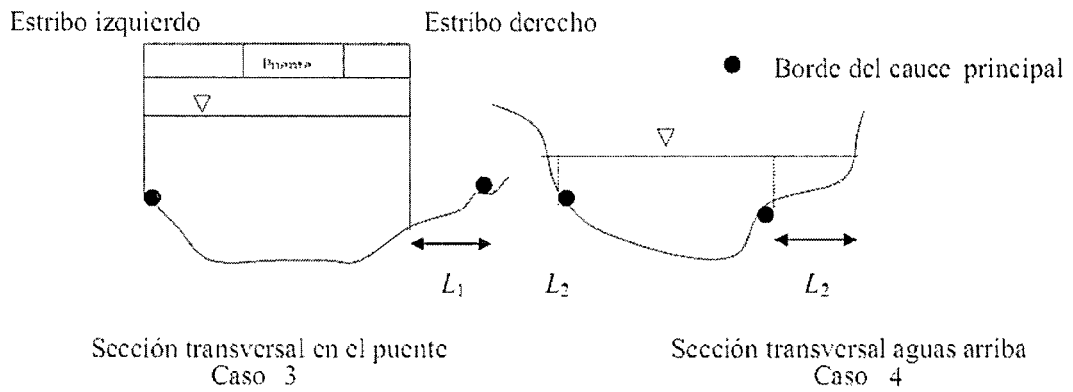


Figura 6.22: Casos 3 y 4: Estribos al borde o en el cauce principal.

A. Método de Liu, Chang y Skinner

$$\frac{d_s}{h} = K_f \left(\frac{L}{h} \right)^{0,4} F_r^{0,33}$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

Donde:

d_s = profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hueco de socavación (m).

h = profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal (m).

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

L = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua (m).

F_r = número de Froude en la sección de aguas arriba.

V = velocidad media del flujo aguas arriba (m/s)

K_f = coeficiente de corrección por la forma del estribo.

$K_f = 1,1$ (para estribos con pared inclinada hacia el cauce)

$K_f = 2,15$ (para estribos con pared vertical)

Ingresar Datos:

$V =$	<table border="1"><tr><td>4.7</td></tr></table>	4.7	m/s
4.7			
$h =$	<table border="1"><tr><td>3.2</td></tr></table>	3.2	m
3.2			
$K_f =$	<table border="1"><tr><td>1.1</td></tr></table>	1.1	
1.1			
$L =$	<table border="1"><tr><td>1.4</td></tr></table>	1.4	m
1.4			

Calculo del Numero de Froud:

$$F_r = 0.84$$

Profundidad de socavación de equilibrio:

$$d_s = 2.39 \text{ m}$$

B. Método de Froehlich

$$\frac{d_s}{h_e} = 2,27 K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e} \right)^{0,43} F_{re}^{0,61} + 1$$

Donde:

d_s = profundidad de socavación(m).

h_e = profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente (m).

K_f = coeficiente que depende de la forma del estribo.

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

K_θ = coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo.

L = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo.

F_{re} = número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.

Descripción	K_f
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

$$K_\theta = \left(\frac{\theta}{90} \right)^{0,13}$$

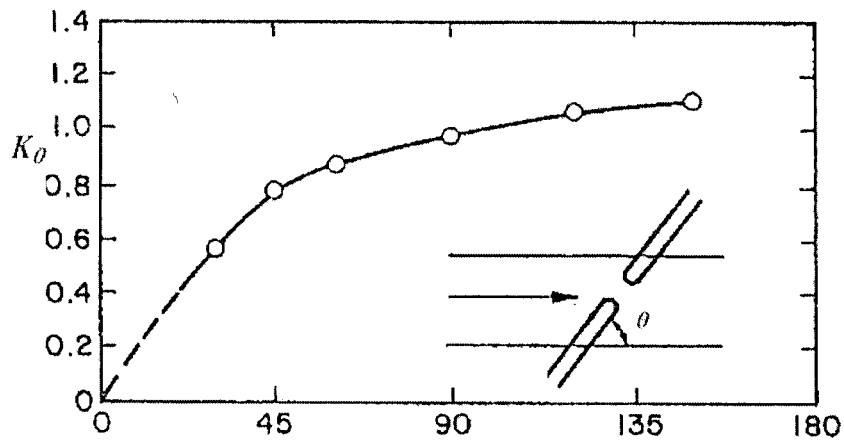


Figura 6.23: Valores de θ

Ingresar Datos:

$V =$	4.3	m/s
$h_e =$	2.62	m
$L =$	1.4	m
$K_f =$	0.82	
$K_\theta =$	1.1	

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

Calculo del Numero de Froud:

$$F_r = 0.848$$

Calculo de Profundidad de Socavación:

$$d_s = 6.33 \text{ m}$$

C. Método de Laursen

$$C = 2,75 \left(\left(\frac{d_{si}}{11,5h} + 1 \right)^{1,7} - 1 \right)$$

Ingresar Datos:

$d_{si} =$	2.95	m
$h =$	2.62	m
$L =$	1.40	m

$$\Rightarrow C = 0,473261$$

Si: $d_s = \frac{L}{C}$

Calculo de Profundidad de Socavación:

$$d_s = 2.958 \text{ m}$$

Altura de socavación local
3.89 m.

6.3.4.3. Socavación Total

$$Socavacin_{Total} = Socavacin_{General} + Socavacin_{Local}$$

6.3. Análisis y Resultados de Socavación para Diferentes Casos

Altura de socavación Total
6.25 m.



Figura 6.24: Parte de bocatoma Mayzondo, colapsada



Figura 6.25: Muro de contención de canal de riego Mayzondo colapsada en río Yucaes

Capítulo 7

Conclusiones y Recomendaciones

7.1. Conclusiones

Con el desarrollo de esta investigación se ha llegado a las siguientes conclusiones:

1. Las principales características de las cuencas de drenaje de acuerdo con la información cartográfica disponible hasta cada sector de intervención están resumidas en el siguiente cuadro:

7.1. Conclusiones

PARÁMETROS				UNIDAD	YUCAES
ÁREA DE LA INTERCUENCA				km ²	695.51
PERÍMETRO				km	147.31
PARÁMETROS DE FORMA	FACTOR DE CUENCA	Cociente de Compacidad (Gravellius)		1	1.56
		FACTOR DE FORMA	Longitud (al curso más largo)	km	50.64
			Factor de Forma	1	0.27
	RECTANGULO EQUIVALENTE		Lado Mayor	km	62.53
			Lado Menor	km	11.12
	Longitud total de los ríos de diferentes grados		Orden 1	km	3300518.93
			Orden 2	km	1398334.19
			Orden 3	km	672752.90
			Orden 4	km	304741.58
			Orden 5	km	160322.83
PARÁMETROS DE RELIEVE	Curva Hipsométrica			-	ū
	Polígono de Frecuencia			-	Ū
	Altitud Máxima de la Cuenca			m.s.n.m.	4400.00
	Altitud Mínima de la Cuenca			m.s.n.m.	2480.00
	Desnivel total de la Cuenca			km	1.92
	Altitud de Frecuencia simple			m.s.n.m.	3440.00
	Altitud Media de la Cuenca			m.s.n.m.	3560.00
	Altitud Media ponderada			m.s.n.m.	3560.64
	Altura más frecuente			m.s.n.m.	4100-4200
	Pendiente de la cuenca (sist. del rectángulo equivalente)			%	4
PARÁMETROS DE LA RED HIDROGRÁFICA DE LA CUENCA	Tipo de corriente			-	Perenne
	Densidad de drenaje			Km/Km ²	0.94
	Pendiente media del río principal			m/m	0.18
	Altura Máxima del cauce			m.s.n.m.	4400.00
	Altitud Mínima del cauce			m.s.n.m.	2480.00
	Frecuencia de los ríos			1	0.29
	Tiempo de concentración			hr.	4.80
	Grado de ramificación			-	5°

2. Para la estimación de las descargas máximas en los ríos y/o quebradas del estudio, fue efectuado un análisis de precipitaciones extremas en el área de interés. Estas precipitaciones corresponden a la precipitación máxima diaria ocurrida en cada año de registro y para las estaciones más representativas. Los análisis efectuados muestran los siguientes valores:

ESTACIÓN	P500 (mm)	P200 (mm)	P50 (mm)	P20 (mm)	P10 (mm)	P5 (mm)
Río Yucaes	135.55	118.94	93.70	76.84	63.80	50.22

3. El caudal de escurrimiento máximo en avenidas alcanza un promedio de 580 m³/s, para un periodo de retorno de 100 años.

MÉTODO	H. TRIANGULAR	H. SCS	NUMERO DE CURVA
$Q(m^3/s)$	695.58	377.64	663.63
Caudal de diseño : 580 m ³ /s			

4. Los resultados de los análisis permiten señalar que los niveles hídricos teóricos calculados se encuentran en un rango razonablemente superior a los estimados sobre la base de las huellas identificadas durante la visita de inspección de campo. Por esta razón, con criterio conservador, se recomienda que los caudales que deben ser adoptados como avenida de diseño del estudio de cada cruce, sea como mínimo el correspondiente a un período de retorno de 100 años.
5. Las socavaciones total estimada que se generaron al pie de bocatoma Mayzondo y en los diferentes casos fueron los siguientes:

Descripción	Socavación general y contracción	Socavación Local	Socavación total	Diferencia
Bocatoma sin explotación de agregados en canteras	1.40 m.	2.93 m.	4.33 m.	1.42 m.
Bocatoma con canteras de agregados en explotación	1.86 m.	3.89 m.	5.75 m.	
Bocatoma sin explotación de cantera con análisis en tramo corto	1.04 m.	2.93 m.	3.97 m.	2.28 m.
Bocatoma con explotación de canteras de agregados y el análisis en tramo corto	2.36 m.	3.89 m.	6.25 m.	

6. Los efectos de mala práctica de explotación de canteras de agregados en la zona de estudio generan variación del Thalweg y mayor socavación.

7. Si la profundidad de socavación fue 1m por debajo de la altura de socavación total entonces en este caso superan esta variación. Por lo que hay efecto en el colapso de la bocatoma y otras estructuras.

7.2. Recomendaciones

1. Se recomienda al diseñar una estructura en este tramo se consideren efectos de explotación de canteras de agregados en el lecho del río.
2. Se recomienda ubicar estructuras como bocatomas en tramos adecuados donde exista menos socavación.

Referencias Bibliográficas

- [1] AYALA R, L. *Estudio de Degradación de Ríos*. Santiago de Chile, 1981.
- [2] MARTIN VIDE, J. *Ingeniería de Ríos*. Tercera Edición, México, 2001.
- [3] MARTIN VIDE, J. *Ingeniería de Ríos*. Editorial Alfaomega, Barcelona, 2003.
- [4] MAZA ALVAREZ, J. *Introduction to river Engineering*. Università per Stranieri, Italia, 1993.
- [5] MINISTERIO-DE-ENERGIA-Y-MINAS-DIRECCION-GENERAL-DE-MINERIA. *Guías Mineras 2005, Minería no metálica*. Lima, Perú, 2010.
- [6] MORGAN, R. *Erosión del suelo*. Primera Edición, Madrid, 1997.
- [7] M.WALSKI, T. *Computer Applications in Hydraulic Engineering Connecting Theory to practice*. Haestad Methods Inc., EEUU, 2004.
- [8] RICAHRD, M. *Hydrologic Analysis and Design*. 3ra Ed., Pearson Prentice Hall, New Jersey, EEUU, 2004.
- [9] RICE, C. E., KADAVY, K. C., AND ROBINSON, K. M. *Roughness of Loose Rock Riprap on Steep Slopes*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 124, 1196.
- [10] ROCHA FELICES, A. *Introducción a la Hidráulica Fluvial*. UNI, Lima, 1998.

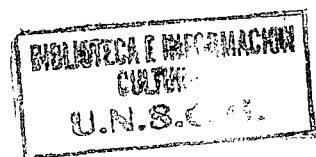
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [11] ROCHA FELICES, F. *Introducción a la Hidráulica de los Ríos*. Primera Edición, Lima, 1988.
- [12] US-ARMY-CORPS-OF-ENGINEERS. "HYDROLOGIC MODELING SYSTEM - HEC - HMS", *Users Manual*. Hydrologic Engineering Center, Version 2.1, January, 2001.
- [13] US-ARMY-CORPS-OF-ENGINEERS. "hydrologic modeling system - hec-hms", technical reference manual. *Hydrologic Engineering Center* (March, 2000).
- [14] US-ARMY-CORPS-OF-ENGINEERS. "RIVER ANALYSIS SYSTEM - HEC - RAS", *Applications Guide*. Hydrologic Engineering Center, Version 2.2, September 1998.
- [15] VEN-TE-CHOW. *Hidrología Aplicada*. Mc. Graw Hill, 1994.

Apéndice A

PLANO - PERFIL LONGITUDINAL

En este apéndice se muestra el plano del perfil longitudinal de la zona de estudio, el Río Yucaes.



Apéndice B

PLANO - PLANTA GENERAL DE LA ZONA DE ESTUDIO

Apéndice C

PANEL FOTOGRAFICO



Figura C.1: Intersección entre los ríos Yucaes (con efectos de remoción de agregados aguas arriba) y Huatatas, formando el río Chacco.

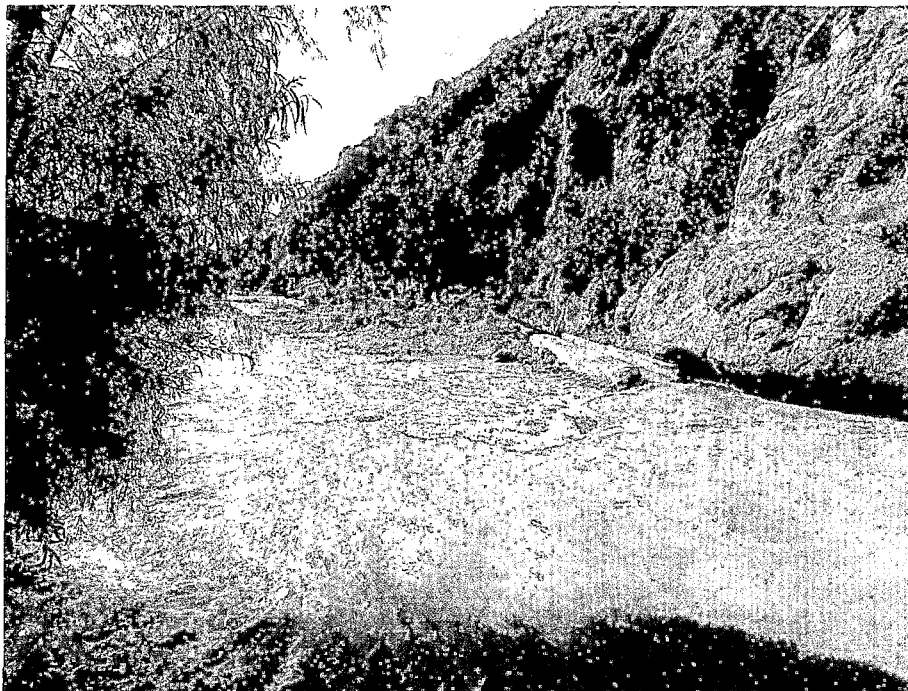


Figura C.2: Generación de vorticidad por efectos de obstaculización de rocas en toma I Mayzondo y explotación de cantera de agregados aguas arriba.



Figura C.3: Bocatoma I Mayzondo colapsado y al fondo aguas abajo acumulación de agregados por explotación de canteras de agregados.



Figura C.4: Agregados acumulados para su explotación.



Figura C.5: : Restos de bocatoma II y nuevo canal de riego Mayzondo.



Figura C.6: Indicios de asentamiento y falla de muro de contención por efectos de socavación en el tramo de estudio.



Figura C.7: Zona de explotación de canteras de agregados aguas arriba próximo al puente carrozable Muyurina y chancadora respectiva.



Figura C.8: Determinación de la densidad de muestra de agua del río Yucaes



Figura C.9: Determinación de la densidad de agua de río Yucaes con densímetro.