

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"ANÁLISIS DEL RIESGO DE INUNDACION DE LA CUENCA DEL RIO CHILI EN EL TRAMO DE CHILINA A UCHUMAYO - AREQUIPA"

TOMO I

Tesis presentada por los Bachilleres:

Concha Zeballos, Carla Jessica

Miranda Vega, Andrés Gonzalo

Para optar el Grado de:

Ingeniero Civil

AREQUIPA – PERÚ

2016

Dedicado a Abel,

Quien estará siempre presente en nuestros sentimientos y pensamientos,

Quien guiará nuestros caminos hasta que nos volvamos a encontrar.

AGRADECIMIENTOS

A Dios

Por darme la vida y guiar siempre mí camino.

A mis padres, Luciana y Huber.

Por su amor incondicional, por ser mí ejemplo a seguir y apoyarme en cada paso que doy.

A mis hermanos, Adalid y Huber

Por su cariño, por acompañarme en los malos y buenos momentos y alentarme a seguir adelante.

Carla

A mis padres, Miriam y Andrés,

Por su infinito apoyo, comprensión y dedicación durante ésta y todas las etapas de mi vida.

A mi hermano Abel,

Por ser mi mayor motivación para realizar este trabajo y por enseñarme con su ejemplo a ser siempre humilde y perseverante.

A mi familia,

Por permitirme conocer el significado del amor y unión familiar.

Gonzalo

ÍNDICE

TOMO I

RESUMEN EJECUTIVO 1
ABSTRACT 3
CAPÍTULO 1 5
1. INTRODUCCIÓN 5
1.1. Descripción del problema 7
1.2. Objetivos 12
1.3. Antecedentes investigativos 14
1.4. Justificación 18
CAPÍTULO 2 20
2. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO 20
2.1. Ubicación 20
2.2. Hidrografía 22
2.3. Caracterización de la cuenca 26
2.4. Relieve 28
2.5. Accesibilidad 30
CAPÍTULO 3 31
3. MARCO TEÓRICO 31
3.1. Aspectos generales 31
3.2. Conceptos generales de riesgo 32
3.3. Aspectos hidrológicos 39
3.4. Aspectos hidráulicos 59
CAPÍTULO 4 74
4 METODOLOGÍA DE TRABAJO 74
4.1 Recolección de información 78
4.2 Procesamiento de la Información 86

CAPÍTULO 5 88
5 MODELAMIENTO HIDROLÓGICO 88
5.1 Hidrología de la cuenca en estudio 90
5.2 Hidrología del Sector Aguas Arriba 92
5.3 Hidrología del Sector Aguas Abajo 107
5.4 Descripción y comparación de escenarios planteados 160
CAPÍTULO 6 181
6 MODELAMIENTO HIDRÁULICO 181
6.1 Elaboración de información geométrica 181
6.2 Simulación hidráulica 197
6.3 Exportación de resultados a ArcGIS 232
CAPÍTULO 7 235
7 COMPARACIÓN DE ESCENARIOS Y ANÁLISIS DE RIESGO 235
7.1 Criterios para la clasificación de la amenaza 236
7.2 Elaboración de mapas de peligro 238
7.3 Elaboración de mapas de vulnerabilidad 240
7.4 Elaboración de mapas de riesgo 242
7.5 Análisis del riesgo por escenarios 244
CAPÍTULO 8 277
8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 277
8.1 Conclusiones: 277
8.2 Recomendaciones: 280
CAPÍTULO 9 281
9 BIBLIOGRAFÍA 281

TOMO II

CAPÍTULO 10 284
10 ANEXOS 284
10.1 Serie de caudales registrados en la Estación de Charcani (1960-2016) 284

10.2 Serie de Precipitaciones Máximas registradas (1977-2014) 285
10.3 Tablas Utilizadas para el Análisis de frecuencia 288
10.4 Análisis de Frecuencia para Serie de Caudales estación Charcani 292
10.5 Análisis de Frecuencia para Serie de precipitaciones estación Chiguata 313
10.6 Análisis de Frecuencia para Serie de Precipitaciones Estación Characato 326
10.7 Patrón de lluvia del Proyecto 341
10.8 Características de la cuenca 358
10.9 Coeficiente de Rugosidad de Manning 375
10.10 Geometría de Puentes 461
10.11 Ejemplo Utilizando el Método del paso Estándar 473
10.12 Gráficos del Análisis de Riesgo por escenarios. 484
10.13 Manual 532

TOMO III

CAPÍTULO 11 612
11 PLANOS 612

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Coordenadas UTM del tramo de estudio 22
Tabla 2.2. Análisis de altitudes de la cuenca 29
Tabla 2.3. Accesibilidad a la zona de estudio 30
Tabla 3. 1. Importancia de variables de tiempo y espacio según escala de cuencas adaptada de Engineering Hydrology, Principles and Practices. Ponce, V. (1989) 40
Tabla 3. 2. Método de modelamiento según escala de la cuenca adaptada de Engineering Hydrology, Principles and Practices. Ponce, V. (1989) 41
Sección transversal de un canal natural 62
Tabla 4.1 Coordenadas de la estación Hidrológica de Charcani 80
Tabla 4.2 Coordenadas de la estación Meteorológica de Chiguata 81

Tabla 4.3 Coordenadas de la estación Meteorológica de Characato 81
Tabla 5.1 Serie de Caudales Máximos Anuales Estación Charcani tomada de Movimiento Hídrico Sistema Chili.AUTODEMA 94
Tabla 5. 2. Ajuste de la serie de caudales de Charcani a función empírica de Gringorten 99
Tabla 5. 3. Ajuste de serie de caudales de Charcani a función Pearson tipo III 100
Tabla 5.4. Prueba de Smirnov Kolmogorov para serie de caudales de Charcani 101
Tabla 5. 5. Comparación de Delta de Smirnov para diferentes combinaciones de distribuciones..... 102
Tabla 5.6. Evaluación del periodo de retorno 103
Tabla 5.7 Evaluación del riesgo asumido 105
Tabla 5.8 Periodos de retorno definidos para escenarios..... 105
Tabla 5. 9. Extrapolación de la serie de caudales de Charcani 106
Tabla 5. 10. Cálculo de límites de confianza para la distribución Pearson tipo III - Charcani..... 107
Tabla 5.11. Ejemplo de cálculo de parámetros geomorfológicos de la subcuenca 1 122
Tabla 5.12. Resumen de parámetros geomorfológicos de las subcuencas 122
Tabla 5.13. Cálculo del Número de la curva de la subcuenca 2 125
Tabla 5.14. Número de Curva para la cuenca completa 126
Tabla 5.15. Número de Curva para la discretización de la cuenca en 3 Subcuencas 126
Tabla 5.16. Número de Curva para la discretización de la cuenca en 4 Subcuencas 126
Tabla 5.17. Número de Curva para la discretización de la cuenca en 8 Subcuencas 126
Tabla 5.18. Cálculo del porcentaje de impermeabilidad de la subcuenca 2 127
Tabla 5.19. Porcentaje de impermeabilidad para la cuenca completa..... 127
Tabla 5.20. Porcentaje de impermeabilidad para la discretización de la cuenca en 3 Subcuencas 127
Tabla 5.21. Porcentaje de impermeabilidad para la discretización de la cuenca en 4 Subcuencas 128
Tabla 5.22. Porcentaje de impermeabilidad para la discretización de la cuenca en 8 Subcuencas 128
Tabla 5.23. Estimación del tiempo de concentración de la subcuenca 5.. 130
Tabla 5.24. Tiempos de Concentración para la discretización de la cuenca en 3 Subcuencas 130

Tabla 5.25. Tiempos de Concentración para la discretización de la cuenca en 4 Subcuencas 130
Tabla 5.26. Tiempos de Concentración para la discretización de la cuenca en 8 Subcuencas 131
Tabla 5.27. Estimación de parámetro K de tránsito de cauces 132
Tabla 5.28. Serie histórica de precipitaciones máximas en 24 horas de la estación de Characato tomadas de SENAMHI-AREQUIPA 135
Tabla 5.29. Serie histórica de precipitaciones máximas en 24 horas de la estación de Chiguata tomadas de SENAMHI-AREQUIPA 137
Tabla 5.30. Ajuste de la serie de Precipitaciones de Characato a función empírica de Weibull 138
Tabla 5. 31 Ajuste de serie de precipitaciones de Characato a función Pearson tipo III 139
Tabla 5. 32 Prueba de Smirnov Kolmogorov para serie de precipitaciones Characato..... 140
Tabla 5. 33 Ajuste de la serie de Precipitaciones de Chiguata a función empírica de Weibull 142
Tabla 5. 34 Ajuste de serie de precipitaciones de Chiguata a función Pearson tipo III 143
Tabla 5. 35 Prueba de Smirnov Kolmogorov para serie de precipitaciones Chiguata. 144
Tabla 5. 36. Comparación de Delta de Smirnov para diferentes combinaciones de distribuciones, Estación de Characato..... 145
Tabla 5. 37. Comparación de Delta de Smirnov para diferentes combinaciones de distribuciones, Estación Chiguata 146
Tabla 5. 38 Extrapolación de la serie de Precipitaciones Characato 146
Tabla 5. 39 Extrapolación de la serie de precipitaciones Chiguata 147
Tabla 5. 40 Cálculo de límites de confianza para la distribución Pearson tipo III – Characato 147
Tabla 5. 41 Cálculo de límites de confianza para la distribución Pearson tipo III –Chiguata 148
Tabla 5.42. Cálculo de precipitaciones acumuladas para diferentes intervalos de tiempo 153
Tabla 5.43. Cálculo de hietograma de precipitaciones según fórmula de Dick Peschke 154
Tabla 5.44. Hietograma obtenido mediante la metodología de IILA - SENAMHI..... 156
Tabla 5.45. Caudales máximos de salida de las ocho subcuencas para diferentes tipos de NC. 169
Tabla 6.1. Ejemplo de cálculo del coeficiente de rugosidad según la formulación de Cowan 199

Tabla 6.2. Coeficientes generales de contracción y expansión para flujo subcrítico tomada de *U.S. Army Corps of Engineers (USACE)* 202
Tabla 6. 3 Progresiva correspondiente de cada puente a modelar 205
Tabla 6. 4 Ancho del tablero de cada puente del rio Chili..... 206
Tabla 6. 5 Progresivas de las Secciones 3 y 2 de cada puente del tramo del rio Chili. 206
Tabla 6.6 Ratio de Contracción USACE 207
Tabla 6.7 Cálculo del Ratio de Contracción para cada puente del rio Chili. 208
Tabla 6.8 Ratio de Expansión USACE 209
Tabla 6. 9 Cálculo del Ratio de Expansión de cada puente del rio Chili . 210
Tabla 6.10 Longitud de contracción y longitud de expansión para cada puente del rio Chili. 211
Tabla 6. 11 Progresivas de las secciones típicas de cada puente del río Chili 212
Tabla 6. 12 Ancho y largo de los puentes del rio Chili..... 213
Tabla 6. 13 Áreas inefectivas de flujo para las secciones 3 y 2 de los puentes del rio Chili. 216
Tabla 6. 14 Métodos de cálculo seleccionados para cada puente del rio Chili. 218
Tabla 6.15. Caudales ingresados al modelo hidráulico..... 220
Tabla 6.16. Cálculo de distancia de condiciones de borde para Normal Depth 223
Tabla 7. 1. Criterio de delimitación de nivel de intensidad 237
Tabla 7.2. Área de inundación de escenarios de eventos máximos..... 262
Tabla 7.3. Área inundada para cada periodo de retorno 265
Tabla 7.4. Valores de rugosidad media de los escenarios asociados a la influencia del coeficiente de rugosidad..... 275
Tabla 10. 1 Serie de Caudales máximos Estación Charcani (1960-2016) tomada de Movimiento Hídrico Sistema Chili.AUTODEMA 285
Tabla 10. 2 Serie de Precipitaciones Estación Chiguata (1977-2014) tomada de SENAMHI-AREQUIPA 286
Tabla 10. 3 Serie de precipitaciones Estación Characato tomada de SENAMHI-AREQUIPA 287
Tabla 10. 4 Tabla del Función de Distribución de probabilidad Normal tomada de Hidráulica de Canales Abiertos. Chow, V.T (1994) 288
Tabla 10. 5 Factor de frecuencia para la distribución Pearson Tipo III tomada de U.S. Interagency Advisory Committee on Water Data, Hydrology Subcomittee (1983)..... 289

Tabla 10. 6 Nivel de Significancia de la Prueba de bondad de Ajuste de Smirnov Kolmogorov tomada de Sitio Web: http://www.slideshare.net/ByronPrez2/tablas-kolmogorovsmirnov..... 290
Tabla 10. 7 Valores de δ para la distribución Pearson Tipo III tomada de ANALISIS DE FRECUENCIA EN HIDROLOGIA Sitio Web: http://slideplayer.es/slide/4099819/ 291
Tabla 10. 8 Serie de caudales: Distribución Normal-Probabilidad Empírica de Bloom 292
Tabla 10. 9 Serie de caudales: Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de Bloom 293
Tabla 10.10 Serie de caudales:Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de Bloom 294
Tabla 10. 11 Serie de caudales: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de Bloom 295
Tabla 10. 12 Serie de caudales:Distribución Log Pearson III-Probabilidad Empírica de Bloom 296
Tabla 10. 13 Serie de caudales:Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de Bloom 296
Tabla 10. 14 Serie de caudales: Distribución Normal-Probabilidad Empírica de California 297
Tabla 10. 15 Serie de caudales: Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de California 298
Tabla 10. 16 Serie de caudales: Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de California 299
Tabla 10. 17 Serie de caudales: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de California 300
Tabla 10. 18 Serie de caudales: Distribución Log Pearson III-Probabilidad Empírica de California 301
Tabla 10. 19 Serie de caudales: Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de California. 301
Tabla 10. 20 Serie de caudales: Distribución Normal-Probabilidad Empírica de Gringorten 302
Tabla 10. 21 Serie de caudales: Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de Gringorten 303
Tabla 10. 22 Serie de caudales: Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de Gringorten 304
Tabla 10. 23 Serie de caudales: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de Gringorten 305

Tabla 10. 24 Serie de caudales: Distribución LogPearson -Probabilidad Empírica de Gringorten 306
Tabla 10. 25 Serie de caudales: Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de Gringorten. 306
Tabla 10. 26 Serie de caudales: Distribución Normal-Probabilidad Empírica de Weibull 307
Tabla 10. 27 Serie de caudales: Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de Weibull 308
Tabla 10. 28 Serie de caudales: Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de Weibull 309
Tabla 10. 29 Serie de caudales: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de Weibull 310
Tabla 10. 30 Serie de caudales: Distribución LogPearson -Probabilidad Empírica de Weibull 311
Tabla 10. 31 Serie de caudales: Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de Weibull. 311
Tabla 10. 32 Serie de caudales: Combinación de Distribución de probabilidad Teórica y probabilidad empírica de menor delta de Smirnov. 312
Tabla 10. 33 Serie de precipitaciones Chiguata : Distribución Normal-Probabilidad Empírica de Bloom 313
Tabla 10. 34 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de Bloom 314
Tabla 10. 35 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de Bloom 314
Tabla 10. 36 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de Bloom 315
Tabla 10. 37 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución LogPearson -Probabilidad Empírica de Bloom 315
Tabla 10. 38 Serie de precipitaciones Chiguata: Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de Bloom. 316
Tabla 10. 39 Serie de precipitaciones Chiguata : Distribución Normal-Probabilidad Empírica de California 316
Tabla 10. 40 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de California 317
Tabla 10. 41 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de California 317

Tabla 10. 42 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de California 318
Tabla 10. 43 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución LogPearson -Probabilidad Empírica de California 318
Tabla 10. 44 Serie de precipitaciones Chiguata: Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de California. 319
Tabla 10. 45 Serie de precipitaciones Chiguata : Distribución Normal-Probabilidad Empírica de Gringorten 319
Tabla 10. 46 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de Gringorten 320
Tabla 10. 47 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de Gringorten 320
Tabla 10. 48 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de Gringorten 321
Tabla 10. 49 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución LogPearson -Probabilidad Empírica de Gringorten 321
Tabla 10. 50 Serie de precipitaciones Chiguata: Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de Gringorten. 322
Tabla 10. 51 Serie de precipitaciones Chiguata : Distribución Normal-Probabilidad Empírica de Weibull 322
Tabla 10. 52 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de Weibull 323
Tabla 10. 53 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de Weibull 323
Tabla 10. 54 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de Weibull 324
Tabla 10. 55 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución LogPearson -Probabilidad Empírica de Weibull 324
Tabla 10. 56 Serie de precipitaciones Chiguata: Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de Weibull. 325
Tabla 10. 57 Serie de precipitaciones Chiguata: Combinación de Distribución de probabilidad Teórica y probabilidad empírica de menor delta de Smirnov 325
Tabla 10. 58 Serie de precipitaciones Characato : Distribución Normal-Probabilidad Empírica de Bloom 326
Tabla 10. 59 Serie de precipitaciones Characato: Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de Bloom 327

Tabla 10. 60 Serie de precipitaciones Characato: Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de Bloom 327
Tabla 10. 61 Serie de precipitaciones Characato: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de Bloom 328
Tabla 10. 62 Serie de precipitaciones Characato: Distribución LogPearson -Probabilidad Empírica de Bloom 329
Tabla 10. 63 Serie de precipitaciones Characato: Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de Bloom. 329
Tabla 10. 64 Serie de precipitaciones Characato : Distribución Normal-Probabilidad Empírica de California 330
Tabla 10. 65 Serie de precipitaciones Characato: Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de California 331
Tabla 10. 66 Serie de precipitaciones Characato: Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de California 331
Tabla 10. 67 Serie de precipitaciones Characato: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de California 332
Tabla 10. 68 Serie de precipitaciones Characato: Distribución LogPearson -Probabilidad Empírica de California 332
Tabla 10. 69 Serie de precipitaciones Characato: Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de California. 333
Tabla 10. 70 Serie de precipitaciones Characato: Distribución Normal-Probabilidad Empírica de Gringorten 333
Tabla 10. 71 Serie de precipitaciones Characato : Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de Gringorten 334
Tabla 10. 72 Serie de precipitaciones Characato: Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de Gringorten 334
Tabla 10. 73 Serie de precipitaciones Characato: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de Gringorten 335
Tabla 10. 74 Serie de precipitaciones Characato: Distribución LogPearson -Probabilidad Empírica de Gringorten 336
Tabla 10. 75 Serie de precipitaciones Characato: Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de Gringorten. 336
Tabla 10. 76 Serie de precipitaciones Characato : Distribución Normal-Probabilidad Empírica de Weibull 337
Tabla 10. 77 Serie de precipitaciones Characato: Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de Weibull 338
Tabla 10. 78 Serie de precipitaciones Characato : Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de Weibull 338

Tabla 10. 79 Serie de precipitaciones Characato: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de Weibull 339
Tabla 10. 80 Serie de precipitaciones Characato Distribución LogPearson -Probabilidad Empírica de Weibull 340
Tabla 10. 81 Serie de precipitaciones Characato: Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de Weibull. 340
Tabla 10. 82 Serie de precipitaciones Characato: Combinación de Distribución de probabilidad Teórica y probabilidad empírica de menor delta de Smirnov 341
Tabla 10. 83 Valores para el Método Illa-Senamhi 341
Tabla 10. 84 Datos para la Curva Intensidad- Duración- Frecuencia para diferentes periodos de Retorno 342
Tabla 10. 85 Hidrograma T=100 años Método Illa- Senamhi 344
Tabla 10.86 Precipitaciones acumuladas para diferentes intervalos de tiempo 345
Tabla 10.87 Hietograma de precipitaciones según fórmula de Dick Peschke 345
Tabla 10.88 Valores del Patrón Chiguata para Análisis Pluviometrico ... 346
Tabla 10.89 Valores del Patrón Jordi para Análisis Pluviométrico 350
Tabla 10.90 Valores del Patrón Pampilla I para Análisis Pluviométrico . 351
Tabla 10.91 Valores del Patrón Pampilla II para Análisis Pluviométrico 351
Tabla 10.92 Valores del Patrón Miraflores para Análisis Pluviométrico . 352
Tabla 10.93 Valores del Patrón Illa Senamhi para Análisis Pluviométrico 353
Tabla 10.94 Valores del Patrón Dick Peschke 24 hrs para Análisis Pluviométrico 353
Tabla 10.95 Valores del Patrón Dick Peschke 3 hrs para Análisis Pluviométrico 354
Tabla 10.96 Valores del Patrón SCS Tipo 1 para Análisis Pluviométrico 355
Tabla 10.97 Valores del Patrón SCS Tipo 1A para Análisis Pluviométrico 356
Tabla 10.98 Valores del Patrón SCS Tipo II para Análisis Pluviométrico 356
Tabla 10.99 Valores del Patrón SCS Tipo III para Análisis Pluviométrico 357
Tabla 10.100 Valores del Patrón SCS 6 hrs para Análisis Pluviométrico 357
Tabla 10.101 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 1 359
Tabla 10.102 Tiempo de concentración de la subcuenca 1 359
Tabla 10.103 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 2 360
Tabla 10.104 Tiempo de concentración de la subcuenca 2 360

Tabla 10.105 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 3 361
Tabla 10.106 Tiempo de concentración de la subcuenca 3 361
Tabla 10.107 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 1a 362
Tabla 10.108 Tiempo de concentración de la subcuenca 1a..... 363
Tabla 10.109 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 1b 363
Tabla 10.110 Tiempo de concentración de la subcuenca 1b 364
Tabla 10.111 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 2 364
Tabla 10.112 Tiempo de concentración de la subcuenca 2 365
Tabla 10.113 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 3 365
Tabla 10.114 Tiempo de concentración de la subcuenca 3 366
Tabla 10.115 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 1 367
Tabla 10.116 Tiempo de concentración de la subcuenca 1 367
Tabla 10.117 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 2 368
Tabla 10.118 Tiempo de concentración de la subcuenca 2 368
Tabla 10.119 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 3 369
Tabla 10.120 Tiempo de concentración de la subcuenca 3 369
Tabla 10.121 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 4 370
Tabla 10.122 Tiempo de concentración de la subcuenca 4 370
Tabla 10.123 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 5 371
Tabla 10.124 Tiempo de concentración de la subcuenca 5 371
Tabla 10.125 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 6 372
Tabla 10.126 Tiempo de concentración de la subcuenca 6 372
Tabla 10.127 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 7 373
Tabla 10.128 Tiempo de concentración de la subcuenca 7 373
Tabla 10.129 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 8 374
Tabla 10.130 Tiempo de concentración de la subcuenca 8 374
Tabla 10.131 Estimación del Coeficiente de Rugosidad de Manning. 407
Tabla 10. 132 Coeficie*n*tes de Rugosidad estimados con la fórmula de Cowan..... 416
Tabla 10.134 Coeficientes de rugosidad con un promedio de 0.03. 424
Tabla 10.135 Coeficientes de rugosidad con un promedio de 0.04. 433
Tabla 10.136 Coeficientes de rugosidad con un promedio de 0.05. 441
Tabla 10.137 Coeficientes de rugosidad con un promedio de 0.06. 450
Tabla 10.138 Áreas de inundación para cada Escenario..... 450
Tabla 10.139 Comparación de áreas de inundación. 451
Tabla 10.140 Valores del coeficiente de Rugosidad de Manning n tomada de Hidráulica de Canales abiertos. Chow, V. T. (2004) 452
Tabla 10.141: Cálculo de la elevación de la superficie del agua manualmente. 479

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Mapa de Arequipa del año 1835 tomada de LA CIUDAD Y EL RÍO: AREQUIPA EN EL S. XIX-XX. de Sitio web: http://moleskinearquitectonico.blogspot.pe 8
Figura 1.2. Desborde del Río Chili 1989 tomada de Febrero Loco: Catástrofes por efecto de las lluvias. Diario CORREO 9
Figura 1.3. Puente Bajo Grau Febrero 2012 tomada de Río Chili amenaza con desbordarse y cierran puentes como prevención, Diario La Republica. 10
Figura 2.1 Ubicación de cuenca hidrográfica Quilca Chili tomada de la Autoridad Nacional del Agua (ANA) 21
Figura 2.2 Ubicación de unidad hidrográfica 1325 tomada de la Autoridad Nacional del Agua (ANA) 21
Figura 2.3 Ubicación política del tramo de estudio tomada del Catastro de Arequipa. 22
Figura 2.4 Hidrografía de la cuenca Quilca Chili 23
Figura 2.5 Sistema regulado de la cuenca Quilca Chili tomada de REPRESA PILLONES Sitio Web: http://diegomunoz1.blogspot.pe/ 26
Figura 2.6. Discretización del tramo de estudio 27
Figura 2.7. Delimitación de la cuenca Socabaya 28
Figura 3. 1. Sección transversal típica de un canal natural durante una inundación adaptada de FLOODPLAIN MODELING USING HEC-RAS. Haestad Methods. (2003) 63
Figura 3. 2. Variación en la altura de velocidad en una sección transversal adaptada de FLOODPLAIN MODELING USING HEC-RAS. Haestad Methods. (2003) 64
Figura 3.3 Pendientes relevantes en flujo en canales abiertos adaptada de FLOODPLAIN MODELING USING HEC-RAS. Haestad Methods. (2003) 66
Figura 3. 4. Fuerzas en la ecuación de Cantidad de movimiento adaptada de FLOODPLAIN MODELING USING HEC-RAS. Haestad Methods. (2003) 69

Figura 4. 1. Diagrama de flujo para la obtención de mapa de riesgo por inundación 78
Figura 4. 2. Diagrama de flujo para la recopilación de la información 79
Figura 4.3. Mapa de cobertura vegetal para la cuenca Socabaya 82
Figura 4.4. Ejemplo de cálculo de rugosidad a partir de visita de campo .. 83
Figura 4.5. Ejemplo de validación del coeficiente de rugosidad 84
Figura 4.6. Sección del puente Tiabaya 84
Figura 4.7. Vista en planta de puente Grau 85
Figura 4.8. Mapa de uso de suelo y zonificación de Arequipa tomada de Plan director de Arequipa (2002-2015) 85
Figura 4.9. Procesamiento de la información 86
Figura 5.1. TIN de los cuadrángulos 33S, 33T, 34S y 34T 109
Figura 5.2. Codificación de direcciones de flujo (Fuente: ESRI)..... 110
Figura 5.3. Flow Direction Raster..... 111
Figura 5.4. Codificación de Acumulación de flujo tomada de ESRI. 112
Figura 5.5. Flow Accumulation Raster 112
Figura 5.6. Red de cauces 113
Figura 5.7. Raster de orden de cauces..... 113
Figura 5.8. Delimitación de la cuenca del río Socabaya..... 114
Figura 5.9. Discretización de la cuenca según segundo escenario 116
Figura 5.10 Discretización de la cuenca según tercer escenario..... 117
Figura 5.11. Discretización de la cuenca según cuarto escenario..... 117
Figura 5.12 Raster de pendientes de la subcuenca 1..... 120
Figura 5.13 Raster de pendientes reclasificado..... 121
Figura 5.14. Números de la curva de la Subcuenca 2 125
Figura 5.15 Sistema concentrado, adaptada del libro *Engineering Hydrology, Principles and Practices* de Ponce, V. (1989)..... 150
Figura 5.16 Sistema sobre concentrado, adaptada del libro *Engineering Hydrology, Principles and Practices* de Ponce, V. (1989)..... 151
Figura 5.17 Sistema sub concentrado, adaptada del libro *Engineering Hydrology, Principles and Practices* de Ponce, V. (1989)..... 151
Figura 5.18. Modelo de escenario con cuenca completa 158
Figura 5.19. Modelo de escenario con discretización en tres subcuencas 159
Figura 5.20 Modelo de escenario con discretización en cuatro subcuencas 159
Figura 5.21 Modelo de escenario con discretización en ocho subcuencas 159
Figura 5.22. Hidrograma de salida Escenario 1 163

Figura 5.23. Confluencia de ríos Yarabamba y Socabaya 163
Figura 5.24. Hidrograma de salida del Escenario 2 164
Figura 5.25. Hidrograma de salida del Escenario 3 165
Figura 5.26. Respuesta de la subcuenca 8 a patrón de lluvia del SCS 166
Figura 5.27. Hidrograma de salida del escenario 4 168
Figura 5.28. Hidrograma de salida del escenario 5 168
Figura 5.29. Hidrograma de salida del escenario 8 170
Figura 5.30. Hidrograma de salida del escenario 6 171
Figura 5.31. Hidrograma de salida del escenario 7 171
Figura 5.32. Hidrograma de salida del escenario 9 173
Figura 5.33. Hidrograma de salida del escenario 10 173
Figura 5.34. Hidrograma de salida del escenario 11 175
Figura 5.35. Hidrograma de salida del escenario 12 175
Figura 5.36. Hidrograma de salida del escenario 13 176
Figura 5.37. Hidrograma de salida del escenario 14 176
Figura 5.38. Hidrograma de salida del escenario 15 177
Figura 5.39. Hidrograma de salida del escenario 16 177
Figura 5.40. Hidrograma de salida del escenario 17 177
Figura 5.41. Hidrograma de salida del escenario 18 178
Figura 5.42. Hidrograma de salida del escenario 19 178
Figura 5.43. Hidrograma de salida del escenario 20 179
Figura 5.44. Hidrograma de salida del escenario 21 179
Figura 5.45. Hidrograma de salida del escenario 22 180
Figura 6. 1. Topografía del tramo de estudio elaborada por la Autoridad Nacional del Agua (2015) 183
Figura 6. 2. Red de triángulos irregulares del tramo de estudio 184
Figura 6. 3. Contraste entre imagen satelital y topografía del cauce 185
Figura 6. 4. Topografía del cauce y de la carta nacional 33-S 185
Figura 6. 5. Red de triángulos irregulares con topografía del cauce y de la carta 33-S 186
Figura 6. 6. Raster de direcciones de flujo del cauce del río Chili 187
Figura 6. 7. Raster de acumulación de flujo del cauce del río Chili 188
Figura 6. 8. Raster de cauces con acumulación mayo a 10 afluentes 189
Figura 6. 9. Raster de órdenes de red de cauces 189
Figura 6. 10. Eje del cauce del tramo de estudio 190
Figura 6. 11. Ribera derecha del tramo de estudio 192
Figura 6. 12. Ribera derecha del tramo de estudio 192
Figura 6. 13. Límite izquierdo de la llanura de inundación 193

Figura 6. 14. Límite derecho de la llanura de inundación 194
Figura 6. 15. Secciones transversales del tramo en estudio 195
Figura 6. 16. Información geométrica importada de ArcGIS 198
Figura 6. 17. Introducción de coeficiente de rugosidad en HEC-RAS 200
Figura 6. 18 Área de edición de coeficientes de expansión y contracción 201
Figura 6. 19 Ubicación de las secciones transversales para modelar un puente tomada de FLOODPLAIN MODELING USING HEC-RAS. Haestad Methods. (2003) 204
Figura 6. 20 Coeficientes de contracción y de expansión de las secciones de un puente 212
Figura 6. 21 Geometría del Puente Grau. 213
Figura 6. 22 Editor del Tablero del Puente Grau 214
Figura 6. 23 Editor de los Pilares del puente Grau 215
Figura 6. 24 Geometría del Puente Grau. 216
Figura 6. 25 Ubicación de la última sección con progresiva 26+800. 222
Figura 6. 26 Ubicación de la Primera sección Progresiva 0+017.60 223
Figura 6. 27 Condiciones de borde en Normal Depth para Flujo Permanente 224
Figura 6. 28 Ventana del análisis en flujo permanente. 224
Figura 6. 29. Sección trasversal Progresiva 12+300. 225
Figura 6. 30 Sección trasversal BD del Puente Grau Progresiva 21+640. 226
Figura 6. 31 Sección trasversal BU del Puente de Vallecito Progresiva 19+830. 226
Figura 6. 32 Variaciones en la elevación de la superficie libre del flujo debido al puente de la Variante de Uchumayo. 227
Figura 6. 33 Variaciones en la elevación de la superficie libre del flujo debido al puente de la Variante. 228
Figura 6. 34 Perfil del flujo del escenario 1 a través del puente de Vallecito. 228
Figura 6. 35 Curva Caudal-Tirante 229
Figura 6. 36 Secciones transversales en 3D. 229
Figura 6. 37 Tabla de detalle de la sección transversal con progresiva 26+400 230
Figura 6. 38 Tabla de Resumen de parámetros hidráulicos. 231
Figura 6. 39 Tabla resumen de Puentes. 231
Figura 6. 40. Mapa de inundación del río Chili Escenario 1 233
Figura 6. 41. Mapa de Velocidad del río Chili Escenario 1 234
Figura 6. 42 Mapa de profundidad del rio Chili Escenario 1 234

Figura 7. 1. Procedimiento utilizado para la obtención de mapas de vulnerabilidad y amenaza 235
Figura 7. 2. Tramo de mapa de amenaza o peligro estático asociado al escenario 1 239
Figura 7. 3. Tramo de mapa de amenaza o peligro dinámico asociado al escenario 1 240
Figura 7. 4. Mapa de uso de suelos y zonificación de la ciudad de Arequipa 241
Figura 7. 5. Tramo de mapa de vulnerabilidad del escenario 1 242
Figura 7. 6. Tramo de mapa de riesgo estático del escenario 1 asociado al uso de Reserva Paisajista 243
Figura 7. 7. Tramo de mapa de riesgo dinámico del escenario 1 asociado al uso de Reserva Paisajista 243
Figura 7. 8 Áreas de inundación para los escenarios dependientes del tipo de número de la curva 251
Figura 7.9. Área de inundación de escenarios de eventos máximos 262
Figura 7.10. Área inundada para cada periodo de retorno 264
Figura 7. 11. Áreas de inundación asociadas a los límites de confianza del análisis de frecuencias 270
Figura 10.1 Discretización de la cuenca en 3 subcuencas 358
Figura 10.2 Discretización de la cuenca en 4 subcuencas 362
Figura 10.3 Discretización de la cuenca en 8 subcuencas 366
Figura 10.4 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 26+400 453
Figura 10.5 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 23+000 453
Figura 10.6 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 21+300 453
Figura 10.7 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 20+400 454
Figura 10.8 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 20+100 454
Figura 10.9 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 19+900 454
Figura 10.10 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 19+450 455
Figura 10. 11 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 18+700 455

Figura 10.12 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 16+260 455
Figura 10.13 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 13+000 456
Figura 10.14 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 11+125 457
Figura 10.15 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 9+400 458
Figura 10.16 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 8+400 458
Figura 10.17 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 6+100 459
Figura 10.18 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 5+410 459
Figura 10.19 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 1+900 460
Figura 10.20 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 0+370 460
Figura 10.21: Geometría del puente Grau 461
Figura 10.22: Geometría del puente Grau vista en planta. 461
Figura10.23: Geometría del puente Bajo Grau 462
Figura 10.24: Geometría del puente Bajo Grau vista en planta. 462
Figura10.25: Geometría del puente Bolognesi 463
Figura 10.26: Geometría del puente Bolognesi vista en planta. 463
Figura 10.27: Geometría del puente Quiñones 464
Figura 10.28: Geometría del puente Quiñones vista en planta 464
Figura 10.29: Geometría del puente San Martín 465
Figura 10.30: Fotografía del puente San Martín 465
Figura 10.31: Geometría del puente de Vallecito 466
Figura 10.32: Fotografía del puente de Vallecito 466
Figura 10.33: Geometría del puente San Isidro 467
Figura 10.34: Fotografía del tablero del puente San Isidro 467
Figura 10.35: Fotografía del puente San Isidro 468
Figura 10.36: Geometría del puente Ferroviario 468
Figura 10.37: Fotografía del puente Ferroviario 469
Figura 10.38: Geometría del puente de Tingo 469
Figura 10.39: Geometría del puente de Tiabaya 470
Figura 10.40: Fotografía del puente de Tiabaya 470

Figura 10.41: Geometría del puente el Huayco 471
Figura 10.42: Fotografía del puente el Huayco 471
Figura 10.43: Geometría del puente del Diablo 472
Figura 10. 44: Geometría del puente de uchumayo 472
Figura 10.45: Fotografía del puente de Uchumayo 473
Figura 10.46:Geometría de la Sección Transversal 1 473
Figura 10.47:Geometría de la Sección Transversal 2 474
Figura 10.48:Geometría de la Sección Transversal 3 474
Figura 10.49: Geometría del ejemplo. 480
Figura 10.50: Geometría de la Sección 1 480
Figura 10.51: Geometría de la Sección 2 481
Figura 10.52: Geometría de la Sección 3 481
Figura 10.53: Perfil del canal 482
Figura 10.54: Elevación del nivel del agua de la sección 1: 412.07 m. 482
Figura 10.55: Elevación del nivel del agua de la sección 2: 412.27 m. 483
Figura 10.56: Elevación del nivel del agua de la sección 3: 412.82 483

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 2. 1 Curva Hipsométrica de la cuenca 29
Gráfico 2. 2 Curva de frecuencia de altitudes de la cuenca 29
Gráfico 5.1 Análisis Gráfico de la serie de caudales Estación Charcani 95
Gráfico 5.2 Representación gráfica del ajuste de las funciones teóricas a la función empírica de Gringorten 102
Gráfico 5.3. Límites de confianza para la distribución Pearson tipo III – Charcani 107
Gráfico 5.4 Representación gráfica del ajuste de las funciones teóricas a la función empírica de Weibull para series de precipitaciones Estación Characato 141
Gráfico 5.5 Representación gráfica del ajuste de las funciones teóricas a la función empírica de Weibull para series de precipitaciones Estación Characato 145
Gráfico 5.6 Límites de confianza para la distribución Pearson tipo III – Characato 148
Gráfico 5. 7 Límites de confianza para la distribución Pearson tipo III – Chiguata 149

Gráfico 5. 8. Análisis de tormentas por doble normalización 157
Gráfico 7. 1. Áreas de inundación para escenarios dependientes del patrón de lluvia 245
Gráfico 7. 2. Análisis de la vulnerabilidad para escenarios dependientes del patrón de lluvia 246
Gráfico 7. 3. Análisis estático de peligro para escenarios dependientes del patrón de lluvia 247
Gráfico 7.4. Análisis dinámico de peligro para escenarios dependientes del patrón de lluvia 248
Gráfico 7. 5. Análisis estático del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del patrón de lluvia 249
Gráfico 7. 6. Análisis dinámico del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del patrón de lluvia 249
Gráfico 7. 7 Áreas de inundación para los escenarios dependientes del tipo de número de la curva 251
Gráfico 7. 8 Análisis de la vulnerabilidad para los escenarios dependientes del tipo de número de la curva 252
Gráfico 7. 9 Análisis estático del peligro asociado a escenarios dependientes del tipo de número de la curva 253
Gráfico 7. 10. Análisis dinámico del peligro asociado a escenarios dependientes del tipo de número de la curva 253
Gráfico 7. 11. Análisis dinámico del riesgo en la zona de reserva paisajista asociado a los escenarios dependientes del tipo de número de la curva ... 254
Gráfico 7. 12. Áreas de inundación asociadas a los escenarios dependientes de la discretización de la cuenca 256
Gráfico 7. 13. Análisis de la vulnerabilidad asociada a los escenarios dependientes de la discretización de la cuenca 257
Gráfico 7. 14. Análisis estático del peligro asociado a los escenarios dependientes de la discretización de la cuenca 258
Gráfico 7. 15. Análisis dinámico del riesgo asociado a los escenarios dependientes de la discretización de la cuenca 258
Gráfico 7. 16. Áreas de inundación para los escenarios dependientes del tiempo de concentración 259
Gráfico 7. 17. Análisis de la vulnerabilidad para los escenarios dependientes del tiempo de concentración 260
Gráfico 7. 18. Análisis estático del peligro asociado a los escenarios dependientes del tiempo de concentración 260

Gráfico 7. 19. Análisis dinámico del peligro asociado a los escenarios dependientes del tiempo de concentración..... 261
Gráfico 7. 20 Análisis estático del peligro asociado a escenarios de eventos máximos 262
Gráfico 7. 21 Análisis estático del peligro asociado a escenarios de eventos máximos 263
Gráfico 7. 22. Análisis dinámico del peligro asociado a escenarios de eventos máximos..... 263
Gráfico 7. 23 Curva periodo de retorno – área de inundación..... 265
Gráfico 7. 24. Áreas de inundación asociadas a diferentes periodos de retorno 266
Gráfico 7. 25. Análisis estático del peligro asociado a diferentes periodos de retorno..... 267
Gráfico 7. 26. Relación Profundidad - Área de inundación para diferentes periodos de retorno..... 267
Gráfico 7. 27. Análisis dinámico del peligro asociado a diferentes periodos de retorno..... 268
Gráfico 7. 28. Relación Profundidad - Área de inundación para diferentes periodos de retorno..... 268
Gráfico 7. 29. Análisis estático del riesgo para diferentes periodos de retorno 269
Gráfico 7. 30. Análisis dinámico del riesgo para diferentes periodos de retorno 269
Gráfico 7. 31. Áreas de inundación asociadas a los límites de confianza del análisis de frecuencias..... 271
Gráfico 7. 32. Análisis estático del peligro asociado a los límites de onfianza del análisis de frecuencias 271
Gráfico 7. 33. Análisis dinámico del peligro asociado a los límites de confianza del análisis de frecuencias 272
Gráfico 7. 34. Áreas de inundación asociadas al hidrograma sintético 273
Gráfico 7. 35. Análisis estático del peligro asociado al hidrograma sintético 273
Gráfico 7. 36. Análisis dinámico del peligro asociado al hidrograma sintético 274
Gráfico 7.37. Áreas de inundación para escenarios asociados a la influencia del coeficiente de rugosidad..... 275
Gráfico 7. 38. Área de inundación de los escenarios asociados al coeficiente de rugosidad..... 276

Gráfico 10. 1 Curva Intensidad- Duración- Frecuencia 343
Gráfico 10.2 Hietograma Método Illa-Senamhi 344
Gráfico 10.3 Hietograma de precipitaciones según fórmula de Dick Peschke 346
Gráfico 10.4 Análisis de tormentas por doble normalización 358
Gráfico 10.5 Áreas de inundación para escenarios dependientes del patrón de lluvia 484
Gráfico 10.6 Análisis de la vulnerabilidad para escenarios dependientes del patrón de lluvia 484
Gráfico 10.7 Análisis del Peligro Estático para escenarios dependientes del patrón de lluvia 485
Gráfico 10.8 Análisis del Peligro Dinámico para escenarios dependientes del patrón de lluvia 485
Gráfico 10.9 Relación profundidad- área de para escenarios dependientes del patrón de lluvia 486
Gráfico 10.10 Relación descarga especifica - área de para escenarios dependientes del patrón de lluvia 486
Gráfico 10.11 Análisis estático del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del patrón de lluvia 487
Gráfico 10.12 Análisis estático del riesgo para la zona de Vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes del patrón de lluvia 487
Gráfico 10.13 Análisis estático del riesgo para la zona de Comercio Industrial especializado de los escenarios dependientes del patrón de lluvia 488
Gráfico 10.14 Análisis dinámico del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del patrón de lluvia 488
Gráfico 10.15 Análisis dinámico del riesgo para la zona de vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes del patrón de lluvia 489
Gráfico 10.16 Análisis dinámico del riesgo para la zona de comercio industrial especializado de los escenarios dependientes del patrón de lluvia 489
Gráfico 10.17 Áreas de inundación para escenarios dependientes del Tipo de Número de la Curva 490
Gráfico 10.18 Análisis de la vulnerabilidad para escenarios dependientes del Tipo de Número de Curva. 490
Gráfico 10.19 Análisis del Peligro Estático para escenarios dependientes del Tipo de Número de Curva. 491

Gráfico 10.20 Análisis del Peligro Dinámico para escenarios dependientes del Tipo de Número de Curva. 491
Gráfico 10.21 Relación profundidad- área de para escenarios dependientes del Tipo de Número de Curva. 492
Gráfico 10.22 Relación descarga especifica - área de para escenarios dependientes del Tipo de Número de Curva. 492
Gráfico 10.23 Análisis estático del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del Tipo de Número de Curva. 493
Gráfico 10.24 Análisis estático del riesgo para la zona de Vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes del Tipo de Número de Curva. 493
Gráfico 10.25 Análisis estático del riesgo para la zona de Comercio Industrial especializado de los escenarios dependientes del Tipo de Número de Curva. 494
Gráfico 10.26 Análisis dinámico del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del Tipo de Número de Curva. 494
Gráfico 10.27 Análisis dinámico del riesgo para la zona de vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes del Tipo de Número de Curva. 495
Gráfico 10.28 Análisis dinámico del riesgo para la zona de comercion industrial especializado de los escenarios dependientes del Tipo de Número de Curva. 495
Gráfico 10.29 Áreas de inundación para escenarios dependientes de la discretización de la cuenca. 496
Gráfico 10.30 Análisis de la vulnerabilidad para escenarios dependientes de la discretización de la cuenca 496
Gráfico 10.31 Análisis del Peligro Estático para escenarios dependientes de la discretización de la cuenca 497
Gráfico 10.32 Análisis del Peligro Dinámico para escenarios dependientes de la discretización de la cuenca 497
Gráfico 10.33 Relación profundidad- área de para escenarios dependientes de la discretización de la cuenca 498
Gráfico 10.34 Relación descarga especifica - área de para escenarios dependientes de la discretización de la cuenca 498
Gráfico 10.35 Análisis estático del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes de la discretización de la cuenca 499
Gráfico 10.36 Análisis estático del riesgo para la zona de Vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes de la discretización de la cuenca 499

Gráfico 10.37 Análisis estático del riesgo para la zona de Comercio Industrial especializado de los escenarios dependientes de la discretización de la cuenca. 500
Gráfico 10.38 Análisis dinámico del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes de la discretización de la cuenca 500
Gráfico 10.39 Análisis dinámico del riesgo para la zona de vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes de la discretización de la cuenca 501
Gráfico 10.40 Análisis dinámico del riesgo para la zona de comercio industrial especializado de los escenarios dependientes de la discretización de la cuenca 501
Gráfico 10.41 Áreas de inundación para escenarios dependientes del tiempo de concentración 502
Gráfico 10.42 Análisis de la vulnerabilidad para escenarios dependientes del Tiempo de concentración 502
Gráfico 10.43 Análisis del Peligro Estático para escenarios dependientes del Tiempo de concentración 503
Gráfico 10.44 Análisis del Peligro Dinámico para escenarios dependientes del Tiempo de concentración 503
Gráfico 10.45 Relación profundidad- área de para escenarios dependientes del Tiempo de concentración 504
Gráfico 10.46 Relación descarga especifica - área de para escenarios dependientes del Tiempo de concentración 504
Gráfico 10.47 Análisis estático del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del Tiempo de concentración 505
Gráfico 10.48 Análisis estático del riesgo para la zona de Vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes del Tiempo de concentración ... 505
Gráfico 10.49 Análisis estático del riesgo para la zona de Comercio Industrial especializado de los escenarios dependientes del Tiempo de concentración 506
Gráfico 10.50 Análisis dinámico del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del Tiempo de concentración .. 506
Gráfico 10.51 Análisis dinámico del riesgo para la zona de vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes del Tiempo de concentración 507

Gráfico 10.52 Análisis dinámico del riesgo para la zona de comercio industrial especializado de los escenarios dependientes del Tiempo de concentración 507
Gráfico 10.53 Áreas de inundación para escenarios dependientes de la magnitud de la avenida..... 508
Gráfico 10.54 Análisis de la vulnerabilidad para escenarios dependientes de la Magnitud de la avenida 508
Gráfico 10.55 Análisis del Peligro Estático para escenarios dependientes de la Magnitud de la avenida 509
Gráfico 10.56 Análisis del Peligro Dinámico para escenarios dependientes de la Magnitud de la avenida 509
Gráfico 10.57 Relación profundidad- área de para escenarios dependientes de la Magnitud de la avenida 510
Gráfico 10.58 Relación descarga especifica - área de para escenarios dependientes de la Magnitud de la avenida 510
Gráfico 10.59 Análisis estático del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes de la Magnitud de la avenida 511
Gráfico 10.60 Análisis estático del riesgo para la zona de Vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes de la Magnitud de la avenida... 511
Gráfico 10.61 Análisis estático del riesgo para la zona de Comercio Industrial especializado de los escenarios dependientes de la Magnitud de la avenida..... 512
Gráfico 10.62 Análisis dinámico del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes de la Magnitud de la avenida .. 512
Gráfico 10.63 Análisis dinámico del riesgo para la zona de vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes de la Magnitud de la avenida 513
Gráfico 10.64 Análisis dinámico del riesgo para la zona de comercio industrial especializado de los escenarios dependientes de la Magnitud de la avenida..... 513
Gráfico 10.65 Áreas de inundación para escenarios dependientes del periodo de retorno. 514
Gráfico 10.66 Análisis de la vulnerabilidad para escenarios dependientes del Periodo de Retorno..... 514
Gráfico 10.67 Análisis del Peligro Estático para escenarios dependientes del Periodo de Retorno..... 515
Gráfico 10.68 Análisis del Peligro Dinámico para escenarios dependientes del Periodo de Retorno..... 515

Gráfico 10.69 Relación profundidad- área de para escenarios dependientes del Periodo de Retorno 516
Gráfico 10.70 Relación descarga especifica - área de para escenarios dependientes del Periodo de Retorno 516
Gráfico 10.71 Análisis estático del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del Periodo de Retorno 517
Gráfico 10.72 Análisis estático del riesgo para la zona de Vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes del Periodo de Retorno 517
Gráfico 10.73 Análisis estático del riesgo para la zona de Comercio Industrial especializado de los escenarios dependientes del Periodo de Retorno 518
Gráfico 10.74 Análisis dinámico del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del Periodo de Retorno 518
Gráfico 10.75 Análisis dinámico del riesgo para la zona de vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes del Periodo de Retorno 519
Gráfico 10.76 Análisis dinámico del riesgo para la zona de comercio industrial especializado de los escenarios dependientes del Periodo de Retorno 519
Gráfico 10.77 Áreas de inundación para escenarios dependientes del análisis de frecuencia. 520
Gráfico 10.78 Análisis de la vulnerabilidad para escenarios dependientes del análisis de frecuencia 521
Gráfico 10.79 Análisis del Peligro Estático para escenarios dependientes del análisis de frecuencia 521
Gráfico 10.80 Análisis del Peligro Dinámico para escenarios dependientes del análisis de frecuencia 521
Gráfico 10.81 Relación profundidad- área de para escenarios dependientes del análisis de frecuencia 522
Gráfico 10.82 Relación descarga especifica - área de para escenarios dependientes del análisis de frecuencia 522
Gráfico 10.83 Análisis estático del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del análisis de frecuencia 523
Gráfico 10.84 Análisis estático del riesgo para la zona de Vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes del análisis de frecuencia 523
Gráfico 10.85 Análisis estático del riesgo para la zona de Comercio Industrial especializado de los escenarios dependientes del análisis de frecuencia 524

Gráfico 10.86 Análisis dinámico del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes análisis de frecuencia 524
Gráfico 10.87 Análisis dinámico del riesgo para la zona de vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes análisis de frecuencia 525
Gráfico 10.88 Análisis dinámico del riesgo para la zona de comercio industrial especializado de los escenarios análisis de frecuencia 525
Gráfico 10.89 Áreas de inundación para escenarios dependientes del coeficiente de rugosidad de Manning 526
Gráfico 10.90 Análisis de la vulnerabilidad para escenarios dependientes del Coeficiente de rugosidad de Manning..... 527
Gráfico 10.91 Análisis del Peligro Estático para escenarios dependientes del Coeficiente de rugosidad de Manning..... 527
Gráfico 10.92 Análisis del Peligro Dinámico para escenarios dependientes del Coeficiente de rugosidad de Manning..... 527
Gráfico 10.93 Relación profundidad- área de para escenarios dependientes del Coeficiente de rugosidad de Manning..... 528
Gráfico 10.94 Relación descarga especifica - área de para escenarios dependientes del Coeficiente de rugosidad de Manning 528
Gráfico 10.95 Análisis estático del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del Coeficiente de rugosidad de Manning 529
Gráfico 10.96 Análisis estático del riesgo para la zona de Vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes del Coeficiente de rugosidad de Manning 529
Gráfico 10.97 Análisis estático del riesgo para la zona de Comercio Industrial especializado de los escenarios dependientes del Coeficiente de rugosidad de Manning..... 530
Gráfico 10.98 Análisis dinámico del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del Coeficiente de rugosidad de Manning 530
Gráfico 10.99 Análisis dinámico del riesgo para la zona de vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes del Coeficiente de rugosidad de Manning..... 531
Gráfico 10.100 Análisis dinámico del riesgo para la zona de comercio industrial especializado de los escenarios del Coeficiente de rugosidad de Manning 531

RESUMEN EJECUTIVO

La cuenca del río Chili, a través de los años, ha sido uno de los principales pilares del desarrollo de la ciudad de Arequipa.

Junto con los beneficios del aprovechamiento de los recursos hídricos de la cuenca, la ciudad de Arequipa también ha adoptado los problemas asociados a la falta de información de los fenómenos que ocurren en la cuenca tales como inundaciones y sequías.

La presente tesis tiene como objetivo realizar un análisis del riesgo de inundación del río Chili para distintos escenarios de ocurrencia mediante la determinación de mapas de inundación. Esto constituye una medida no estructural para controlar las inundaciones de la cuenca y puede ser tomado como referencia para la planificación urbana y el diseño de estructuras hidráulicas futuras en el cauce del río.

Para ello, se realizó una simulación hidrológica de la cuenca y sus principales afluentes para determinar los hidrogramas de avenida de los escenarios de mayor probabilidad de ocurrencia.

Posteriormente, se realizó una simulación hidráulica del tránsito de los hidrogramas por el cauce del río Chili para determinar la elevación del flujo y los mapas de inundación para cada escenario planteado.

Finalmente, se realizó la evaluación del riesgo de inundación mediante el análisis de sus dos componentes principales. Se obtuvieron los mapas de vulnerabilidad y peligro y se utilizó criterios internacionales para determinar el nivel de riesgo asociado a cada escenario.

ABSTRACT

Since the beginning of the Arequipa city, the Chili basin has been one of the main foundations of its development.

However, benefits of the hydric resources do not come alone. The Arequipa city has also adopted the problems associated to the lack of basin's phenomena's control as floods and droughts.

The main objective of this study consists of developing a flooding risk analysis for the Chili River considering various scenarios by developing floodplain maps. This is considered as a non-structural tool for the catchment's risk management and it is useful for the urban planning programs and projection of future hydraulic structures along the river mainstream.

A hydrologic simulation has been developed to get the flood hydrograph for each scenario.

After that, a hydraulic simulation of the flood routing along the mainstream was developed to obtain the water surface elevation and the required floodplain maps for each scenario.

Finally, the flood risk was evaluated by the analysis of the two main components of it. Vulnerability and hazard maps were obtained following an international criteria for classification of the risk level.

ANÁLISIS DEL RIESGO DE INUNDACIÓN DE LA CUENCA DEL RIO CHILI EN EL TRAMO DE CHILINA A UCHUMAYO – AREQUIPA

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

Desde el nacimiento de la ciudad de Arequipa, el río Chili ha jugado un rol muy protagónico en su desarrollo. Sin lugar a dudas, El río Chili se ha convertido en un importante componente del sistema hídrico de la región, siendo la principal fuente de abastecimiento de agua para las actividades económicas que han empujado a la ciudad, a ser la segunda en importancia a nivel nacional. Por ello, el estudio de su comportamiento es necesario para una acertada gestión del recurso hídrico.

Al igual que en cualquier sistema hídrico, en la cuenca del río Chili ocurren eventos meteorológicos extremos que ocasionan grandes inundaciones y sequías en la región, afectando directamente a los pobladores que en ella habitan y laboran. Sin embargo, los esfuerzos de

la población y las autoridades han conseguido controlar los recursos hídricos de la cuenca, en gran medida, mediante la construcción del sistema de represas Chili, obras de encauzamiento y defensas ribereñas a lo largo de los aproximadamente 90 km de extensión del río Chili.

La gestión de los recursos hídricos de una cuenca comprende también la gestión del riesgo que estos pueden ocasionar a la población. La gestión del riesgo se compone del análisis del peligro, su probabilidad de ocurrencia y las consecuencias que esta puede ocasionar a la población. A partir de ello, se deciden las medidas a tomar, estructurales y/o no estructurales, para la reducción del riesgo.

La presente tesis, tiene como finalidad realizar un análisis del riesgo de inundación del río Chili contemplando diferentes escenarios de ocurrencia y estacionalidad, generados por la complejidad del comportamiento y disponibilidad de datos de la cuenca. Todo ello, basándose en el modelamiento hidrológico e hidráulico computacional para contribuir con la prevención de desastres, planificación urbana y diseño futuro de obras de infraestructura hidráulica o protección de riberas.

El modelo hidrológico desarrollado contempla la obtención de los hidrogramas necesarios de cada uno de los escenarios planteados para el modelamiento hidráulico a partir de datos de precipitaciones y procedimientos de transformación lluvia-escorrentía.

Por otro lado, el modelo hidráulico permite obtener las zonas de inundación y los parámetros hidráulicos necesarios para el análisis del riesgo a partir de la simulación unidimensional del tránsito de avenidas en el río Chili.

Finalmente, el análisis del riesgo proporciona la tolerabilidad o aceptación del mismo y su variabilidad con respecto a los escenarios propuestos como resultado de la presente tesis.

1.1. Descripción del problema

La ciudad de Arequipa, ubicada en el sur del territorio Peruano, tiene al río Chili como uno de los ejes urbanos más importantes de su desarrollo. Desde la época del Virreinato, la población Arequipeña ha poblado las riberas del cauce y sus alrededores, y como consecuencia de ello se ha expuesto al riesgo de ser afectada por los fenómenos que ocurran en él.



Figura 1.1. Mapa de Arequipa del año 1835 tomada de LA CIUDAD Y EL RÍO: AREQUIPA EN EL S. XIX-XX. de Sitio web: http://moleskinearquitectonico.blogspot.pe

El estudio del comportamiento del río Chili involucra principalmente dos enfoques; el primero trata de analizar que tanto se pueda ver afectada la población ante un evento extraordinario y el segundo enfoque propone un análisis de la importancia de los parámetros hidrológicos en la determinación de las planicies de inundación a modo de proporcionar un sustento objetivo para el criterio de diseño a ser escogido en los futuros proyectos de infraestructura hidráulica o de protección de riberas en el río Chili.

Atendiendo el primer enfoque surge la primera problemática de la presente tesis. Según compendios estadísticos de desastres naturales elaborados por el Instituto de Defensa Civil (INDECI) en los últimos 20 años en Arequipa se han presentado 212 emergencias por inundaciones y

776 por eventos de precipitaciones intensas representando juntas el 34.4% de las emergencias ocurridas.[1]



Figura 1.2. Desborde del Río Chili 1989 tomada de Febrero Loco: Catástrofes por efecto de las lluvias. Diario CORREO

El 12 de Febrero del 2012 el río Chili rebasó su cauce en zonas rurales como Uchumayo y Tiabaya y estuvo cerca de rebasar su máximo nivel en la zona urbana, poniendo en riesgo de colapso a los puentes San Martín y Tingo.[2]

[1] Instituto Nacional de Defensa Civil. (2007). *Compendio Estadístico de Prevención y Atención de Desastres 2006*. Lima: INDECI.
[2] Alemán, N. (2013). *Febrero Loco: Catástrofes por efecto de las lluvias*. Diario CORREO.



Figura 1.3. Puente Bajo Grau Febrero 2012 tomada de Río Chili amenaza con desbordarse y cierran puentes como prevención, Diario La Republica.

Las inundaciones por desbordamiento del río Chili, especialmente en sus sectores no regulados, tienen el potencial de generar pérdidas económicas y personales a los pobladores que habitan o desarrollan actividades económicas en sus alrededores, en su gran mayoría de producción agrícola. Por ello, los principales actores en la gestión del recurso hídrico del río Chili deben tomar medidas que mitiguen y/o controlen el riesgo de inundación al que se expone la población.

Sin embargo, el riesgo de inundación no puede ser eliminado totalmente, y en muchas ocasiones el costo de las medidas de control es tan elevado que la sociedad no lo puede asumir y se ve obligada a tolerar un nivel de riesgo en el cual desarrollarse. Este nivel de riesgo tolerado debe ser lo necesariamente bajo como para evitar sufrir pérdidas significantes, pero esto podría llevar a que el costo de reducirlo no sea

rentable contra las actividades desarrolladas bajo la exposición al peligro de inundación.

A nivel mundial, entidades como "*Federal Emergency Management Agency (FEMA)*" en los Estados Unidos o "*Flood Directive of the European Commision (FDEC)*" en la comunidad Europea han establecido planes de manejo del riesgo de inundación dentro de los que establecen, como medida principal, la actualización de mapas de inundación para diferentes escenarios de ocurrencia que dependen únicamente del periodo de retorno escogido.

De otro lado, y atendiendo el segundo enfoque del estudio del comportamiento del río Chili, surge la segunda problemática de la presente tesis: La escasez de información hidrológica.

Debido a la escasa disponibilidad de datos hidrológicos y geográficos a nivel nacional, es complicado que los modelos hidrológicos de los proyectos relacionados con el comportamiento del río Chili sean completamente representativos de la realidad.

Por lo mencionado, y mientras no se optimice la infraestructura meteorológica nacional, puede ser importante el estudio de la influencia de los parámetros hidrológicos en la determinación de los caudales de

diseño y planicies de inundación con el fin de proporcionar un sustento para el criterio de diseño de proyectos de infraestructura hidráulica o protección de riberas.

Para obtener las planicies de inundación se ha optado por la elaboración de un modelo numérico, en base a datos recopilados y parámetros estimados, que permita simular el comportamiento del río Chili y predecir su comportamiento ante diferentes escenarios verosímiles, es decir, cuya magnitud y ocurrencia sean realmente posibles y que engloben los dos enfoques planteados en el presente capítulo.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Realizar un análisis del riesgo de inundación del río Chili para distintos escenarios de ocurrencia basado en el modelamiento numérico unidimensional para contribuir con la prevención de desastres, planificación urbana y diseño futuro de obras de infraestructura hidráulica o protección de riberas.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Estudiar la disponibilidad de datos existentes y estimar los parámetros necesarios para el análisis hidrológico e hidráulico del comportamiento del río Chili.

- Realizar un modelo hidrológico de la cuenca del río Socabaya que permita obtener los hidrogramas de escorrentía superficial a partir de datos pluviométricos y parámetros estimados.

- Identificar los posibles escenarios de ocurrencia en el río Chili usando el modelo hidrológico planteado.

- Realizar un modelo hidráulico unidimensional que permita simular de manera acertada el comportamiento del río Chili y proporcione los mapas de inundación para los distintos escenarios planteados.

- Evaluar la influencia de los parámetros hidrológicos en la determinación de mapas de inundación.

- Proporcionar un manual de modelamiento hidráulico unidimensional utilizando el software ArcGIS y HEC-RAS.

1.3. Antecedentes investigativos

a. Escenarios de riesgo de desastres por inundaciones y flujos de lodo en la cuenca del Río Chili – Arequipa

Este estudio plantea el establecimiento de un sistema de alerta temprana ante inundaciones o flujo de lodos. A su vez, identifica las características más resaltantes de la cuenca urbana del río Chili que indican la potencialidad de las inundaciones de manera implícita. Describe de manera cualitativa diferentes escenarios que se podrían presentar en el caso que sucediera alguna inundación o flujo de lodos.

Finalmente, proporciona un mapa de peligrosidad de erupción volcánica y de inundaciones por crecida del sector regulado del río Chili.[3]

b. TOMO V: Mapa de peligros y lineamientos para el plan de usos de suelo de la ciudad de Arequipa

Este informe cuenta con dos partes:

[3] INGEMMET. (2011). *Escenarios de riesgo de desastres por inundaciones y flujo de lodo en la cuenca del río chili*. Arequipa.

La primera parte presenta las amenazas identificadas de la ciudad de Arequipa y las plantea como un factor importante a considerar en la planificación urbana.

La segunda parte propone las consideraciones para prevenir los efectos de las amenazas en términos de ocupación del espacio urbano. Propone la construcción de muros de protección en la margen izquierda aguas abajo del puente San Martín. También recomienda la instrumentación de un sistema de control de crecidas de los ríos Chili y Socabaya así como un monitoreo continuo de las presas de Aguada blanca, El Frayle y El Pañe para emitir alarmas en caso de falla estructural de las presas.[4]

c. Sistema de Alerta Temprana ante inundaciones para la población de la cuenca media del río Chili

Este sistema es parte del proyecto "Fortaleciendo Capacidades de Sistemas Sub-nacionales de Gestión del Riesgo y Desarrollando la Resiliencia de Comunidades Vulnerables a Desastres" desarrollado por el Departamento de Ayuda Humanitaria y Protección Civil de la

[4] INDECI-UNSA. (2001). *Mapa de peligros y lineamientos para el plan de usos de suelo de la ciudad de Arequipa.* Lima.

Comisión Europea (ECHO) en convenio con el Centro de Estudios y Prevención de desastres (PREDES).

El sistema de alerta temprana (SAT Chili) es un mecanismo de respuesta ante el escenario de inundación ocasionado por la rotura de alguna de la represa de El Frayle. Consta de 4 etapas que son conocimiento y vigilancia permanente y en tiempo real de los peligros, servicio de seguimiento y alerta, difusión y comunicación y capacidad de respuesta.

Este sistema se basa en la elaboración de un mapa de inundación ante la rotura de la represa el Frayle elaborado por AUTODEMA.[5]

[5] PREDES. (2012). *Cartilla del Sistema de Alerta Temprana ante inundaciones para la población de la cuenca media del río Chili.* Lima: PREDES.

d. Estudio de máximas avenidas en las cuencas de la vertiente del pacífico - cuencas de la costa sur

Este estudio ha sido realizado por la Autoridad Nacional del Agua en el año 2010. Consiste de un estudio hidrológico regional de las cuencas del sur del país en donde se ha analizado la información pluviométrica e hidrométrica disponible para realizar una estimación del caudal máximo de avenidas en las distintas cuencas estudiadas.

Se han determinado hidrogramas para diferentes periodos de retorno a partir de precipitaciones, análisis de frecuencias y métodos de transformación lluvia-escorrentía para las cuencas de los ríos Acarí, Ocoña, Camaná, Quilca-Vitor-Chili, Tambo, Ilo-Moquegua, Locumba, Sama y Caplina.

En el mencionado estudio se concluye que es conveniente instalar estaciones de aforo en las cuencas en mención para poder validar el modelo con información real y calibrar los parámetros de cálculo estimados.[6]

[6] ANA. (2010). *Estudio de máximas avenidas en las cuencas de la vertiente del Pacífico - Cuencas de la costa sur.* Lima.

1.4.Justificación

1.4.1. Relevancia técnica

La presente tesis proporciona una visión más amplia del estudio de inundaciones en el sentido de que se generan diferentes escenarios en base a situaciones hipotéticas, pero realmente probables, que permiten inferir la influencia de las variables causantes de cada escenario en los resultados finales.

Por otro lado, el modelamiento numérico permite comprobar la capacidad hidráulica de la infraestructura presente en el río Chili y sirve como guía para estudios de factibilidad de obras futuras.

La elaboración de un manual de modelamiento hidráulico unidimensional proporciona una fuente de consulta a alumnos y profesionales relacionados con la rama de hidráulica para una mayor aproximación a la realidad mediante modelamiento numérico.

1.4.2. Relevancia Social

La presente tesis proporciona un acercamiento al conocimiento del riesgo de inundación a los pobladores vulnerables a sufrir daños por inundaciones en el río Chili y les permitirá reconsiderar si las actividades

que realizan son realmente rentables en comparación con el peligro al que se exponen. También puede servir como un sustento objetivo y técnico para las autoridades municipales en sus formulaciones de planes de ordenamiento territorial y de prevención y/o mitigación de desastres.

CAPÍTULO 2

2. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

2.1. Ubicación

La cuenca de estudio pertenece a la ciudad de Arequipa, ubicada en el sur del territorio Peruano.

Hidrográficamente forma parte de la unidad hidrográfica 1325, una de las quince que componen la cuenca Quilca – Chili codificada por la Autoridad Nacional del Agua con el número 132. La cuenca Quilca – Chili se ubica entre la Latitud Sur 15º37´50" y 16º47´10" y Longitud Oeste 70º49´15" y 72º26´35" y tiene un área de 13 457.01 Km^2.[7]

[7] ANA. (s.f.). *Autoridad Nacional del Agua.* Obtenido de http://www.ana.gob.pe:8092/media/9906/caracterizacion_del_ambito.pdf



Figura 2.1 Ubicación de cuenca hidrográfica Quilca Chili tomada de la Autoridad Nacional del Agua (ANA)

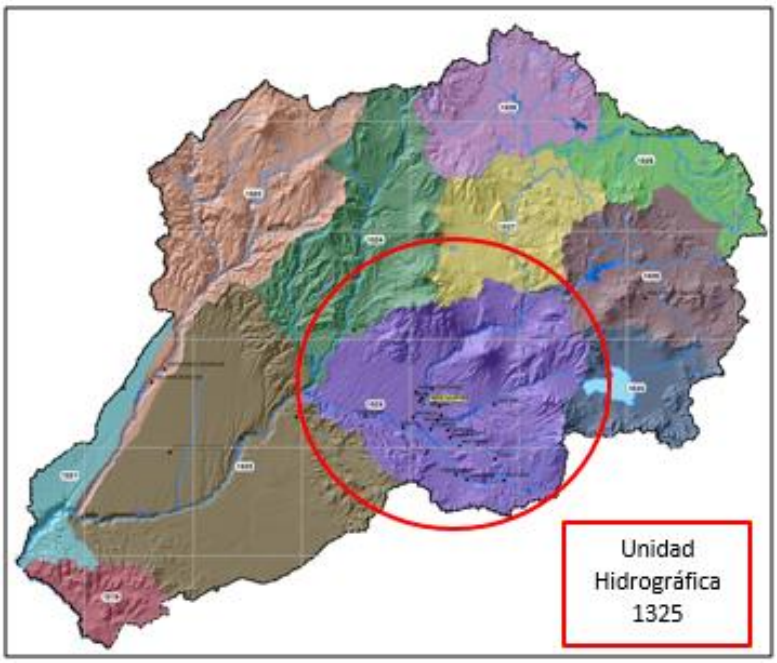


Figura 2.2 Ubicación de unidad hidrográfica 1325 tomada de la Autoridad Nacional del Agua (ANA)

El tramo en estudio atraviesa los distritos de Cayma, Selva Alegre, Cercado, Yanahuara, Sachaca, Hunter, Tiabaya y Uchumayo y su principal afluente es el río Socabaya.

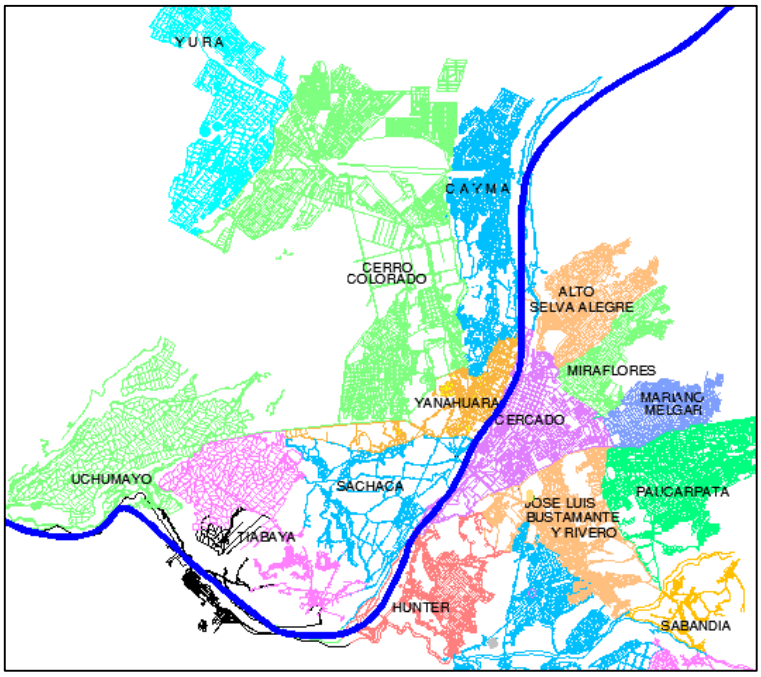


Figura 2.3 Ubicación política del tramo de estudio tomada del Catastro de Arequipa.

Geodésicamente se encuentra ubicado en la zona 19-S del sistema WGS84 entre las siguientes coordenadas UTM:

Punto	Coord. Este	Coord. Norte
Punto Inicio	228998	8190579
Punto Final	214454	8181891

Tabla 2.1. Coordenadas UTM del tramo de estudio

2.2.Hidrografía

El río Quilca – Chili nace en los distritos de San Juan de Tarucani y San Antonio de Chuca. Inicialmente recibe el nombre de río Sumbay hasta la confluencia con el río Blanco, con una longitud de 133.7 km; hasta la confluencia con el rio Yura en Palca, recibe el nombre de rio Chili con una longitud de 88.20 km; hasta la confluencia con el rio Siguas

recibe el nombre de rio Vítor con una longitud de 80.70 km y finalmente, de ésta última confluencia hasta desembocar en el océano Pacífico recibe la denominación de río Quilca con una longitud de 23.50 km.[8]

El tramo en estudio tiene una longitud de 26.8 km y representa el 30% de la extensión total del río Chili.

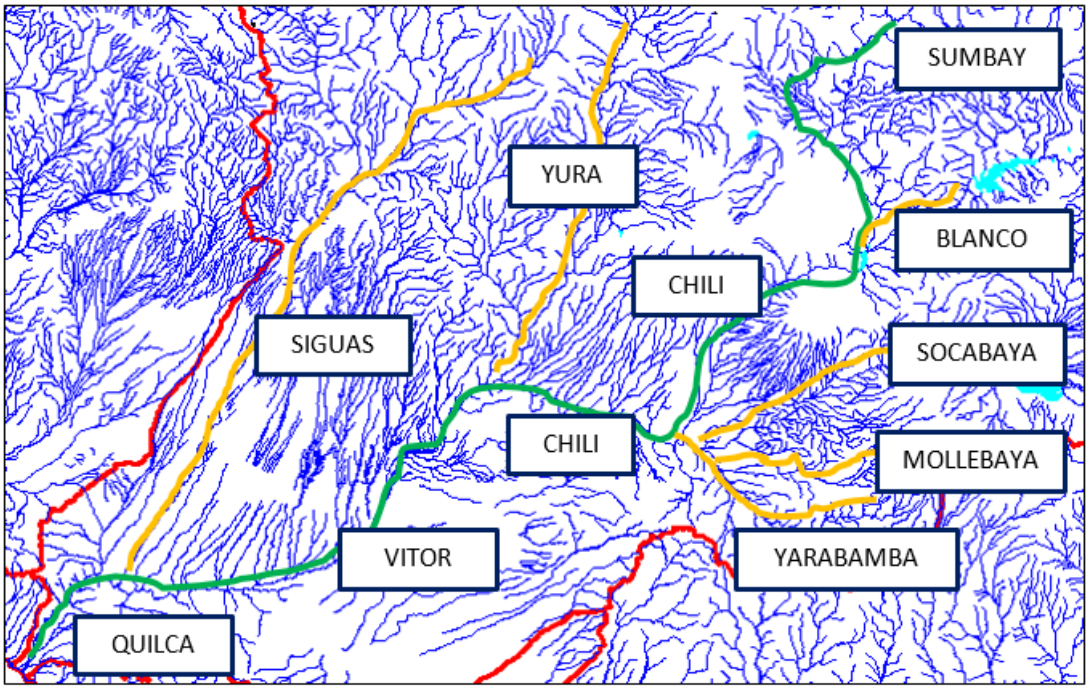


Figura 2.4 Hidrografía de la cuenca Quilca Chili

En cuanto al sistema hídrico, el tramo en estudio es parte del sistema Chili que es gestionado por AUTODEMA y EGASA y está compuesto por las represas de El Pañe, El Frayle, Dique los Españoles, Aguada Blanca, Chalhuanca, Pillones y Bamputañe. El sistema de

[8] ANA. (s.f.). *Autoridad Nacional del Agua.* Obtenido de http://www.ana.gob.pe:8092/media/9906/caracterizacion_del_ambito.pdf

represas del Chili ha controlado los efectos de la cuenca en un 80%. (ANA)

El Embalse Pillones se ubica sobre el rio Pillones en la cuenca del Chalhuanca, logra almacenar 80 MMC que se deriva del rio Sumbay y del rio Colca.

El Embalse Chalhuanca se ubica sobre el rio Chalhuanca, logra almacenar 25 MMC.

El Embalse El Fraile tiene una capacidad máxima de 200 MMC, regula recursos hídricos de la cuenca alta del río Blanco.

El Embalse Aguada Blanca se encuentra ubicada sobre el río Chili aguas abajo de la confluencia de los ríos Blanco y Sumbay. Regula los recursos hídricos no regulados del río Blanco y del rio Sumbay, además de controlar las descargas producidas por el resto del sistema. El embalse tiene un volumen total de 42,2 MMC.

El Embalse El Pañe se ubica sobre el río Negrillo, tributario del río Colca. Regula los recursos hídricos de la laguna Pañe y tiene capacidad útil de 93 MMC y un volumen muerto de 41,3 MMC.

El Embalse Bamputañe se ubica sobre el río Bamputañe, tributario del río Colca. Regula los recursos hídricos del rio Bamputañe y tiene una capacidad útil de 40 MMC y un volumen muerto de 2,3 MMC.

El Embalse Dique de los Españoles, se encuentra ubicado sobre el río Alto Colca. Regula las filtraciones que se producen en la laguna del indio y tiene una capacidad útil de 10,94 MMC.

El canal Pañe - Sumbay tiene como función derivar los recursos hídricos que son regulados por el embalse El Pañe y Bamputañe y recursos hídricos no regulados provenientes de los ríos Blanquillo, Colca y Antasalla. En su tramo final toma el nombre de Canal Zamácola y tiene una longitud de 77,5 km.[9]

[9] ANA. (s.f.). *Autoridad Nacional del Agua.* Obtenido de http://www.ana.gob.pe:8092/media/9906/caracterizacion_del_ambito.pdf

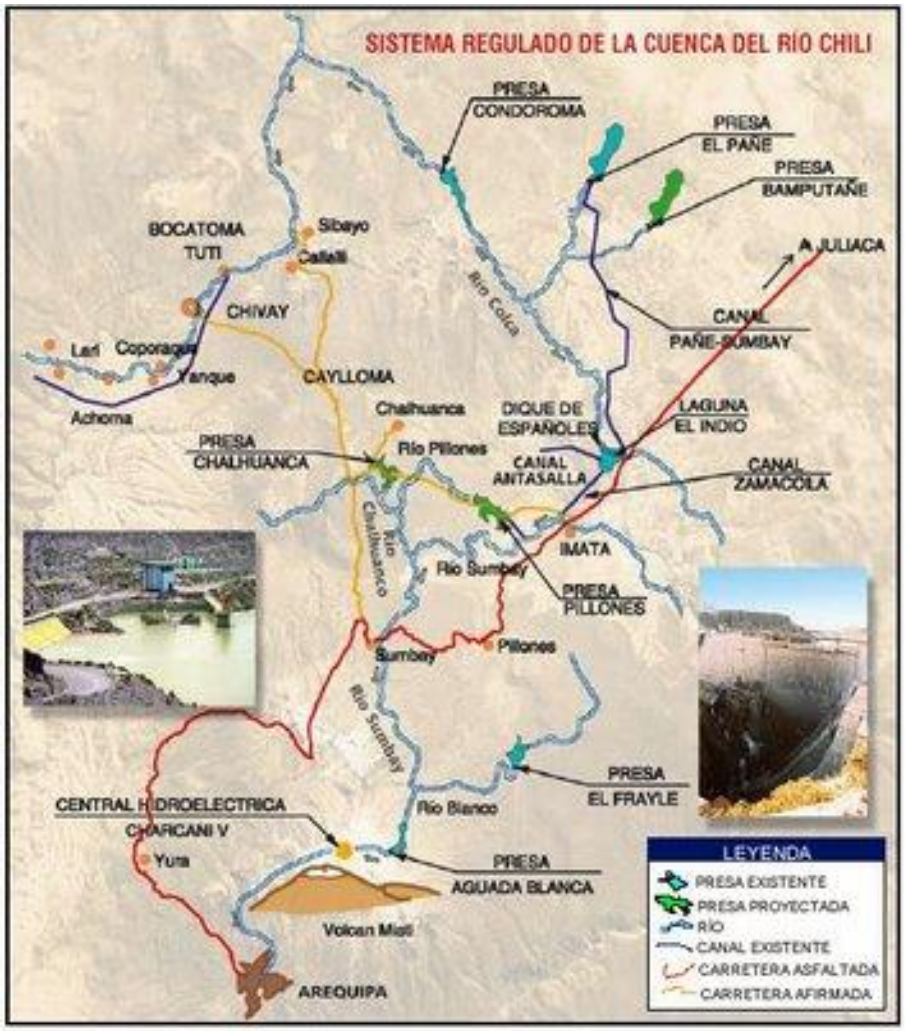


Figura 2.5 Sistema regulado de la cuenca Quilca Chili tomada de REPRESA PILLONES Sitio Web: http://diegomunoz1.blogspot.pe/

2.3.Caracterización de la cuenca

La cuenca en estudio está compuesta por dos sectores, el primero comprendido desde el sector de Chilina hasta la confluencia con el río Socabaya que se denominó como “Sector Aguas Arriba” y el segundo comprendido desde la confluencia con el río Socabaya hasta el Puente Uchumayo que se denominó como “Sector Aguas Abajo”. El motivo para discretizar la zona de estudio en dos sectores fue, principalmente, el tipo

de datos disponibles para el análisis hidrológico, ya que el sector aguas arriba se encuentra regulado por la represa Aguada Blanca y monitoreado por la estación hidrométrica de Charcani, mientras que el sector aguas abajo se ve afectado por el ingreso del flujo de la cuenca no aforada del río Socabaya y sus principales afluentes que son el río Yarabamba y Mollebaya.

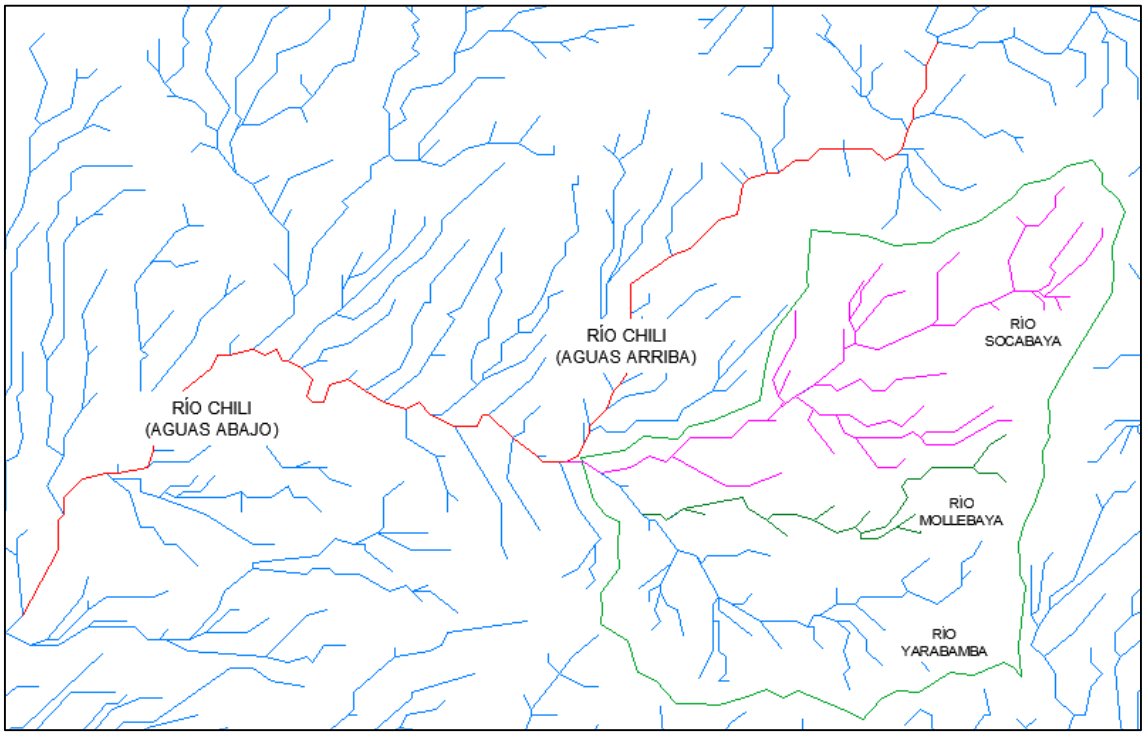


Figura 2.6. Discretización del tramo de estudio

Para la generación del hidrograma de avenida del sector aguas abajo fue necesaria la delimitación de la cuenca Socabaya, la misma que se muestra en Figura 2.6.

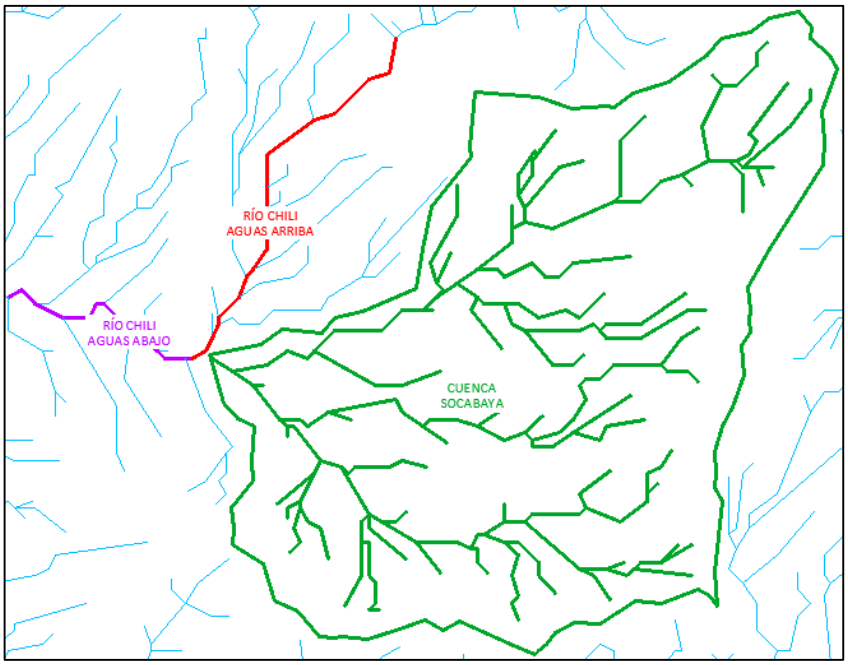


Figura 2.7. Delimitación de la cuenca Socabaya

El área total de la cuenca aportante Socabaya es de 1019.1 km^2.

2.4. Relieve

La cuenca en estudio presenta un relieve de moderada variación con el 31.4% de su superficie ubicada bajo los 3000 msnm, 31 % entre los 3000 msnm y 35000 msnm y el 37.6% restante distribuido hasta los 5500 msnm.

Nº ORDEN	COTA MIN	COTA MAX	Área Parcial (km^2)	Área Acumulada (km^2)	Área restante (km^2)	Porcentaje de área entre C.N.	Porcentaje de área sobre C.N.
1	0	3000	319.64	319.64	1018.85	31.37%	100.00%
2	3000	3500	315.77	635.41	699.21	30.99%	68.63%
3	3500	4000	115.05	750.46	383.44	11.29%	37.63%
4	4000	4500	148.92	899.38	268.39	14.62%	26.34%

Nº ORDEN	COTA MIN	COTA MAX	Área Parcial (km^2)	Área Acumulada (km^2)	Área restante (km^2)	Porcentaje de área entre C.N.	Porcentaje de área sobre C.N.
5	4500	5000	102.91	1002.29	119.48	10.10%	11.73%
6	5000	5500	15.64	1017.92	16.57	1.53%	1.63%
7	5500	5700	0.93	1018.85	0.93	0.09%	0.09%
			1018.85			100%	

Tabla 2.2. Análisis de altitudes de la cuenca

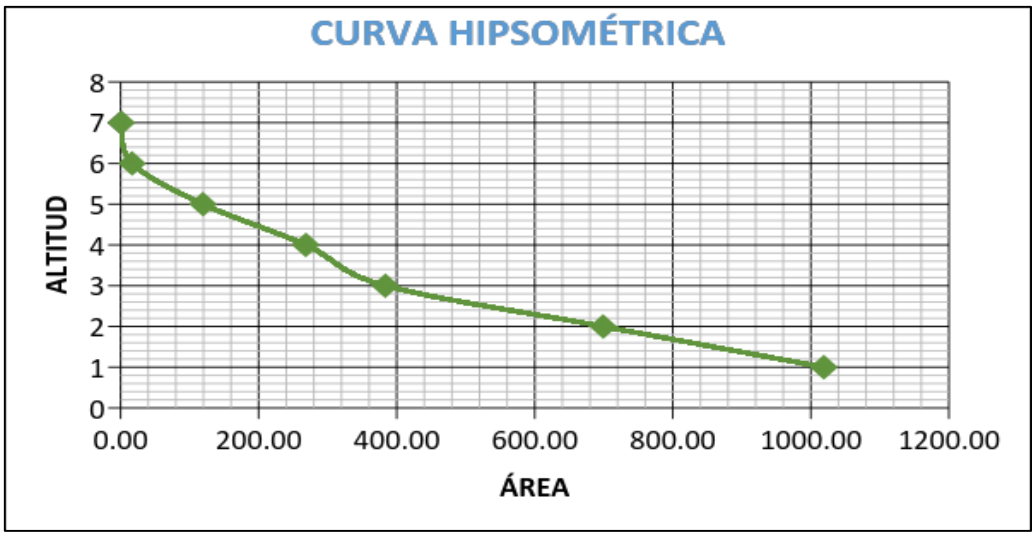


Gráfico 2. 1 Curva Hipsométrica de la cuenca

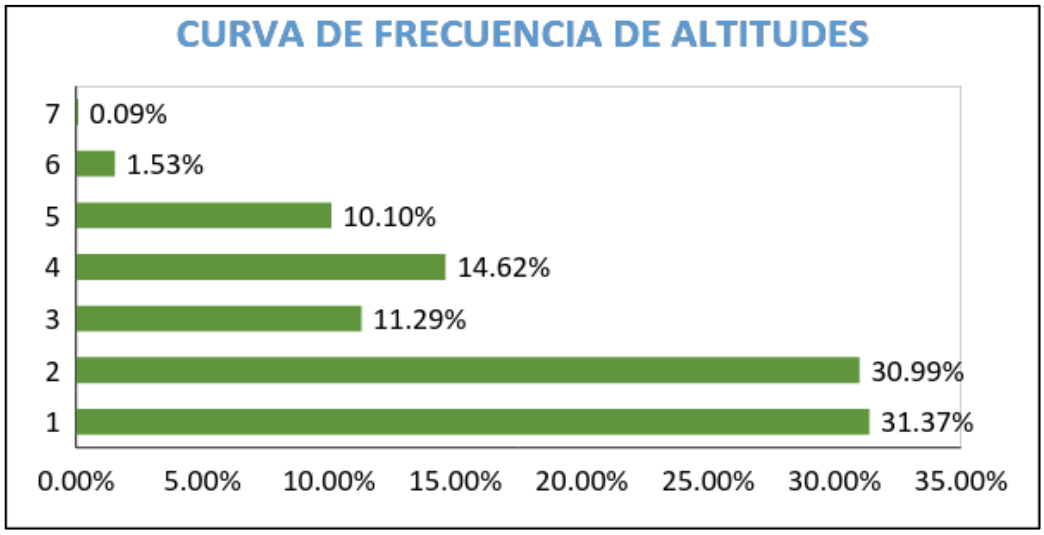


Gráfico 2. 2 Curva de frecuencia de altitudes de la cuenca

2.5. Accesibilidad

El acceso a la zona de estudio depende de la configuración topográfica del río, edificaciones colindantes y disposición de pobladores a colaborar con estudios de este tipo. A continuación se describen de manera simplificada los accesos utilizados para la recolección de datos.

TRAMO	MARGEN DE ACCESO
CHILINA-MAGNOPATA	Margen izquierda, por debajo de puente Chilina y terrenos de cultivo aledaños.
PUENTE GRAU- VALLECITO	Margen izquierda, por avenida la Marina.
SACHACA-TINGO	Margen derecha, por puente de variante de Uchumayo y terrenos de cultivo aledaños.
ARANCOTA	Margen derecho, por terrenos de cultivo aledaños.
TIABAYA	Margen derecho, por terrenos de cultivo aledaños.
CONGATA	Margen izquierdo, por pueblo de Congata.
UCHUMAYO	Ambos, por vía hacia el Huayco y cantera La Poderosa.

Tabla 2.3. Accesibilidad a la zona de estudio

CAPÍTULO 3

3. MARCO TEÓRICO

3.1. Aspectos generales

3.1.1. Inundación

Es la ocupación por parte del agua de zonas que habitualmente están libres de ésta, bien por desbordamiento de ríos, por subida de las mareas por encima del nivel habitual por avalanchas causadas por tsunamis.[10]

3.1.2. Inundaciones fluviales

Son el tipo de inundaciones causadas por el desbordamiento de los ríos y los arroyos, es atribuida al aumento brusco del volumen de agua más allá de lo que un lecho o cauce es capaz de transportar sin desbordarse, durante lo que se denomina como crecida. (Consecuencia de exceso de lluvias).

[10] COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. (2009). *GLOSARIO*. 20 ABRIL 2016, de Comisión Nacional del Agua de México Sitio web: ttp://www.gob.mx/conagua#documentos

3.2. Conceptos generales de riesgo

3.2.1. Evento extremo

Es un fenómeno raro dentro de su distribución estadística de referencia en un lugar determinado.[11]

Un evento extremo ocurre si una variable aleatoria X es mayor o igual que un cierto nivel x_T.[12]

3.2.2. Intervalo de recurrencia

Es el tiempo entre ocurrencias de un evento extremo. [13]

3.2.3. Periodo de retorno

Es el promedio de intervalos de recurrencia entre eventos extremos. Está relacionado con la probabilidad de ocurrencia del evento extremo de la siguiente forma. Para cada observación existen dos resultados posibles: ya sea "éxito" $X \geq xT$ (probabilidad p) o "falla" $X < xT$ (probabilidad 1-p). Debido a que las observaciones son

[11] IPCC. (2001). *Intergovernmental Panel on Climate Change.* 25 abril del 2016, de IPCC Sitio web: https://www.ipcc.ch/pdf/glossary/tar-ipcc-terms-sp.pdf.

[12], [13] Chow, V. T., Maidment, D., & Mays, L. (1994). *Capítulo 12: Análisis de Frecuencia.* En Hidrología Aplicada (p.391). Colombia: Mc Graw Hill

independientes, la probabilidad de un intervalo de recurrencia de duración τ es el producto de las probabilidades de τ -1 fallas seguidas por un éxito, es decir, $(1-p)^{\tau-1} * p$ y el valor esperado para τ está dado por:

$$E(\tau) = \sum_{\tau=1}^{\infty} \tau * (1-p)^{\tau-1} * p$$

La ecuación anterior puede reescribirse como:

$$E(\tau) = \frac{p}{[1-(1-p)]^2} = \frac{1}{p}$$

Luego: $E(\tau) = T = \frac{1}{p}$ es decir, la probabilidad de ocurrencia de un evento en cualquier observación es el inverso de su periodo de retorno:[14]

$$P(X \geq xT) = \frac{1}{T}$$

[14] Chow, V. T., Maidment, D., & Mays, L. (1994). *Capitulo 12: Análisis de Frecuencia*. En Hidrología Aplicada(pp.391-393). Colombia: Mc Graw Hill

3.2.4. Peligro o amenaza

Es la probabilidad de ocurrencia de un evento extremo potencialmente dañino, caracterizado por una cierta intensidad, dentro de un periodo dado y en un área determinada.[15]

3.2.5. Vulnerabilidad

Es la susceptibilidad de una unidad social, estructura física o actividad económica que la sustentan, de sufrir daños por acción de un peligro o amenaza. La vulnerabilidad es resultado de los propios procesos de desarrollo no sostenible.

La vulnerabilidad se fundamenta en tres factores:[16]

- Grado de exposición:

Se refiere a la proximidad de la ubicación física con respecto al área de influencia de la amenaza.

[15] INETER y COSUDE. (2005). INUNDACIONES FLUVIALES, *Mapa de Amenazas: Recomendaciones técnicas para su elaboración.* 25 abril del 2016, de INETER y COSUDE Sitio web: webserver2.ineter.gob.ni

[16] Velásquez, T. (2006). *Guía Metodológica para Proyectos de Protección y/o Control de Inundaciones en Áreas Agrícolas o Úrbanas.* Lima: MEF.

- Fragilidad:

Nivel de resistencia y protección frente al impacto de una amenaza.

- Resiliencia:

Nivel de asimilación o capacidad de recuperación que puede tener la unidad social frente al impacto de una amenaza.

3.2.6. Riesgo

Es la probabilidad de ocurrencia de una pérdida económica, social, o ambiental en tiempo y espacio determinados a causa de una amenaza. El entendimiento de la probabilidad de ocurrencia y las consecuencias, explica el riesgo como un concepto dinámico, dado que los factores que lo integran varían con el tiempo.[17]

$$Riesgo = Vulnerabilidad * Amenaza$$

Para la determinación del riesgo asociado a la probabilidad de ocurrencia se debe seguir el siguiente análisis:[18]

[17] Departamento de Transportes del condado de Boulder, USA. (2002). Obtenido de Boulder Country Web Site: http://www.bouldercounty.org/doc/transportation/floodprotectespanol.pdf

[18] Chow, V. T., Maidment, D., & Mays, L. (1994). *Capitulo 12: Análisis de Frecuencia*. En Hidrología Aplicada(pp.393,394). Colombia: Mc Graw Hill

- La probabilidad de que el evento de T años de periodo de retorno no ocurra en N años será:

$$P(X < x_T \; cada \; año \; durante \; N \; años) = (1 - p)^N$$

- La probabilidad de que ocurra al menos una vez en N años, es decir, el riesgo será:

$$Riesgo = P(X \geq x_T \; al \; menos \; una \; vez \; en \; N \; años) = 1 - (1 - p)^N$$

- Como $p = \frac{1}{T}$,

$$Riesgo = P(X \geq x_T \; al \; menos \; una \; vez \; en \; N \; años) = 1 - (1 - \frac{1}{T})^N$$

3.2.7. Escenario de riesgo

Un escenario es una visión anticipada de lo que podría suceder si llegara a presentarse o a hacerse real una amenaza sobre un sistema vulnerable; dicho de otra manera, es el espacio y tiempo en donde los componentes del riesgo confluyen.[19]

[19] CISP. (2006). *La Gestión del Riesgo en los procesos de Planificación Territorial.*

La determinación de los escenarios en sistemas hidrológicos depende de la frecuencia de ocurrencia de eventos extremos.[20] (Chow, Maidment, & Mays, 1994)

De la expresión obtenida para el riesgo se puede despejar el periodo de retorno,

$$T = \frac{1}{1 - \sqrt[N]{1 - R}}$$

Como se puede observar en la ecuación, el periodo de retorno depende de dos variables, el riesgo asumido R y el tiempo N en que se desea asumir el mencionado riesgo.

3.2.8. Análisis del riesgo

Es el conjunto de acciones y procedimientos que se realizan a fin de levantar la información sobre la identificación de los peligros, el análisis de las condiciones de vulnerabilidad y cálculo del riesgo con la finalidad de recomendar las medidas de prevención específica, preparación a la sociedad y respuesta ante la emergencia.[21]

[20] Chow, V. T., Maidment, D., & Mays, L. (1994). *Capitulo 12: Análisis de Frecuencia*. En Hidrología Aplicada(p.391). Colombia: Mc Graw Hill

[21] INDECI. (2006).*Manual básico para la estimación del Riesgo.*Lima

3.2.9. Medidas de prevención de inundaciones

Es el establecimiento de sistemas de defensa frente a inundaciones para reducir el riesgo, pueden ser medidas estructurales o no estructurales.[22] La decisión por el tipo de medida estructural depende de la capacidad de la comunidad para afrontar dicha inversión. En cambio las medidas no estructurales son más viables y deben ser adoptadas sin importar si las medidas estructurales se llevaron a cabo o no, ya que en el caso de que el evento de diseño de las medidas estructurales sea superado, las medidas estructurales mejoran la eficiencia en la prevención de pérdidas humanas. Sin embargo, en términos de pérdidas económicas, las medidas no estructurales no parecen aportar de gran manera en la eficiencia del sistema si se trata de eventos de baja probabilidad de ocurrencia.[23]

3.2.10. Tolerabilidad del riesgo

Es el grado de aceptación del riesgo por parte de la comunidad vulnerable.

[22] INDECI. (2014). *Manual para la Evaluación de Riesgos originados por Inundaciones Fluviales.* Lima.

[23] Escuder, I., Matheu, E., & Castillo, J. (2010). *Análisis y evaluación de riesgos de inundación. Jornada CICCPV,* (pp. 8-10). Valencia.

En general, se pueden definir tres rangos generales de tolerabilidad. La primera región es la región de no aceptación, donde el riesgo existente solo puede ser justificado en circunstancias extraordinarias. La segunda región es el rango de tolerabilidad, donde el riesgo se encuentra bajo el límite de tolerabilidad. En esta región el riesgo debe ser analizado ya que solo es aceptado por la sociedad si cumple el principio ALARP (tan bajo como sea razonablemente posible). Por lo tanto, el riesgo solo es tolerable si su reducción es impracticable o si los costos de su reducción son desproporcionados. Por último, la región de amplia aceptación comprende el riesgo que puede ser considerado insignificante, ya que puede ser controlado adecuadamente.[24]

3.3. Aspectos hidrológicos

3.3.1. Escala de la cuenca

La distribución de precipitación varía tanto en espacio como tiempo. En ingeniería hidrológica puede asumirse que alguna de estas variables se mantenga constante en el tiempo a fin de simplificar el modelo.

[24] Escuder, I., Matheu, E., & Castillo, J. (2010). *Análisis y evaluación de riesgos de inundación*. *Jornada CICCPV*, (p.12). Valencia.

Se consideran cuencas pequeñas aquellas en donde la escorrentía puede modelarse asumiendo lluvia constante en tiempo y espacio, cuencas medianas son aquellas donde la escorrentía se modela asumiendo lluvia constante en espacio pero variable en tiempo y cuencas grandes son aquellas donde la escorrentía puede ser modelada asumiendo lluvia variable tanto en espacio como tiempo.

	Variable	
	Tiempo	Espacio
Pequeña	Constante	Constante
Mediana	Variable	Constante
Grande	Variable	Variable

Tabla 3. 1. Importancia de variables de tiempo y espacio según escala de cuencas adaptada de Engineering Hydrology, Principles and Practices. Ponce, V. (1989)

En la práctica, el método más usado para hidrología de cuencas pequeñas es el método racional; el método del hidrograma unitario es de uso común en cuencas medianas y para cuencas grandes se usan los métodos de transito de avenidas. [25]

[25] Ponce, V. M. (1989). *Introduction.*. En Engineering Hydrology, Principles and Practices(p.7).Prentice Hall.

		ESCALA DE LA CUENCA		
		PEQUEÑA	MEDIANA	GRANDE
MÉTODOS DE MODELAMIENTO	MÉTODO RACIONAL	Usualmente	No aplicable	No aplicable
	HIDROGRAMA UNITARIO	No aplicable	Usualmente	Ciertos casos
	METODOLOGÍAS DE TRÁNSITO	Ciertos casos	Ciertos casos	Usualmente

Tabla 3. 2. Método de modelamiento según escala de la cuenca adaptada de Engineering Hydrology, Principles and Practices. Ponce, V. (1989)

Los límites que definen la escala de la cuenca y por consiguiente el método más adecuado para su modelamiento pueden ser aceptados como sigue:[26]

- Cuencas pequeñas: $A < 12.5 km^2$.
- Cuencas medianas: $12.5\ km^2 \leq A < 250\ km^2$.
- Cuencas grandes: $A \geq 250\ km^2$. (Ponce, 1989)

3.3.2. Distribución temporal de la lluvia

Describe la variación de la altura de lluvia con respecto a la duración de la misma, puede ser expresada de manera discreta o continua.

[26] Ponce, V. M. (1989). *Introduction*. En Engineering Hydrology, Principles and Practices(p.8).Prentice Hall.

La forma discreta es mediante hietogramas mientas que la forma continua es mediante una función de distribución que describe la acumulación de la lluvia.[27]

3.3.3. Escurrimiento superficial

Es el tipo de escurrimiento que llega más rápido hasta la salida de la cuenca por la acción de fuerzas gravitacionales[28] por lo que está relacionado directamente con una tormenta particular y se dice que proviene de la precipitación en exceso o efectiva y que constituye el escurrimiento directo ya que tiene la capacidad de producir largas concentraciones de flujo en un periodo de tiempo relativamente corto. Por ello, es la responsable principal de inundaciones.[29]

[27] Ponce, V. M. (1989). *Basic Hydrologic Principles*. En Engineering Hydrology, Principles and Practices(pp.14,15).Prentice Hall.
[28] Ponce, V. M. (1989). *Basic Hydrologic Principles*. En Engineering Hydrology, Principles and Practices(pp.10).Prentice Hall.
[29] Aparicio Mijares, F. J. (1992).*Escurrimiento.* Fundamentos de Hidrología de Superficie.(pp.27,28). Mexico D. F.: LIMUSA.

3.3.4. Humedad antecedente

Es la humedad del suelo con la que se inicia el proceso de escurrimiento, hace variar los niveles de infiltración y por lo tanto los de escorrentía superficial. [30]

3.3.5. Concentración de escorrentía

Implica que el caudal en el colector de la cuenca irá incrementándose gradualmente hasta que la lluvia de toda la cuenca haya tenido tiempo de viajar a la salida y está contribuyendo al flujo en ese punto.

3.3.6. Tiempo de concentración

Es el tiempo que transcurre hasta que la cuenca alcanza el equilibrio. Es complejo de estimar ya que se requiere para cálculos de escorrentía y depende la misma.

3.3.7. Método del número de la curva

Es un procedimiento para determinar las abstracciones hidrológicas desarrollado por el Soil Conservation Service. En este

[30] Ponce, V. M. (1989). *Basic Hydrologic Principles*. En Engineering Hydrology, Principles and Practices(p.65).Prentice Hall.

método, la precipitación efectiva es función de la precipitación total y un parámetro de pérdidas denominado Número de Curva (CN). El Número de la Curva varía de 1 a 100 y es función del tipo de suelo, el uso del suelo, las condiciones de la superficie y la humedad antecedente del suelo.

El método del número de la curva tiene la siguiente ecuación:

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

Que está sujeto a;

$$P \geq 0.2 * S$$

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$

Donde Q es la precipitación efectiva o escorrentía superficial, P es la precipitación total, S es la retención potencial del suelo y CN es el número de la curva.[31]

Para cuencas no aforadas, el número de la curva puede ser estimado de tablas dadas por el SCS para diferentes coberturas de suelo.

[31] Ponce, V. M. (1989). *Hydrology of midsize catchments* En Engineering Hydrology, Principles and Practices(p.156).Prentice Hall.

Para ello es necesario conocer la clasificación del tipo de suelo para el SCS:[32]

- Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.
- Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.
- Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con alto contenido de arcilla.
- Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

3.3.8. Hidrograma unitario

Es un método agregado propuesto por Sherman para el análisis del hidrograma de escorrentía de una cuenca para una determinada tormenta.

[32] Chow, V. T., Maidment, D., & Mays, L. (1994). *Capitulo 5:Agua Superficial*. En Hidrología Aplicada(p.153). Colombia: Mc Graw Hill

El hidrograma unitario es definido como el hidrograma que se produce por una escorrentía uniforme de una unidad de altura sobre toda el área de la cuenca y con una duración especificada de una unidad.[33]

Se basa en la siguiente hipótesis:[34]

- Tiempo base constante. Para cada cuenca dada, la duración total de escurrimiento directo o tiempo base es la misma para todas las tormentas con la misma duración de lluvia efectiva independientemente del volumen total escurrido. Todo hidrograma unitario está ligado a una duración de la lluvia en exceso.
- Linealidad o proporcionalidad. Las ordenadas de todos los hidrogramas de escurrimiento directo con el mismo tiempo base, son directamente proporcionales al volumen total de escurrimiento directo, es decir, al volumen total de lluvia efectiva. Como consecuencia, las ordenadas de dichos hidrogramas son proporcionales entre sí.

[33] Ponce, V. M. (1989). *Hydrology of midsize catchments* En Engineering Hydrology, Principles and Practices(p.167).Prentice Hall.
[34]Ponce, V. M. (1989). *Hydrology of midsize catchments* En Engineering Hydrology, Principles and Practices(p.168).Prentice Hall.

- Superposición de causas y efectos. El hidrograma que resulta de un periodo de lluvia dado puede superponerse a hidrogramas resultantes de periodos lluviosos precedentes

3.3.9. Hidrogramas unitarios sintéticos

Un hidrograma sintético unitario es un hidrograma unitario alternativo que sigue una formulación empírica sin la necesidad del análisis de datos de lluvia-escorrentía.

Los más utilizados son el hidrograma sintético de Snyder y el hidrograma sintético del Soil Conservation Service.

- Hidrograma sintético de Snyder

Es un hidrograma sintético de forma triangular donde el tiempo de retardo es:

$$t_l = C_t * (L * L_c)^{0.3}$$

Donde t_l es el retardo de la cuenca en horas, L es la longitud a lo largo del curso principal de agua desde el colector hasta el parteaguas en kilómetros y L_c es la longitud a lo largo del cauce principal desde el colector hasta el punto dentro del cauce principal más cercano al centroide de la cuenca en kilómetros y C_t es un coeficiente asociado al

almacenamiento de la cuenca que varía de 1.35 a 1.65 con una media de 1.5.

El caudal pico es:

$$Qp = \frac{2.78 * C_p * A}{t_l}$$

Donde Q_p es el caudal pico en metros cúbicos por segundo, C_p es un coeficiente que varía de 0.56 a 0.69 cuyo menor valor corresponde a una mayor capacidad de almacenamiento de la cuenca, A es el área de la cuenca en kilómetros cuadrados y t_l es el tiempo de retardo en horas.

El tiempo pico es:

$$t_p = \frac{12}{11} * t_l$$

Y el tiempo base es:

$$Tb = 72 + 3 * t_l$$

En donde T_b es el tiempo base en horas y t_l es el tiempo de retardo en horas. [35]

[35] Ponce, V. M. (1989). *Hydrology of midsize catchments* En Engineering Hydrology, Principles and Practices(p.175).Prentice Hall.

- Hidrograma sintético del Soil Conservation Service

El hidrograma unitario del Soil Conservation Service contempla la velocidad del escurrimiento de manera indirecta mediante la inclusión del tiempo de concentración.[36]

El tiempo de retardo es calculado como:

$$\frac{t_l}{t_c} = \frac{6}{10}$$

Donde t_l es el tiempo de retardo y t_c es el tiempo de concentración.

El tiempo pico es calculado como:

$$\frac{t_p}{t_r} = 5$$

Y asumiendo lluvia efectiva uniforme se llega a:

$$t_p = 0.5 * t_r + 0.6 * t_c$$

El caudal pico se estima como:

$$Qp = \frac{2.08 * A}{t_p}$$

[36] Ponce, V. M. (1989). *Hydrology of midsize catchments* En Engineering Hydrology, Principles and Practices(pp.179,180).Prentice Hall.

3.3.10. Tránsito de avenidas en cauces

Es la simulación de la variación de un hidrograma al recorrer un cauce.

La solución se da por medio de la ecuación de continuidad y alguna relación entre almacenamiento y gasto de salida

Los métodos existentes para tránsito de avenidas en cauces se pueden dividir en dos tipos, hidráulicos e hidrológicos. Los métodos hidráulicos se basan en la solución de las ecuaciones de conservación de masa y cantidad de movimiento para escurrimiento no permanente:[37]

- Ecuación de conservación de masa:

$$y * \frac{\partial v}{\partial x} + v * \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = \frac{q}{B}$$

- Ecuación de conservación de cantidad de movimiento

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v * \frac{\partial v}{\partial x} + g\frac{\partial y}{\partial x} = g * (S_0 - S_f)$$

Donde:

$y = Tirante$

$v = Velocidad$

[37] Aparicio Mijares, F. J. (1992).*Almacenamiento y tránsito en vasos y cauces.*Fundamentos de Hidrología de Superficie.(pp.102,103). Mexico D. F.: LIMUSA

$q = Gasto$

$B = Ancho\ de\ la\ superficie\ libre$

$S_0 = Pendiente\ de\ Fondo$

$S_f = Pendiente\ de\ fricción$

Donde S_f Se calcula con la fórmula de Manning.

$$S_f = \frac{v^2 * n^2}{R_h^{\frac{4}{3}}}$$

Donde:

$R_h = Radio\ hidráulico$

$n = Coeficiente\ de\ rugosidad$

$x = Coordenada\ espacial$

$t = Tiempo$

Los métodos hidrológicos utilizan simplificaciones de las ecuaciones de conservación de masa y cantidad de movimiento para llegar a soluciones más simples pero menos aproximadas.[38]

3.3.11. Método de Muskingum

Presentado por primera vez en 1938 por Mc Carthy, este método utiliza la ecuación de continuidad en su forma discreta:

[38] Aparicio Mijares, F. J. (1992). *Almacenamiento y tránsito en vasos y cauces.*. Fundamentos de Hidrología de Superficie.(p.103). Mexico D. F.: LIMUSA

$$\frac{I_{i+}I_{i+1}}{2} * \Delta t - \frac{O_{i+}O_{i+1}}{2} * \Delta t = \Delta V$$

Y una relación algebraica entre el almacenamiento en el tramo V y las entradas I y las salidas O de la forma:

$$V = K * O + K * x * (I - O) = K[x * I + (1 - x) * O]$$

Donde K es una constante llamada parámetro de almacenamiento y x es un factor de peso que expresa la influencia relativa de las entradas y las salidas del almacenamiento en el tramo.[39]

La ecuación anterior asume que el almacenamiento en un tramo de rio se puede dividir en dos partes. El primero es un almacenamiento en prisma KO que depende solamente de las salidas y sería el único si el nivel de la superficie del agua fuera paralelo al fondo del rio.

El otro tipo de almacenamiento llamado almacenamiento en cuña se debe al efecto de la pendiente de la superficie libre del agua en el gasto que depende tanto de las entradas como de las salidas y en el método de Muskingum el almacenamiento en cuña se toma como una función lineal de la diferencia de ambas

$$V_c = f(I - O) = K * x * (I - O)$$

[39] Aparicio Mijares, F. J. (1992). *Almacenamiento y tránsito en vasos y cauces.*. Fundamentos de Hidrología de Superficie.(pp.103,104). Mexico D. F.: LIMUSA

Que reemplazando en la ecuación del almacenamiento en el tramo se tiene:

$$\Delta V = V_{i+1} - V_i = K[x * (I_{i+1} - I_i) + (1 - x) * (O_{i+1} - O_I)]$$

Que sustituyendo en la ecuación de continuidad en su forma discreta se tiene:

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} * \Delta t - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} * \Delta t = K[x * (I_{i+1} - I_i) + (1 - x) * (O_{i+1} - O_I)]$$

Despejando O_{i+1}:

$$O_{i+1} = C1 * I_I + C2 * I_{I+1} + C3 * O_I$$

Donde,

$$C1 = \frac{K * x + \frac{\Delta t}{2}}{\alpha};\ C2 = \frac{-K * x + \frac{\Delta t}{2}}{\alpha};\ C1 = \frac{K * (1 - x) - \frac{\Delta t}{2}}{\alpha};$$

$$\alpha = K * (1 - x) + \frac{\Delta t}{2}$$

Nótese que $C1 + C2 + C3 = 1$

Se recomienda que Δt cumpla con la siguiente condición:

$$\Delta t \leq 0.1 * tp$$

Donde:

$tp = tiempo\ pico\ del\ hidrograma\ de\ entrada$

El parámetro K tiene unidades de tiempo y su valor es aproximadamente igual al tiempo de viaje del pico de la avenida a lo largo del tramo:

$$K = \frac{L}{\omega}$$

Donde,

$L = longitud\ del\ tramo$

$\omega = velocidad\ promedio\ del\ pico\ de\ la\ avenida$

ω Puede estimarse en relación con la velocidad media del agua v:

$$\omega = 1.5 * v$$

El parámetro x varía entre 0 y 0.5. Si x es igual a cero el volumen de almacenamiento es solo función de la salida O, es decir, no existe almacenamiento en cuña y el tramo se comporta como un embalse. Si x es igual a 0.5 las entradas y salidas tienen la misma importancia y no habría ningún abatimiento del pico. En términos muy generales se puede decir que x se aproxima a cero en cauces muy caudalosos y de pendiente pequeña y a 0.5 en caso contrario. A falta de datos se recomienda tomar x = 0.2.[40]

[40] Aparicio Mijares, F. J. (1992). *Almacenamiento y tránsito en vasos y cauces.*. Fundamentos de Hidrología de Superficie.(pp.105,106). Mexico D. F.: LIMUSA

3.3.12. Tormenta del proyecto

La tormenta del proyecto es la fuente que alimenta el modelo hidrológico. Puede obtenerse de registros pluviográficos de la zona y en caso de no tener registros puede ser estimada mediante metodologías o fórmulas empíricas.

3.3.12.1. ILLA-SENAMHI

Se basa en un estudio realizado por el convenio IILA-SENAMHI-UNI en 1983 para la determinación de curvas IDF para todo el Perú.

La intensidad de lluvia que tiene una duración t (en horas), para un periodo de retorno T (en años), es:

$$i_{t,T} = a * (1 + K * logT) * t^{n-1}$$

Y la precipitación P (t, T) tiene la siguiente relación:

$$P_{t,T} = a * (1 + K * logT) * t^{n}$$

Donde:

P t, T = precipitación en mm.

I t, T = intensidad en mm/h.

K, a y n = parámetros

T = periodo de retorno en años

t = duración en horas

Según la metodología empleada las fórmulas son válidas para 3 ≤ t ≤ 24 horas.[41]

3.3.12.2. Dick Peschke

En el manual de hidrología, hidráulica y drenaje del Ministerio de Transportes y comunicaciones se sugiere la siguiente expresión para el cálculo de precipitaciones a partir de la precipitación máxima en 24 horas:[42]

$$P_d = P_{24h} * (\frac{d}{1440})^{0.25}$$

Donde:

Pd = precipitación total (mm)

d = duración en minutos

P24h = precipitación máxima en 24 horas (mm)

(Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2008)

[41] Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.* Lima.

[42] Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.* Lima.

3.3.12.3. Doble normalización de hietograma

Si se tiene un patrón de precipitación conocido, éste se puede normalizar doblemente, en altura de lluvia y duración, para poder obtener la variación de la lluvia en el tiempo de manera más acertada que con el método de los bloques alternados.[43]

3.3.13. Análisis de frecuencias para eventos extremos

Se refiere a las técnicas cuyo objetivo es analizar la ocurrencia de variables hidrológicas en un cargo estadístico usando datos registrados y predicciones fundamentales de las leyes estadísticas.[44]

3.3.13.1. Factores de frecuencia

Cualquier valor aleatorio puede representarse en la siguiente forma:[45]

$$x = \underline{x} + \Delta x$$

Donde: x=valor de la variable aleatoria

[43] Gómez Valentín, M. (2004). *Curso de HIdrología Urbana.* Barcelona: Dep. de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental UPC.

[44] Chow, V. T., Maidment, D., & Mays, L. (1994). *Capítulo 12: Análisis de Frecuencia.* En Hidrología Aplicada (p.391). Colombia: Mc Graw Hill

[45] Chow, V. T., Maidment, D., & Mays, L. (1994). *Capítulo 12: Análisis de Frecuencia.* En Hidrología Aplicada (p.400). Colombia: Mc Graw Hill

$\underline{x}$= media de la distribución

Δx= desviación de la media

$$\Delta x = s * K$$

Donde:

s=desviación estándar

K=factor de frecuencia, f (T, distribución de probabilidad)

Entonces:

$$x = \underline{x} + sK$$

3.3.13.2. Prueba de Bondad de Ajuste de Smirnov-Kolmogorov

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada $F_o(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$

$$D = máx|F_o(x_m) - F(x_m)|$$

Con un valor critico d de tabla que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado.

Si D>d, se acepta la hipótesis nula. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(x_m) = 1 - \frac{m}{n+1}$$

Donde m es el número de orden del dato x_m en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos.[46]

3.3.13.3. Límites de Confianza

Los estimativos estadísticos usualmente se presentan con un rango, o intervalo de confianza, dentro del cual razonablemente puede esperarse que caiga el valor correcto. El tamaño del intervalo de confianza depende del nivel de confianza β. Los valores extremos superior e inferior del intervalo de confianza se conocen como los Límites de confianza.

A cada nivel de confianza β corresponde un nivel de significancia α, dado por:[47]

$$\alpha = \frac{1 - \beta}{2}$$

3.4. Aspectos hidráulicos

3.4.3. Canal no prismático

Un canal no prismático es aquel que transporta el flujo a través de secciones transversales en las que varía la forma de la sección y la

[46] Aparicio Mijares, F. J. (1992). *Probabiliodad y estadística es Hidrología.*. Fundamentos de Hidrología de Superficie.(p.279). Mexico D. F.: LIMUSA
[47] Chow, V. T., Maidment, D., & Mays, L. (1994). *Capítulo 12: Análisis de Frecuencia.* En Hidrología Aplicada (p.417). Colombia: Mc Graw Hill

pendiente del fondo a lo largo del canal. Los ríos siguen un comportamiento de canal no prismático ya que presentan cambios en la geometría de las secciones transversales, rugosidad y pendiente longitudinal en distancias cortas.

3.4.4. Rugosidad de un canal natural

El coeficiente de rugosidad para canales prismáticos y no prismáticos es difícil de determinar debido a que es un parámetro adimensional. Para flujo en canales naturales es más difícil de estimar que en canales hechos por el hombre ya que puede variar horizontal y verticalmente según cambie el tirante del río.

3.4.4.1. Fórmula de Cowan

En 1956, Cowan desarrolló una fórmula a partir del reconocimiento de varios factores primordiales que afectan el coeficiente de rugosidad, esta fórmula es muy utilizada para estimar analíticamente el valor de "n". La fórmula es:[48]

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$$

[48] Chow, V. T. (2004). *Capítulo5: Desarrollo del flujo Uniforme y sus ecuaciones.*Hidráulica de Canales Abiertos. (p.104).Santa Fé de Bogota,Colombia: McGRAW-HILL INTERAMERICANA S.A

Dónde:

n_0= Representa el material del canal

n_1 =Representa el efecto en la superficie del canal de las irregularidades

n_2 =Representa las variaciones en forma y tamaño de la sección

n_3 =Representa las obstrucciones a lo largo del tramo del canal

n_4 =Representa la vegetación en el canal

m_5 = Representa la corrección por meandros.

Condiciones del Canal		Valores	
Material Involucrado	Tierra	n_0	0.02
	Corte de Roca		0.025
	Grava Fina		0.024
	Grava Gruesa		0.028
Grado de Irregularidad	Suave	n_1	0
	Menor		0.005
	Moderado		0.01
	Severo		0.02
Variación de la sección transversal	Gradual	n_2	0
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	n_3	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
	Baja	n_4	0.005-0.010

Condiciones del Canal		Valores	
Vegetación	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy Alta		0.050-0.100
Grado de los efectos por meandros	Menor	m5	1
	Apreciable		1.15
	Severo		1.3

Tabla 3. 3. Rango de Valores de los coeficientes usados en la ecuación de Cowan tomada de Hidráulica de Canales Abiertos.Chow, V.T.(2004)

3.4.3 Velocidad en canales naturales

Una sección transversal representa la geometría del río perpendicular al flujo en un determinado punto. A diferencia de una sección transversal de un canal fabricado por el hombre, la sección transversal del río cuenta con tres zonas: la llanura de inundación izquierda, el cauce y la llanura de inundación derecha tal como se muestra en la figura 3.1. Es necesario que se divida la sección debido a que no se presentan los mismos parámetros hidráulicos en las llanuras de inundación y en el cauce.[49]

[49] Haestad Methods, Dyhouse, G., Hatchett, J., & Benn, J. (2003). *FLOODPLAIN MODELING USING HEC-RAS.* USA: Haestad Methods.

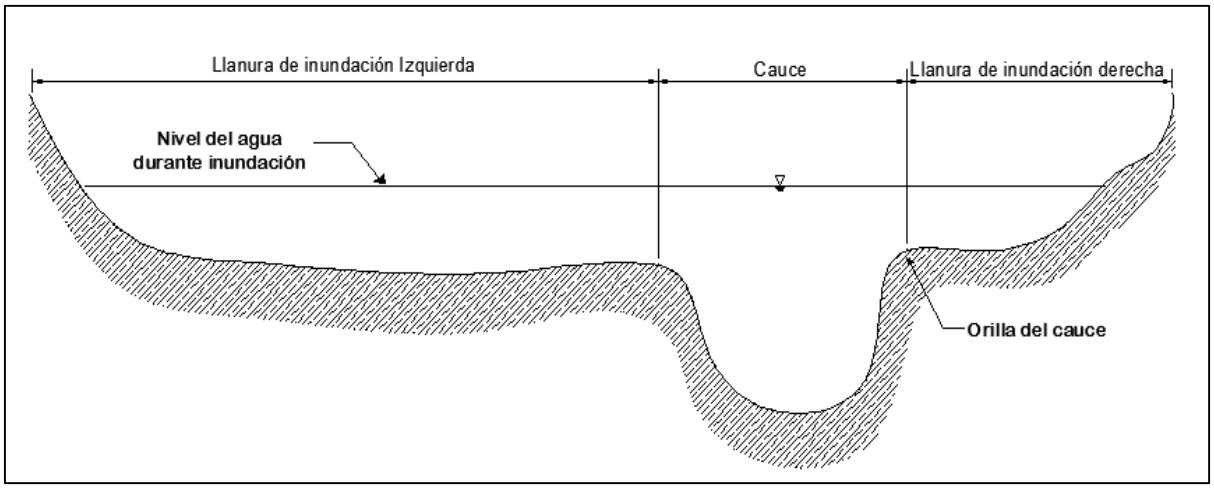


Figura 3. 1. Sección transversal típica de un canal natural durante una inundación adaptada de FLOODPLAIN MODELING USING HEC-RAS. Haestad Methods. (2003)

3.4.4 Velocidad en canales naturales

La velocidad de un canal, prismático o no prismático, no es constante a lo largo de su sección transversal. Por simplicidad, en los canales prismáticos se suele asumir una velocidad promedio que represente las variaciones horizontales y verticales de la velocidad del flujo. Sin embargo, en los canales no prismáticos se dificulta esta simplificación debido a que la energía cinética del flujo (v2/2g) depende del cuadrado de la velocidad y genera diferentes niveles de energía para una sola sección transversal.

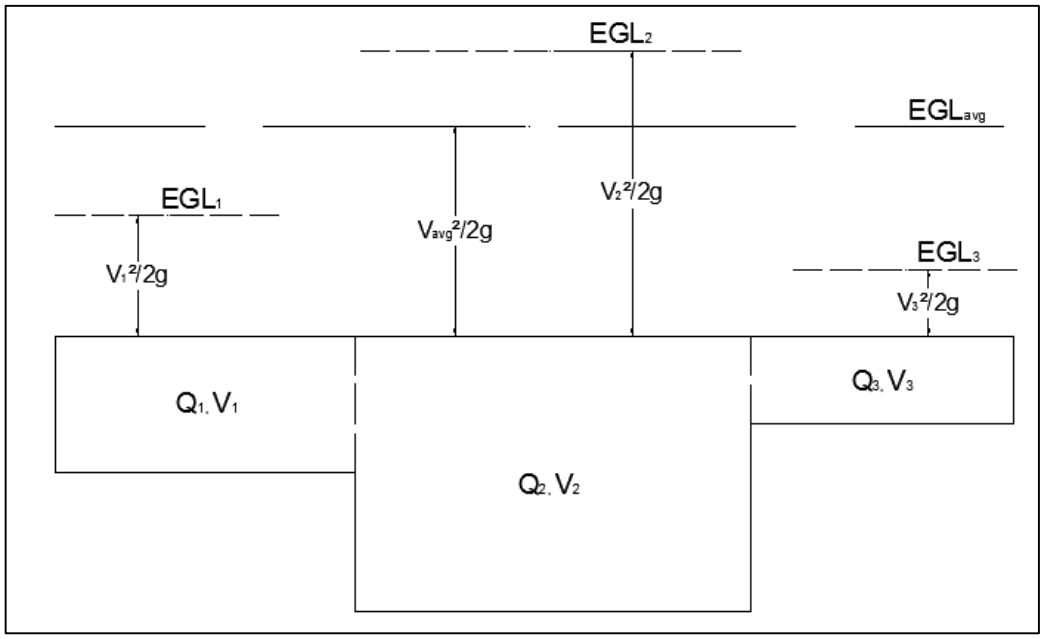


Figura 3. 2. Variación en la altura de velocidad en una sección transversal adaptada de FLOODPLAIN MODELING USING HEC-RAS. Haestad Methods. (2003)

Para poder asumir una línea de energía contante a lo largo de la sección transversal se debe usar una velocidad tal que pondere los efectos de la variación de la velocidad en un solo valor.

Esta modificación incluye un coeficiente de distribución (α) y la energía cinetica seria $\alpha\frac{V^2}{2g}$. El coeficiente de distribución de la velocidad es:

$$\alpha = \frac{Q_1V_1^2 + Q_2V_2^2 + Q_3V_3^2}{Q_{TOTAL}V^2}$$

Donde:

$\alpha =$ Coeficiente de distribución de velocidad.(Adimensional)

$Q_{1,2,3}$ = Descargas en los segmentos apropiados de la sección transversal de la Figura 2.8 $(ft^3/s, m^3/s)$

$V_{1,2,3}$ = Velocidades promedio en los segmentos apropiados de la sección transversal.$(\frac{ft}{s}, \frac{m}{s})$

Q_{TOTAL} = El caudal total en la sección transversal $(ft^3/s, m^3/s)$

V = Velocidad promedio en la sección transversal $(\frac{ft}{s}, \frac{m}{s})$

Alpha (α) es siempre mayor o igual que uno y generalmente en el rango de 1.0 a 2.5. Es típicamente menor en flujos en el cauce del canal ($1.0 < \alpha < 1.5$), pero puede ser mayor para inundaciones que ocupan el cauce y la llanura de inundación o durante la presencia de trozos de hielo ($1.5 < \alpha < 2.5$).[50]

3.4.5 Pendiente de cauces naturales

En la hidráulica de canales existen dos pendientes fundamentales: la pendiente del fondo o invertida (S0) y la pendiente fricción que corresponde a la línea de energía (Sf).

[50] Haestad Methods, Dyhouse, G., Hatchett, J., & Benn, J. (2003). *FLOODPLAIN MODELING USING HEC-RAS.* USA: Haestad Methods.

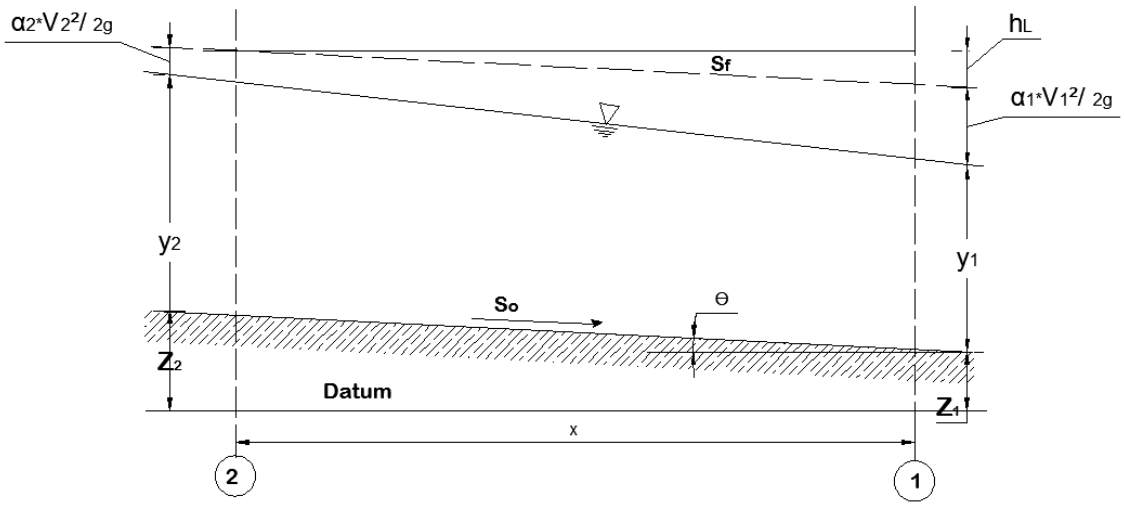


Figura 3.3 Pendientes relevantes en flujo en canales abiertos adaptada de FLOODPLAIN MODELING USING HEC-RAS. Haestad Methods. (2003)

En canales no prismáticos, la pendiente del fondo puede variar en distancias muy cortas. Por otro lado, la pendiente fricción o pendiente de la línea de energía se calcula según la siguiente formula:

$$S_f = \frac{h_L}{x}$$

Donde:

$S_f =$ Pendiente de la line a de energía. $(ft/ft, m/m)$

$h_L =$ Perdida de energía entre 2 puntos. (ft, m)

$x =$ Distancia entre los 2 puntos. (ft, m)

La pérdida de energía consiste en una perdida por fricción entre las líneas de flujo y las paredes del canal y perdidas menores debido a las contracciones y expansiones propias de los canales no prismáticos.[51]

3.4.6 Flujo subcrítico, crítico y supercrítico

Un flujo puede clasificarse como subcrítico o supercrítico comparando el ratio de inercia y fuerzas gravitacionales en una estación. Las fuerzas inerciales están caracterizadas por el término de velocidad (V^2), y la fuerza gravitacional está representada por el término g*D.

Este ratio recibe el nombre de Número de Froude:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gD}}$$

Donde:

$Fr =$ Número de Froude

$V =$ Velocidad promedio $(ft/s, m/s)$

$g =$ Constante gravitacional $(32.2\ ft/s^2, 9.81\ m/s^2)$

$D =$ Profundidad Hidráulica (ft, m)

[51] Haestad Methods, Dyhouse, G., Hatchett, J., & Benn, J. (2003). *FLOODPLAIN MODELING USING HEC-RAS.* USA: Haestad Methods.

Cuando Fr > 1, el flujo es Supercrítico y las fuerzas de inercia dominan. Como resultado la velocidad del canal es alta y la profundidad es baja, se le llama flujo rápido.

Para un Fr < 1, el flujo es Subcrítico y las fuerzas gravitacionales dominan. Este tipo de flujo es asociado a velocidades bajas y profundidades altas, y pueden ser llamados flujos tranquilos o calmados.

Para Fr = 1, la profundidad y el flujo son llamados críticos.

El flujo crítico es una condición de transición, donde no domina ni la fuerza gravitacional ni la fuerza inercial.[52]

3.4.7 La ecuación de la cantidad de momentum

La ecuación de la cantidad de Movimiento o Momentum usada en hidráulica de canales abiertos es una derivada de la segunda ley de movimiento de Newton.

[52] Haestad Methods, Dyhouse, G., Hatchett, J., & Benn, J. (2003). *FLOODPLAIN MODELING USING HEC-RAS.* USA: Haestad Methods.

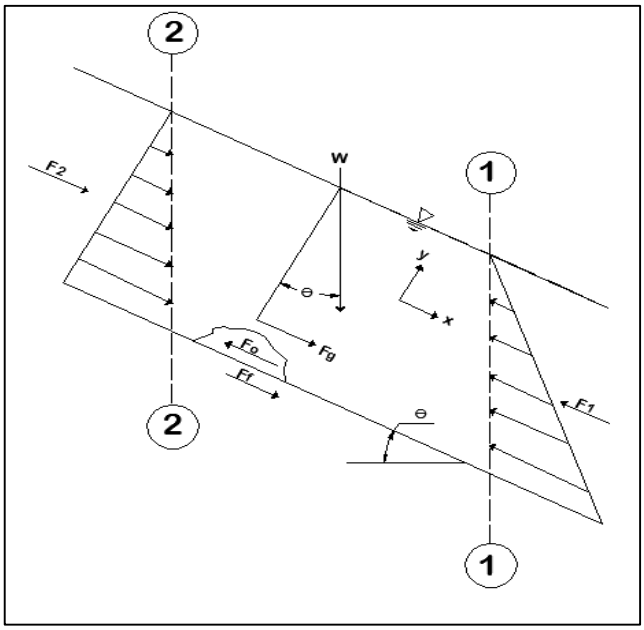


Figura 3. 4. Fuerzas en la ecuación de Cantidad de movimiento adaptada de FLOODPLAIN MODELING USING HEC-RAS. Haestad Methods. (2003)

Para el flujo permanente, el cálculo de momentum es considerado solo en la dirección de la pendiente descendente

$$F_2 - F_1 + Wsen\theta - F_f - F_0 = \frac{\gamma}{g} Q(\beta_2 V_2 - \beta_1 V_1)$$

Donde:

$F_1, F_2 =$ Fuerzas hidrostáticas en el límite del sistema (lb, N)

$Wsen\theta =$ La componente Fg del peso del líquido (lb, N)

$F_f =$ La fuerza de fricción a lo largo de las caras y el fondo del canal (lb, N)

$F_0 =$ La fuerza de cualquier obstrucción interna (lb, N)

$\beta =$ Coeficiente de momentum (Adimensional)

El término β es el coeficiente de momentum que se ajusta a la no uniformidad de la velocidad.

$$\beta = \frac{Q_1V_1 + Q_2V_2 + Q_3V_3}{Q_{TOTAL}\underline{V}}$$

β generalmente varia de 1 a 1.33, para cálculos manuales se omite el uso de β pues normalmente es un valor pequeño.

Para un tramo corto del canal con una pendiente pequeña (Fg≈ Ff), sin una obstrucción interna (F0=0), asumiendo β =1, tenemos:

$$\gamma(\frac{Q^2}{gA_1}) + \gamma\underline{z}_1A_1 = \gamma(\frac{Q^2}{gA_2}) + \gamma\underline{z}_2A_2$$

La ecuación representa el balance del momentum, que existe cuando las fuerzas opuestas que actúan en el sistema aislado son exactamente igual en la dirección x.[53]

3.4.8 Método del paso estándar

Este método se puede utilizar en canales prismáticos y no prismáticos. Usa la ecuación de Energía, de Continuidad y de Manning

[53] Haestad Methods, Dyhouse, G., Hatchett, J., & Benn, J. (2003). *FLOODPLAIN MODELING USING HEC-RAS.* USA: Haestad Methods.

para resolver tirantes o elevaciones en la superficie del agua en una determinada estación a lo largo de la corriente.

La ecuación del paso estándar es una variante de la ecuación de la energía. La ecuación de energía resultante para calcular el perfil de la superficie del agua es:

$$WSEL_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = WSEL_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_{L_{1-2}}$$

Donde:

$WSEL_{1,2} =$ La elevación de la superficie del agua (z+y), en la sección dada. (ft, m)

$h_{L_{1-2}} =$ Sumatoria de las pérdidas por: fricción, contracción, expansión entre los 2 puntos. (ft, m)

$$h_{L_{1-2}} = h_f + h_0$$

Donde:

$h_f =$ Pérdida de energía debido a la fricción entre las dos estaciones. (ft, m)

$h_0 =$ Pérdida de energía debido a la expansión o contracción entre las dos estaciones. (ft, m)

$$h_f = L\bar{s}_f$$

Donde:

$L =$ La longitud del recorrido del flujo entre las dos estaciones. (ft, m)

$\bar{s}_f =$ La pendiente promedio de la energía entre las dos estaciones. (ft, m)

Las pérdidas por contracción o expansión (h_0) se hallan multiplicando la diferencia total de velocidades entre los dos puntos y un coeficiente.

$$h_0 = C_{c,e} \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|$$

Donde:

$C_c =$ Coeficiente de contracción (Adimensional)

$C_e =$ Coeficiente de expansión (Adimensional)

$V_1 =$ Velocidad promedio de la sección aguas abajo. $(ft/s, m/s)$

$V_2 =$ Velocidad promedio en la sección aguas arriba. $(ft/s, m/s)$

Para el flujo subcrítico, Cc y Ce generalmente son tomados como 0.1 y 0.3 respectivamente. Para flujo supercrítico, los coeficientes son mucho menores. Los valores son dejados a discernimiento del usuario, pero Cc y Ce para flujo supercrítico en canales hechos por el hombre generalmente son tomados como 0.05 para contracción y 0.1 para expansión.

Incorporando la ecuación anterior en la ecuación del Método del paso estándar tenemos:

$$WSEL_2 = WSEL_1 + \left(\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}\right) + L\bar{s}_f + \left|\left(\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}\right)\right|$$

Para usar este método se debe conocer en la estación deseada: la descarga, la geometría, los valores de rugosidad y los coeficientes de expansión y contracción. Además, la descarga y las condiciones de contorno deben ser especificadas.

El procedimiento consiste en estimar la elevación de la superficie del agua en la estación 2, calcular la velocidad total y la pendiente promedio de la fricción y luego resolver la ecuación para $WSEL_2$.

Si la estimación original no se aproxima al valor calculado, se realiza una nueva estimación de la elevación de la superficie del agua en la estación 2 y el procedimiento se repite hasta que los dos valores tengan una tolerancia especificada.[54]

[54] Haestad Methods, Dyhouse, G., Hatchett, J., & Benn, J. (2003). *FLOODPLAIN MODELING USING HEC-RAS.* USA: Haestad Methods.

CAPÍTULO 4

4 METODOLOGÍA DE TRABAJO

A nivel mundial, existen metodologías y normas para la obtención de mapas de riesgo por inundación generalmente desarrolladas por instituciones gubernamentales encargadas de la gestión de desastres tales como la "*Federal Emergency Management Agency (FEMA)*" en los Estados Unidos o la "*Flood Directive of the European Commision (FDEC)*" en la comunidad Europea.

Existe una gran variedad de herramientas para la estimación del riesgo de inundación. Estas herramientas pueden ser divididas en completas o parciales según caractericen las dos componentes del riesgo o solamente una de ellas. También pueden ser divididas en cuantitativas o cualitativas, según si obtienen o no un valor numérico para el riesgo.

- Herramientas parciales y cualitativas

Estas herramientas solo calculan una de las dos componentes del riesgo y de una forma cualitativa. En general, se suele tratar de mapas en los que se hace una estimación de la probabilidad de la amenaza, basada

en la ocurrencia de eventos históricos de inundación o en cálculos hidráulicos e hidrológicos simplificados.

- Herramientas parciales y cuantitativas

Este tipo de herramientas solo define una parte del riesgo, aunque de forma cuantitativa. Por lo tanto, se pueden dividir entre las herramientas que estiman la probabilidad de la amenaza y las que estiman la vulnerabilidad.

Dentro de las herramientas que definen la amenaza, las más comunes son los mapas de inundación, que muestran el área inundada para diferentes eventos asociados a unas probabilidades de ocurrencia.

Respecto a los métodos para analizar la vulnerabilidad, se basan en la cuantificación de las consecuencias de la inundación.

- Herramientas completas y cualitativas

Estas herramientas calculan ambas componentes del riesgo, aunque al menos una de ellas de forma cualitativa, por lo que se obtiene un resultado del riesgo cualitativo.

- Herramientas completas y cuantitativas

Este tipo de herramientas permite cuantificar el riesgo tras cuantificar cada una de sus componentes. Un ejemplo de este tipo de herramientas podrían ser mapas de riesgo, en los que se dividiera el área de estudio en pequeñas celdas y se cuantificara el riesgo en cada una de ellas, obteniendo la distribución de riesgo.[55]

De los cuatro tipos de metodologías de análisis de riesgo planteadas se tomó como referencia el análisis completo y cuantitativo.

La metodología para el desarrollo de la presente tesis es descrita en el presente capítulo. En síntesis, Consiste en actividades de campo necesarias para conocer el entorno del proyecto y recolectar datos necesarios para el modelo y en actividades de gabinete que confluyen en la determinación de escenarios y el análisis del riesgo por inundación, objetivo general de la presente tesis.

La figura 4.1 muestra el diagrama de flujo utilizado para la determinación de los mapas de riesgo por inundación en la presente tesis.

[55] Escuder, I., Matheu, E., & Castillo, J. (2010). Análisis y evaluación de riesgos de inundación. *Jornada CICCPV*. Valencia.

De la figura, se puede inferir que la precisión del análisis de riesgo depende de la calidad y cantidad de información disponible. Como se puede observar, se requiere información topográfica de detalle del cauce y riberas del río, registros de precipitaciones y caudales e información de la zonificación y uso del suelo.

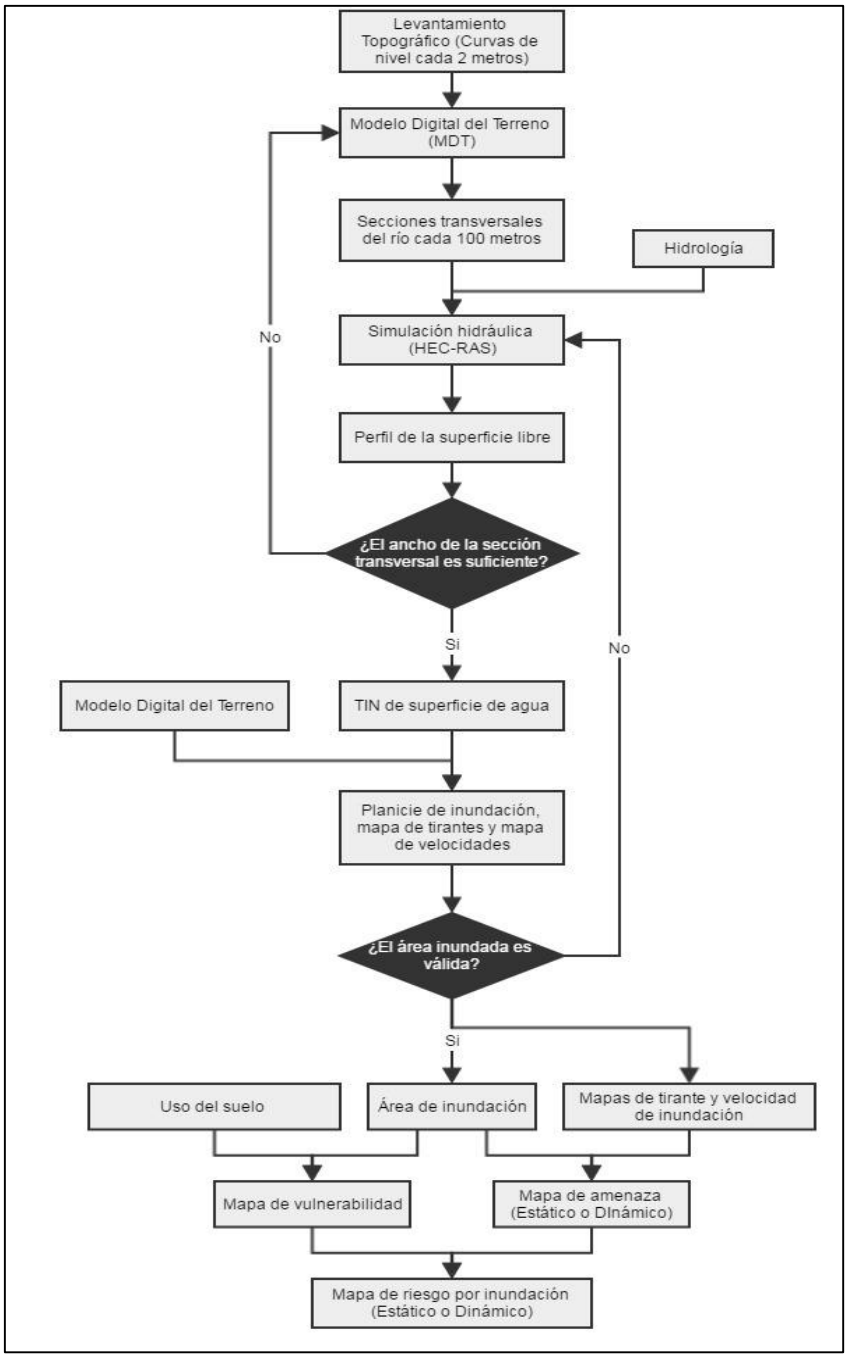


Figura 4. 1. Diagrama de flujo para la obtención de mapa de riesgo por inundación

4.1 Recolección de información

En la figura 4.2 se muestra la información recolectada para el análisis de riesgo realizado en la presente tesis.

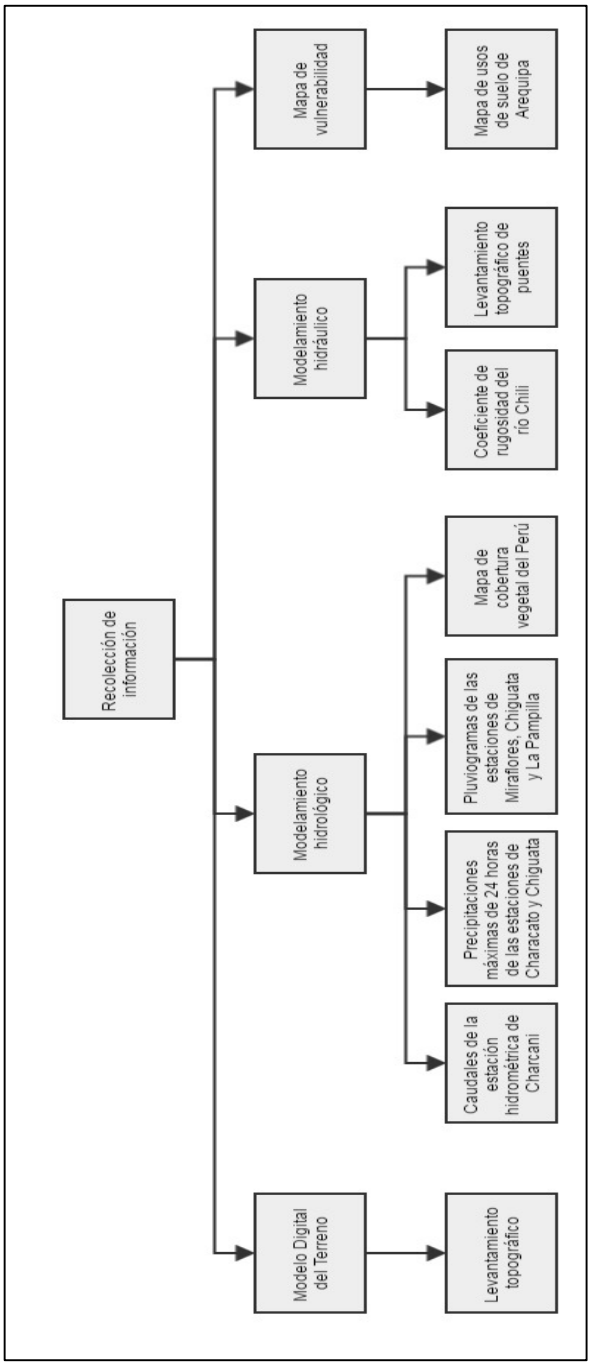


Figura 4. 2. Diagrama de flujo para la recopilación de la información

La información requerida es, en su mayoría, propiedad de instituciones públicas. A continuación se detalla cada una de ellas y su fuente.

La información topográfica se obtuvo de las cartas 33S, 33T, 34S y 34T del Instituto Geográfico Nacional para la delimitación de la cuenca aportante del río Socabaya.

Para la topografía del cauce del río Chili se utilizó la poligonal cerrada con curvas de nivel cada dos metros elaborada por la Autoridad Nacional del Agua el año 2015.

La serie histórica de caudales de la estación hidrométrica de Charcani se obtuvo del registro de la mencionada estación bajo la administración de la Autoridad Autónoma de Majes (AUTODEMA).

ESTACIÓN HIDROLÓGICA DE CHARCANI	
Coordenadas WGS-84-UTM Zona 19S	
ESTE (m)	233450.854
NORTE (m)	8193200.497

Tabla 4.1 Coordenadas de la estación Hidrológica de Charcani

Las series históricas de precipitaciones máximas de 24 horas de las estaciones de Chiguata y Characato, se obtuvieron de los registros de las mencionadas estaciones bajo administración del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI).

ESTACIÓN METEOROLÓGICA DE CHIGUATA	
Coordenadas WGS-84-UTM Zona 19S	
ESTE (m)	242679.093
NORTE (m)	8184576.03

Tabla 4.2 Coordenadas de la estación Meteorológica de Chiguata

ESTACIÓN METEOROLÓGICA DE CHARACATO	
Coordenadas WGS-84-UTM Zona 19S	
ESTE (m)	234807.601
NORTE (m)	6179627.977

Tabla 4.3 Coordenadas de la estación Meteorológica de Characato

Los pluviogramas de las estaciones de Miraflores, Chiguata y La Pampilla se obtuvieron de proyectos y tesis similares.

Las condiciones de cobertura vegetal de obtuvieron del mapa nacional de cobertura vegetal publicado por el Ministerio del Ambiente en Diciembre del 2015.

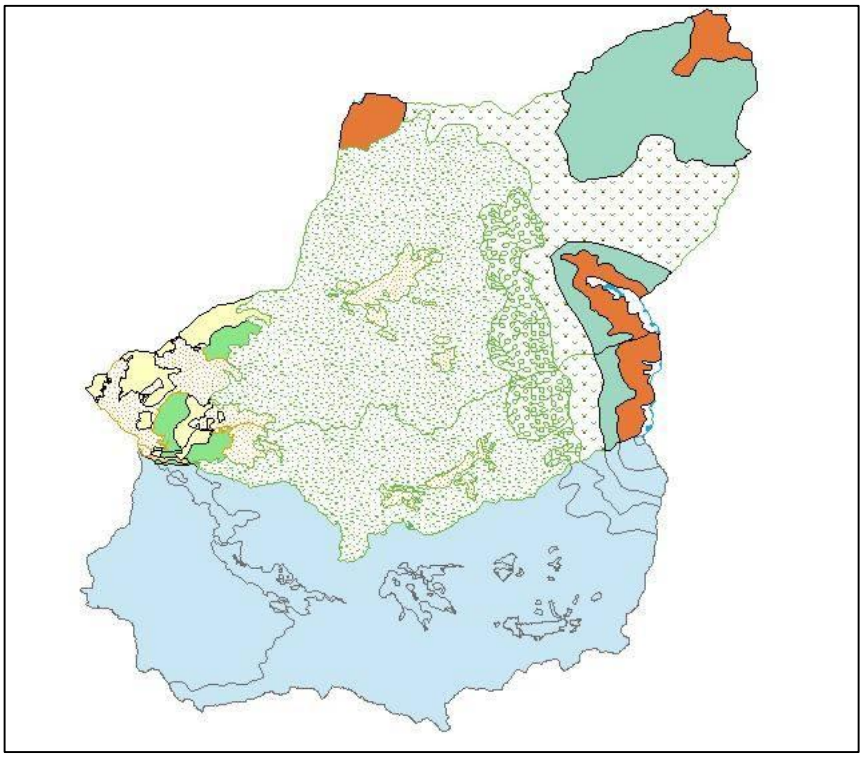


Figura 4.3. Mapa de cobertura vegetal para la cuenca Socabaya

Para la estimación del coeficiente de rugosidad de Manning se realizaron dos visitas a la zona de estudio, la primera necesaria para obtener los parámetros en los que se basa la estimación de los coeficientes de rugosidad según la formulación de Cowan y la segunda visita relacionada con la obtención de testimonios y material fotográfico de relevancia para la validación del mencionado coeficiente. La figura 4.4 muestra un ejemplo de las fotografías y los cálculos relacionados a la primera visita de estimación de los coeficientes de rugosidad mientras que la figura 4.5 muestra un ejemplo la comparación realizada para validar los valores estimados del coeficiente de rugosidad. La

información recolectada para todo el tramo del río se adjunta a los anexos de la tesis.

PROGRESIVA			24+900
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8188799	
	X: ESTE (m)	229066	
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.010	0.010
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	0.058	0.053	0.058

PROGRESIVA			24+450
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8188799	
	X: ESTE (m)	229066	
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.010	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	0.053	0.053	0.053

PROGRESIVA			24+000
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8188081	
	X: ESTE (m)	229269	
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	0.053	0.043	0.053

PROGRESIVA			23+500
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8187596	
	X: ESTE (m)	229374	
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	0.043	0.043	0.043

Figura 4.4. Ejemplo de cálculo de rugosidad a partir de visita de campo



Figura 4.5. Ejemplo de validación del coeficiente de rugosidad

Para la información geométrica de los puentes se realizaron mediciones manuales y recopilaciones topográficas de los trece puentes que están involucrados en la zona de estudio. La figura 4.6 muestra el levantamiento del puente Tiabaya y la figura 4.7 muestra una vista en planta del puente Grau levantado por la Autoridad Nacional del Agua en el año 2015. Las mediciones recopiladas de todos los puentes se adjuntan a los anexos de la tesis.

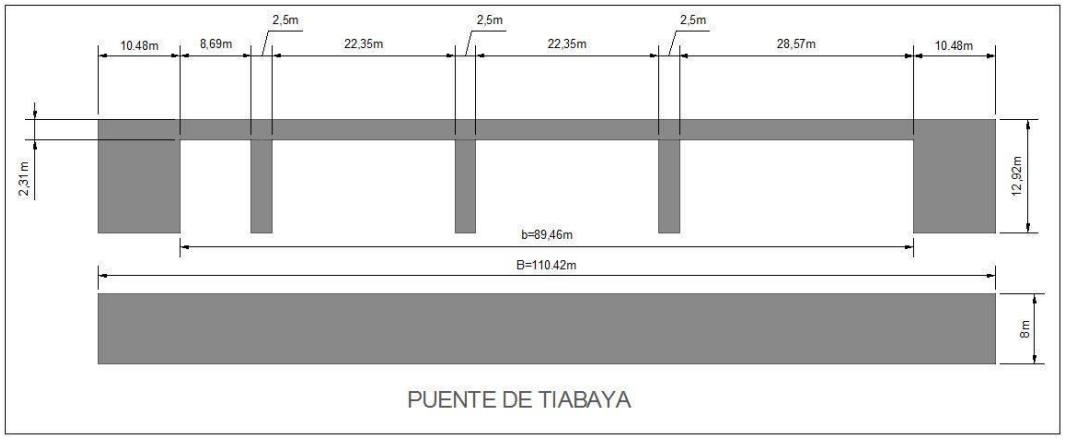


Figura 4.6. Sección del puente Tiabaya

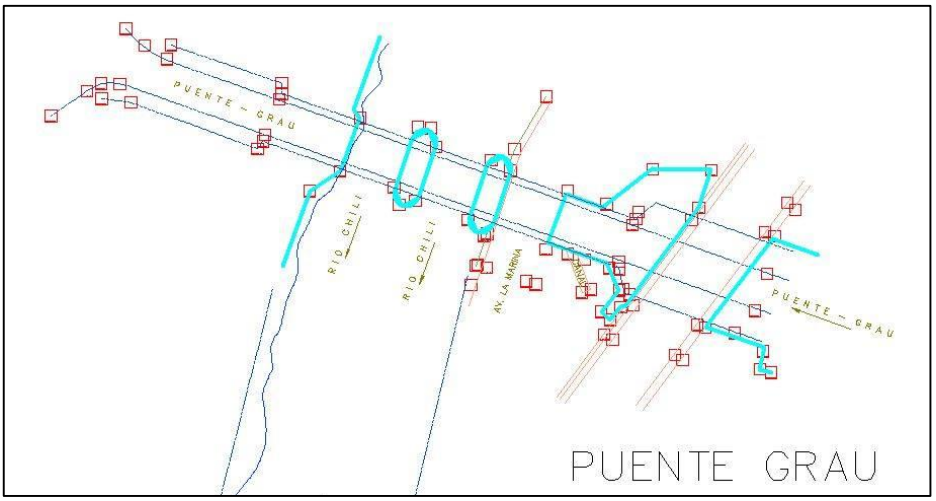


Figura 4.7. Vista en planta de puente Grau

Finalmente, para la información del uso del suelo de las zonas aledañas al cauce del río se tomó como referencia el plano de zonificación y uso de suelo de Arequipa desarrollado por la Municipalidad de Arequipa como parte del Plan Director 2016.

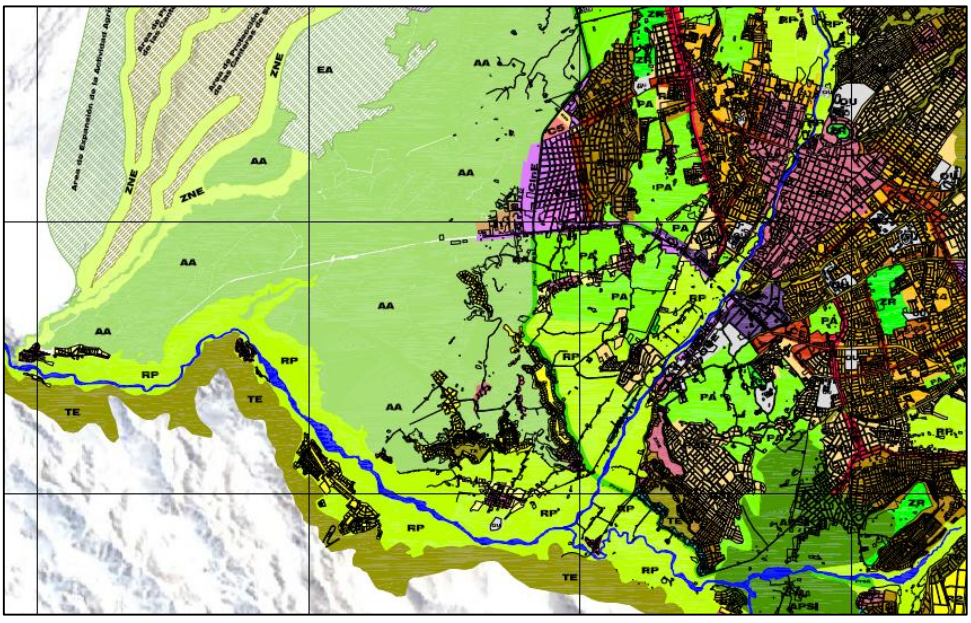


Figura 4.8. Mapa de uso de suelo y zonificación de Arequipa tomada de Plan director de Arequipa (2002-2015)

4.2 Procesamiento de la Información

El procesamiento de información, que se muestra en la figura 4.9 ha sido desarrollado en tres etapas.

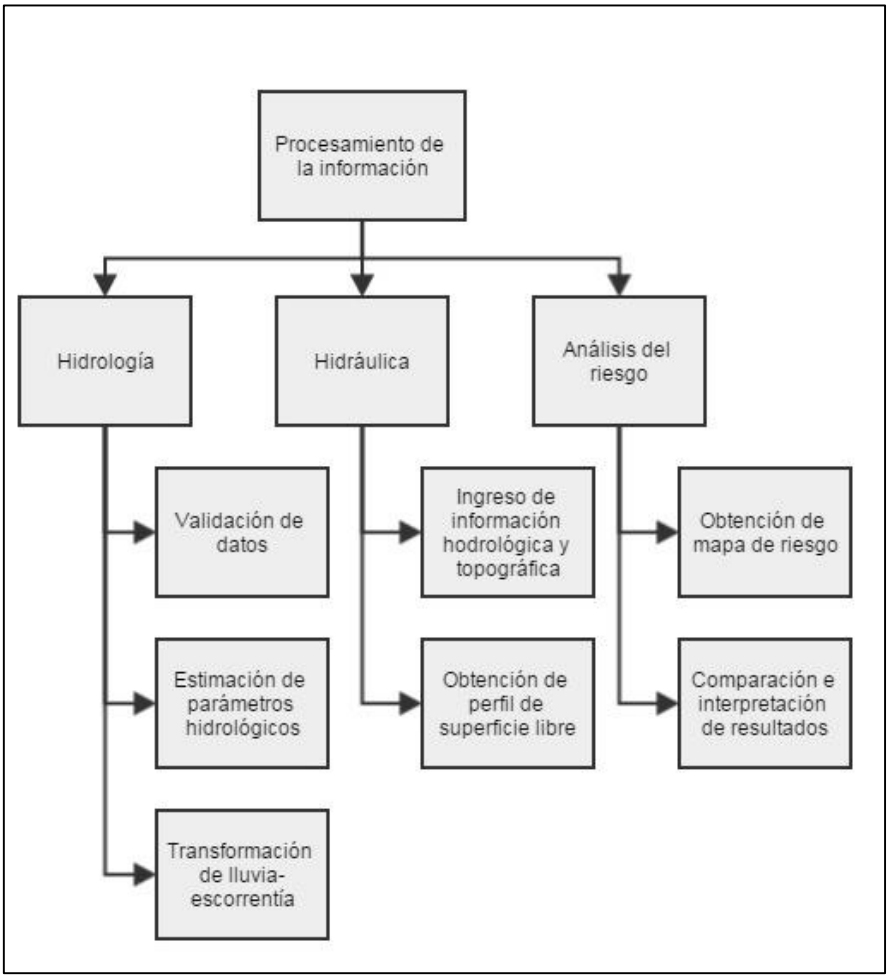


Figura 4.9. Procesamiento de la información

La primera etapa comprendió el procesamiento de la información hidrológica que consistió en validar la información recolectada y generar el modelo hidrológico que permita obtener los caudales para los diferentes escenarios planteados. De la simulación realizada se

obtuvieron nuevos escenarios posibles, los cuales también fueron incluidos en el análisis de riesgo. El modelamiento hidrológico se describe con mayor detalle en el capítulo 5.

La segunda etapa comprendió el modelamiento hidráulico unidimensional del tramo del río Chili en estudio, que contempla la generación del modelo digital del terreno en ArcGIS y su exportación a HEC-RAS para la simulación hidráulica y la obtención del perfil de la superficie libre y parámetros hidráulicos relevantes del río. El modelamiento hidráulico se describe con mayor detalle en el capítulo 6.

La tercera etapa comprendió el análisis del riesgo que consiste en la exportación de los mapas de inundación, mapas de tirantes y mapas de velocidades a ArcGIS para obtener los mapas de amenaza, que luego de ser contrastados con el mapa de uso del suelo, permiten obtener las conclusiones de la presente tesis. El análisis del riesgo se describe con mayor detalle en el capítulo 7 y las conclusiones y recomendaciones en el capítulo 8.

CAPÍTULO 5

5 MODELAMIENTO HIDROLÓGICO

Para el desarrollo de mapas de riesgo por inundación es necesario hacer un análisis hidrológico de la cuenca en estudio.

El análisis hidrológico requerido para determinar los hidrogramas de crecientes, y en especial para mapas de riesgo, debe considerar diferentes escenarios y su probabilidad de ocurrencia, lo que conllevará a una más acertada predicción de la amenaza, necesaria para la estimación del riesgo.

La determinación de los escenarios que se deben considerar para los mapas de riesgo está sujeta a la probabilidad de ocurrencia y magnitud de amenaza de cada uno de ellos. Por ello, es necesario desarrollar un modelo hidrológico versátil que permita simular diferentes condiciones que puedan suscitarse en la cuenca estudiada. No es lo mismo un escenario en el que se considera una lluvia esporádica después de un periodo de sequía donde el suelo presenta toda su capacidad para infiltración, que un escenario donde se considera una lluvia después de un periodo húmedo donde el suelo se encuentra completamente saturado y la escorrentía superficial es prácticamente igual a la precipitación total.

Por otro lado, los métodos incluidos en el modelo hidrológico deben ser validados para las condiciones geográficas y climatológicas de la cuenca en estudio, ya que es muy probable que hayan sido desarrollados en diferentes condiciones. Para realizar una calibración de estos métodos es necesario contar con información hidrométrica detallada que permita comparar los resultados del modelo con las mediciones registradas. Sin embargo, en la cuenca en estudio carecemos de esta información y ello conlleva a una mayor incertidumbre en los resultados.

La disponibilidad de datos pluviométricos e hidrométricos también es determinante en el análisis hidrológico. Un registro de precipitaciones más extenso y detallado siempre conlleva a una predicción más acertada.

El análisis hidrológico considerado para la determinación de los mapas de riesgo por inundación del río Chili, que se describe en el presente capítulo, contiene todos los puntos tratados líneas arriba. La cuenca está aforada aguas arriba por la estación hidrométrica de la central hidroeléctrica de Charcani pero con afluentes importantes no aforados durante el recorrido del río Chili, lo que genera una mayor incertidumbre en la validez de los hidrogramas resultantes.

A su vez, se han considerado como génesis de escenarios, todos los parámetros, fórmulas, y métodos hidrológicos cuya validez no ha sido probada en la cuenca estudiada con el propósito de conocer la sensibilidad de cada uno de ellos en el resultado final, es decir, los mapas de inundación y la validez de su aplicación en la cuenca del río Chili.

En el presente capítulo se describe el desarrollo del modelamiento hidrológico realizado para determinación de hidrogramas de la cuenca del río Chili en el tramo de estudio.

A lo largo del capítulo, se remarcan los puntos donde se ha visto la posibilidad de génesis de escenarios relevantes para el análisis de riesgo.

5.1 Hidrología de la cuenca en estudio

La cuenca en estudio fue descrita en el capítulo 2, donde se diferenció el sector aguas arriba y el sector aguas abajo. Esta diferenciación fue necesaria debido a la disponibilidad de datos hidrológicos en cada sector; aguas arriba se cuenta con datos hidrométricos de la estación de Charcani y aguas abajo, debido al ingreso del río Socabaya se debe adicionar al hidrograma, el caudal aportante de la cuenca del mencionado río, para lo cual, se debió hacer una

transformación lluvia-escorrentía con datos pluviométricos de estaciones de la zona.

Debido a que los datos aguas arriba consisten en una serie histórica de caudales registrados desde el año 1960 hasta el 2016 en la estación hidrométrica de Charcani, el análisis hidrológico desarrollado se basó en la teoría del análisis de frecuencia de probabilidades para determinar el caudal más probable para un determinado tiempo de retorno o intervalo de frecuencia.

Para el sector aguas abajo, el análisis hidrológico fue más complejo debido a que la cuenca del río Socabaya no está aforada, por lo que fue necesario recurrir a una estimación indirecta de los hidrogramas de escorrentía utilizando datos de precipitaciones. Se utilizaron series históricas de precipitaciones de las estaciones de Characato y Chiguata con las que se realizó el análisis de frecuencia para obtener la altura de precipitación para el periodo de retorno deseado. Luego, Se realizó un análisis de patrones de tormentas de la zona para determinar la lluvia del proyecto.

Para transformar la lluvia en escorrentía se realizó la caracterización de la cuenca a fin de determinar los parámetros relevantes

para poder aplicar el método del hidrograma unitario. Y finalmente, se realizó el tránsito hidrológico de los hidrogramas de avenidas en los cauces de la cuenca hasta llegar al punto de confluencia con el río Chili.

5.2 Hidrología del Sector Aguas Arriba

Este sector se encuentra regulado por la represa de Aguada Blanca y aforado aguas arriba por la estación de Charcani, en la que se tienen registros históricos de caudales máximos desde el año 1960 hasta la actualidad con un caudal máximo de 236.6 m3/s en el año 2012. La serie completa de caudales máximos mensuales se adjunta a los anexos de la tesis. Los caudales máximos anuales se muestran en la tabla 5.1.

AÑO	CAUDAL (m3/s)
1960	59.34
1961	82.96
1962	146.52
1963	146.16
1964	40.58
1965	29.16
1966	43.26
1967	78.51
1968	104.97

AÑO	CAUDAL (m3/s)
1969	63.06
1970	69.22
1971	78.16
1972	197.06
1973	183.94
1974	80.43
1975	112.8
1976	86.75
1977	106.84
1978	50.08
1979	9.69
1980	9.16
1981	80.08
1982	17.06
1983	9.21
1984	139.4
1985	88.58
1986	157.62
1987	41.19
1988	52.95
1989	50.67
1990	10.93
1991	108.75
1992	10.54
1993	59.84
1994	197.81
1995	14.99
1996	16.66

AÑO	CAUDAL (m3/s)
1997	19.37
1998	22.48
1999	179.24
2000	85.43
2001	174
2002	208.33
2003	45.99
2004	108.25
2005	23.94
2006	81.1
2007	24.34
2008	23.81
2009	101.88
2010	13.07
2011	137.35
2012	236.64
2013	107.3
2014	23.12
2015	23.9
2016	81.988

Tabla 5.1 Serie de Caudales Máximos Anuales Estación Charcani tomada de Movimiento Hídrico Sistema Chili.AUTODEMA

Las series de datos máximos, ya sean caudales o precipitaciones, no siguen una distribución normal de sus valores con respecto a su media y su desviación estándar, generalmente son valores sesgados. Es por ello que no se deben aplicar correcciones ni extensiones a la serie ya que los

procedimientos para ello están desarrollados en función a los parámetros estadísticos mencionados de la serie.

El mayor análisis de consistencia que se puede aplicar es una comparación gráfica de los máximos a lo largo de los años y de encontrar algún pico extraordinario, este deberá ser corroborado in situ.

Se analizó gráficamente la serie de datos históricos para identificar posibles picos debido a errores en la medición. Como se observa en el gráfico 5.1, la serie de datos tiene una relativa consistencia en los valores pico que presenta.

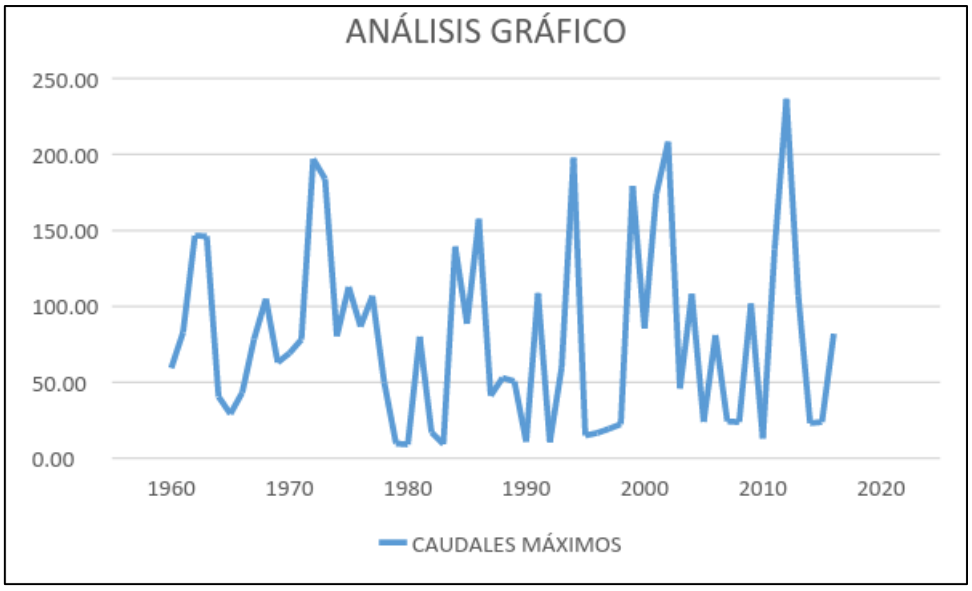


Gráfico 5.1 Análisis Gráfico de la serie de caudales Estación Charcani

Para estimar la magnitud del evento extremo en estudio se aplicó la estadística probabilística. Mediante el uso del análisis de distribución

de frecuencias se escogió la función de distribución de probabilidades que se ajuste de manera más confiable a la serie analizada.

5.2.1. Análisis de frecuencia de probabilidades

El análisis de frecuencia de probabilidades consiste en determinar el comportamiento de un evento a partir de métodos estadísticos con la finalidad de poder predecir eventos futuros en base a la muestra analizada.

Para poder predecir un evento que corresponda un periodo de retorno cualquiera, se debe ajustar la serie de datos a una función de distribución de probabilidades. Sin embargo, este ajuste debe ser lo más exacto posible ya que generalmente la serie tiene una extensión menor que el periodo de retorno o intervalo de frecuencia que se desea estimar, lo que puede generar errores muy riesgosos en la extrapolación.

Por ello, existen pruebas de bondad de ajuste que determinan, mediante parámetros estadísticos, el mejor ajuste entre las distintas funciones de distribución de probabilidades usadas.

Otro aspecto importante es la función de distribución empírica utilizada para realizar el ajuste. En la bibliografía, existen diferentes

modelos de probabilidad empírica como Weibull, Bloom, Gringorten, California, etc.

Es posible que más de una función de distribución de probabilidades supere la prueba de bondad de ajuste aplicada. Además, considerando el ajuste empírico inicial, la prueba de bondad de ajuste proporcionará diferentes resultados para cada función empírica. Por lo que es recomendable realizar el análisis de frecuencias para cada combinación de funciones posibles.

En la serie de caudales máximos anuales del río Chili se aplicó el análisis de frecuencias utilizando las siguientes funciones empíricas de frecuencias:

- Weibull.
- Bloom.
- Gringorten.
- California.

Y las siguientes funciones teóricas de distribución de probabilidades:

- Normal.

- Log Normal.
- Pearson tipo III o Gamma 3P.
- Log Pearson III.
- Gumbel.

Y cada combinación fue evaluada con la prueba de bondad de ajuste de Smirnov-Kolmogorov utilizada para determinar el mejor ajuste posible.

La prueba de bondad de ajuste de Chi cuadrado fue desestimada de este análisis debido a que su deducción se deriva de la función de distribución normal, la misma que no es aplicable a eventos extremos.

En las tablas 5.2, 5.3 y 5.4 se muestra el análisis de frecuencia de la combinación que mejor se ajusta (menor parámetro de delta de Smirnov) a la serie histórica de caudales máximos anuales de la estación hidrométrica de Charcani. Esta combinación está conformada por la función empírica de Gringorten y la función de distribución de probabilidad Pearson tipo III o Gamma 3P.

Numero Orden	Año	Caudal Registrado m3/s	Caudales Ordenados Descen.	Gringorten Prob. Excedencia $\frac{m-b}{n+1-2b}$	Prob. No Excedencia $1-P$
1	1960	59.338	236.64	0.010	0.990
2	1961	82.963	208.33	0.027	0.973
3	1962	146.517	197.81	0.045	0.955
4	1963	146.163	197.06	0.062	0.938
5	1964	40.581	183.94	0.080	0.920
6	1965	29.159	179.24	0.097	0.903
7	1966	43.257	174	0.115	0.885
8	1967	78.512	157.62	0.132	0.868
9	1968	104.965	146.52	0.150	0.850
10	1969	63.058	146.16	0.167	0.833
11	1970	69.217	139.4	0.185	0.815
12	1971	78.157	137.35	0.202	0.798
13	1972	197.061	112.8	0.220	0.780
14	1973	183.936	108.75	0.237	0.763
15	1974	80.431	108.25	0.255	0.745
16	1975	112.8	107.3	0.272	0.728
17	1976	86.754	106.84	0.290	0.710
18	1977	106.844	104.97	0.307	0.693
19	1978	50.082	101.88	0.325	0.675
20	1979	9.689	88.58	0.342	0.658
21	1980	9.156	86.75	0.360	0.640
22	1981	80.084	85.43	0.377	0.623
23	1982	17.06	82.96	0.395	0.605
24	1983	9.206	81.988	0.412	0.588
25	1984	139.4	81.1	0.430	0.570
26	1985	88.575	80.43	0.447	0.553
27	1986	157.617	80.08	0.465	0.535
28	1987	41.192	78.51	0.482	0.518
29	1988	52.95	78.16	0.500	0.500
30	1989	50.667	69.22	0.518	0.482
31	1990	10.929	63.06	0.535	0.465
32	1991	108.745	59.84	0.553	0.447
33	1992	10.54	59.34	0.570	0.430
34	1993	59.838	52.95	0.588	0.412
35	1994	197.808	50.67	0.605	0.395
36	1995	14.99	50.08	0.623	0.377
37	1996	16.66	45.99	0.640	0.360
38	1997	19.37	43.26	0.658	0.342
39	1998	22.48	41.19	0.675	0.325
40	1999	179.24	40.58	0.693	0.307
41	2000	85.43	29.16	0.710	0.290
42	2001	174	24.34	0.728	0.272
43	2002	208.33	23.94	0.745	0.255
44	2003	45.99	23.9	0.763	0.237
45	2004	108.246	23.81	0.780	0.220
46	2005	23.938	23.12	0.798	0.202
47	2006	81.1	22.48	0.815	0.185
48	2007	24.34	19.37	0.833	0.167
49	2008	23.81	17.06	0.850	0.150
50	2009	101.877	16.66	0.868	0.132
51	2010	13.07	14.99	0.885	0.115
52	2011	137.345	13.07	0.903	0.097
53	2012	236.637	10.93	0.920	0.080
54	2013	107.3	10.54	0.938	0.062
55	2014	23.12	9.69	0.955	0.045
56	2015	23.9	9.21	0.973	0.027
57	2016	81.988	9.16	0.990	0.010

Tabla 5. 2. Ajuste de la serie de caudales de Charcani a función empírica de Gringorten

Numero Orden	Año	Caudal Registrado m3/s	Caudales Ordenados Descen.	Coef. Sesgo $\frac{\frac{(x-\bar{x})^3}{n}}{\delta^3}$	Pearson III F(X)
1	1960	59.338	236.64	0.314	0.985
2	1961	82.963	208.33	0.173	0.969
3	1962	146.517	197.81	0.134	0.959
4	1963	146.163	197.06	0.131	0.958
5	1964	40.581	183.94	0.092	0.943
6	1965	29.159	179.24	0.080	0.936
7	1966	43.257	174	0.068	0.928
8	1967	78.512	157.62	0.038	0.895
9	1968	104.965	146.52	0.024	0.866
10	1969	63.058	146.16	0.024	0.865
11	1970	69.217	139.4	0.017	0.844
12	1971	78.157	137.35	0.015	0.838
13	1972	197.061	112.8	0.003	0.738
14	1973	183.936	108.75	0.002	0.719
15	1974	80.431	108.25	0.002	0.716
16	1975	112.8	107.3	0.002	0.711
17	1976	86.754	106.84	0.002	0.709
18	1977	106.844	104.97	0.001	0.699
19	1978	50.082	101.88	0.001	0.683
20	1979	9.689	88.58	0.000	0.605
21	1980	9.156	86.75	0.000	0.594
22	1981	80.084	85.43	0.000	0.586
23	1982	17.06	82.96	0.000	0.570
24	1983	9.206	81.988	0.000	0.563
25	1984	139.4	81.1	0.000	0.558
26	1985	88.575	80.43	0.000	0.553
27	1986	157.617	80.08	0.000	0.551
28	1987	41.192	78.51	0.000	0.541
29	1988	52.95	78.16	0.000	0.538
30	1989	50.667	69.22	0.000	0.477
31	1990	10.929	63.06	0.000	0.434
32	1991	108.745	59.84	-0.001	0.412
33	1992	10.54	59.34	-0.001	0.408
34	1993	59.838	52.95	-0.002	0.363
35	1994	197.808	50.67	-0.002	0.347
36	1995	14.99	50.08	-0.002	0.343
37	1996	16.66	45.99	-0.003	0.314
38	1997	19.37	43.26	-0.004	0.295
39	1998	22.48	41.19	-0.005	0.281
40	1999	179.24	40.58	-0.005	0.277
41	2000	85.43	29.16	-0.011	0.203
42	2001	174	24.34	-0.014	0.175
43	2002	208.33	23.94	-0.014	0.173
44	2003	45.99	23.9	-0.014	0.172
45	2004	108.246	23.81	-0.014	0.172
46	2005	23.938	23.12	-0.015	0.168
47	2006	81.1	22.48	-0.015	0.164
48	2007	24.34	19.37	-0.018	0.147
49	2008	23.81	17.06	-0.020	0.135
50	2009	101.877	16.66	-0.021	0.133
51	2010	13.07	14.99	-0.022	0.125
52	2011	137.345	13.07	-0.024	0.116
53	2012	236.637	10.93	-0.027	0.106
54	2013	107.3	10.54	-0.027	0.104
55	2014	23.12	9.69	-0.028	0.100
56	2015	23.9	9.21	-0.029	0.098
57	2016	81.988	9.16	-0.029	0.098
MEDIA		79.9370526			
DESV. ESTANDAR		59.9169107			
COEF DE SESGO		0.75261582			

Tabla 5. 3. Ajuste de serie de caudales de Charcani a función Pearson tipo III

Numero Orden	Año	Caudal Registrado m3/s	Caudales Ordenados Descen.	Prob. No Excedencia P(X)	PEARSON III F(X)	Smirnov Kolmogorov			
						Max Diferencia $\Delta = \max\|P(x) - F(X)\|$		Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 59$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
						Δ	$\Downarrow$		
1	1960	59.34	236.64	0.990	0.985	0.005	0.09760	0.18014	1
2	1961	82.96	208.33	0.973	0.969	0.004			SI
3	1962	146.52	197.81	0.955	0.959	0.004			0
4	1963	146.16	197.06	0.938	0.958	0.021			NO
5	1964	40.58	183.94	0.920	0.943	0.023			
6	1965	29.16	179.24	0.903	0.936	0.033			
7	1966	43.26	174.00	0.885	0.928	0.042			
8	1967	78.51	157.62	0.868	0.895	0.027			
9	1968	104.97	146.52	0.850	0.866	0.016			
10	1969	63.06	146.16	0.833	0.865	0.032			
11	1970	69.22	139.40	0.815	0.844	0.029			
12	1971	78.16	137.35	0.798	0.838	0.040			
13	1972	197.06	112.80	0.780	0.738	0.042			
14	1973	183.94	108.75	0.763	0.719	0.044			
15	1974	80.43	108.25	0.745	0.716	0.029			
16	1975	112.80	107.30	0.728	0.711	0.016			
17	1976	86.75	106.84	0.710	0.709	0.001			
18	1977	106.84	104.97	0.693	0.699	0.007			
19	1978	50.08	101.88	0.675	0.683	0.008			
20	1979	9.69	88.58	0.658	0.605	0.052			
21	1980	9.16	86.75	0.640	0.594	0.046			
22	1981	80.08	85.43	0.623	0.586	0.037			
23	1982	17.06	82.96	0.605	0.570	0.035			
24	1983	9.21	81.99	0.588	0.563	0.024			
25	1984	139.40	81.10	0.570	0.558	0.012			
26	1985	88.58	80.43	0.553	0.553	0.001			
27	1986	157.62	80.08	0.535	0.551	0.016			
28	1987	41.19	78.51	0.518	0.541	0.023			
29	1988	52.95	78.16	0.500	0.538	0.038			
30	1989	50.67	69.22	0.482	0.477	0.005			
31	1990	10.93	63.06	0.465	0.434	0.031			
32	1991	108.75	59.84	0.447	0.412	0.036			
33	1992	10.54	59.34	0.430	0.408	0.022			
34	1993	59.84	52.95	0.412	0.363	0.050			
35	1994	197.81	50.67	0.395	0.347	0.048			
36	1995	14.99	50.08	0.377	0.343	0.035			
37	1996	16.66	45.99	0.360	0.314	0.046			
38	1997	19.37	43.26	0.342	0.295	0.047			
39	1998	22.48	41.19	0.325	0.281	0.044			
40	1999	179.24	40.58	0.307	0.277	0.030			
41	2000	85.43	29.16	0.290	0.203	0.087			
42	2001	174.00	24.34	0.272	0.175	0.098			
43	2002	208.33	23.94	0.255	0.173	0.082			
44	2003	45.99	23.90	0.237	0.172	0.065			
45	2004	108.25	23.81	0.220	0.172	0.048			
46	2005	23.94	23.12	0.202	0.168	0.035			
47	2006	81.10	22.48	0.185	0.164	0.021			
48	2007	24.34	19.37	0.167	0.147	0.020			
49	2008	23.81	17.06	0.150	0.135	0.015			
50	2009	101.88	16.66	0.132	0.133	0.001			
51	2010	13.07	14.99	0.115	0.125	0.010			
52	2011	137.35	13.07	0.097	0.116	0.018			
53	2012	236.64	10.93	0.080	0.106	0.026			
54	2013	107.30	10.54	0.062	0.104	0.042			
55	2014	23.12	9.69	0.045	0.100	0.056			
56	2015	23.90	9.21	0.027	0.098	0.071			
57	2016	81.99	9.16	0.010	0.098	0.088			

Tabla 5.4. Prueba de Smirnov Kolmogorov para serie de caudales de Charcani

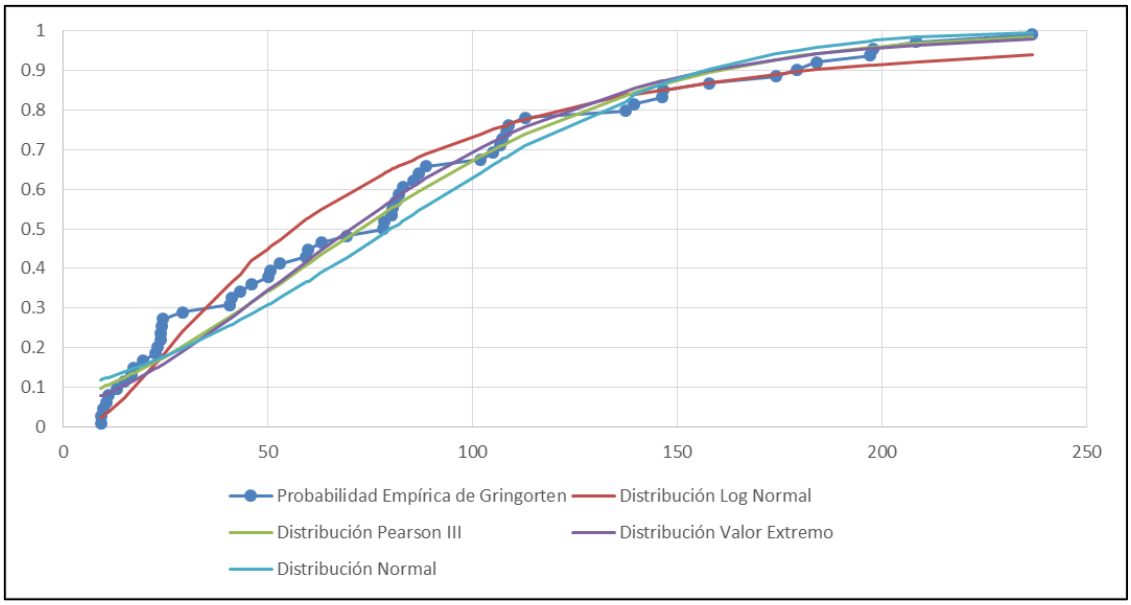


Gráfico 5.2 Representación gráfica del ajuste de las funciones teóricas a la función empírica de Gringorten

La tabla 5.5 muestra los resultados de la prueba de bondad de ajuste de Smirnov-Kolmogorov para las diferentes combinaciones de funciones de probabilidad ensayadas.

CHARCANI PRUEBA S.K.		Delta Teórico	Delta tabular
WEIBULL	Pearson III	0.1011	0.1801
	Normal	0.1015	
	Gumbel	0.1180	
	Lognormal	0.1394	
BLOM	Pearson III	0.0981	
	Normal	0.1078	
	Gumbel	0.1150	
	Lognormal	0.1394	
CALIFORNIA	Pearson III	0.0982	
	Gumbel	0.1053	
	Normal	0.1187	
	Lognormal	0.1482	
GRINGORTEN	**Pearson III**	**0.0976**	
	Normal	0.1089	
	Gumbel	0.1145	
	Lognormal	0.1394	

Tabla 5. 5. Comparación de Delta de Smirnov para diferentes combinaciones de distribuciones

La función de distribución de probabilidad seleccionada permitirá predecir la magnitud esperada del evento analizado para una probabilidad de ocurrencia cualquiera o periodo de retorno asociado.

En el capítulo 3 se describió la teoría de la probabilidad de ocurrencia de un evento extremo. De lo mencionado, se concluye que el periodo de retorno es una variable de salida de un análisis del riesgo y la vida esperada del proyecto y que una concepción racional del proyecto debería partir de las variables mencionadas y no del periodo de retorno como usualmente se hace en la práctica.

Con estas consideraciones se elaboró la tabla 5.6 donde se analiza el periodo de retorno en función del riesgo asumido y la vida esperada de la estructura.

PERIODO DE RETORNO

$$T = \frac{1}{1 - \sqrt[N]{1 - R}}$$

T : Periodo de retorno
N : Vida esperada de la estructura
R : Riesgo asumido de excedencia

		Riesgo asumido de excedencia (R)					
		5%	10%	15%	20%	25%	50%
Vida esperada (N)	10 años	195	95	62	45	35	15
	15 años	293	143	93	68	53	22
	20 años	390	190	124	90	70	29
	25 años	488	238	154	113	87	37
	30 años	585	285	185	135	105	44
	35 años	683	333	216	157	122	51
	40 años	780	380	247	180	140	58
	45 años	878	428	277	202	157	65
	50 años	975	475	308	225	174	73
	100 años	1950	950	616	449	348	145

Tabla 5.6. Evaluación del periodo de retorno

De la tabla 5.6. Se puede inferir que las recomendaciones de los manuales de riesgo por inundación que indican 100 años de periodo de retorno como escenario de diseño son poco conservadoras ya que en el caso de los ríos, donde podemos asumir duraciones entre 25 y 50 años de validez, el riesgo de excedencia que da como resultado 100 años de periodo de retorno fluctúa entre 25% y 50%.

Por otro lado se puede inferir que para las duraciones esperadas consideradas anteriormente y un riesgo entre 10% y 20%, el periodo de retorno fluctúa entre 113 y 475 años. Entonces, para un periodo de retorno de 200 años se habrá reducido el riesgo a 15% o 20% mientras que para un periodo de retorno de 500 años el riesgo se reduce considerablemente al 10%.

Con los periodos de retorno de 100, 200 y 500 años seleccionados como los de mayor incidencia en el análisis, se elaboró la tabla 5.7 que da una idea más detallada de la variación del riesgo aceptado para cada escenario.

RIESGO ASUMIDO					
$1-\left(1-\frac{1}{T}\right)^{N}$					
T : Periodo de retorno N : Vida esperada de la estructura R : Riesgo asumido de excedencia					
		Periodo de retorno (T)			
		50 años	100 años	200 años	500 años
Vida esperada (N)	20 años	33.2%	18.2%	9.5%	3.9%
	25 años	39.7%	22.2%	11.8%	4.9%
	30 años	45.5%	26.0%	14.0%	5.8%
	35 años	50.7%	29.7%	16.1%	6.8%
	40 años	55.4%	33.1%	18.2%	7.7%
	45 años	59.7%	36.4%	20.2%	8.6%
	50 años	63.6%	39.5%	22.2%	9.5%
	100 años	86.7%	63.4%	39.4%	18.1%

Tabla 5.7 Evaluación del riesgo asumido

De la tabla 5.7 se puede observar que para un periodo de retorno de 100 años o menos no se logra un nivel de riesgo bajo (mínimo 18.2%). Sin embargo, para periodos de retorno de 200 y 500 años se presentan riesgos en un nivel aceptable (máximo 22.2% para 200 años y 9.5% para 500 años).

Como conclusión del análisis probabilístico descrito se plantearon escenarios con diferente periodo de retorno señalados en la tabla 5.8. Esto permitirá conocer como se refleja la relación entre el riesgo asumido y la vida esperada de la estructura en los mapas de inundación.

T (años)	2	5	10	50	75	100	200	500

Tabla 5.8 Periodos de retorno definidos para escenarios

Con los periodos de retorno de la tabla 5.8 es posible realizar la predicción de eventos mediante interpolación o extrapolación de la

función de distribución de probabilidad escogida líneas arriba. Para ello, se utilizó el método de los factores de frecuencia y se obtuvieron los resultados de la tabla 5.9.

T	P $\frac{T-1}{T}$	Caudal Predecido m3/s
2	0.500	72
5	0.800	127
10	0.900	160
50	0.980	226
75	0.987	241
100	0.990	251
200	0.995	276
500	0.998	307

Tabla 5. 9. Extrapolación de la serie de caudales de Charcani

Se debe ser consciente de que el análisis de frecuencia es una aplicación netamente estadística, por lo que existe cierta incertidumbre en el resultado obtenido. Por ello, se ha optado por calcular los límites de confianza de la función de distribución de probabilidad, máximo y mínimo, de tal modo que se pueda conocer la sensibilidad del área de inundación respecto a una variación en el resultado del análisis de frecuencia desarrollado. El cálculo de los límites de confianza se muestra en la tabla 5.10 y gráfico 5.3.

T	P $\frac{T-1}{T}$	Caudal predecido (m3/s)	t(1-a)	Deltha	SE	Límite Inferior	Caudal predecido (m3/s)	Límite Superior
2	0.5000	72.5	1.654	1.12	8.92	57.7	72.5	87.2
5	0.8000	127.0	1.654	1.39	11.06	108.7	127.0	145.2
10	0.9000	159.9	1.654	1.83	14.54	135.9	159.9	184.0
50	0.9800	225.6	1.654	3.37	26.77	181.3	225.6	269.9
75	0.9867	240.7	1.654	3.89	30.90	189.6	240.7	291.9
100	0.9900	**251.3**	1.654	4.41	35.03	193.3	251.3	309.2
200	0.9950	275.9	1.654	6.49	51.54	190.6	275.9	361.1
500	0.9980	307.2	1.654	12.74	101.07	140.0	307.2	474.4

Tabla 5. 10. Cálculo de límites de confianza para la distribución Pearson tipo III - Charcani

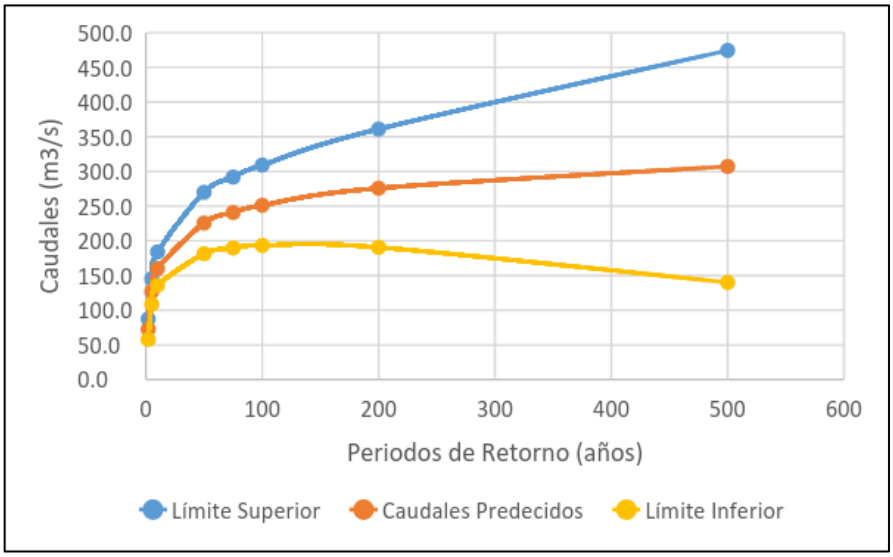


Gráfico 5.3. Límites de confianza para la distribución Pearson tipo III – Charcani

5.3 Hidrología del Sector Aguas Abajo

La hidrología del sector aguas abajo está determinada por la cuenca del río Socabaya y sus principales afluentes que son el río Yarabamba y Mollebaya.

En la cuenca del río Socabaya no existen estaciones hidrométricas que permitan obtener caudales de manera directa como en el sector aguas arriba. Por ello, fue necesario hacer una estimación indirecta de caudales a través de métodos hidrológicos de transformación de lluvia en escorrentía superficial.

Los datos pluviométricos utilizados para alimentar el modelo hidrológico fueron precipitaciones máximas de 24 horas de las estaciones de Characato y Chiguata, ambas bajo la jurisdicción del SENAMHI-AREQUIPA.

5.3.1. Delimitación de la cuenca

La delimitación de la cuenca del río Socabaya permitió definir los límites dentro de los que cualquier precipitación escurre a la confluencia con el río Chili.

Para la delimitación se utilizó el Software ArcGIS 10.1 que permite el manejo de datos geográficos. Para ello, se requiere de la topografía de la zona, la cual se encuentra en las cartas geográficas nacionales 33-S, 33-T, 34-S y 34-T del Instituto Geográfico Nacional Peruano (IGP).

Para la delimitación de la cuenca en ArcGIS se realizaron los siguientes pasos:

- Creación de Modelo Digital del Terreno (DTM).

Se utilizó la topografía de las cartas nacionales para generar una red de triángulos irregulares (TIN) que fue convertida a un Raster, que es un formato de modelo digital del terreno que se compone de cuadriculas con propiedades de elevaciones en cada una de ellas.

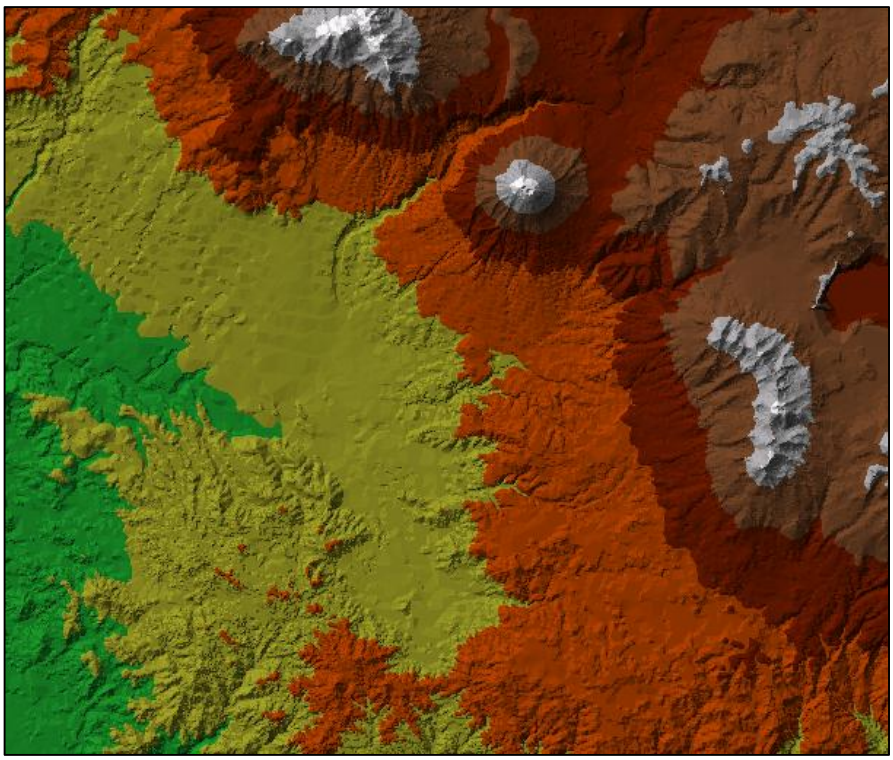


Figura 5.1. TIN de los cuadrángulos 33S, 33T, 34S y 34T

- Generación de Raster direcciones de flujo.

Con el Raster generado, ArcGIS establece la dirección del flujo de cada una de las cuadrículas que componen el Raster a partir de la información de elevación de cada una de ellas y les asigna propiedades de dirección de flujo. Todas las cuadrículas que cuentan con la misma dirección de flujo tienen el mismo valor de propiedad asignado.

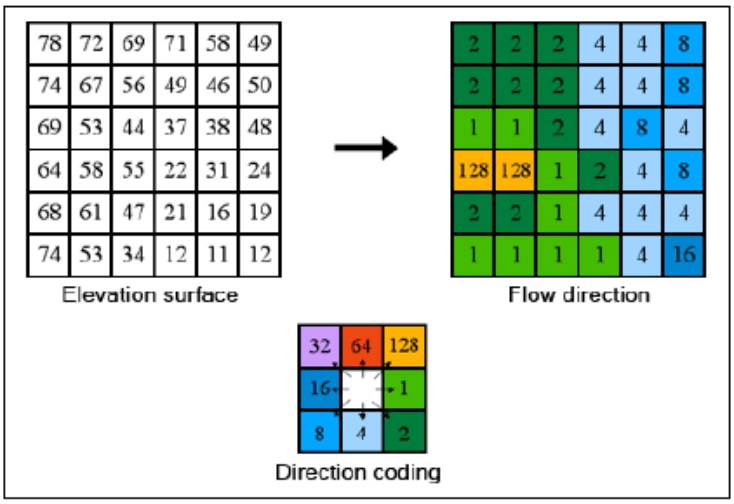


Figura 5.2. Codificación de direcciones de flujo (Fuente: ESRI)

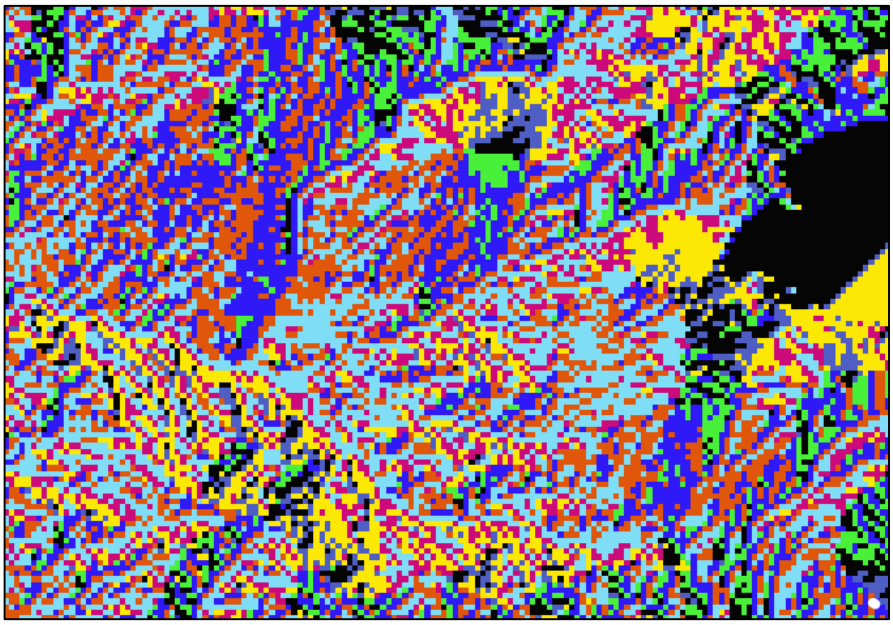


Figura 5.3. Flow Direction Raster

- Generación de Raster de acumulación de flujo.

El Raster de acumulación de flujo se genera a partir del Raster de dirección de flujo.

ArcGIS cuenta la cantidad de cuadriculas que confluyen a un punto y les asigna un valor de acumulación de flujo.

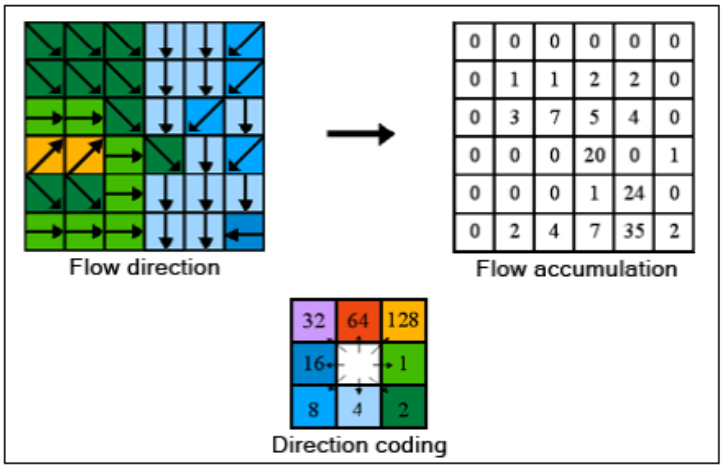


Figura 5.4. Codificación de Acumulación de flujo tomada de ESRI.

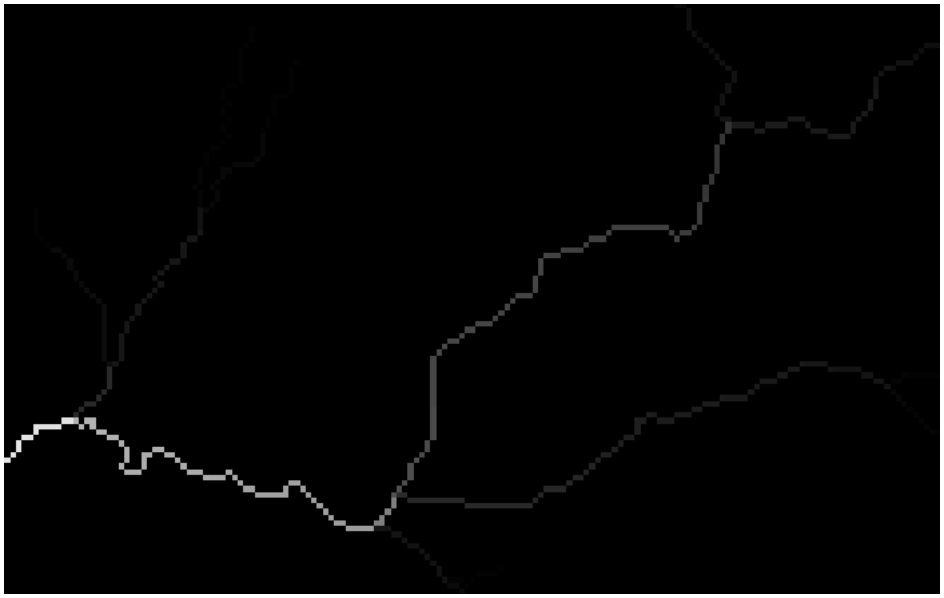


Figura 5.5. Flow Accumulation Raster

- Generación de Raster de red de cauces.

El Raster de red de cauces se obtiene al filtrar el Raster de acumulación de flujo con un parámetro definido, que depende del detalle de cauces que se desee considerar.

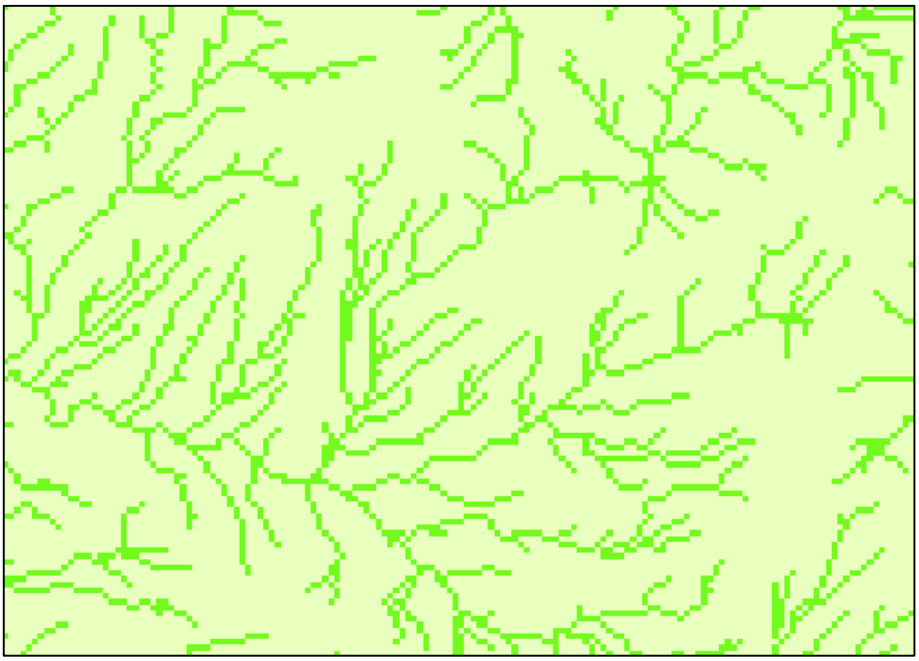


Figura 5.6. Red de cauces

- Generación de Raster de órdenes de los cauces.

El Raster de órdenes de los cauces puede obtenerse según la metodología de Strahler o Shreve a partir del Raster de red de cauces.

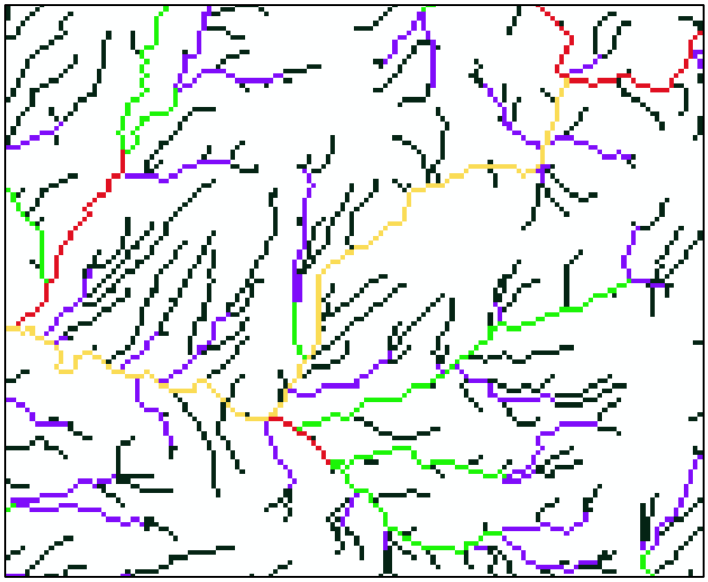


Figura 5.7. Raster de orden de cauces

- Definición de Shapefile de área aportante.

Finalmente, ArcGIS permite realizar la delimitación de la cuenca mediante la función “Catchment” seleccionando el punto colector de la cuenca y el Raster de Acumulación de flujo asociado a la cuenca.

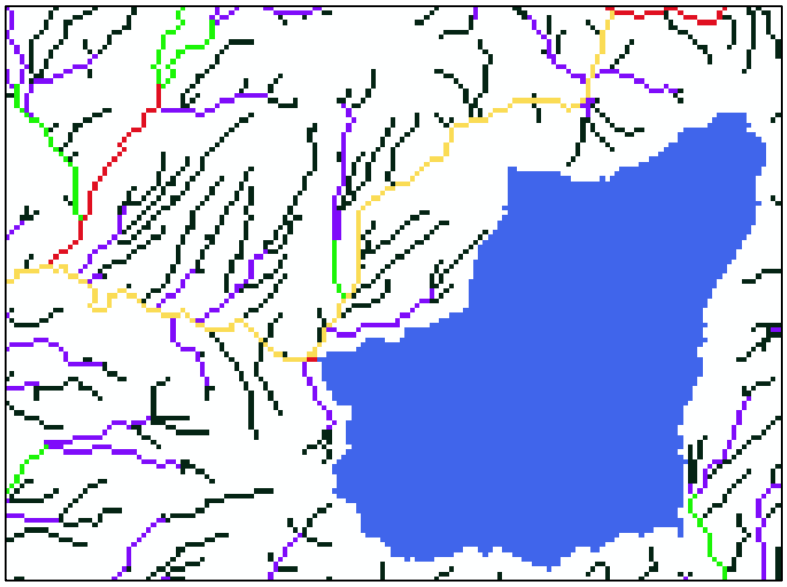


Figura 5.8. Delimitación de la cuenca del río Socabaya

5.3.2. Discretización de la cuenca

La cuenca en estudio, que se muestra en la figura 2.7, tiene una extensión de 1019.1 km2 y del análisis de la red de cauces realizada se puede observar que hay tres cauces principales que corresponden a los ríos Socabaya, Mollebaya y Yarabamba.

La validez y precisión de los métodos de transformación de precipitación en escorrentía, básicamente, el método racional y el método

del hidrograma unitario, varían en función del área de la cuenca estudiada.

El método racional es el más sencillo y el que requiere menos datos para la transformación. Esto conlleva a que pierda precisión en cuencas de gran tamaño.

El método del hidrograma unitario, considera las variaciones de la lluvia y la respuesta de la cuenca en el tiempo. Sin embargo, para cuencas de gran tamaño, la respuesta de la cuenca puede verse afectada debido a la variabilidad en el tipo de suelo o el patrón de tormenta a los largo de la cuenca.

El límite que define la aplicabilidad de los métodos de transformación de lluvia en escorrentía presenta un amplio rango valores que no permite tener una idea clara de la aplicabilidad de cada uno de ellos.

Para el caso de estudio, el método racional ha sido desestimado ya que aun considerando su validez para cuencas pequeñas, la magnitud de la cuenca del río Socabaya supera con creces su aplicabilidad.

Con fundamento en lo mencionado, se ha decidido evaluar cuatro escenarios considerando una discretización diferente para cada uno de ellos.

El primer escenario contempla la cuenca sin discretización alguna, tal como se muestra en la figura 2.7.

El segundo escenario (figura 5.9) contempla la cuenca dividida en tres subcuencas, según los cauces identificados de mayor orden. Estos corresponden a los ríos Socabaya, Mollebaya y Yarabamba.

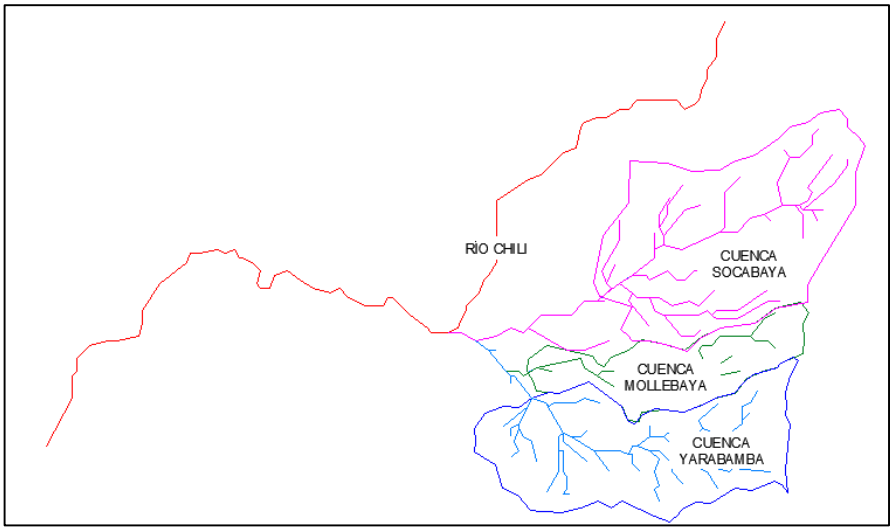


Figura 5.9. Discretización de la cuenca según segundo escenario

El tercer escenario (figura 5.10) contempla la división en cuatro subcuencas, considerando que, del escenario anterior, la subcuenca del río Socabaya presentaba una extensión muy superior a las de las otras subcuencas.

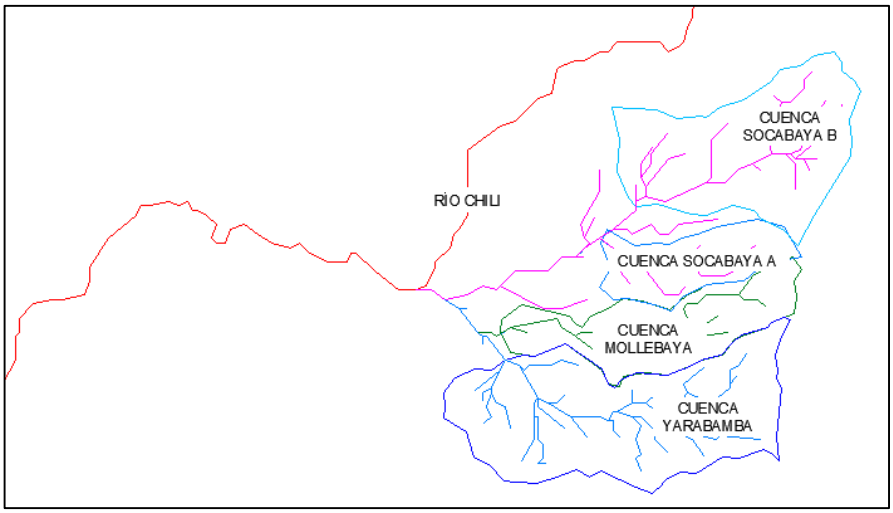


Figura 5.10 Discretización de la cuenca según tercer escenario

El cuarto y último escenario (figura 5.11), contempla la división en ocho subcuencas, tomando la recomendación de Ponce respecto al límite de precisión del método del hidrograma unitario (250 km2).

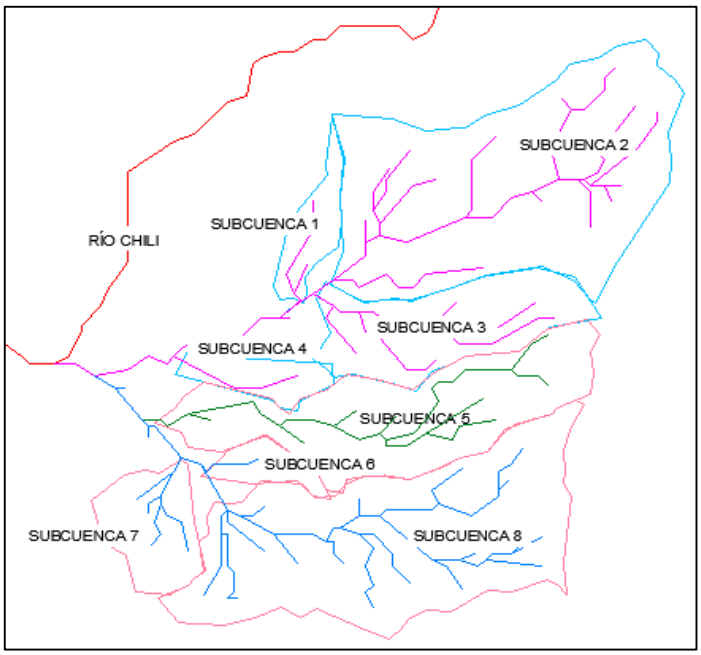


Figura 5.11. Discretización de la cuenca según cuarto escenario

Las sub-cuencas codificadas del número 1 al 4 pertenecen al aporte del río Socabaya y las sub-cuencas codificadas del número 5 al 8 pertenecen al aporte de los ríos Yarabamba y Mollebaya.

Los cuatro escenarios fueron simulados a fin de obtener la implicancia que tiene la discretización de la cuenca en las áreas de inundación y por consiguiente, en los mapas de riesgo por inundación deseados.

5.3.3. Estimación de parámetros geográficos de la cuenca

Los parámetros geográficos de la cuenca pueden proporcionar alguna idea preliminar del comportamiento de la cuenca en base a estudios de cuencas con diferentes parámetros, así como también, sirven de datos de entrada de fórmulas y métodos hidrológicos que se usaron durante el modelamiento de la cuenca como los hidrogramas unitarios sintéticos del SCS y Snyder.

Para cada subcuenca de cada escenario planteado en la sección 5.3.2 se han extraído las siguientes propiedades:

- Área.
- Perímetro.

- Longitud de cauce principal.
- Longitud total de los cauces.
- Longitud de la cuenca.
- Pendiente media del cauce principal.

Y para la cuenca completa del río Socabaya se ha determinado la curva hipsométrica y la curva de frecuencia de altitudes.

Para todo ello, se ha utilizado el software ArcGIS 10.1 donde se debieron seguir los siguientes pasos:

- Delimitación de la subcuenca.

Se siguió el mismo procedimiento que en la sección 5.3.1. Repitiéndolo para cada subcuenca de cada escenario.

De esto es posible obtener el área y perímetro cada subcuenca, así como la longitud del cauce principal, longitud total de cauces y longitud de la cuenca.

- Generación de Raster de pendientes.

Para generar el Raster de pendientes es necesario tener el DTM en formato TIN. La particularidad es que el TIN debe ser únicamente de la

superficie de la cuenca, por lo que deben eliminarse las interpolaciones que estén fuera de los límites de la cuenca.

ArcGIS, mediante el comando “Slope” generará un mapa de pendientes del terreno. (Figura 5.12)

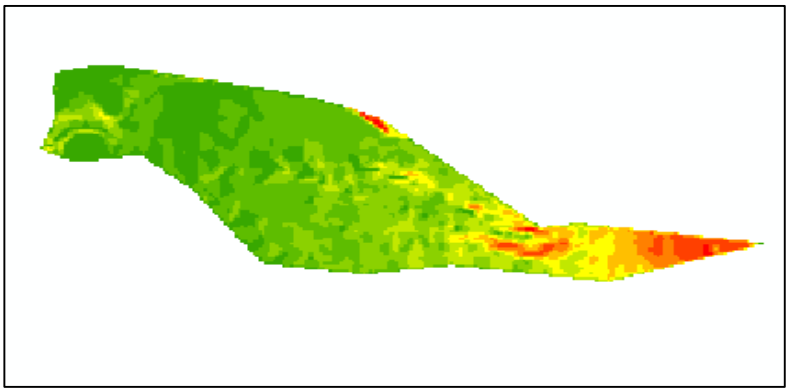


Figura 5.12 Raster de pendientes de la subcuenca 1

- Reclasificación de Raster de pendientes.

Debido a que ArcGIS ha generado un mapa de pendientes con un valor de pendiente a cada cuadrícula del DTM se debió hacer una reclasificación de estos valores y plasmarlo en rangos de pendientes. Esto para facilitar el cálculo de la pendiente media y las curvas hipsométricas y de frecuencia de altitudes. (Figura 5.13)

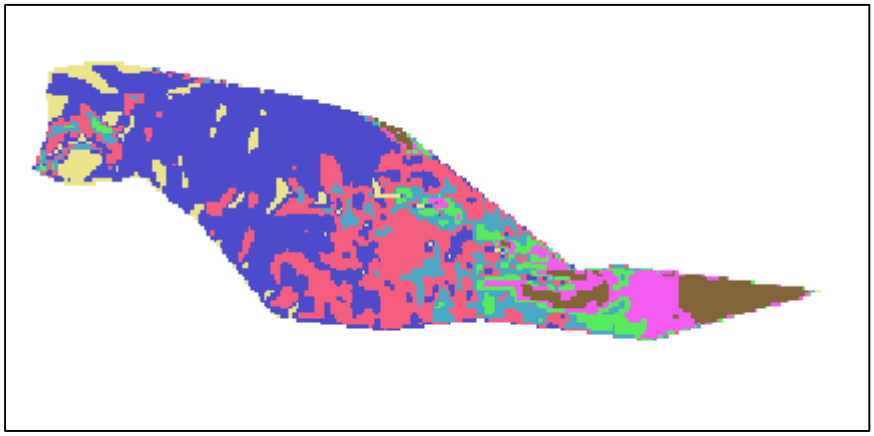


Figura 5.13 Raster de pendientes reclasificado

Un ejemplo del cálculo de los parámetros mencionado en el presente capítulo realizado para la subcuenca 1 se muestra en la tabla 5.11 y un resumen de los parámetros mencionados para las diferentes subcuencas de los escenarios planteados se muestra en la tabla 5.12.

PARAMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA SUBCUENCA 1

PARAMETROS BASICOS

Área de una cuenca(A):	26.05	km^2
Perímetro de la cuenca (P):	30.04	km
Longitud de la cuenca (L):	12.86	km
Longitud del Cauce Principal (L_p)	7.85	km
Cota Incial Cauce Principal	3361.89	m.s.n.m.
Cota Final Cauce Principal	2750.00	m.s.n.m.
Longitud Total de Cauces L_t	10.46	km
Pendiente Media de la Cuenca (S):	0.0564	m/m
Ancho de cuenca (w): $w = \frac{A}{L}$	*2.03*	km

PARÁMETROS GEOMORFOLICOS DE UNA CUENCA

Factor de forma de una Cuenca (F): *0.16*

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

Índice de Compacidad o Índice de Gravelious (K): *1.65*

$$K = 0,28\frac{P}{\sqrt{A}}$$

Pendiente media del cauce principal: *7.79* %

PARÁMETROS DE LA RED HIDROGRÁFICA

Densidad de drenaje (D_d): *0.40*

Lt: Longitud total de Cauces

A: Área de la cuenca

Tabla 5.11. Ejemplo de cálculo de parámetros geomorfológicos de la subcuenca 1

PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LAS SUBCUENCAS							
ESCENARIO	SUBCUENCA	Área (km2)	Perímetro (km)	Longitud (km)	Long. Del cauce principal (km)	Long. Total de cauces (km)	Pendiente media de la cuenca (m/m)
ESCENARIO 1	SOCABAYA	1019.11	147.27	41.62	49.23	354.8	0.0557
ESCENARIO 2	SOCABAYA	419.61	88.55	31.3	31.04	144.96	0.0746
	YARABAMBA	335.57	93.68	28.12	29.59	116.25	0.0414
	MOLLEBAYA	157.53	72.74	28.75	31.47	54.84	0.0718
ESCENARIO 3	SOCABAYA (A)	96.24	49.25	19.67	18.91	43.97	0.0706
	SOCABAYA (B)	253.31	71.88	24.29	23.61	76.87	0.0671
	YARABAMBA	335.57	93.68	28.12	29.59	116.25	0.0414
	MOLLEBAYA	157.53	72.74	28.75	31.47	54.84	0.0718
ESCENARIO 4	SUBCUENCA 1	26.05	30.04	12.86	7.85	10.46	0.0564
	SUBCUENCA 2	288.38	76.36	27.01	18.25	88.2	0.0645
	SUBCUENCA 3	96.24	49.25	17.65	18.53	42.55	0.0747
	SUBCUENCA 4	25.5	25.4	10.46	8.47	8.47	0.0485
	SUBCUENCA 5	158.54	74.25	29.43	32.87	56.26	0.072
	SUBCUENCA 6	17.94	21.17	7.49	5.58	5.96	0.0467
	SUBCUENCA 7	49.44	28.72	9.74	6.7	15.66	0.0207
	SUBCUENCA 8	255.66	83.33	23.18	22.91	89.72	0.045

Tabla 5.12. Resumen de parámetros geomorfológicos de las subcuencas

5.3.4. Estimación de parámetros de escorrentía

Para que el modelo hidrológico contemple las pérdidas que se producen desde la precipitación hasta la escorrentía superficial, el método del hidrograma unitario se debe complementar con algún método de determinación de pérdidas por infiltración.

Para el caso de estudio se optó por el método del número de la curva debido a que es posible aplicarlo a cuencas no aforadas. El método del número de la curva se basa en la estimación de un parámetro conocido cono número de curva que es representativo de las condiciones de uso de suelo y cobertura vegetal de la zona.

El número de la curva es un parámetro que se obtiene de tablas a partir de la observación de las condiciones de suelo y cobertura y su relación con la escorrentía superficial en otras cuencas de estudio.

Sin embargo, existen hasta tres tipos de números de curva. La variación entre ellos se debe a las condiciones de humedad del suelo antecedentes. Esto cobra mayor sentido desde el punto de vista de que la escorrentía superficial de una cuenca no es igual en un periodo seco que en uno húmedo. Por ello, se estimaron los números de la curva del tipo II y en base a ellos se calcularon los números de curva de los tipos I y III y

se consideraron los tres escenarios para identificar el efecto que tienen las condiciones antecedentes del suelo en la determinación de planicies de inundación.

Para conocer el uso del suelo y tipo de cobertura vegetal de la cuenca en estudio se utilizó el Mapa de Cobertura Vegetal del Perú actualizado el año 2015 por el Ministerio del Ambiente.

Para determinar el número de la curva de cada una de las subcuencas planteadas en la sección 5.3.2 se utilizó el software ArcGIS y se siguieron los siguientes pasos:

- Generación del mapa de Cobertura vegetal para cada subcuenca.

Para esto se procedió a cortar el mapa de cobertura Vegetal con un polígono de la forma de cada subcuenca.

ArcGIS con el comando “Clip” realiza este corte (figura 5.14).

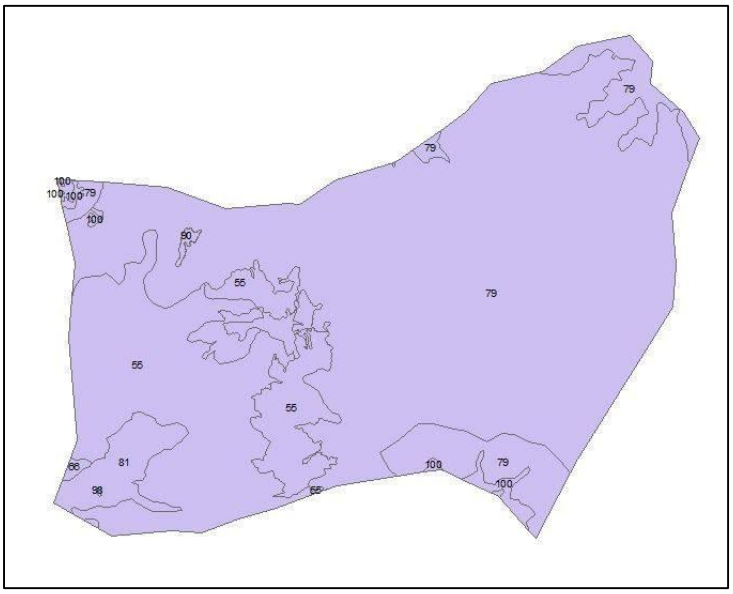


Figura 5.14. Números de la curva de la Subcuenca 2

- Cálculo del número de la curva para cada subcuenca.

El mapa de cobertura de cada subcuenca tiene una tabla de descripción con el área y el número de la curva para cada cobertura existente en la subcuenca, con los datos de esta tabla y la ayuda de una hoja de Excel procedemos a hallar el número de la curva representativo en cada subcuenca. (Tabla 5.13)

Cálculo de Número de la curva		
Descripción	Area (m2)	NC
Pajonal de Puna	82701584.7	68
Quechua	15757446.3	60
Nevados	310059.369	100
Area Agricola	7376295.26	62
Herbazal de tundra	78980930.4	67
Suelo Andino sin vegetación	18446342.6	86
Matorrales	77430942.6	48
	NC	63

Tabla 5.13. Cálculo del Número de la curva de la subcuenca 2

Discretización en 1 Subcuenca	
Subcuenca	NC
1	44

Tabla 5.14. Número de Curva para la cuenca completa

Discretización en 3 Subcuencas	
Subcuenca	NC
SOCABAYA	47
MOLLEBAYA	43
YARABAMBA	41

Tabla 5.15. Número de Curva para la discretización de la cuenca en 3 Subcuencas

Discretización en 4 Subcuencas	
Subcuenca	NC
SOCABAYA 1A	44
SOCABAYA 1B	49
MOLLEBAYA	43
YARABAMBA	41

Tabla 5.16. Número de Curva para la discretización de la cuenca en 4 Subcuencas

Discretización en 8 Subcuencas	
Subcuenca	NC
1	38
2	49
3	44
4	40
5	43
6	38
7	49
8	40

Tabla 5.17. Número de Curva para la discretización de la cuenca en 8 Subcuencas

Para determinar el porcentaje de impermeabilidad de cada una de las subcuencas planteadas en la sección 5.3.2 se utilizó el software ArcGIS y se siguieron los siguientes pasos:

- Cálculo del porcentaje de impermeabilidad

Con el área y el número de la curva de cada cobertura existente en la subcuenca, procedemos a sacar el porcentaje de área de la subcuenca que es impermeable, es decir, que tiene un número de la curva de 100. (Tabla 5.18)

Cálculo de Porcentaje de Impermeabilidad		
Descripción	Area (m2)	NC
Pajonal de Puna	82701584.7	68
Quechua	15757446.3	60
Nevados	310059.369	100
Area Agricola	7376295.26	62
Herbazal de tundra	78980930.4	67
Suelo Andino sin vegetación	18446342.6	86
Matorrales	77430942.6	48
% de Impermeabilidad		0.11

Tabla 5.18. Cálculo del porcentaje de impermeabilidad de la subcuenca 2

Discretización en 1 Subcuenca	
Subcuenca	% de Impermeabilidad
1	0.68

Tabla 5.19. Porcentaje de impermeabilidad para la cuenca completa

Discretización en 3 Subcuencas	
Subcuenca	% de Impermeabilidad
SOCABAYA	0.8
MOLLEBAYA	1.06
YARABAMBA	0.28

Tabla 5.20. Porcentaje de impermeabilidad para la discretización de la cuenca en 3 Subcuencas

Discretización en 4 Subcuencas	
Subcuenca	% de Impermeabilidad
SOCABAYA 1A	3.48
SOCABAYA 1B	0.11
MOLLEBAYA	1.06
YARABAMBA	0.28

Tabla 5.21. Porcentaje de impermeabilidad para la discretización de la cuenca en 4 Subcuencas

Discretización en 8 Subcuencas	
Subcuenca	% de Impermeabilidad
1	0.03
2	0.11
3	3.48
4	0
5	1.06
6	0
7	0
8	0.35

Tabla 5.22. Porcentaje de impermeabilidad para la discretización de la cuenca en 8 Subcuencas

Otro parámetro importante y necesario es el tiempo de concentración de cada subcuenca. Definido como el tiempo que la cuenca tarda en encontrar el equilibrio entre los flujos entrantes y salientes al alcanzar la completa saturación del suelo que la compone.

En cuencas aforadas, este parámetro debe ser calibrado con las mediciones hidrométricas del aforo. En el caso de estudio, no se cuenta con esta información por lo que se debió estimar en base a los parámetros geomorfológicos de las subcuencas.

Es importante tener certidumbre en la obtención de este parámetro, ya que en la aplicación del hidrograma unitario del Soil Conservation Service sirve como base para la obtención del tiempo de retardo, que es el tiempo desde el centroide del hietograma de precipitación y la ocurrencia del caudal pico del hidrograma de escorrentía.

Para la estimación del tiempo de concentración se utilizaron las fórmulas propuestas por Kirpich, Ven Te Chow y Hathaway, fórmulas empíricas desarrolladas en otras cuencas debido a que no se cuenta con metodologías regionales para la cuenca en estudio. Las tres formulaciones fueron consideradas y cada una de ellas dio lugar a un nuevo escenario para identificar la sensibilidad de los mapas de inundación ante este parámetro generalmente desconocido. Las formulaciones mencionadas y su cálculo se muestran en la tabla 5.23.

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN DE LA SUBCUENCA 5

Tiempo de concentración de Kirpich: 2.468 hrs

$$t_c = \frac{0.06628 * L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Tiempo de concentración Ven Te Chow: 10.146 hrs

$$t_c = \frac{L}{3600 * v}$$

Tiempo de concentración Hathaway: 4.146 hrs

$$t_c = \frac{0.606 * (Ln)^{0.467}}{S^{0.234}}$$

Tabla 5.23. Estimación del tiempo de concentración de la subcuenca 5

Discretización en 3 Subcuencas			
Subcuenca	Tiempo de Concentración (hrs)		
	Kirpich	Hathaway	Ven Te Chow
SOCABAYA	2.55	4.00	9.58
MOLLEBAYA	2.43	4.07	9.71
YARABAMBA	2.95	4.49	9.13

Tabla 5.24. Tiempos de Concentración para la discretización de la cuenca en 3 Subcuencas

Discretización en 4 Subcuencas			
Subcuenca	Tiempo de Concentración (hrs)		
	Kirpich	Hathaway	Ven Te Chow
SOCABAYA 1A	1.82	3.22	5.84
SOCABAYA 1B	2.19	3.61	7.29
MOLLEBAYA	2.43	4.07	9.71
YARABAMBA	2.95	4.49	9.13

Tabla 5.25. Tiempos de Concentración para la discretización de la cuenca en 4 Subcuencas

Discretización en 8 Subcuencas			
	Tiempo de Concentración (hrs)		
Subcuenca	Kirpich	Hathaway	Ven Te Chow
1	1.43	2.25	2.42
2	2.41	3.23	5.63
3	1.64	3.15	5.72
4	1.30	2.41	2.61
5	2.47	4.15	10.15
6	1.02	2.00	1.72
7	1.70	2.64	2.07
8	2.46	3.91	7.07

Tabla 5.26. Tiempos de Concentración para la discretización de la cuenca en 8 Subcuencas

5.3.5. Estimación de parámetros de tránsito

Para el tránsito de avenidas en cauces se aplicó el método de Muskingum debido a que no se cuenta con datos de aforo. Para ello, fue necesario estimar los parámetros de tiempo de desplazamiento de hidrograma (K), parámetro de almacenamiento (X) y cantidad de divisiones del río, esto último, necesario cuando el tramo de río es muy largo, ya que afecta la precisión del método.

Otra forma de calcularlos es realizar el tránsito de avenidas utilizando los principios de la hidráulica y obtener el hidrograma de salida con el que se pueden obtener los parámetros mediante un procedimiento inverso.

En el presente caso de estudio, se han estimado los parámetros según las recomendaciones dadas por Haestad Methods.

Para la estimación del parámetro K se calculó la celeridad promedio de la onda, utilizando una sección cualquiera y la ecuación de Manning para el flujo uniforme y se amplifico por 1.5 mientras que para el valor de X que relaciona el efecto de los ingresos y las salidas se consideró la pendiente del cauce como determinante pero dentro del rango recomendado por Haestad Methods cuando se carecen de datos (Tabla 5.27).

ESTIMACIÓN DEL PARÁMETRO K DE TRÁNSITO DE CAUCES					
YARABAMBA			SOCABAYA		
RIO	Longitud (km)	K (S)	RIO	Longitud (km)	K (S)
Y1	3.1	673.91	S1	1.51	328.26
Y2	1.42	308.70	S2	1.62	352.17
Y3	3.97	863.04	S3	9.59	2084.78
Y4	4.5	978.26	S4	5.97	1297.83
Y5	2.97	645.65			

Tabla 5.27. Estimación de parámetro K de tránsito de cauces

5.3.6. Lluvia de proyecto

La determinación de la lluvia del proyecto depende de la cantidad y calidad de datos pluviométricos con los que se cuente. Una adecuada lluvia de proyecto debe representar las características de las precipitaciones de la zona, en forma y magnitud. Por ello es necesario

contar con registros de precipitaciones acumuladas y pluviogramas de un número importante de tormentas de la zona.

La lluvia del proyecto tiene dos componentes que la determinan: la magnitud de la precipitación total y el patrón de distribución de la precipitación a lo largo del tiempo.

En el presente caso de estudio se identificó que la respuesta de la cuenca, y por lo tanto, la superficie de inundación, son diferentes dependiendo de la relación entre la duración de la lluvia y el tiempo de concentración de la cuenca.

a. Análisis de frecuencia de precipitaciones

Para la estimación de la magnitud esperada de la lluvia se debe analizar estadísticamente una serie de registros de precipitaciones, que en el caso del estudio de máximas avenidas, deben ser las máximas acumuladas registradas en un periodo mayor que la duración promedio de las tormentas de la zona, pero menor que el intervalo promedio entre dos tormentas consecutivas, de modo que el registro pueda representar el acumulado total de una tormenta y no permita que una medición incluya dos o más tormentas, lo que llevaría a una sobrestimación del riesgo.

De la disponibilidad de datos en las estaciones pluviométricas de la zona, se escogieron las precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones de Chiguata y Characato.

En las estaciones de Characato y Chiguata se registraron precipitaciones máximas de 24 horas desde el año 1977 hasta el año 2014, con un total de 38 datos y un máximo valor de 83.6 mm en el año 1995 y 48.8 mm en el año 1987, respectivamente (Tablas 5.28 y 5.29).

Año	Precipitación (mm)
1977	62.70
1978	15.00
1979	28.10
1980	18.70
1981	55.40
1982	8.10
1983	8.20
1984	19.60
1985	24.30
1986	26.20
1987	83.60
1988	22.00
1989	51.30
1990	18.50
1991	2.80
1992	18.00
1993	17.10
1994	21.90

Año	Precipitación (mm)
1995	81.40
1996	20.75
1997	58.90
1998	19.90
1999	52.60
2000	42.60
2001	57.50
2002	26.30
2003	15.70
2004	29.80
2005	12.00
2006	25.50
2007	30.10
2008	36.50
2009	16.50
2010	8.00
2011	20.00
2012	52.90
2013	32.30
2014	36.80

Tabla 5.28. Serie histórica de precipitaciones máximas en 24 horas de la estación de Characato tomadas de SENAMHI-AREQUIPA

Año	Precipitación (mm)
1977	34.60
1978	12.80
1979	24.80
1980	12.40
1981	28.90
1982	9.20
1983	3.80

Año	Precipitación (mm)
1984	21.00
1985	20.30
1986	37.90
1987	30.40
1988	22.70
1989	32.20
1990	18.90
1991	13.50
1992	6.00
1993	21.80
1994	35.30
1995	48.80
1996	15.90
1997	44.00
1998	12.60
1999	25.00
2000	36.20
2001	20.90
2002	24.30
2003	9.20
2004	18.70
2005	13.00
2006	14.40
2007	23.40
2008	20.70
2009	9.90
2010	9.70
2011	19.20
2012	39.30
2013	28.50

Año	Precipitación (mm)
2014	16.30

Tabla 5.29. Serie histórica de precipitaciones máximas en 24 horas de la estación de Chiguata tomadas de SENAMHI-AREQUIPA

Al igual que en el análisis de frecuencia de la serie de caudales máximos anuales, se realizó el análisis de frecuencia de precipitaciones para ambas series. Se consideraron las mismas funciones de distribuciones empíricas y teóricas y la prueba de bondad de ajuste de Smirnov-Kolmogorov para la determinación de la combinación que mejor se ajuste a la serie.

En las tablas 5.30, 5.31, 5.32, 5.33, 5.34 y 5.35 se muestra el análisis de frecuencia de la combinaciones que mejor se ajustan (menor parámetro de delta de Smirnov) a las series históricas de precipitaciones máximas de 24 horas de las estaciones pluviométricas de Characato y Chiguata. Estas combinaciones están conformadas por la funciones empíricas de Weibull y las funciones de distribución de probabilidad Pearson tipo III o Gamma 3P.

Número Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Weibull Prob. Excedencia $\frac{m-b}{n+1-2b}$	Prob. No Excedencia $1-P$
1	1977	62.7	83.6	0.026	0.974
2	1978	15	81.4	0.051	0.949
3	1979	28.1	62.7	0.077	0.923
4	1980	18.7	58.9	0.103	0.897
5	1981	55.4	57.5	0.128	0.872
6	1982	8.1	55.4	0.154	0.846
7	1983	8.2	52.9	0.179	0.821
8	1984	19.6	52.6	0.205	0.795
9	1985	24.3	51.3	0.231	0.769
10	1986	26.2	42.6	0.256	0.744
11	1987	83.6	36.8	0.282	0.718
12	1988	22	36.5	0.308	0.692
13	1989	51.3	32.3	0.333	0.667
14	1990	18.5	30.1	0.359	0.641
15	1991	2.8	29.8	0.385	0.615
16	1992	18	28.1	0.410	0.590
17	1993	17.1	26.3	0.436	0.564
18	1994	21.9	26.2	0.462	0.538
19	1995	81.4	25.5	0.487	0.513
20	1996	20.75	24.3	0.513	0.487
21	1997	58.9	22	0.538	0.462
22	1998	19.9	21.9	0.564	0.436
23	1999	52.6	20.75	0.590	0.410
24	2000	42.6	20	0.615	0.385
25	2001	57.5	19.9	0.641	0.359
26	2002	26.3	19.6	0.667	0.333
27	2003	15.7	18.7	0.692	0.308
28	2004	29.8	18.5	0.718	0.282
29	2005	12	18	0.744	0.256
30	2006	25.5	17.1	0.769	0.231
31	2007	30.1	16.5	0.795	0.205
32	2008	36.5	15.7	0.821	0.179
33	2009	16.5	15	0.846	0.154
34	2010	8	12	0.872	0.128
35	2011	20	8.2	0.897	0.103
36	2012	52.9	8.1	0.923	0.077
37	2013	32.3	8	0.949	0.051
38	2014	36.8	2.8	0.974	0.026

Tabla 5.30. Ajuste de la serie de Precipitaciones de Characato a función empírica de Weibull

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Coef. Sesgo $\frac{\frac{(x-\bar{x})^3}{n}}{\delta^3}$	Pearson III F(X)
1	1977	62.7	83.6	0.47809	0.983
2	1978	15	81.4	0.42059	0.980
3	1979	28.1	62.7	0.10469	0.927
4	1980	18.7	58.9	0.07139	0.907
5	1981	55.4	57.5	0.06118	0.898
6	1982	8.1	55.4	0.04776	0.884
7	1983	8.2	52.9	0.03454	0.865
8	1984	19.6	52.6	0.03314	0.862
9	1985	24.3	51.3	0.02751	0.851
10	1986	26.2	42.6	0.00514	0.756
11	1987	83.6	36.8	0.00064	0.670
12	1988	22	36.5	0.00055	0.665
13	1989	51.3	32.3	0.00001	0.591
14	1990	18.5	30.1	0.00000	0.548
15	1991	2.8	29.8	-0.00001	0.542
16	1992	18	28.1	-0.00008	0.507
17	1993	17.1	26.3	-0.00034	0.469
18	1994	21.9	26.2	-0.00036	0.467
19	1995	81.4	25.5	-0.00054	0.452
20	1996	20.75	24.3	-0.00098	0.426
21	1997	58.9	22	-0.00238	0.375
22	1998	19.9	21.9	-0.00246	0.372
23	1999	52.6	20.75	-0.00352	0.347
24	2000	42.6	20	-0.00436	0.330
25	2001	57.5	19.9	-0.00448	0.328
26	2002	26.3	19.6	-0.00485	0.321
27	2003	15.7	18.7	-0.00609	0.301
28	2004	29.8	18.5	-0.00639	0.297
29	2005	12	18	-0.00719	0.286
30	2006	25.5	17.1	-0.00879	0.266
31	2007	30.1	16.5	-0.00998	0.253
32	2008	36.5	15.7	-0.01173	0.236
33	2009	16.5	15	-0.01342	0.222
34	2010	8	12	-0.02248	0.162
35	2011	20	8.2	-0.03885	0.098
36	2012	52.9	8.1	-0.03936	0.096
37	2013	32.3	8	-0.03988	0.095
38	2014	36.8	2.8	-0.07353	0.034
MEDIA		30.9881579			
DESV. ESTANDAR		20.0133585			
COEF DE SESGO		0.98315497			

Tabla 5. 31 Ajuste de serie de precipitaciones de Characato a función Pearson tipo III

Número Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Prob. No Excedencia P(X)	PEARSON III	Smirnov Kolmogorov			
					F(X)	Max Diferencia $\Delta = \max \lvert P(x) - F(X) \rvert$		Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 59$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
						Δ	$\Downarrow$		
1	1977	62.7	83.6	0.974	0.983	0.008	0.095	0.221	1
2	1978	15	81.4	0.949	0.980	0.031			SI
3	1979	28.1	62.7	0.923	0.927	0.004			0
4	1980	18.7	58.9	0.897	0.907	0.009			NO
5	1981	55.4	57.5	0.872	0.898	0.026			
6	1982	8.1	55.4	0.846	0.884	0.038			
7	1983	8.2	52.9	0.821	0.865	0.044			
8	1984	19.6	52.6	0.795	0.862	0.067			
9	1985	24.3	51.3	0.769	0.851	0.082			
10	1986	26.2	42.6	0.744	0.756	0.013			
11	1987	83.6	36.8	0.718	0.670	0.048			
12	1988	22	36.5	0.692	0.665	0.027			
13	1989	51.3	32.3	0.667	0.591	0.076			
14	1990	18.5	30.1	0.641	0.548	0.093			
15	1991	2.8	29.8	0.615	0.542	0.074			
16	1992	18	28.1	0.590	0.507	0.083			
17	1993	17.1	26.3	0.564	0.469	0.095			
18	1994	21.9	26.2	0.538	0.467	0.072			
19	1995	81.4	25.5	0.513	0.452	0.061			
20	1996	20.75	24.3	0.487	0.426	0.062			
21	1997	58.9	22	0.462	0.375	0.087			
22	1998	19.9	21.9	0.436	0.372	0.063			
23	1999	52.6	20.75	0.410	0.347	0.063			
24	2000	42.6	20	0.385	0.330	0.054			
25	2001	57.5	19.9	0.359	0.328	0.031			
26	2002	26.3	19.6	0.333	0.321	0.012			
27	2003	15.7	18.7	0.308	0.301	0.006			
28	2004	29.8	18.5	0.282	0.297	0.015			
29	2005	12	18	0.256	0.286	0.030			
30	2006	25.5	17.1	0.231	0.266	0.036			
31	2007	30.1	16.5	0.205	0.253	0.048			
32	2008	36.5	15.7	0.179	0.236	0.057			
33	2009	16.5	15	0.154	0.222	0.068			
34	2010	8	12	0.128	0.162	0.034			
35	2011	20	8.2	0.103	0.098	0.005			
36	2012	52.9	8.1	0.077	0.096	0.019			
37	2013	32.3	8	0.051	0.095	0.043			

Tabla 5. 32 Prueba de Smirnov Kolmogorov para serie de precipitaciones Characato.

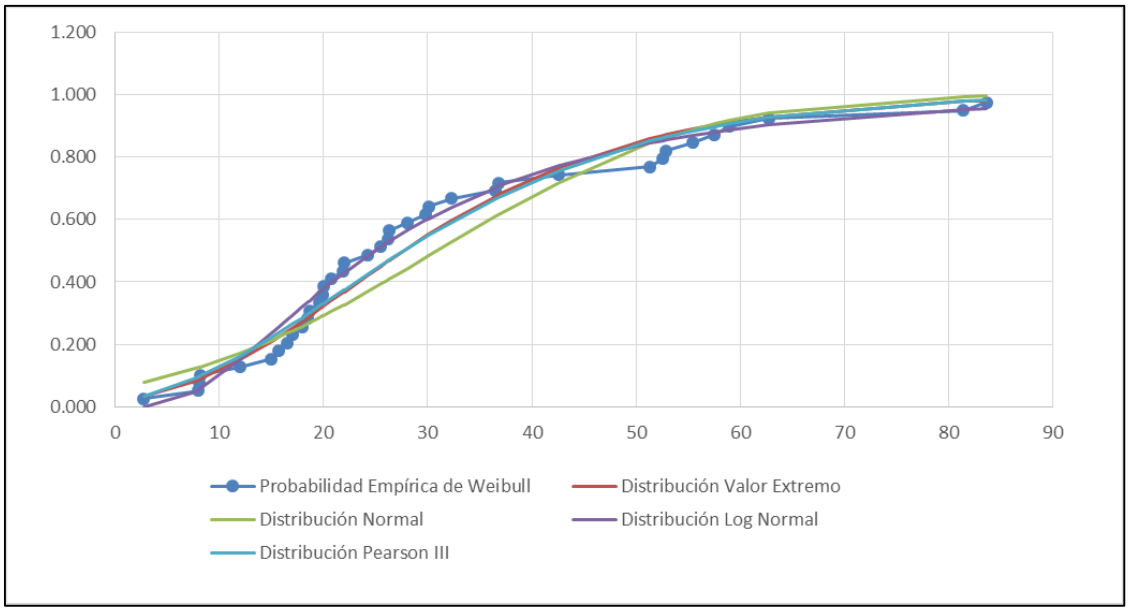


Gráfico 5.4 Representación gráfica del ajuste de las funciones teóricas a la función empírica de Weibull para series de precipitaciones Estación Characato

Número Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Weibull Prob. Excedencia $\frac{m-b}{n+1-2b}$	Prob. No Excedencia $1-P$
1	1977	34.6	48.8	0.026	0.974
2	1978	12.8	44	0.051	0.949
3	1979	24.8	39.3	0.077	0.923
4	1980	12.4	37.9	0.103	0.897
5	1981	28.9	36.2	0.128	0.872
6	1982	9.2	35.3	0.154	0.846
7	1983	3.8	34.6	0.179	0.821
8	1984	21	32.2	0.205	0.795
9	1985	20.3	30.4	0.231	0.769
10	1986	37.9	28.9	0.256	0.744
11	1987	30.4	28.5	0.282	0.718
12	1988	22.7	25	0.308	0.692
13	1989	32.2	24.8	0.333	0.667
14	1990	18.9	24.3	0.359	0.641
15	1991	13.5	23.4	0.385	0.615
16	1992	6	22.7	0.410	0.590
17	1993	21.8	21.8	0.436	0.564
18	1994	35.3	21	0.462	0.538
19	1995	48.8	20.9	0.487	0.513
20	1996	15.9	20.7	0.513	0.487
21	1997	44	20.3	0.538	0.462
22	1998	12.6	19.2	0.564	0.436
23	1999	25	18.9	0.590	0.410
24	2000	36.2	18.7	0.615	0.385
25	2001	20.9	16.3	0.641	0.359
26	2002	24.3	15.9	0.667	0.333
27	2003	9.2	14.4	0.692	0.308
28	2004	18.7	13.5	0.718	0.282
29	2005	13	13	0.744	0.256
30	2006	14.4	12.8	0.769	0.231
31	2007	23.4	12.6	0.795	0.205
32	2008	20.7	12.4	0.821	0.179
33	2009	9.9	9.9	0.846	0.154
34	2010	9.7	9.7	0.872	0.128
35	2011	19.2	9.2	0.897	0.103
36	2012	39.3	9.2	0.923	0.077
37	2013	28.5	6	0.949	0.051
38	2014	16.3	3.8	0.974	0.026

Tabla 5. 33 Ajuste de la serie de Precipitaciones de Chiguata a función empírica de Weibull

Número Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Coef. Sesgo $\frac{(x-\overline{x})^3}{\frac{n}{\delta^3}}$	Pearson III F(X)
1	1977	34.6	48.8	0.393	0.974
2	1978	12.8	44	0.218	0.949
3	1979	24.8	39.3	0.106	0.923
4	1980	12.4	37.9	0.082	0.897
5	1981	28.9	36.2	0.058	0.872
6	1982	9.2	35.3	0.048	0.846
7	1983	3.8	34.6	0.041	0.821
8	1984	21	32.2	0.022	0.795
9	1985	20.3	30.4	0.012	0.769
10	1986	37.9	28.9	0.007	0.744
11	1987	30.4	28.5	0.006	0.718
12	1988	22.7	25	0.001	0.692
13	1989	32.2	24.8	0.000	0.667
14	1990	18.9	24.3	0.000	0.641
15	1991	13.5	23.4	0.000	0.615
16	1992	6	22.7	0.000	0.590
17	1993	21.8	21.8	0.000	0.564
18	1994	35.3	21	0.000	0.538
19	1995	48.8	20.9	0.000	0.513
20	1996	15.9	20.7	0.000	0.487
21	1997	44	20.3	0.000	0.462
22	1998	12.6	19.2	0.000	0.436
23	1999	25	18.9	-0.001	0.410
24	2000	36.2	18.7	-0.001	0.385
25	2001	20.9	16.3	-0.004	0.359
26	2002	24.3	15.9	-0.005	0.333
27	2003	9.2	14.4	-0.009	0.308
28	2004	18.7	13.5	-0.013	0.282
29	2005	13	13	-0.015	0.256
30	2006	14.4	12.8	-0.016	0.231
31	2007	23.4	12.6	-0.017	0.205
32	2008	20.7	12.4	-0.018	0.179
33	2009	9.9	9.9	-0.036	0.154
34	2010	9.7	9.7	-0.038	0.128
35	2011	19.2	9.2	-0.043	0.103
36	2012	39.3	9.2	-0.043	0.077
37	2013	28.5	6	-0.084	0.051
38	2014	16.3	3.8	-0.124	0.026
MEDIA		22.01315789			
DESV. ESTANDAR		10.87313006			
COEF DE SESGO		0.5265797			

Tabla 5. 34 Ajuste de serie de precipitaciones de Chiguata a función Pearson tipo III

Número Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Prob. No Excedencia P(X)	PEARSON III F(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max \lvert P(x) - F(X) \rvert$ Δ	⇓	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 59$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	34.6	48.8	0.974	0.984	0.010	0.057	0.221	1
2	1978	12.8	44	0.949	0.966	0.018			SI
3	1979	24.8	39.3	0.923	0.933	0.010			0
4	1980	12.4	37.9	0.897	0.918	0.021			NO
5	1981	28.9	36.2	0.872	0.897	0.025			
6	1982	9.2	35.3	0.846	0.884	0.038			
7	1983	3.8	34.6	0.821	0.874	0.053			
8	1984	21	32.2	0.795	0.830	0.035			
9	1985	20.3	30.4	0.769	0.791	0.022			
10	1986	37.9	28.9	0.744	0.754	0.011			
11	1987	30.4	28.5	0.718	0.744	0.026			
12	1988	22.7	25	0.692	0.639	0.053			
13	1989	32.2	24.8	0.667	0.632	0.034			
14	1990	18.9	24.3	0.641	0.616	0.025			
15	1991	13.5	23.4	0.615	0.585	0.031			
16	1992	6	22.7	0.590	0.560	0.030			
17	1993	21.8	21.8	0.564	0.527	0.037			
18	1994	35.3	21	0.538	0.498	0.041			
19	1995	48.8	20.9	0.513	0.494	0.019			
20	1996	15.9	20.7	0.487	0.486	0.001			
21	1997	44	20.3	0.462	0.471	0.010			
22	1998	12.6	19.2	0.436	0.430	0.006			
23	1999	25	18.9	0.410	0.419	0.008			
24	2000	36.2	18.7	0.385	0.411	0.026			
25	2001	20.9	16.3	0.359	0.322	0.037			
26	2002	24.3	15.9	0.333	0.307	0.026			
27	2003	9.2	14.4	0.308	0.255	0.053			
28	2004	18.7	13.5	0.282	0.225	0.057			
29	2005	13	13	0.256	0.209	0.047			
30	2006	14.4	12.8	0.231	0.203	0.028			
31	2007	23.4	12.6	0.205	0.197	0.008			
32	2008	20.7	12.4	0.179	0.191	0.012			
33	2009	9.9	9.9	0.154	0.124	0.030			
34	2010	9.7	9.7	0.128	0.119	0.009			
35	2011	19.2	9.2	0.103	0.108	0.005			
36	2012	39.3	9.2	0.077	0.108	0.031			
37	2013	28.5	6	0.051	0.051	0.000			
38	2014	16.3	3.8	0.026	0.027	0.002			

Tabla 5. 35 Prueba de Smirnov Kolmogorov para serie de precipitaciones Chiguata.

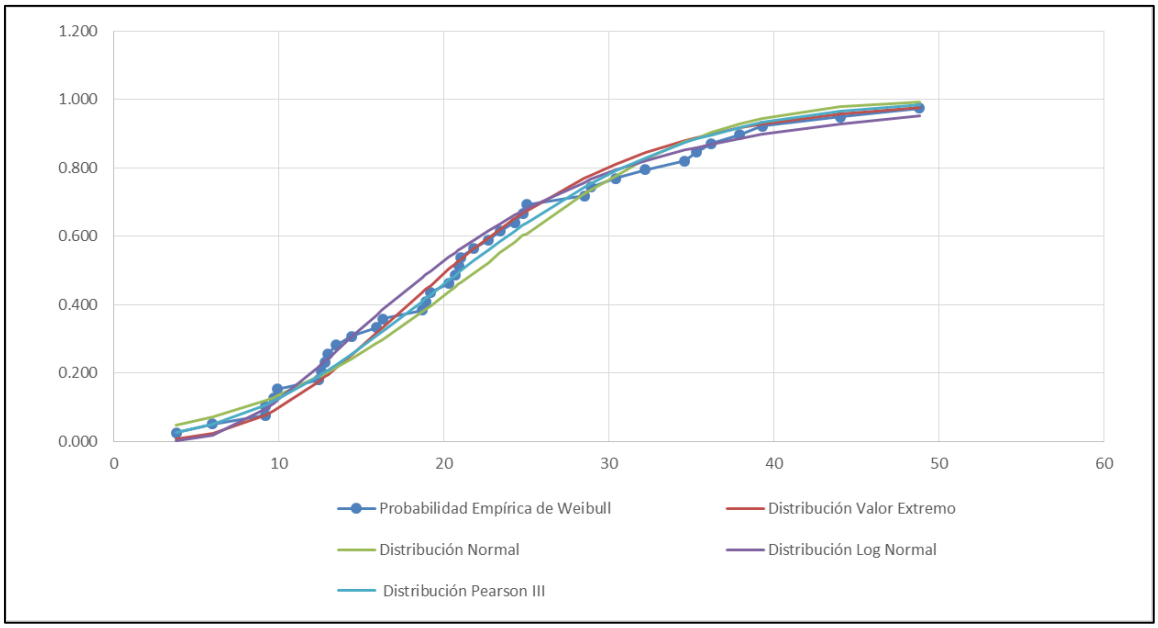


Gráfico 5.5 Representación gráfica del ajuste de las funciones teóricas a la función empírica de Weibull para series de precipitaciones Estación Characato

Las tablas 5.36 y 5.37 muestran los resultados de la prueba de bondad de ajuste de Smirnov-Kolmogorov para las diferentes combinaciones de funciones de probabilidad ensayadas.

CHARACATO PRUEBA S.K.		Delta Teórico	Delta tabular
WEIBULL	Lognormal	0.0820	0.2206
	Pearson III	0.0950	
	Gumbel	0.0956	
	Normal	0.1570	
BLOM	Lognormal	0.0887	
	Pearson III	0.0963	
	Gumbel	0.0969	
	Normal	0.1598	
GRINGORTEN	Lognormal	0.0899	
	Pearson III	0.0965	
	Gumbel	0.0971	
	Normal	0.1603	
CALIFORNIA	Pearson III	0.0902	
	Gumbel	0.0952	
	Lognormal	0.1042	
	Normal	0.1476	

Tabla 5. 36. Comparación de Delta de Smirnov para diferentes combinaciones de distribuciones, Estación de Characato

CHIGUATA PRUEBA S.K.		Delta Teórico	Delta tabular
WEIBULL	**Pearson III**	**0.0569**	0.2206
	Gumbel	0.0661	
	Lognormal	0.0820	
	Normal	0.1570	
BLOM	Pearson III	0.0571	
	Gumbel	0.0618	
	Lognormal	0.0887	
	Normal	0.1598	
GRINGORTEN	Pearson III	0.0578	
	Gumbel	0.0611	
	Lognormal	0.0899	
	Normal	0.1603	
CALIFORNIA	Pearson III	0.0577	
	Gumbel	0.0677	
	Lognormal	0.1042	
	Normal	0.1476	

Tabla 5. 37. Comparación de Delta de Smirnov para diferentes combinaciones de distribuciones, Estación Chiguata

Con los periodos de retorno de la tabla 5.9 es posible realizar la predicción de eventos mediante interpolación o extrapolación de las funciones de distribución de probabilidad escogidas líneas arriba. Para ello, se utilizó el método de los factores de frecuencia y se obtuvieron los resultados de las tablas 5.38 y 5.39.

T	P $\frac{T-1}{T}$	Precipitación Predecida mm
2	0.500	27.8
5	0.800	46.2
10	0.900	57.8
50	0.980	81.7
75	0.987	87.3
100	0.990	91.3
200	0.995	100.5
500	0.998	112.4

Tabla 5. 38 Extrapolación de la serie de Precipitaciones Characato

T	P $\frac{T-1}{T}$	Precipitación Predecida mm
2	0.500	21.1
5	0.800	30.8
10	0.900	36.4
50	0.980	47.3
75	0.987	49.7
100	0.990	51.4
200	0.995	55.3
500	0.998	60.3

Tabla 5. 39 Extrapolación de la serie de precipitaciones Chiguata

Igual que en el análisis de frecuencia de caudales, se ha optado por calcular los límites de confianza de las funciones de distribución de probabilidad, máximo y mínimo, de tal modo que se pueda conocer la sensibilidad del área de inundación respecto a una variación en el resultado del análisis de frecuencia desarrollado. Tablas 5.40 y 5.41 y Gráficos 5.6 y 5.7.

T	P $\frac{T-1}{T}$	Precipitación predecida (mm)	t(1-a)	Deltha	SE	Límite Inferior	Precipitación predecida (mm)	Límite Superior
2	0.5000	27.8	1.654	1.124	2.980	22.83	27.76	32.69
5	0.8000	46.2	1.654	1.393	3.694	40.08	46.19	52.30
10	0.9000	57.8	1.654	1.832	4.856	49.78	57.81	65.84
50	0.9800	81.7	1.654	3.374	8.943	66.92	81.72	96.51
75	0.9867	87.3	1.654	3.894	10.322	70.27	87.34	104.41
100	0.9900	91.3	1.654	4.414	11.701	71.91	91.26	110.61
200	0.9950	100.5	1.654	6.494	17.216	72.04	100.52	128.99
500	0.9980	112.4	1.654	12.736	33.761	56.56	112.40	168.24

Tabla 5. 40 Cálculo de límites de confianza para la distribución Pearson tipo III – Characato

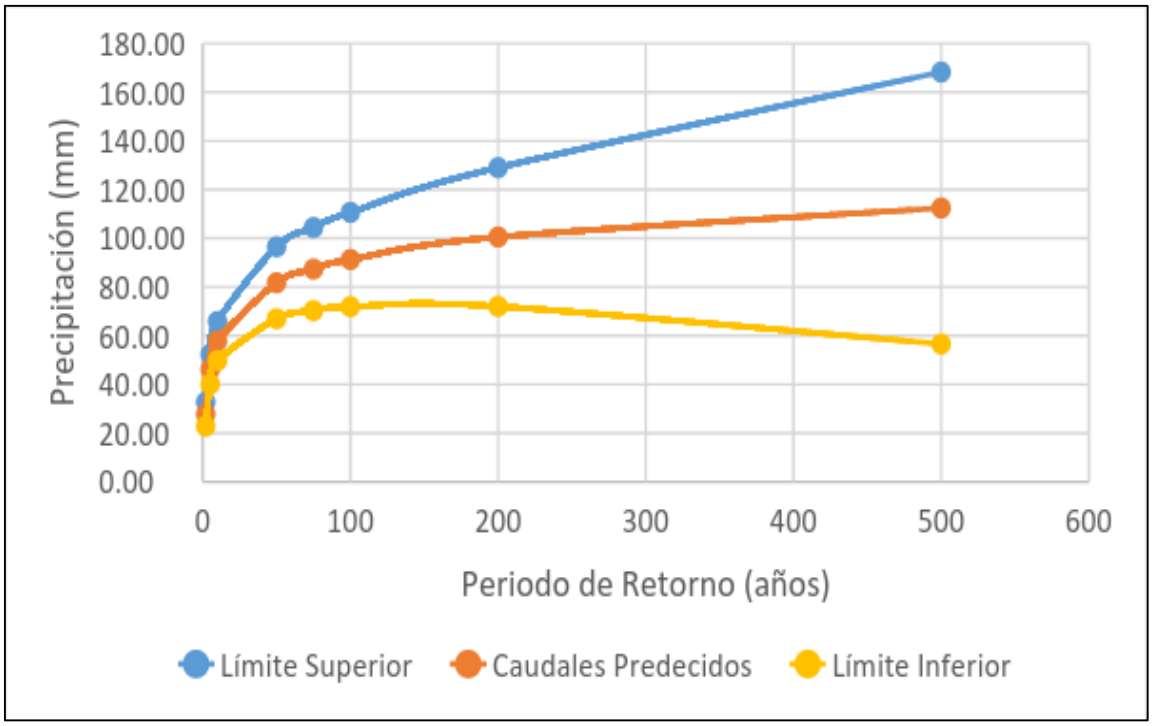


Gráfico 5.6 Límites de confianza para la distribución Pearson tipo III – Characato

T	P $\frac{T-1}{T}$	Precipitación predecida (mm)	t(1-a)	Deltha	SE	Límite Inferior	Precipitación predecida (mm)	Límite Superior
2	0.5000	21.1	1.654	1.124	1.619	18.39	21.06	23.74
5	0.8000	30.8	1.654	1.393	2.007	27.46	30.78	34.10
10	0.9000	36.4	1.654	1.832	2.638	32.05	36.42	40.78
50	0.9800	47.3	1.654	3.374	4.859	39.24	47.28	55.32
75	0.9867	49.7	1.654	3.894	5.608	40.45	49.73	59.00
100	0.9900	51.4	1.654	4.414	6.357	40.90	51.42	61.93
200	0.9950	55.3	1.654	6.494	9.353	39.87	55.34	70.81
500	0.9980	60.3	1.654	12.736	18.342	29.95	60.28	90.62

Tabla 5. 41 Cálculo de límites de confianza para la distribución Pearson tipo III – Chiguata

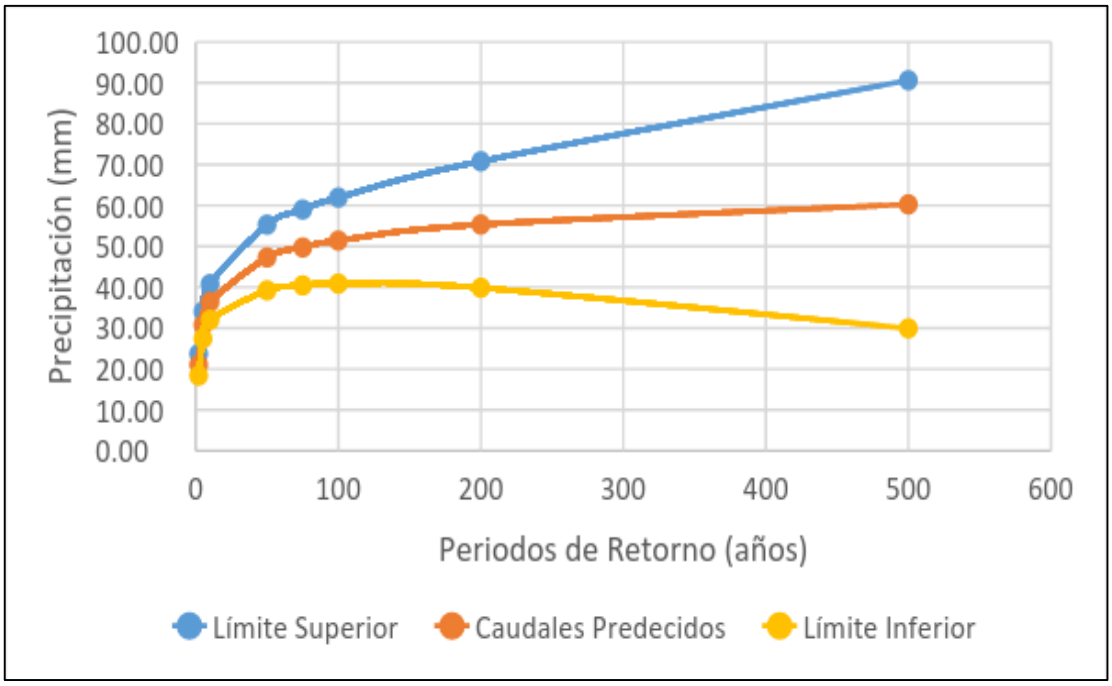


Gráfico 5. 7 Límites de confianza para la distribución Pearson tipo III – Chiguata

b. Duración de la tormenta

La duración de la tormenta del proyecto debe asemejarse lo más que sea posible a la duración de las precipitaciones de la zona, en la medida que la disponibilidad de datos lo permita.

Durante el presente caso de estudio, se identificó que la duración de la tormenta puede afectar significativamente el resultado del modelo hidrológico, ya que en conjunto con la respuesta de la cuenca, pueden generarse los siguientes escenarios[56]:

[56] Ponce, V. M. (1989). *Basic Hydrologic Principles*. En Engineering Hydrology, Principles and Practices(pp.67,68).Prentice Hall.

- Sistema concentrado: la escorrentía se concentra en el colector alcanzando el equilibrio luego de un tiempo Tc y la lluvia termina en ese momento y los flujos siguientes no son concentrados.

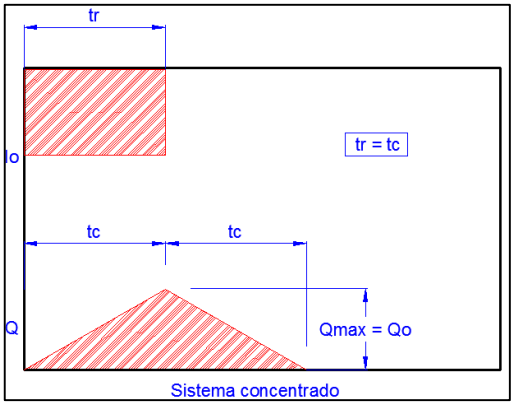


Figura 5.15 Sistema concentrado, adaptada del libro *Engineering Hydrology, Principles and Practices* de Ponce, V. (1989)

- Sistema sobre concentrado: la escorrentía se concentra en el colector alcanzando el equilibrio luego de un tiempo Tc, después se tienen flujos concentrados hasta que la lluvia termine.

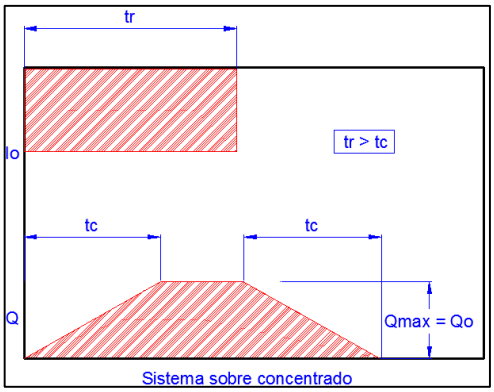


Figura 5.16 Sistema sobre concentrado, adaptada del libro *Engineering Hydrology, Principles and Practices* de Ponce, V. (1989)

- Sistema sub-concentrado: no se alcanza el equilibrio.

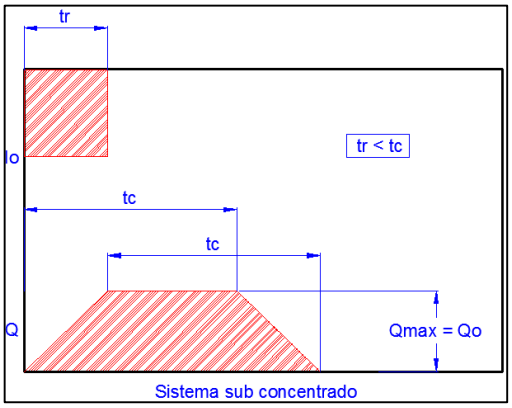


Figura 5.17 Sistema sub concentrado, adaptada del libro *Engineering Hydrology, Principles and Practices* de Ponce, V. (1989).

Teniendo en cuenta lo mencionado, se consideraron duraciones de tormentas diferentes y se vio la importancia de hacer un análisis de tormentas para cada proyecto, ya que utilizar lluvias sintéticas, con una duración aleatoria, generalmente mayor que el periodo de lluvias de la ciudad de Arequipa, puede conllevar a un mal diseño de las estructuras hidráulicas.

c. Patrón de tormenta

Para determinar el patrón de distribución de la precipitación que se utilizará en el modelo es necesario realizar un análisis de las tormentas de la zona.

El análisis de tormentas del presente caso de estudio se compone de tormentas locales registradas en las estaciones de Chiguata, Miraflores y la Pampilla; tormentas foráneas como el patrón Jordi de Barcelona, tormentas adimensionales del Soil Conservation Service y tormentas sintéticas generadas a partir de los modelos de Dick Peschke o curvas IDF sintéticas a partir de la metodología propuesta por el Instituto Ítalo Latino Americano en convenio con el SENAMHI.

Las tormentas utilizadas, así como el procedimiento para la generación de las tormentas sintéticas se adjunta en los Anexos.

La metodología propuesta por Dick Peschke básicamente consiste en distribuir la precipitación absoluta en un periodo de 24 horas. Sin embargo, según interrogaciones a los pobladores y el registro de tormenta encontrado, no se tiene registro de alguna tormenta con esa duración, por lo que ésta metodología perdería validez para la zona de estudio.

La práctica común para desarrollar patrones de lluvia a partir de esta fórmula en zonas donde no se cuenta con registros pluviográficos sugiere la generación de curvas IDF a través de la obtención de precipitaciones acumuladas para pequeños intervalos de tiempo y asumiendo intensidad de precipitación constante para cada uno de esos intervalos. Este procedimiento se desarrolló para el caso de estudio y se obtuvieron hietogramas cuya magnitud acumulada es mucho menor que la obtenida con el análisis de frecuencias desarrollado líneas arriba.

PRECIPITACIÓN-DURACIÓN-PERIODO DE RETORNO																		
Periodo de Retorno	P. máxima en 24 horas	Duración de tormenta (Minutos)																
		1440	1080	720	360	180	120	60	50	45	40	35	30	25	20	15	10	5
(años)	(mm)	Precipitación (mm)																
500	112.4	112.4	86.8	65.0	51.7	51.0	52.0	50.8	48.5	47.3	45.9	44.4	42.7	40.8	38.6	35.9	32.4	27.3
200	100.5	100.5	77.6	58.1	46.2	45.6	46.5	45.4	43.4	42.3	41.0	39.7	38.2	36.5	34.5	32.1	29.0	24.4
100	91.3	91.3	70.5	52.8	42.0	41.4	42.3	41.2	39.4	38.4	37.3	36.0	34.7	33.1	31.3	29.2	26.4	22.2
75	87.3	87.3	67.4	50.5	40.2	39.6	40.4	39.4	37.7	36.7	35.6	34.5	33.2	31.7	30.0	27.9	25.2	21.2
50	81.7	81.7	63.1	47.3	37.6	37.1	37.8	36.9	35.3	34.4	33.4	32.3	31.0	29.7	28.0	26.1	23.6	19.8
10	57.8	57.8	44.6	33.4	26.6	26.2	26.8	26.1	25.0	24.3	23.6	22.8	22.0	21.0	19.8	18.5	16.7	14.0
5	46.2	46.2	35.7	26.7	21.3	21.0	21.4	20.9	19.9	19.4	18.9	18.2	17.6	16.8	15.9	14.8	13.3	11.2
2	27.8	27.8	21.5	16.1	12.8	12.6	12.9	12.6	12.0	11.7	11.3	11.0	10.6	10.1	9.5	8.9	8.0	6.7

Tabla 5.42. Cálculo de precipitaciones acumuladas para diferentes intervalos de tiempo

DICK PESHCKE 24 HRS							
t (min)	t/ta	P acum	P	P correg (-)	P	t (min)	Bloques
0			22.16	21.33	13.11	0	0.00
5	0.00	22.16	4.19	4.19	12.80	5	0.62
10	0.01	26.36	2.81	2.81	10.86	10	0.68
15	0.01	29.17	2.18	2.18	6.64	15	0.84
20	0.01	31.34	1.80	1.80	2.58	20	1.11
25	0.02	33.14	1.55	1.55	1.73	25	1.34
30	0.02	34.69	1.36	1.36	1.34	30	2.58
35	0.02	36.05	1.22	1.22	1.13	35	10.86
40	0.03	37.27	1.11	1.11	1.11	40	13.11
45	0.03	38.39	1.02	1.02	0.95	45	12.80
50	0.03	39.41	1.84	1.84	0.84	50	6.64
60	0.04	41.25	1.01	1.01	0.75	60	1.73
120	0.08	42.26	-0.83	0.00	0.68	120	1.13
180	0.13	41.43	0.58	0.58	0.63	180	0.95
360	0.25	42.01	10.80	10.80	0.62	360	0.75
720	0.50	52.80	17.67	17.67	0.36	720	0.63
1080	0.75	70.47	20.83	20.83	0.00	1080	0.36
1440	1.00	91.30		91.30		TOTAL	56.12

Tabla 5.43. Cálculo de hietograma de precipitaciones según fórmula de Dick Peschke

De las tablas 5.42 y 5.43 se puede observar que para un periodo de retorno de 100 años, la metodología de Dick Peschke permite obtener 56.12 mm de lluvia mientras que el análisis de frecuencia proporciona un valor de 91.30 mm.

La otra metodología sintética para la determinación de tormentas es la propuesta por IILA-SENAMHI que se basa en parámetros geográficos de la zona, periodo de retorno y duración de la lluvia.

El procedimiento de cálculo del hietograma por el método de IILA-SENAMHI se adjunta a los Anexos tesis.

La tabla 5.44 muestra el hietograma obtenido, y al igual que Dick Peschke, esta metodología también genera precipitaciones acumuladas menores a las obtenidas con el análisis de frecuencias.

Duración t (min)	Precipitación del bloque (mm)
00:05	1.27
00:10	1.32
00:15	1.37
00:20	1.42
00:25	1.48
00:30	1.55
00:35	1.63
00:40	1.71
00:45	1.80
00:50	1.91
00:55	2.04
01:00	2.19
01:05	2.37
01:10	2.59
01:15	2.86
01:20	3.23
01:25	3.72
01:30	4.46
01:35	4.05
01:40	3.45
01:45	3.03
01:50	2.72
01:55	2.47

Duración t (min)	Precipitación del bloque (mm)
02:00	2.27
02:05	2.11
02:10	1.97
02:15	1.86
02:20	1.75
02:25	1.67
02:30	1.59
02:35	1.52
02:40	1.45
02:45	1.40
02:50	1.34
02:55	1.30
TOTAL	74.88

Tabla 5.44. Hietograma obtenido mediante la metodología de IILA - SENAMHI

Se realizó una corrección de los patrones sintéticos mencionados ajustándolos a los valores estimados por el análisis de frecuencias.

Con los patrones locales y sintéticos, se realizó un análisis de tormentas (Gráfico 5.8). El análisis de tormentas consistió en una doble normalización de los pluviogramas acumulados. Este método permite identificar un patrón de tormenta definido y típico de la zona estudiada y compararlo con otros patrones de lluvia.

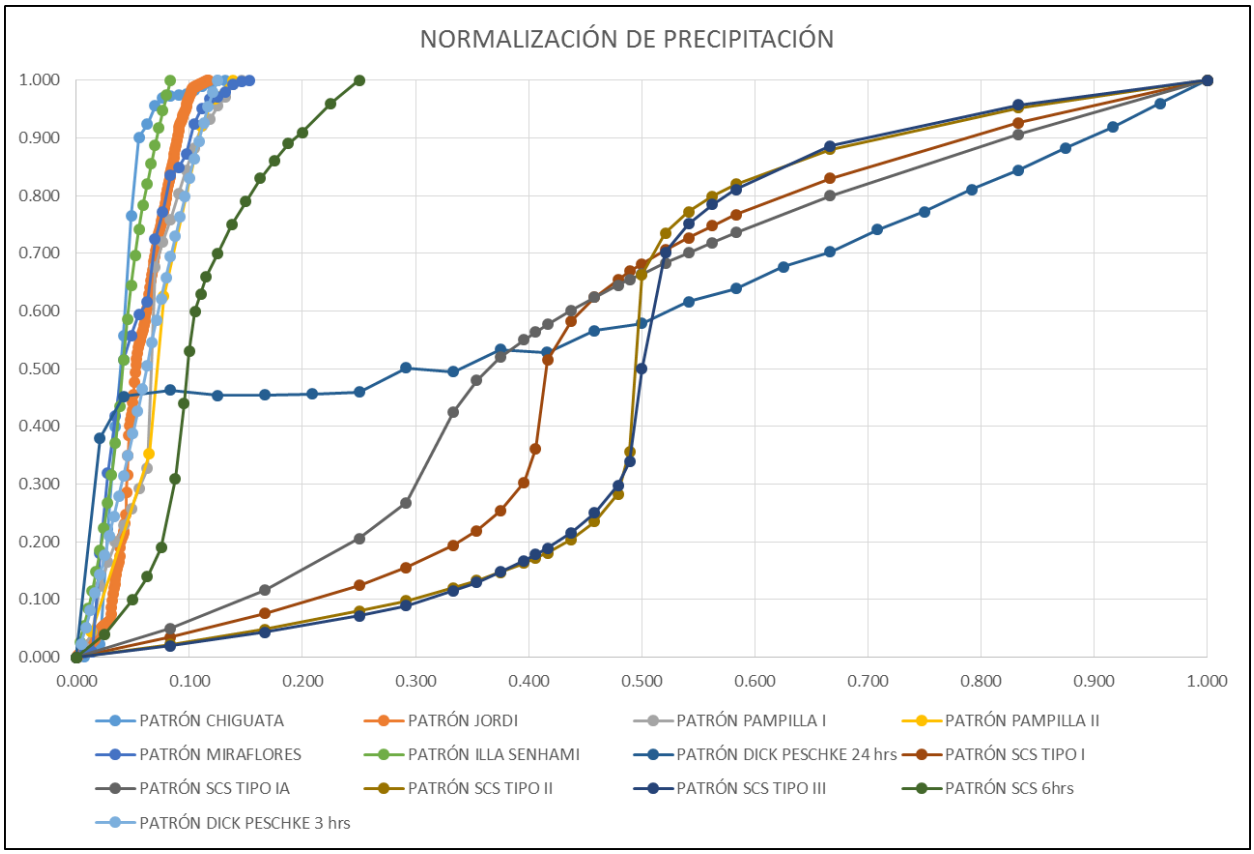


Gráfico 5. 8. Análisis de tormentas por doble normalización

Del análisis, se puede notar que el patrón de lluvia Chiguata, que es el más cercano a la zona, presenta un rápido crecimiento de la precipitación acumulada, que ninguna de las lluvias sintéticas podría representar. Esto proporciona una clara idea de la importancia de escoger un patrón de tormenta adecuado ya que las lluvias sintéticas en algunos casos proporcionan solamente el 10% de la precipitación total cuando el patrón local ya ha desarrollado su 100%.

Dada la importancia notada en la elección del patrón de lluvia, se introdujeron algunos de los patrones al modelo hidrológico de la

presente tesis para poder analizar el efecto que produce en la determinación de los mapas de inundación.

5.3.7. Modelo en HEC-HMS

Para la generación de los hidrogramas relacionados con cada escenario planteado se realizó un modelo computacional en HEC-HMS, software de código libre desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers.

Se debieron generar cuatro modelos, debido a los cuatro escenarios planteados en la discretización de la cuenca.

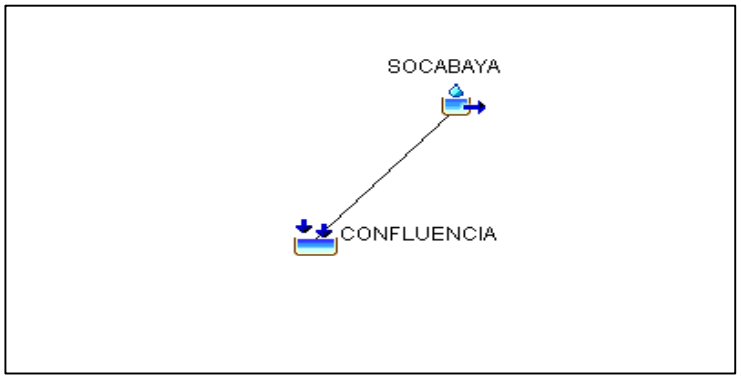


Figura 5.18. Modelo de escenario con cuenca completa

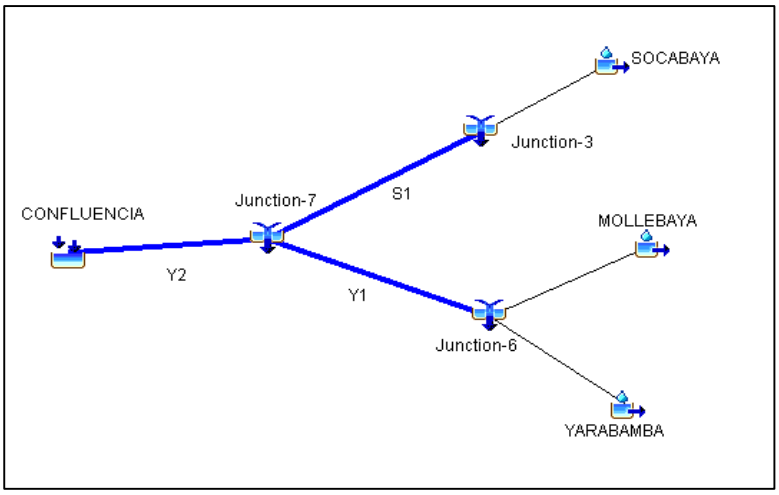


Figura 5.19. Modelo de escenario con discretización en tres subcuencas

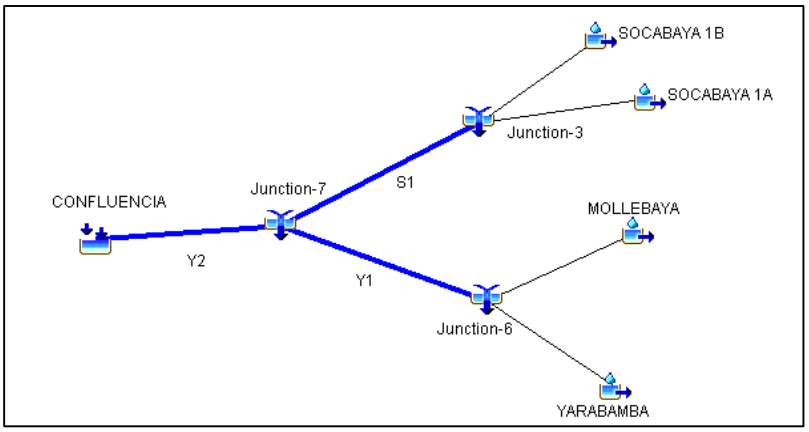


Figura 5.20 Modelo de escenario con discretización en cuatro subcuencas

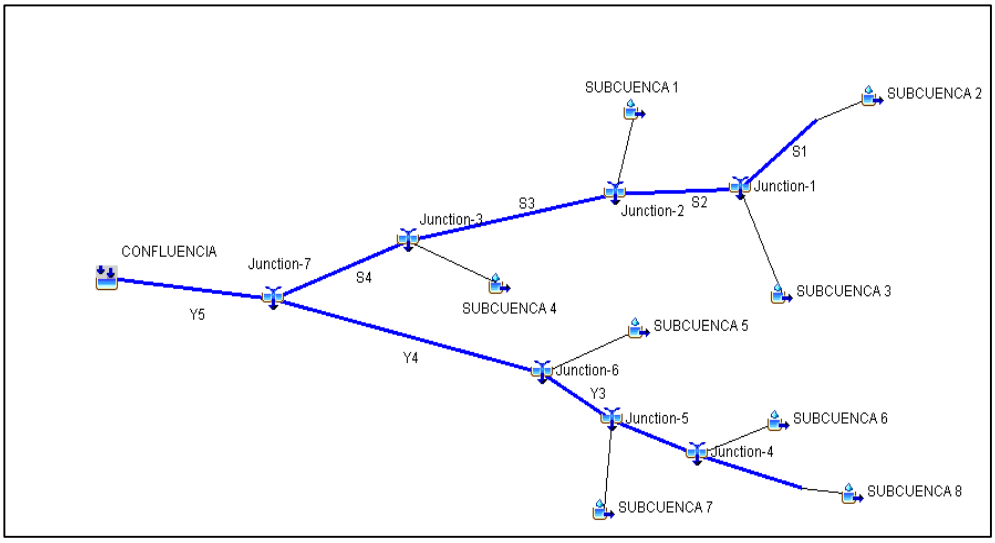


Figura 5.21 Modelo de escenario con discretización en ocho subcuencas

Para cada uno de los componentes de los modelos, es decir subcuencas y tramos de río, se ingresaron los parámetros geomorfológicos e hidrológicos estimados durante este capítulo.

Del análisis de frecuencia realizado a las series de precipitaciones de Chiguata y Characato, se optó por utilizarlas de acuerdo a la cercanía a las subcuencas. Es decir, la serie de Chiguata se consideró válida para la cuenca de Socabaya y la estación de Characato para las cuencas de Mollebaya y Yarabamba.

5.4 Descripción y comparación de escenarios planteados

A lo largo del presente capítulo se mencionaron situaciones que se han considerado como génesis de escenarios para la determinación de los mapas de riesgo. Estos escenarios han surgido a partir de las diferentes situaciones posibles que se pueden presentar en la cuenca, parámetros de baja certidumbre en su estimación debido a la falta de instrumentación en la cuenca, metodologías hidrológicas distintas usadas en la simulación del ciclo hidrológico de la cuenca y diferentes factores que de algún modo son verosímiles y por ello deben ser incluidos en el presente análisis de riesgo.

Para ello se ha establecido una línea base, que se denominó “Escenario 1”. Este escenario de línea base se ha construido a partir

del criterio de los tesistas acerca de lo que en un inicio aparentaba ser lo más probable y lo más utilizado en la práctica común de la hidrología en la cuenca del río Chili.

A partir de ello, se han obtenido 21 escenarios que contemplan diferentes situaciones y que se describen a continuación.

5.4.1 Descripción del "Escenario 1"

Se describen las características hidrológicas del escenario 1 según el orden en que fueron presentadas en la presente tesis.

Se optó por discretizar la cuenca en 8 subcuencas atendiendo la recomendación de Ponce al respecto del área de la cuenca sobre la que el método del hidrograma unitario es aplicable (250 km^2). Ello dio lugar a la conformación de nueve tramos de río para tránsito de avenidas, que se codificaron de acuerdo a la cuenca a la que pertenecen, tal como se muestra en la figura 5.21. Los parámetros geomorfológicos de cada una de las subcuencas son los que se señalaron en la tabla 5.12.

Para los parámetros de escorrentía se optó por el número de la curva de tipo II, es decir, se contempló que el suelo está en un 20% de saturación.

En cuanto al método de transformación de lluvia en escorrentía se optó por el método de hidrograma unitario sintético del Soil Conservation Service y por consiguiente, el tiempo de retardo se estimó como un 60% del tiempo de concentración, obtenido mediante la formulación de Kirpich.

Finalmente, en cuanto a la lluvia del proyecto, se escogió el análisis de frecuencias de la combinación Weibull - Pearson tipo III para un periodo de retorno de 100 años y el patrón de Chiguata por ser el más cercano a la zona de estudio. Todo ello conllevó a un sistema sobre concentrado, situación más crítica o desfavorable para el análisis de mapas de inundación.

De la modelación de estas condiciones en HEC-HMS, se obtuvo un caudal pico de la descarga es de 130 m^3/s. El hidrograma de salida de muestra en la figura 5.22.

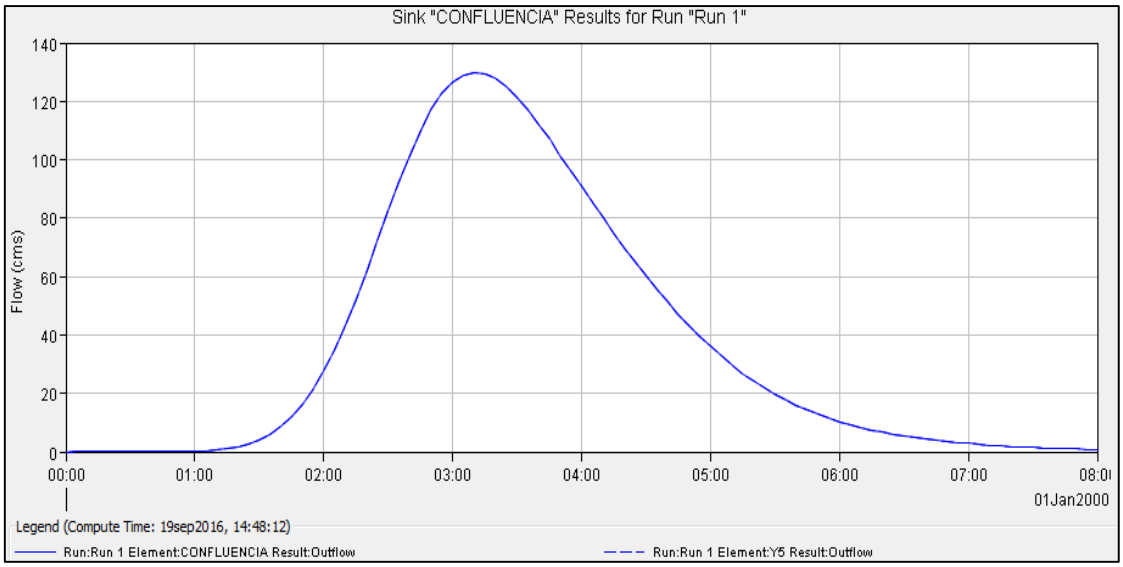


Figura 5.22. Hidrograma de salida Escenario 1

El mayor aporte de caudal lo proporcionan las cuencas de Yarabamba y Mollebaya debido a que la precipitación en estas zonas es mayor según el análisis de frecuencias realizado. Ello se justifica en la figura 5.23 que corresponde al hidrograma en la confluencia de los ríos Yarabamba y Socabaya.

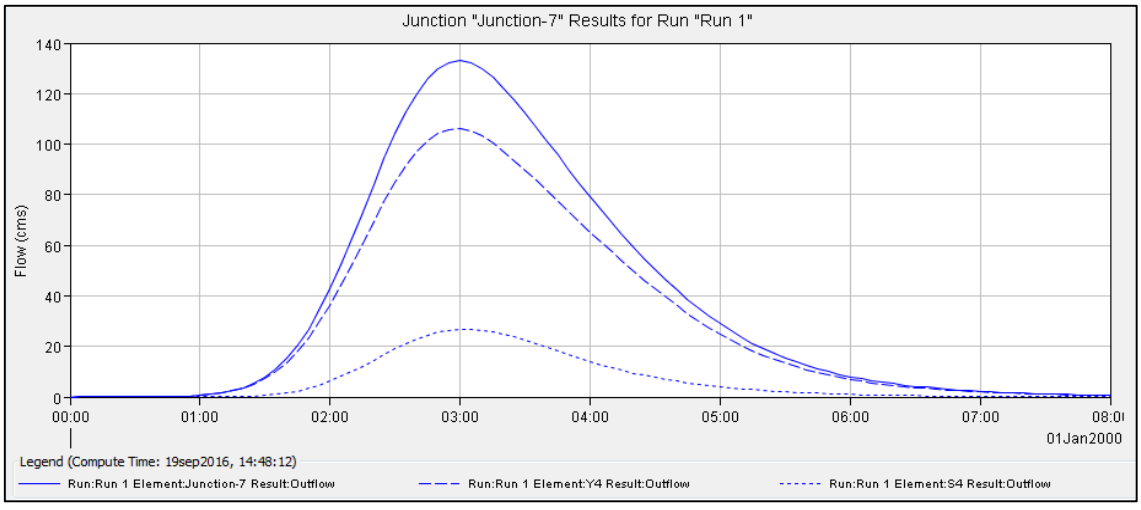


Figura 5.23. Confluencia de ríos Yarabamba y Socabaya

5.4.2 Escenarios dependientes del patrón de lluvia

Tomando en consideración el patrón de distribución de la lluvia del proyecto se plantearon dos escenarios; el "escenario 2" que contempla la lluvia sintética del Soil Conservation Service de seis horas de duración y el "escenario 3" que contempla el patrón de lluvia sintético de IILA-SENAMHI.

Las figuras 5.24 y 5.25 muestran los hidrogramas de salida de los escenarios 2 y 3 respectivamente.

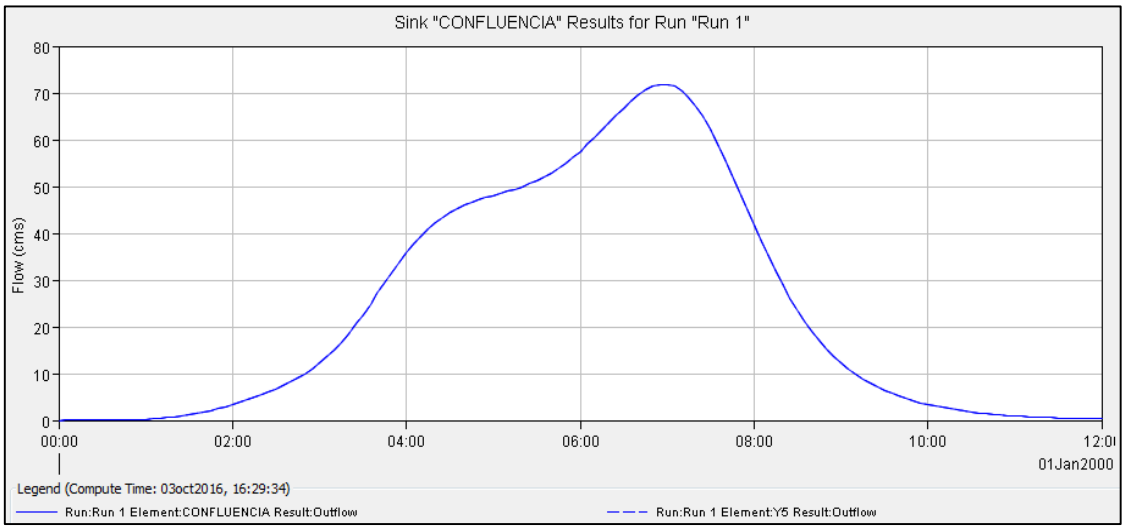


Figura 5.24. Hidrograma de salida del Escenario 2

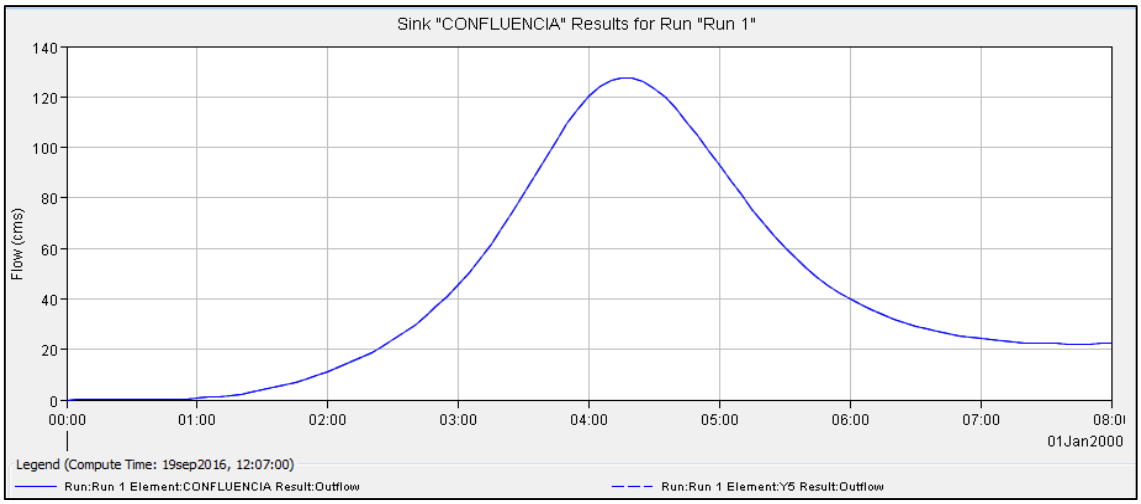


Figura 5.25. Hidrograma de salida del Escenario 3

En el hidrograma del escenario 2 es notorio que la forma del hidrograma, la cual se ve afectada por la duración mayor de la lluvia y patrón asimétrico considerado, hace que la respuesta de la cuenca también sea retardada y se formen varios picos como en el caso mostrado en la figura 5.26 correspondiente al hidrograma de salida de la subcuenca 8.

Por otro lado, la magnitud del caudal pico se ha disminuido a 72 m^3/s y su tiempo de ocurrencia se ha retardado de 3 horas a cerca de 7 horas.

Todo ello no es conveniente para un análisis de riesgo ya que no representa la condición más crítica. De ello se puede concluir que las lluvias con duraciones menores son las que generan la condición más desfavorable y por lo tanto, la amenaza más peligrosa.

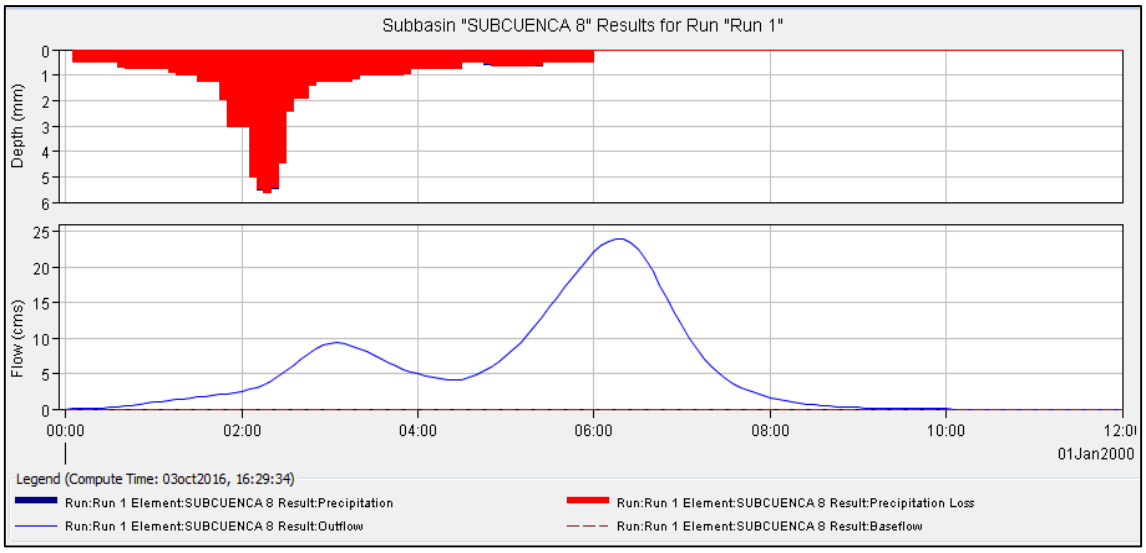


Figura 5.26. Respuesta de la subcuenca 8 a patrón de lluvia del SCS

En el caso del escenario 3, se observa que la respuesta de la cuenca es similar a la del escenario 1. Esto se debe a que la lluvia del escenario 3 obedece en forma al patrón de la metodología de IILA-SENAMHI, pero en magnitud, al análisis de frecuencias de las estaciones de Chiguata y Characato. Por lo que no es más que un arreglo de la distribución de la precipitación acumulada en forma de bloques alternados.

5.4.3 Escenarios dependientes del tipo de número de la curva

Tal como se mencionó en la sección 5.3.4 “Estimación de parámetros de escorrentía”, la estimación de la escorrentía superficial por el método del número de la curva depende, además de la cobertura vegetal y uso del suelo, de las condiciones antecedentes de

humedad del suelo. Por ello, la metodología contempla hasta tres tipos de números de curva en atención a esta condición.

Con la finalidad de conocer la sensibilidad de los mapas de inundación con relación al parámetro del número de curva se decidió plantear un escenario para cada tipo de número de curva.

El escenario 1 contemplado como escenario base cuenta con los números de curva del tipo II, que es el más utilizado en la práctica debido a que considera una condición de humedad antecedente intermedia. Por otro lado, el escenario 4 contempla los números de la curva de tipo I que representa la condición más seca del suelo y el escenario 5 contempla los números de curva del tipo III que representan la condición más húmeda del suelo.

Como era de esperarse, el caudal de escorrentía superficial incrementa junto con las condiciones antecedentes de humedad del suelo. Es así que el caudal para el escenario 4 es de 54.4 m3/s, para el escenario 1 es de 130 m3/s y para el escenario 5 es de 1325 m3/s.

Las figuras 5.27 y 5.28 muestran los hidrogramas de salida de los escenarios 4 y 5 respectivamente.

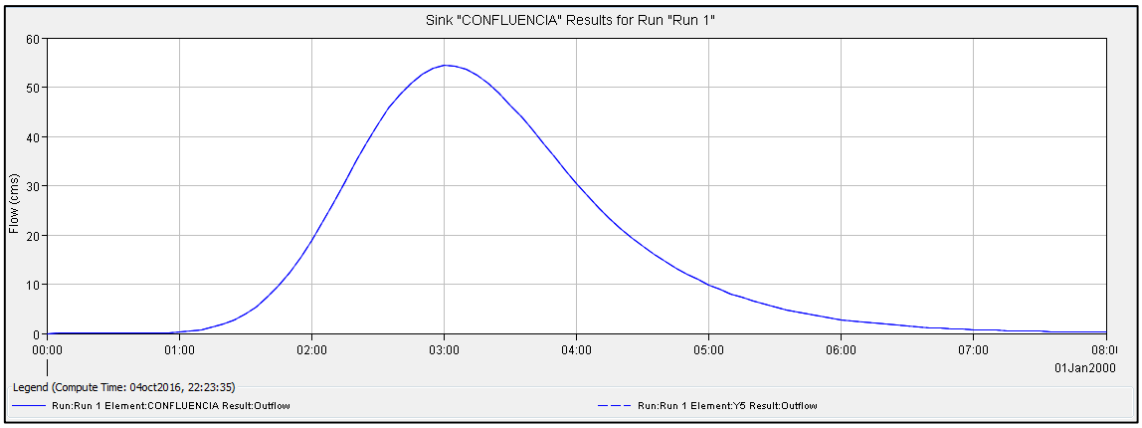


Figura 5.27. Hidrograma de salida del escenario 4

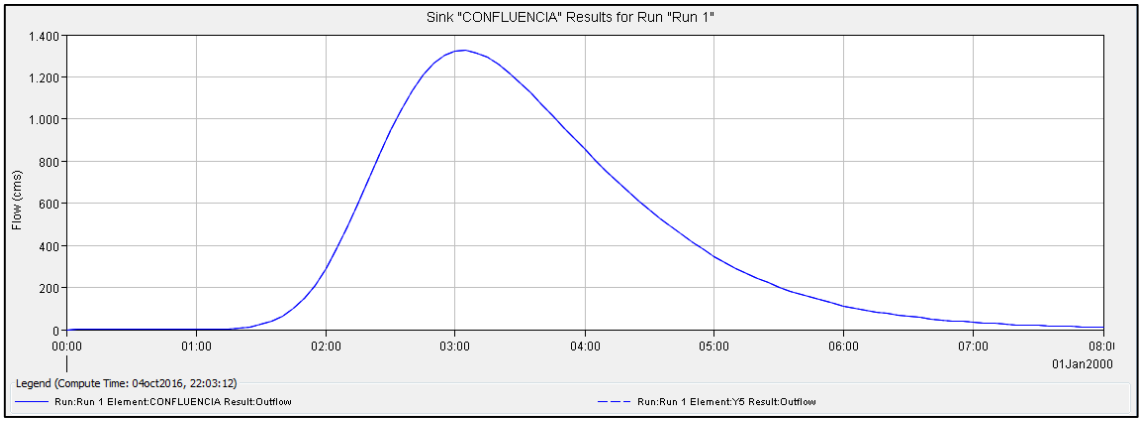


Figura 5.28. Hidrograma de salida del escenario 5

El análisis del escenario 4 se torna interesante en las subcuencas 1 a 4. En la tabla 5.45 se puede observar que el hidrograma obtenido de estas subcuencas no presenta ninguna variación con respecto a los hidrogramas del escenario 1.

	CAUDAL MÁXIMO (m3/s)		
SUBCUENCA	ESCENARIO 4 (NC TIPO I)	ESCENARIO 1 (NC TIPO II)	ESCENARIO 5 (NC TIPO III)
SUBCUENCA 1	0,1	0,1	6,2
SUBCUENCA 2	2,1	2,1	206,9
SUBCUENCA 3	29,2	29,2	74,4
SUBCUENCA 4	0,0	0,0	9,8
SUBCUENCA 5	19,0	44,8	364,5
SUBCUENCA 6	0,0	0,5	59,1
SUBCUENCA 7	0,0	38,8	213,6
SUBCUENCA 8	16,2	34,3	837,6

Tabla 5.45. Caudales máximos de salida de las ocho subcuencas para diferentes tipos de NC.

Esto se debe a que el número de la curva de tipo I es menor que el del tipo II. Esto significa que para valores pequeños de precipitación la capacidad máxima de absorción, y por lo tanto, la abstracción inicial, serán mayores que la precipitación total. Por lo tanto, los caudales pico de los casos mencionados corresponden únicamente al aporte de las zonas impermeables reflejadas en el porcentaje de impermeabilidad ingresado al modelo.

5.4.4 Escenarios dependientes de la discretización de la cuenca

Tomando en cuenta lo considerado en la sección 5.3.1, se plantearon los escenarios 6,7 y 8 que difieren entre sí por la forma en que se discretizó la cuenca.

En el escenario 8 se ha tratado a la cuenca como una sola que incluye toda el área aportante hacia la confluencia del río Socabaya con el río Chili.

En el escenario 6, se considerado una discretización en tres subcuencas, tomando en consideración los tres principales cauces de la cuenca que son el río Socabaya, Mollebaya y Yarabamba.

Finalmente, en el escenario 7 la discretización considera cuatro subcuencas. Este es similar al escenario 6 pero considerando que la cuenca Socabaya se divide en dos subcuencas debido a la magnitud de la misma.

Las figuras 5.29, 5.30 y 5.31 muestran los hidrogramas de salida de los escenarios 8, 6 y 7 respectivamente.

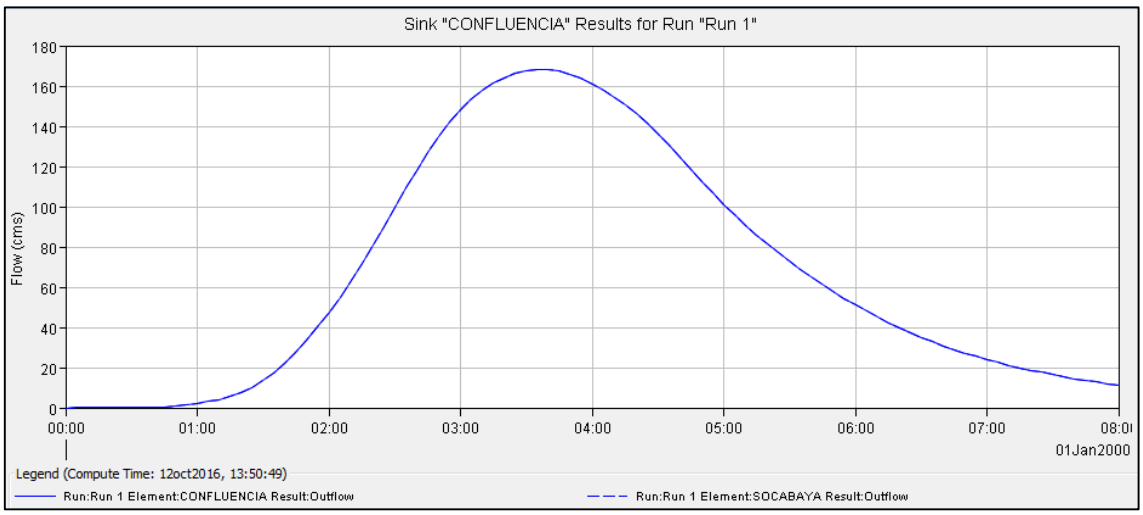


Figura 5.29. Hidrograma de salida del escenario 8

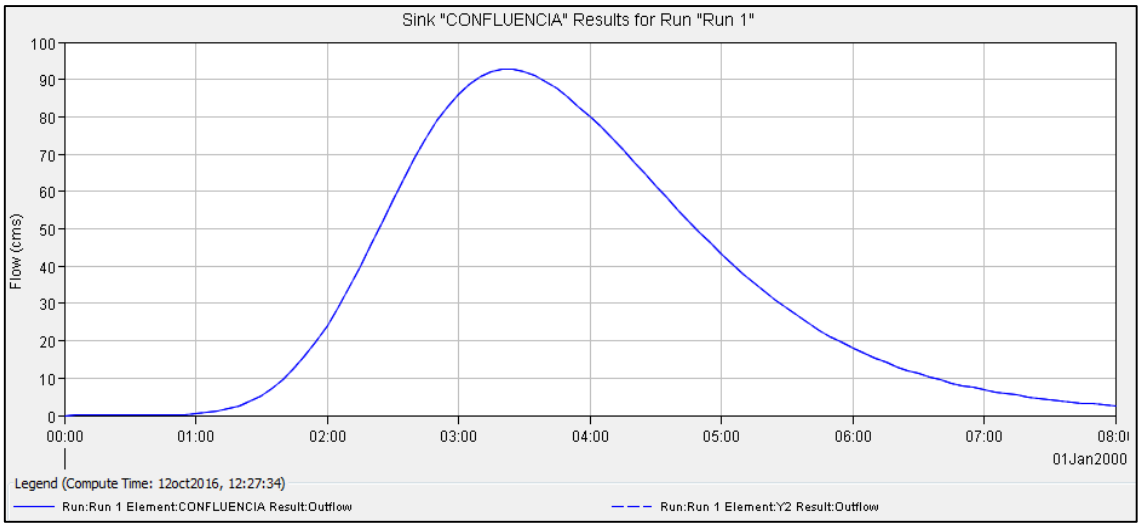


Figura 5.30. Hidrograma de salida del escenario 6

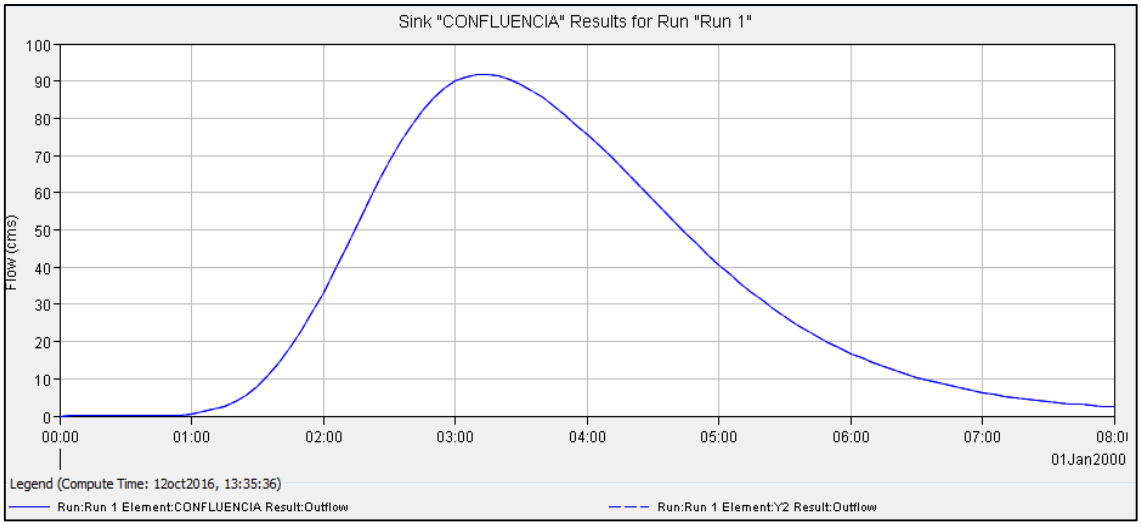


Figura 5.31. Hidrograma de salida del escenario 7

El caudal máximo del hidrograma del escenario 8 es de 168.4 m3/s, mientras que de los escenarios 6 y 7 son 92.6 m3/s y 91.8 m3/s.

La principal conclusión del análisis de estos 4 escenarios es que la discretización de la cuenca debe ser tal que permita contemplar la variabilidad espacial de la información hidrológica disponible ya que en el escenario 8, se debió trabajar con una lluvia promedio mientras que en los escenarios 6 y 7, en los que se pudo considerar

las lluvias de las estaciones de Chiguata y Characato por separado, los resultados fueron muy similares.

5.4.5 Escenarios dependientes del tiempo de concentración

El tiempo de concentración es un parámetro difícil de determinar, y en la práctica común se suelen usar fórmulas empíricas para estimarlo.

La fórmula más usada para estimar el tiempo de concentración es la de Kirpich, por ello fue la utilizada en el escenario 1.

A partir de ello, se formularon los escenarios 9 y 10 que contemplan las fórmulas de Ven Te Chow y Hathaway para la estimación del tiempo de concentración.

Los hidrogramas de salida de los escenarios 9 y 10 se muestran en las figuras 5.32 y 5.33 respectivamente.

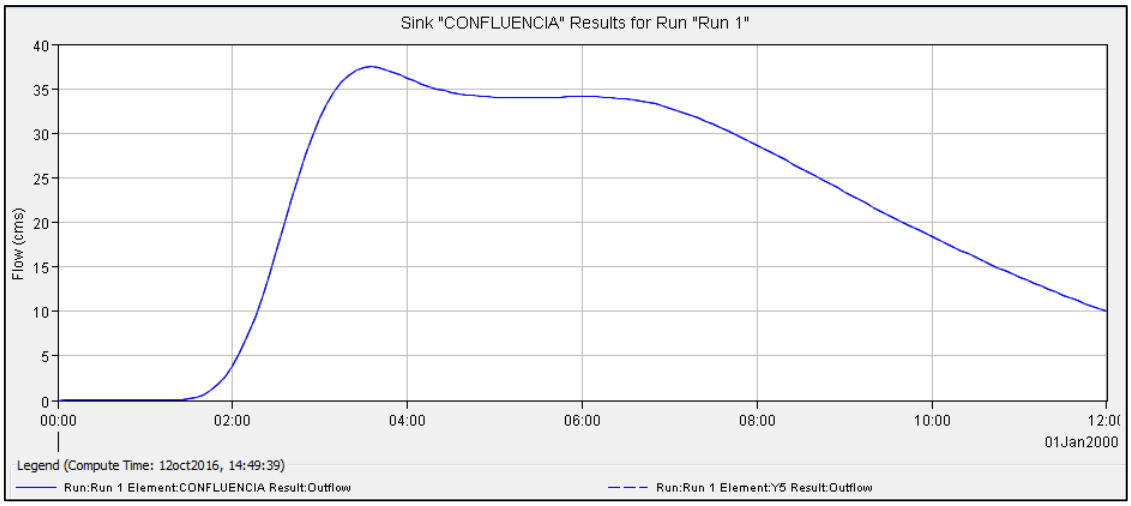


Figura 5.32. Hidrograma de salida del escenario 9

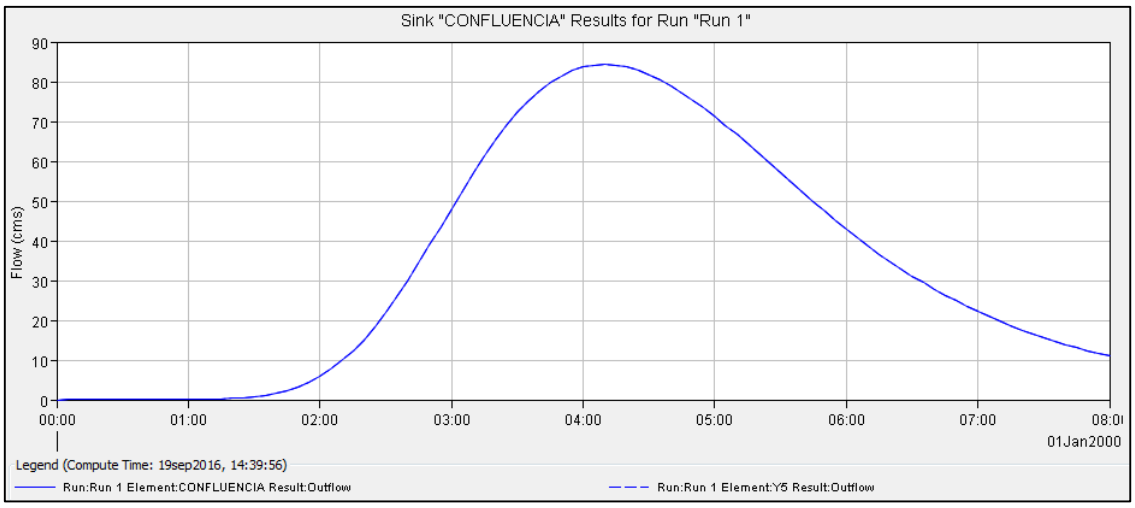


Figura 5.33. Hidrograma de salida del escenario 10

La fórmula que se utilice para la determinación del tiempo de concentración afecta sensiblemente al hidrograma resultante, tanto en forma como en el escenario 9, como en magnitud como en el escenario 10.

En el escenario 9, el tiempo de concentración varía bastante entre las diferentes subcuencas, lo que genera hidrogramas más extensos e irregulares en las confluencias.

El escenario 10 parece guardar similitud en forma con el escenario 1. Sin embargo, mientras no se afore la cuenca será imposible determinar cuál de las dos formulaciones es la que mejor se aproxima al tiempo de concentración real de la cuenca.

5.4.6 Escenarios dependientes de la magnitud de la avenida

Como parte del análisis de riesgo por inundación, se han incluido dos escenarios identificados como críticos debido a su ocurrencia o posible ocurrencia y a las consecuencias que podrían ocasionar.

El escenario 11 consiste en evaluar qué sucedería en caso de que se alcance el caudal de diseño del aliviadero de la represa de aguada blanca, es decir, un caudal de 500 m3/s. Para ello, se utilizó la serie de la estación de Charcani para obtener el periodo de retorno asociado y así determinar la lluvia de proyecto con el análisis de frecuencia de las estaciones de Characato y Chiguata y el periodo de retorno asociado.

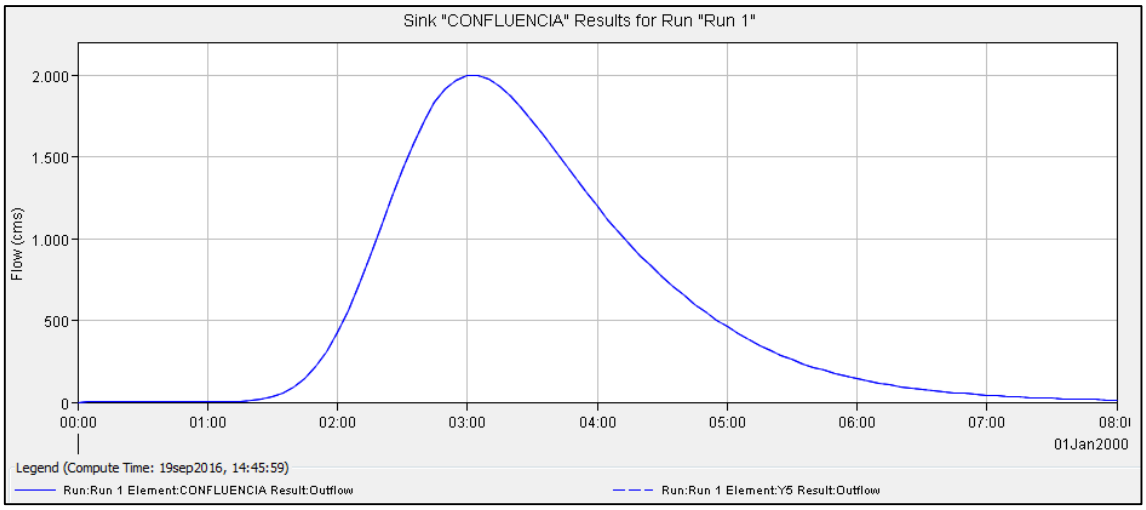


Figura 5.34. Hidrograma de salida del escenario 11

El escenario 12 considera la amplificación de la lluvia del proyecto hasta 124.5 mm, que fue la precipitación registrada en la lluvia del 08 de febrero del 2013 en la ciudad de Arequipa.

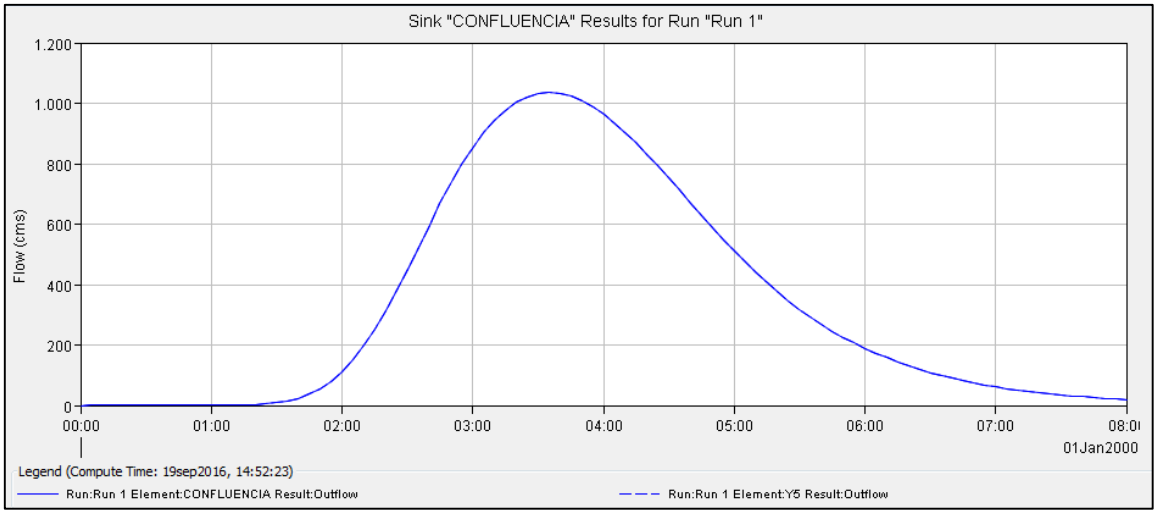


Figura 5.35. Hidrograma de salida del escenario 12

5.4.7 Escenarios dependientes del periodo de retorno

El periodo de retorno es una variable interesante de analizar para el análisis del riesgo por inundación ya que es el que define la

magnitud de la amenaza y como tal, las condiciones de diseño de las estructuras hidráulicas que se deseen proyectar a lo largo del río.

Para los escenarios dependientes del periodo de retorno se consideraron los de la tabla 5.8.

Las figuras 5.36 a 5.42 muestran los hidrogramas de salida de los escenarios 13 al 19.

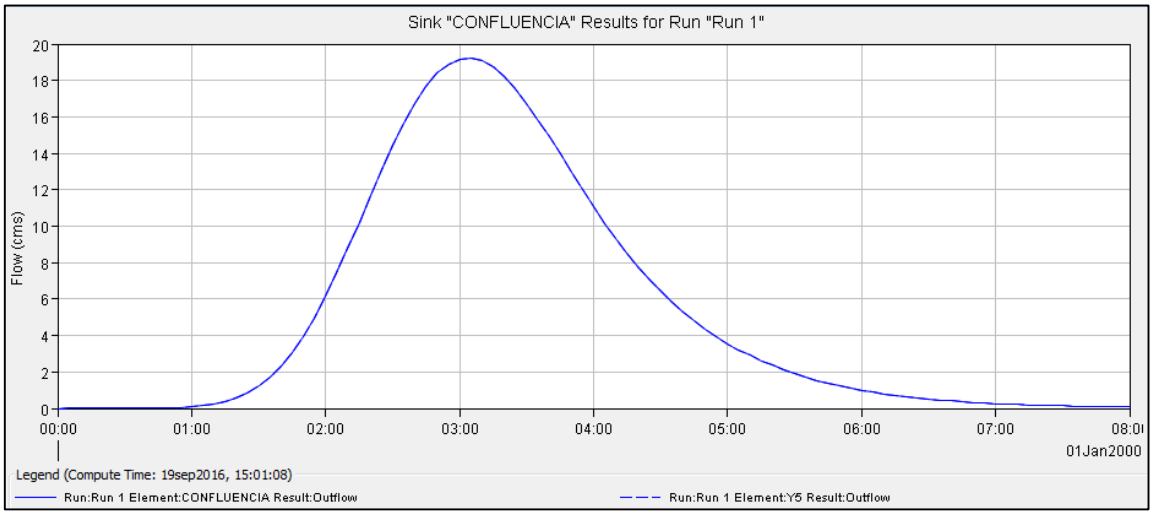


Figura 5.36. Hidrograma de salida del escenario 13

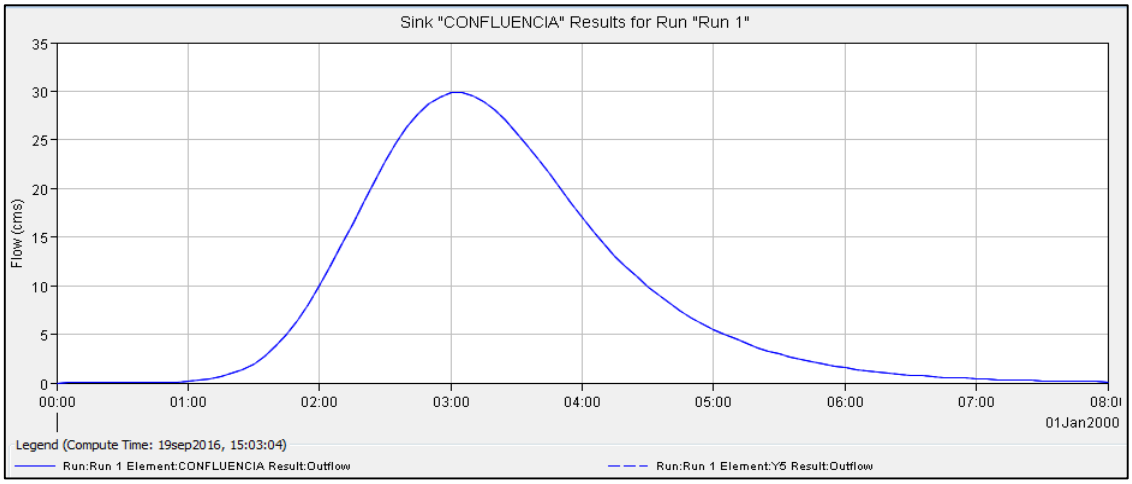


Figura 5.37. Hidrograma de salida del escenario 14

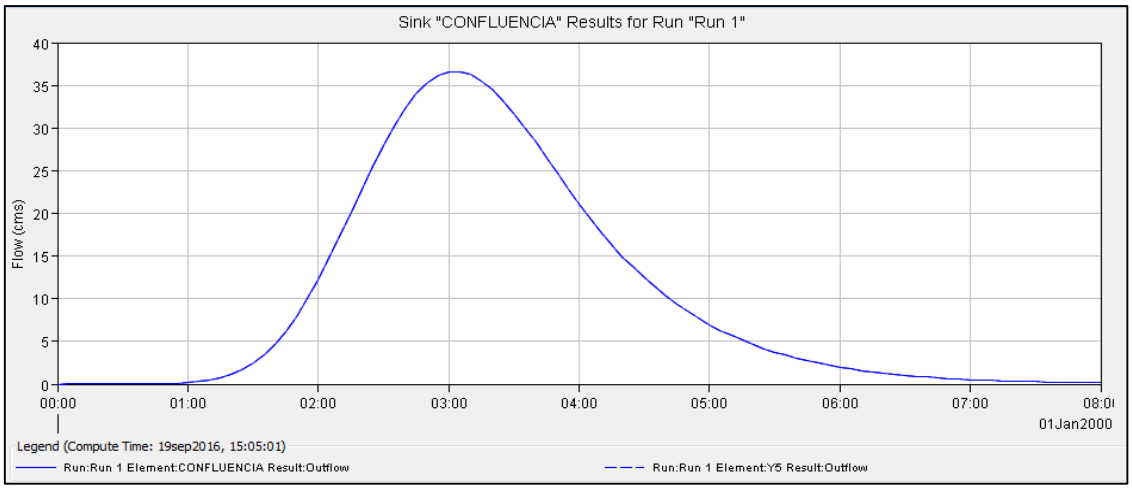


Figura 5.38. Hidrograma de salida del escenario 15

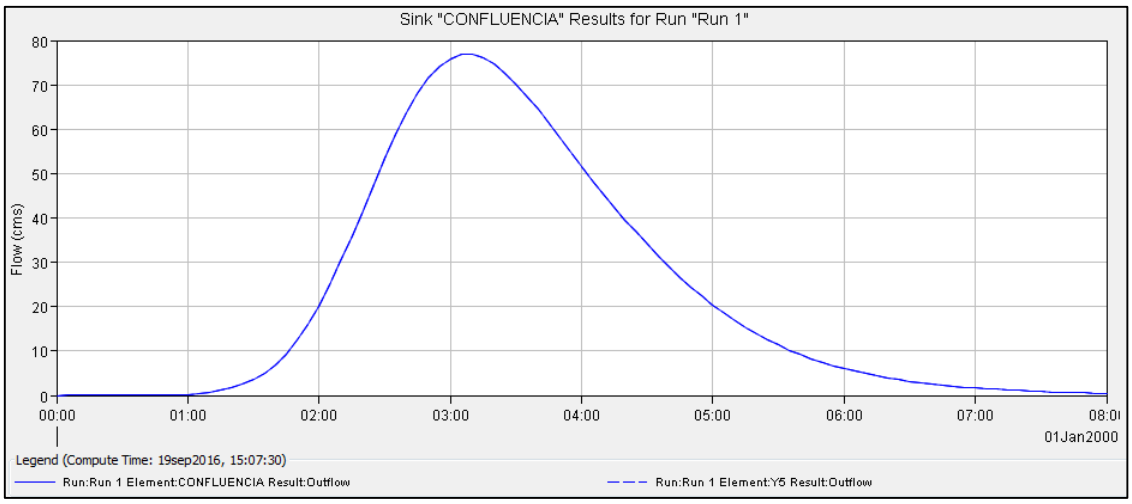


Figura 5.39. Hidrograma de salida del escenario 16

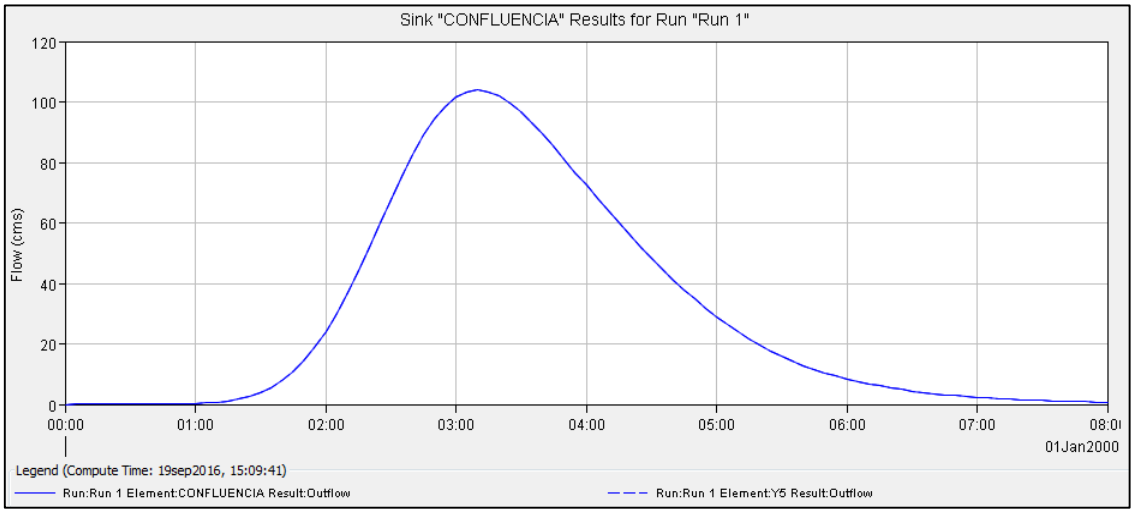


Figura 5.40. Hidrograma de salida del escenario 17

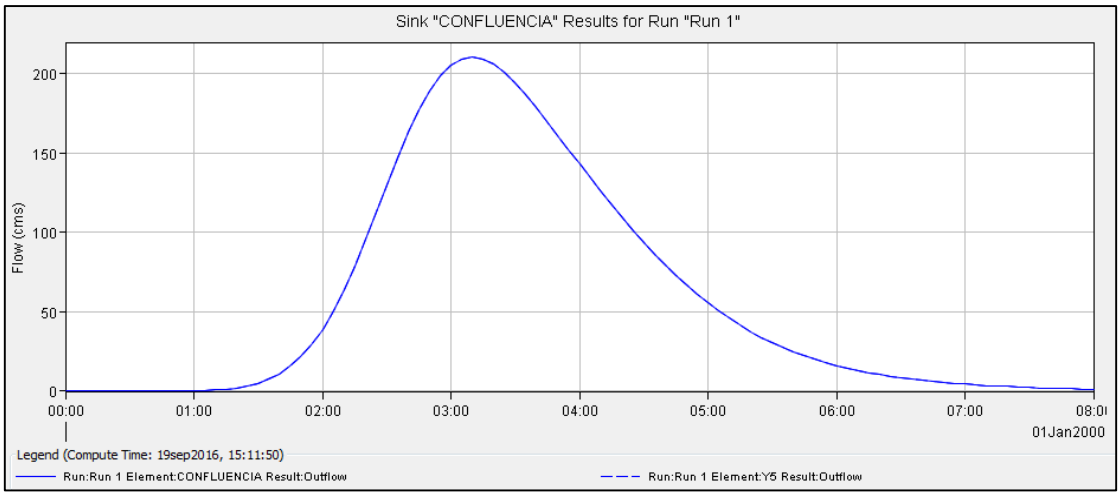


Figura 5.41. Hidrograma de salida del escenario 18

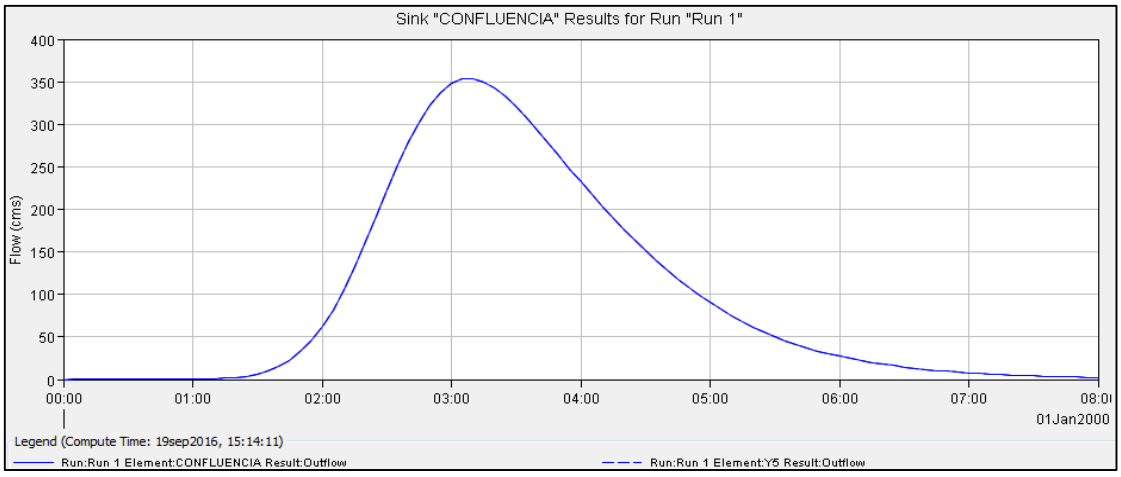


Figura 5.42. Hidrograma de salida del escenario 19

El análisis de la evidente variación en la magnitud de los caudales pico de cada uno de los escenarios relacionados con el periodo de retorno se muestra en el capítulo 7.

5.4.8 Escenarios dependientes de la confiabilidad del análisis de frecuencias

La cantidad de datos de la serie histórica también se ha considerado como fuente de imprecisión en el cálculo hidrológico

realizado. Por lo que se han calculado los límites de confianza y se han considerado como escenarios para evaluar la sensibilidad de los mapas de inundación ante esta variable.

Los escenarios 20 y 21 contemplan los límites superior e inferior de los análisis de frecuencia y se muestran en las figuras 5.43 y 5.44 respectivamente.

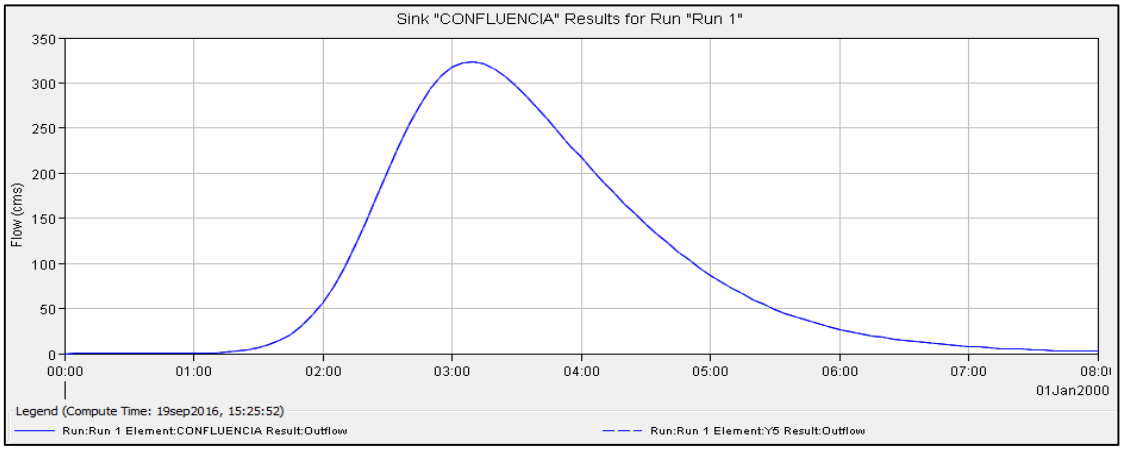


Figura 5.43. Hidrograma de salida del escenario 20

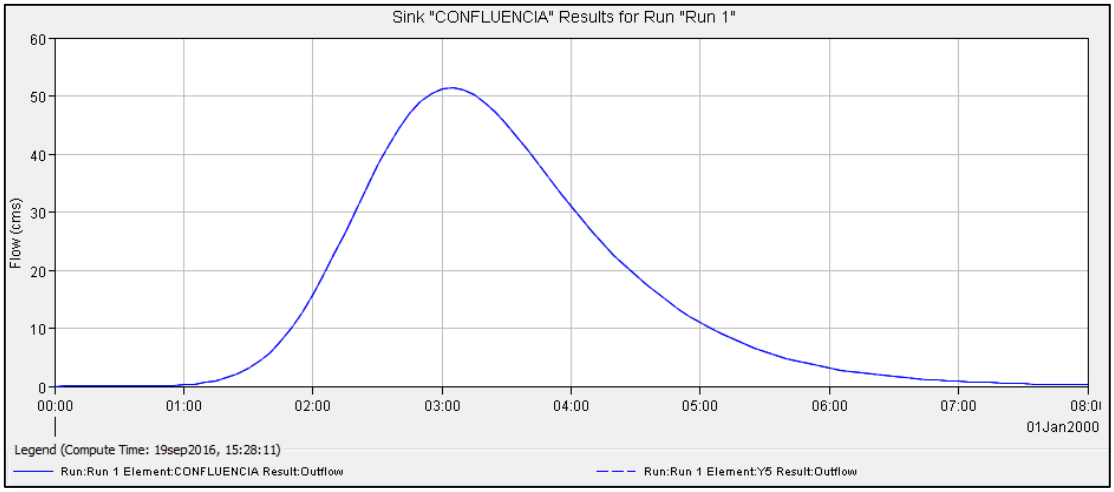


Figura 5.44. Hidrograma de salida del escenario 21

5.4.9 Escenarios dependientes del tipo de hidrograma unitario sintético utilizado

Al tratar una cuenca no aforada como la cuenca del río Socabaya es necesario utilizar hidrogramas unitarios sintéticos para la transformación de lluvia en escorrentía. Sin embargo, estas teorías han sido desarrolladas experimentalmente tomando como muestra de estudio a cuencas de otras regiones que no necesariamente son representativas para la cuenca en estudio.

De ello, se planteó el escenario 22 que difiere del escenario 1 en que se ha utilizado el método del hidrograma unitario sintético de Snyder.

El hidrograma de salida del escenario 22 se muestra en la figura 5.45.

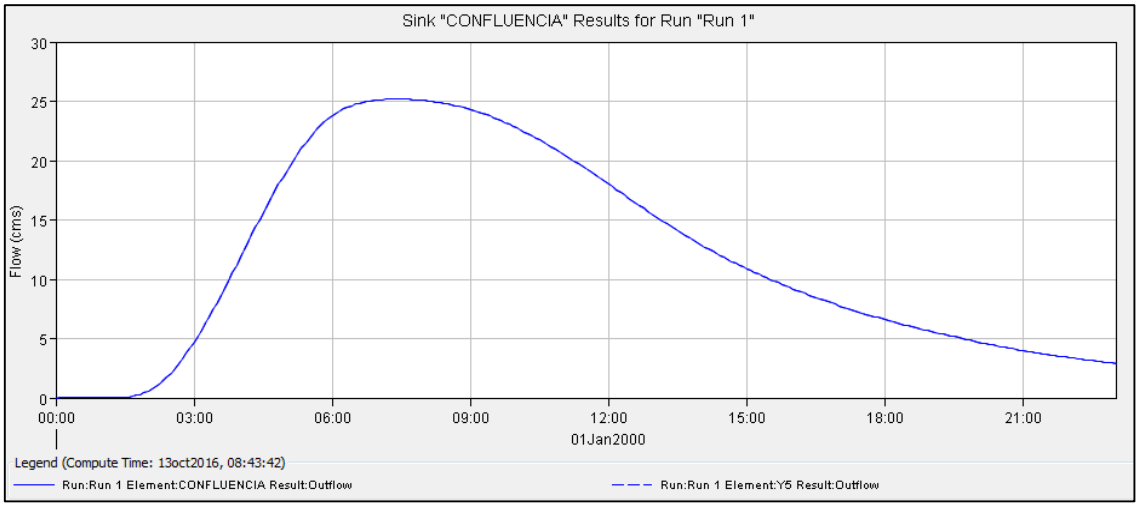


Figura 5.45. Hidrograma de salida del escenario 22

CAPÍTULO 6

6 MODELAMIENTO HIDRÁULICO

Como resultado del modelamiento hidrológico desarrollado en el capítulo 5, se han obtenido caudales e hidrogramas para los diferentes escenarios planteados.

Según el procedimiento explicado en la figura 4.1, el siguiente paso para la determinación de los mapas de inundación es el modelamiento hidráulico.

El modelamiento hidráulico se compone de la elaboración y exportación de la geometría del cauce mediante el complemento HEC-GeoRAS para ArcGIS, introducción de información de estructuras hidráulicas presentes en el cauce, básicamente los puentes, introducción de propiedades hidráulicas y condiciones de borde estimadas del cauce y procesamiento de la información mencionada para obtener el perfil de la superficie libre para los escenarios desarrollados en el capítulo 5.

6.1 Elaboración de información geométrica

Para el modelamiento de la geometría del tramo del río Chili en estudio se utilizó el complemento HEC-GeoRAS 10.1 para

ArcGIS 10.1. El mencionado complemento permite editar y preparar la información geométrica del cauce utilizando las herramientas geográficas del software ArcGIS para que puedan ser importadas por el software HEC-RAS.

El modelamiento de la geometría comprende la creación del modelo digital del terreno, la utilización del mismo para la definición del eje del cauce, la delimitación de los márgenes del cauce principal y las llanuras de inundación, la definición de las secciones transversales a ser exportadas y los procedimientos de exportación de ArcGIS a HEC-RAS.

6.1.1 Creación del Modelo digital del terreno (TDM)

El modelo digital del terreno a utilizar debe ser tan preciso como se requiera que sean los mapas de inundación de la simulación. Tal como se mencionó en la sección 4.1, se utilizó la poligonal cerrada con curvas de nivel cada 2 metros del tramo de estudio elaborada por la Autoridad Nacional del Agua en el año 2015.

Se procedió a crear un proyecto en ArcGIS en el sistema WGS 84 y se añadió la topografía mencionada tal como se muestra en la figura 6.1.

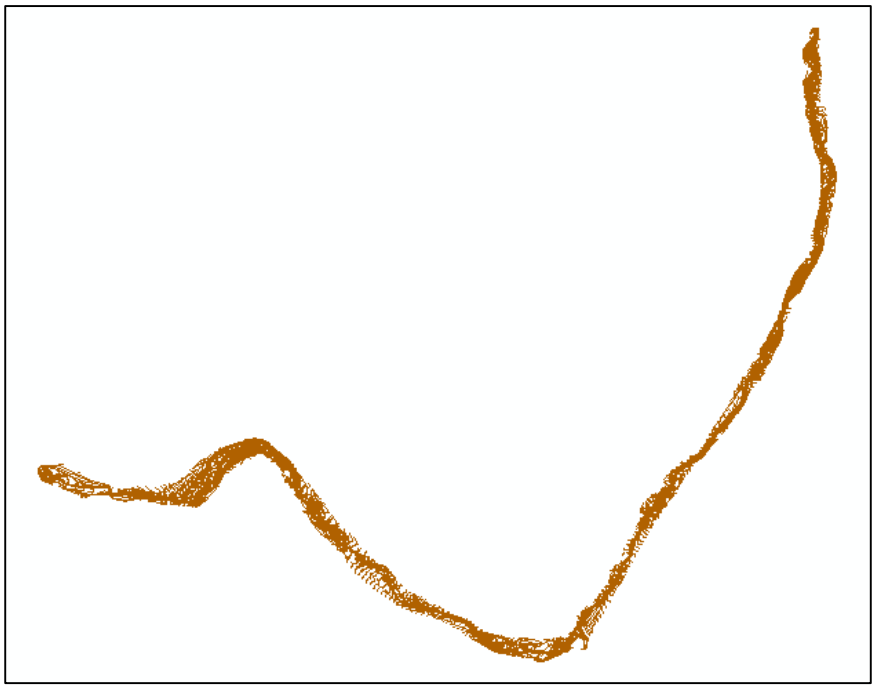


Figura 6. 1. Topografía del tramo de estudio elaborada por la Autoridad Nacional del Agua (2015)

Con la topografía de la figura 6.1 se procedió a la elaboración de una red de triángulos irregulares (TIN, por sus siglas en inglés) que se muestra en la figura 6.2. Tal como se realizó en la delimitación de la cuenca, la red de triángulos irregulares debió ser recortada para evitar interpolaciones externas que generen superficies inexistentes.

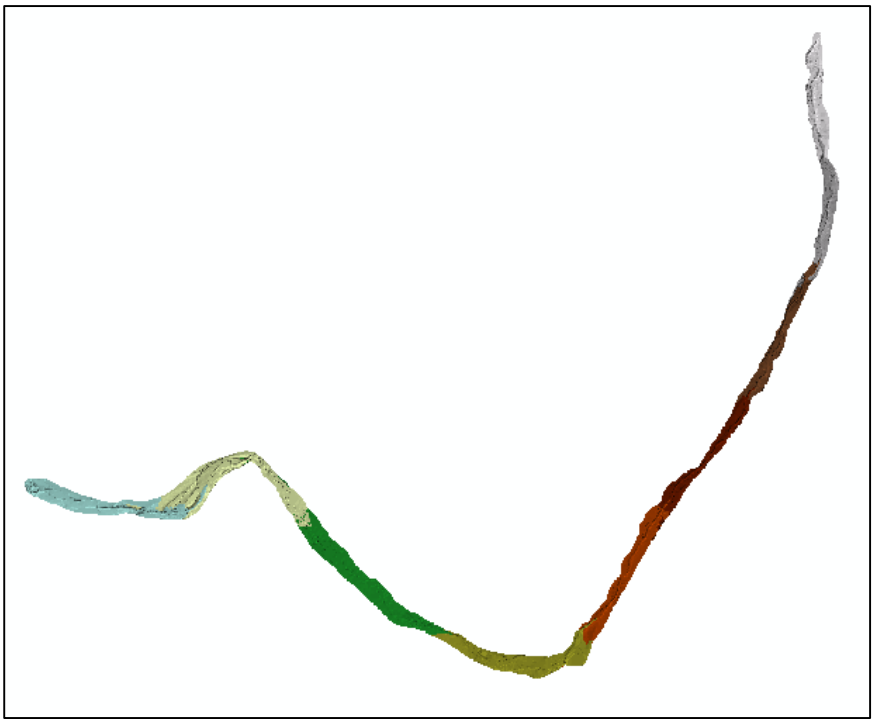


Figura 6. 2. Red de triángulos irregulares del tramo de estudio

Realizando un contraste entre la topografía del cauce y la imagen satelital de la zona de estudio (Figura 6.3), se observó que la topografía detallada con la que se cuenta no abarca la totalidad de la planicie de inundación. Por ello, tal como se muestra en la figura 6.4, se añadió la carta Nacional 33-S y se creó una nueva red de triángulos irregulares con el propósito de poder crear secciones transversales que abarquen la totalidad de las llanuras de inundación a lo largo del tramo de estudio (Figura 6.5).

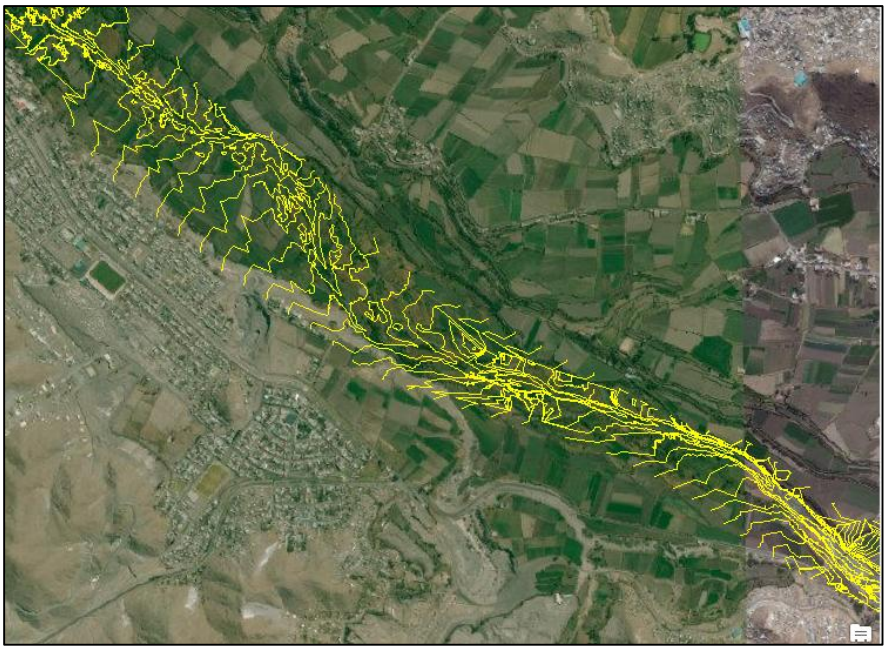


Figura 6. 3. Contraste entre imagen satelital y topografía del cauce

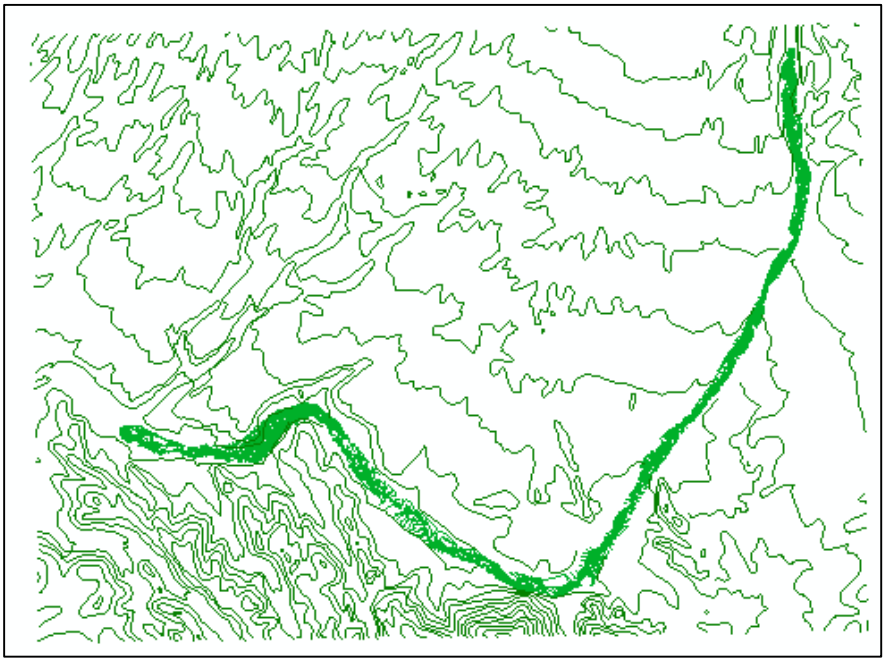


Figura 6. 4. Topografía del cauce y de la carta nacional 33-S

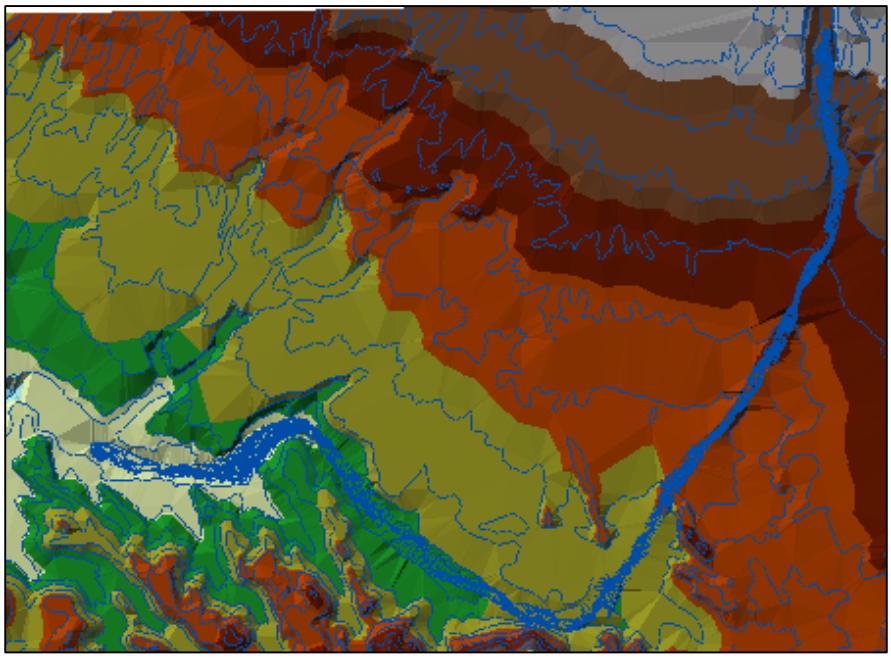


Figura 6. 5. Red de triángulos irregulares con topografía del cauce y de la carta 33-S

6.1.2 Generación de la red de drenaje y órdenes de cauces

El procedimiento para la determinación de los mapas de inundación consiste en una interacción de información geográfica e hidráulica entre HEC-RAS y ArcGIS. Por ello, es necesario que la información entre ambas plataformas sea coherente para obtener mapas de inundación acertados.

La principal propiedad geométrica del cauce es su eje, ya que los márgenes del río y las secciones transversales se definen a partir del mismo. Por ello, es necesario hacer uso de las herramientas de identificación de cauces y redes de órdenes de ArcGIS para obtener la información más precisa en este ítem.

Para la creación del Raster de dirección de flujo, se utilizó la herramienta Flow Direction tal como se observa en la figura 6.6. Esta herramienta permite identificar la dirección del flujo en cada una de las celdas del Raster inicial tomando como referencia sus propiedades altitudinales.

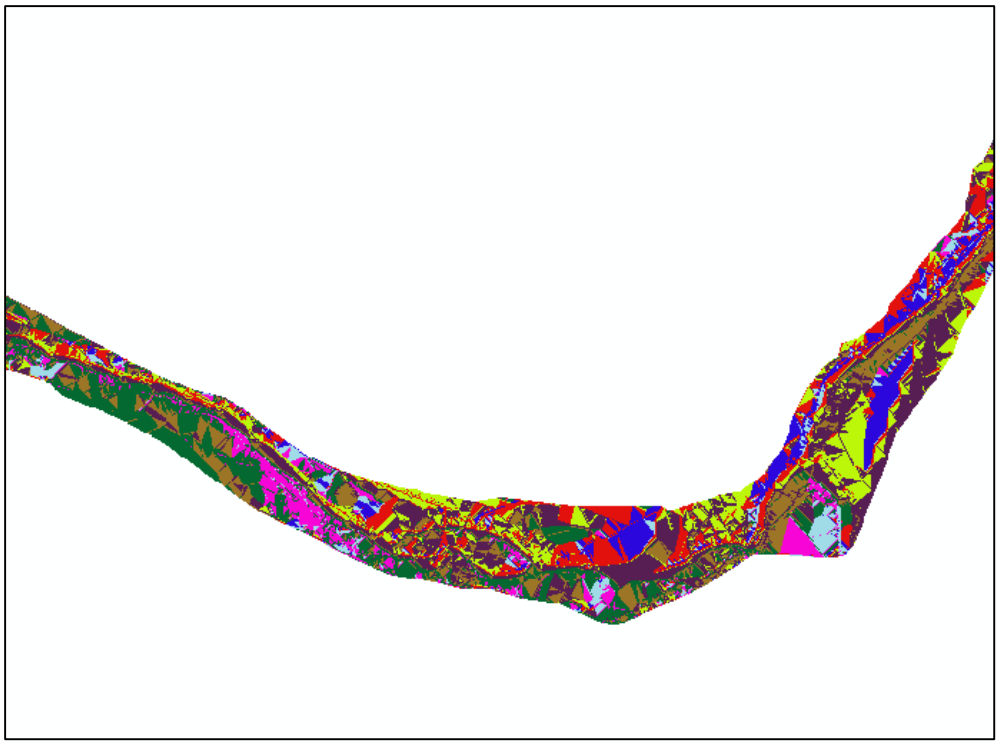


Figura 6. 6. Raster de direcciones de flujo del cauce del río Chili

Para la creación del Raster de acumulación de flujo se utilizó la herramienta Flow Accumulation tal como se muestra en la figura 6.7. Esta herramienta acumula las celdas que confluyen a una dirección, determinando así, los ejes de los cauces de la cuenca.

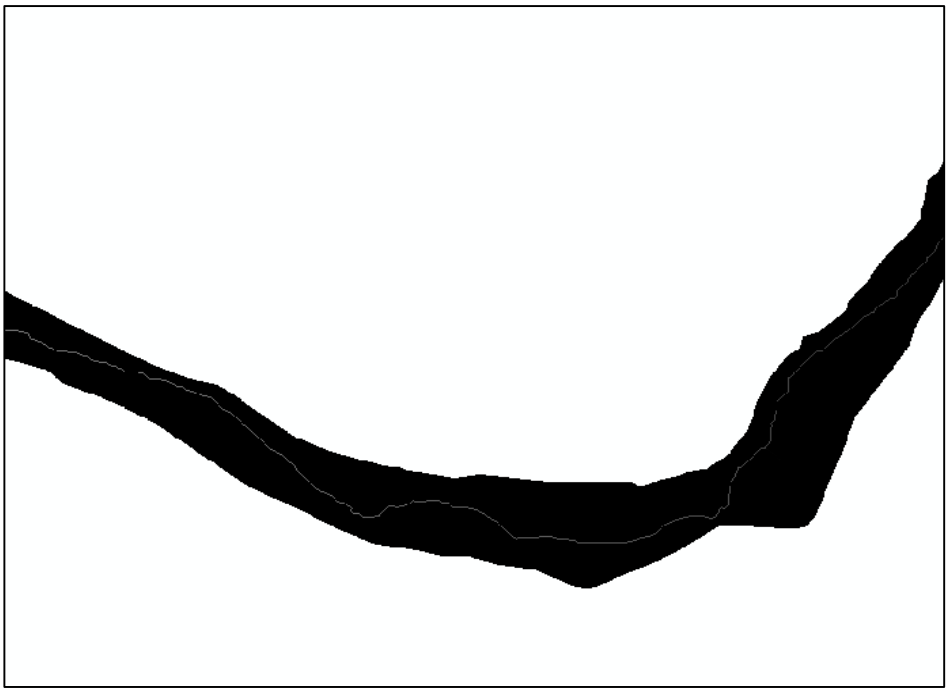


Figura 6. 7. Raster de acumulación de flujo del cauce del río Chili

El Raster de acumulación del flujo ya representa la red de cauces. Sin embargo, es necesario filtrar los cauces de mayor orden por lo que se realizó un artificio en el que solamente serán considerados los cauces en los cuales 10 o más celdas adyacentes viertan flujo. Este procedimiento se realizó mediante la herramienta Raster Calculator y el resultado se muestra en la figura 6.8.

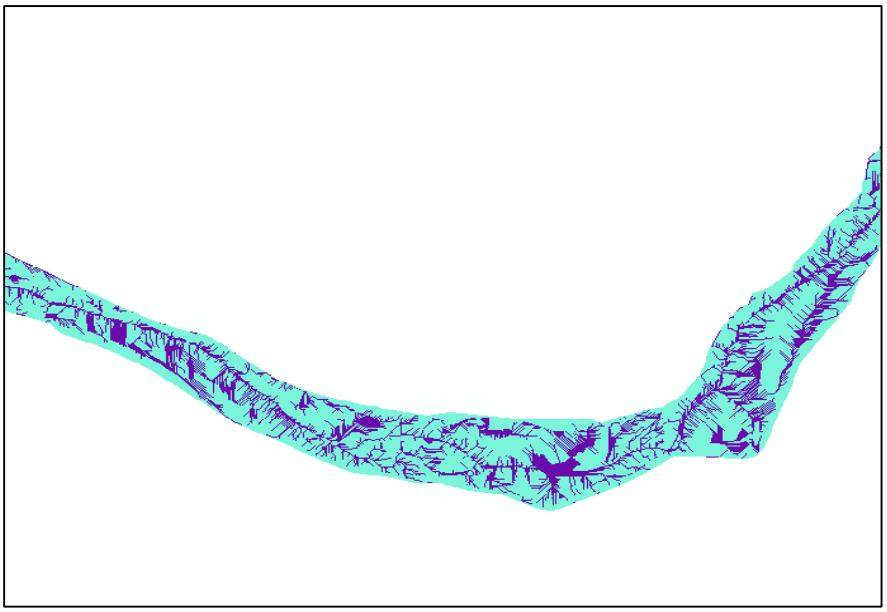


Figura 6. 8. Raster de cauces con acumulación mayo a 10 afluentes

Finalmente, se utilizó la herramienta Stream Order que define el orden la red de cauces según la metodología de Strahler y determinar el eje del cauce principal, es decir, el de mayor orden (figura 6.9).

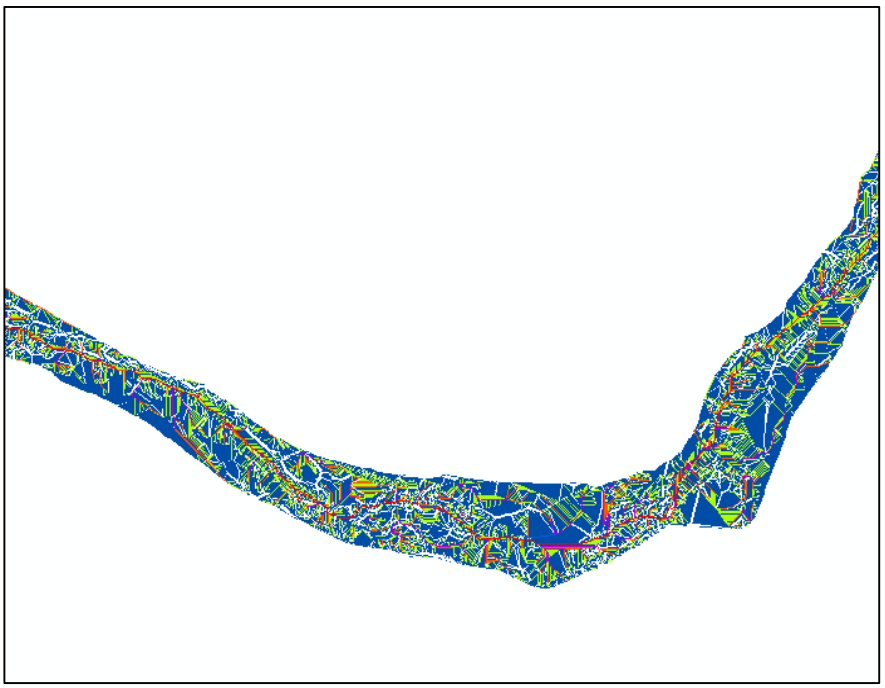


Figura 6. 9. Raster de órdenes de red de cauces

6.1.3 Creación de capas de elementos geométricos en formato RAS

Con la información geométrica preparada se procedió a la definición de las capas que deben ser exportadas a HEC-RAS. Estas son el cauce principal, las riberas, los límites de las llanuras de inundación y las secciones transversales que se consideren representativas. Este procedimiento se realizó mediante el complemento HEC-GeoRAS 10.1 para ArcGIS.

6.1.3.1 Cauce principal

El trazo del cauce principal se realizó tomando como referencia el cauce con mayor orden de la red de órdenes realizada en la sección 6.1.2. Es importante resaltar que el trazo del cauce debe realizarse siguiendo la dirección aguas abajo.

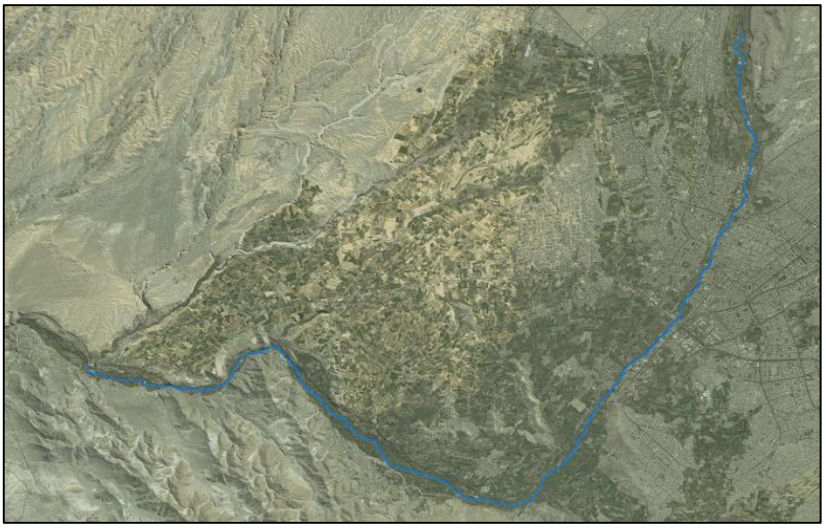


Figura 6. 10. Eje del cauce del tramo de estudio

6.1.3.2 Riberas

El cálculo de los parámetros hidráulicos del río divide las secciones transversales en una parte relacionada al transporte directo de caudal y otra relacionada netamente al almacenamiento del río. Esa división se produce debido a la diferencia de velocidades que se presenta en la sección, lo que genera que la energía cinética no sea constante y por lo tanto, la línea de energía no tenga una elevación constante a lo largo de la sección.

El límite para la mencionada división lo definen las riberas. Por ello, debe tenerse especial cuidado en su trazado para evitar repetitivas ediciones de su posición en HEC-RAS.

Para la definición de las riberas se utilizó una imagen satelital del Centro Nacional de Estudios Espaciales (CNES) del año 2013 como referencia. Se definieron las riberas izquierda y derecha tal como muestran las figuras 6.11 y 6.12.



Figura 6. 11. Ribera derecha del tramo de estudio



Figura 6. 12. Ribera derecha del tramo de estudio

6.1.3.3 Límites de la llanura de inundación

Los límites de la llanura de inundación deben establecerse a ambos márgenes del eje del río y sirven para determinar los límites en los que la información topográfica debe ser exportada.

Debido a la incertidumbre que existe en la determinación de la posición de los límites de la llanura de inundación debe contarse con una topografía detallada del cauce y otra, no necesariamente con el mismo detalle, de las posibles llanuras de inundación que se puedan presentar.

Para la determinación de los límites de las llanuras de inundación del presente estudio se utilizó como referencia la imagen satelital del Centro Nacional de Estudios Espaciales (CNES) del año 2013.

Al igual que las riberas, se debe definir el límite izquierdo y derecho de la llanura de inundación (Figuras 6.13 y 6.14).



Figura 6. 13. Límite izquierdo de la llanura de inundación



Figura 6. 14. Límite derecho de la llanura de inundación

6.1.3.4 Secciones transversales

Las secciones transversales también deben ser exportadas del modelo digital del terreno.

La capa de secciones transversales básicamente se compone de los alineamientos de cada una de las secciones trazadas. Esto junto con los límites de la llanura de inundación y la información de elevaciones del modelo digital del terreno, permite obtener la información geométrica de las secciones transversales que serán exportadas HEC-RAS.

Es necesario cumplir con tres condiciones cuando se trazan las secciones transversales:

- Se deben trazar en dirección perpendicular al eje del cauce.
- Se deben trazar de izquierda a derecha, en dirección aguas abajo.
- Se deben trazar a lo largo de toda la llanura de inundación.

Para el tramo de estudio, se crearon las secciones transversales automáticamente con un ancho de 200 metros y separación de 100 metros entre secciones y posteriormente fueron editadas para corregir incongruencias.



Figura 6. 15. Secciones transversales del tramo en estudio

6.1.4 Atributos de la geometría

Definir los atributos geométricos de cada uno de los elementos mencionados en la sección 6.1.3 constituye la siguiente etapa de la preparación de la información para el modelamiento hidráulico.

Esta etapa consiste en definir los elementos que se utilizaran como fuente de información para determinar las propiedades geométricas faltantes de cada uno de los elementos.

- Para el cauce:

Se debe complementar la información del eje del cauce con la elevación del Modelo Digital del Terreno. Esto genera una nueva capa denominada “River 3D”.

- Para las secciones transversales:

A las secciones transversales se le complementa con la posición de las riberas, límites de planicie de inundación y elevaciones del Modelo Digital del Terreno. Con todo ello se genera la capa “XSCutLines3D”.

6.1.5 Fichero de exportación

Para realizar la exportación de la información geométrica de ArcGIS a HEC-RAS se debe generar el fichero de exportación de la información. Este procedimiento se realiza dentro del módulo de HEC-GeoRAS.

6.2 Simulación hidráulica

Para realizar la simulación hidráulica se utilizó el software HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Center´s River Analysis System*) desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers.

La simulación hidráulica se compone de la importación de la información geométrica del río, la introducción del parámetro de rugosidad, el modelamiento de estructuras hidráulicas y el procesamiento de la información mencionada para obtener la superficie libre para cada uno de los escenarios planteados.

6.2.1 Importación de la información geométrica

El software HEC-RAS permite la importación de la información generada mediante el complemento HEC-GeoRAS para ArcGIS tal como se muestra en la figura 6.16.

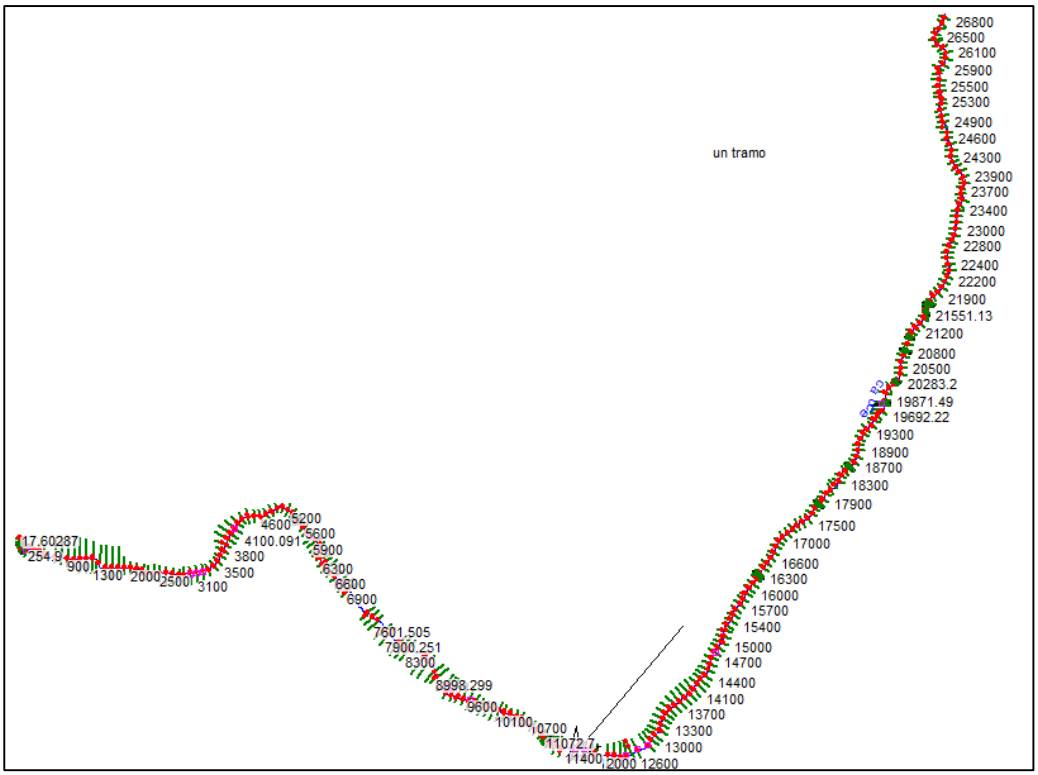


Figura 6. 16. Información geométrica importada de ArcGIS

La información importada corresponde a las secciones transversales, posición de riberas, límites de llanuras de inundación y eje del cauce principal.

6.2.2 Coeficiente de rugosidad

En hidráulica fluvial, el coeficiente de rugosidad es un parámetro hidráulico muy complejo, cuya determinación es motivo de investigaciones exclusivamente referidas a este parámetro. Por ello, para el presente caso de estudio, se ha visto por conveniente estimarlo según las recomendaciones de Cowan explicadas en el capítulo 3 de la presente tesis.

Para ello, se procesó la información recolectada en el recorrido de las riberas del río mencionado en el capítulo 4.

Un ejemplo del cálculo realizado se muestra en la tabla 6.1.

PROGRESIVA			22+700
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8186730	
	X: ESTE (m)	229120	
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**

Tabla 6.1. Ejemplo de cálculo del coeficiente de rugosidad según la formulación de Cowan

Cada sección transversal requiere de 3 valores de coeficiente de rugosidad; uno para el cauce, uno para la orilla derecha y otro para la orilla izquierda tal como se muestra en la figura 6.17.

El coeficiente de rugosidad también puede ser estimado en base a tablas de recomendaciones de diferentes autores. Todo ello, conlleva a una incertidumbre en el parámetro, por lo que se identificó necesario conocer la incidencia de su variación en la determinación de los mapas de inundación.

El cálculo de los coeficientes de rugosidad se adjunta en los anexos de la tesis.

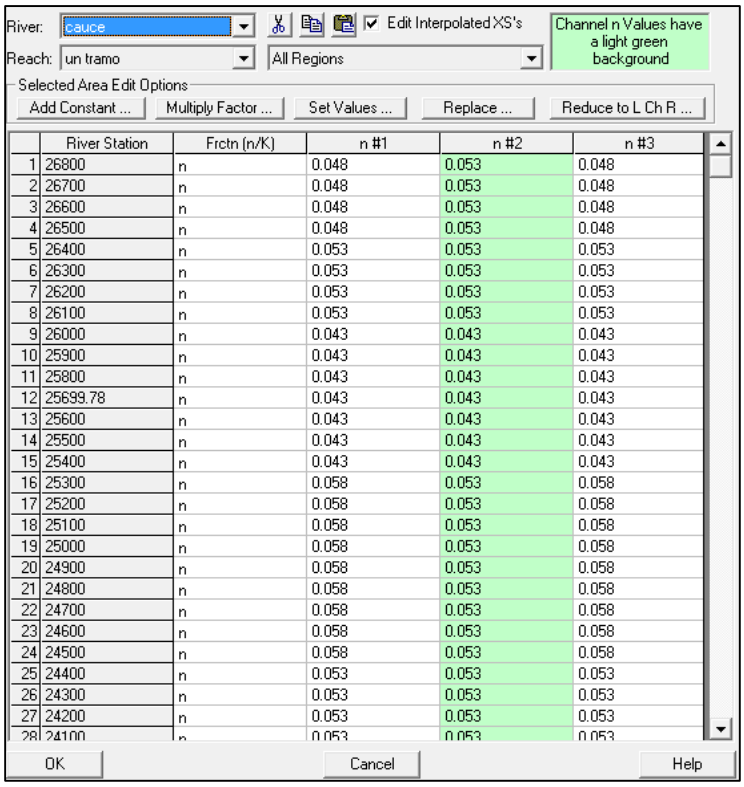


Figura 6. 17. Introducción de coeficiente de rugosidad en HEC-RAS

La validación de estos valores de rugosidad se dio luego del periodo de precipitaciones del mes de Febrero del 2016. El contraste entre las áreas de inundación obtenidas y las fotografías tomadas se muestra en los Anexos de la presente tesis.

6.2.3 Parámetros hidráulicos de las secciones transversales

Cada sección transversal importada de ArcGIS es codificada según la progresiva en la que está ubicada. La codificación inicia en la estación que está aguas abajo y aumenta en la dirección aguas arriba. En el caso de estudio, el tramo tiene una longitud de 26 800

metros y por lo tanto, a la estación que se encuentra aguas arriba de las demás, le corresponde el código 26 800.

Considerando la mencionada codificación, HEC-RAS permite editar la información geométrica de cada una de ellas. Sin embargo, el menú de edición de secciones transversales también permite editar ciertos parámetros hidráulicos denominados coeficientes de contracción y expansión (Figura 6.18).

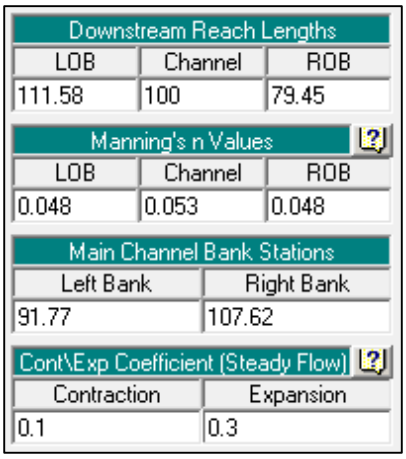


Figura 6. 18 Área de edición de coeficientes de expansión y contracción

Los coeficientes de contracción y expansión son constantes adimensionales que el programa utiliza para calcular las pérdidas de energía entre secciones debido a los cambios de sección en el río.

Si no se editan los valores de expansión y contracción el programa toma por defecto los valores de 0.1 y 0.3 respectivamente. Estos valores han sido calculados experimentalmente para una transición gradual en la geometría.

Sin embargo, si se trata de casos especiales como tramos cercanos a puentes u obstrucciones bruscas, puede tomarse como referencia la tabla 6.2 de coeficientes de expansión y contracción recomendados por el *U.S. Army Corps of Engineers*.

Tipo de Transición	Contracción	Expansión
Sección transversal constante	0.0	0.0
Transición Gradual	0.1	0.3
Sección típica de Puente	0.3	0.5
Transición abrupta	0.6	0.8

Tabla 6.2. Coeficientes generales de contracción y expansión para flujo subcrítico tomada de *U.S. Army Corps of Engineers (USACE)*

6.2.4 Modelamiento de puentes

Un puente es una obstrucción en el curso natural de un rio.

Según los principios de la hidráulica del flujo gradualmente variado, una obstrucción genera fuerzas externas que alteran el equilibrio de la energía total ocasionando variaciones en el tirante y la velocidad del flujo en las secciones adyacentes al puente.

La ubicación de las secciones donde se producen las variaciones depende del régimen del flujo aguas arriba de la obstrucción. Si este es subcrítico, las variaciones se presentarán aguas

arriba de la obstrucción. En cambio, en el régimen supercrítico las variaciones se harán notar aguas debajo de la obstrucción.

Tomando en consideración la rapidez del cambio del perfil de la superficie libre, el flujo que atraviesa una obstrucción puede pasar a ser rápidamente variado. Esto puede dar lugar a la ocurrencia del flujo crítico en la sección del puente.

La forma en la que el perfil de la superficie libre se ve afectada también dependerá del tipo del flujo. Si se da la transición del flujo subcrítico a supercrítico será posible que se presente el tirante crítico en la transición; pero si ocurre lo contrario, el tirante crítico no podrá ser identificado debido a que el cambio de régimen se producirá a través del resalto hidráulico.

Debido a la contracción y expansión del flujo en una obstrucción, se presenta variación en la superficie de la lámina libre del flujo y los coeficientes de pérdida de energía por contracción y expansión cambian para las secciones cercanas a un puente. El U.S Army Corps of Engineers recomienda el uso de los coeficientes de contracción y de expansión que corresponden a la sección típica del puente como se muestra en la Tabla 6.2. Debido a esto, para el modelamiento de

un puente se debe crear 4 secciones como se muestra en la figura 6.19.

- La sección 4: Se ubica aguas arriba del puente, en el inicio de la longitud de contracción del flujo.
- La sección 3: Se ubica en el término de la longitud de contracción, ubicada a 1 metro aguas arriba del inicio del puente.
- La sección 2: Se ubica a 1 metro de la cara aguas abajo del puente, en el comienzo de la longitud de expansión.
- La sección 1: Se ubica aguas abajo de la sección 2, en el término de la longitud de expansión del flujo.

La sección BU y BD son añadidas automáticamente por el programa, BU es la sección de la cara aguas arriba del puente y BD es la sección aguas abajo del puente.

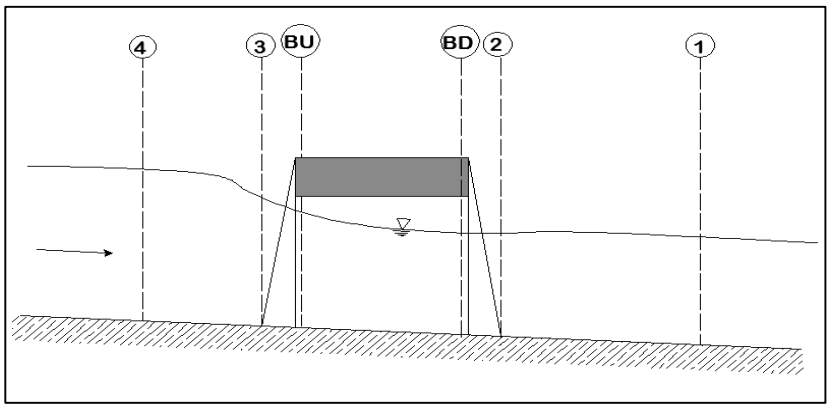


Figura 6. 19 Ubicación de las secciones transversales para modelar un puente tomada de FLOODPLAIN MODELING USING HEC-RAS. Haestad Methods. (2003)

Se ubicaron las progresivas de cada puente según su ubicación a lo largo del tramo de estudio del rio Chili como se muestra en la tabla 6.3.

PUENTE	PROGRESIVA
Puente Grau	**21+640**
Puente Bajo Grau	**21+525**
Puente Bolognesi	**21+010**
Puente Quiñones	**20+780**
Puente San Martin	**20+255**
Puente Vallecito	**19+830**
Puente San Isidro	**18+595**
Puente Ferrovial	**17+780**
Puente de Tingo	**16+260**
Puente Tiabaya	**11+125**
Puente El Huayco	**5+410**
Puente Del Diablo	**0+240**
Puente Uchumayo	**0+130**

Tabla 6. 3 Progresiva correspondiente de cada puente a modelar

La Tabla 6.4 muestra el ancho de cada puente con el cual se calcula las progresivas de las secciones 3 y 4 ubicadas aguas arriba y aguas abajo respectivamente como se muestra en la Tabla 6.5.

PUENTE	ANCHO (m)
Puente Grau	8.7
Puente Bajo Grau	10.8
Puente Bolognesi	10.5
Puente Quiñones	18

PUENTE	ANCHO (m)
Puente San Martin	9.1
Puente Vallecito	10.6
Puente San Isidro	11
Puente Ferrovial	3
Puente de Tingo	8
Puente Tiabaya	8
Puente El Huayco	4
Puente Del Diablo	3
Puente Uchumayo	8

Tabla 6. 4 Ancho del tablero de cada puente del rio Chili

PUENTE	SECCIONES	
	3	2
Puente Grau	**21+645.35**	**21+634.65**
Puente Bajo Grau	**21+531.40**	**21+518.60**
Puente Bolognesi	**21+016.25**	**21+003.75**
Puente Quiñones	**20+790.00**	**20+770.00**
Puente San Martin	**20+260.55**	**20+249.45**
Puente Vallecito	**19+836.30**	**19+823.70**
Puente San Isidro	**18+601.50**	**18+588.50**
Puente Ferrovial	**17+782.50**	**17+777.50**
Puente de Tingo	**16+265.00**	**16+255.00**
Puente Tiabaya	**11+130.00**	**11+120.00**
Puente El Huayco	**5+413.00**	**5+407.00**
Puente Del Diablo	**0+242.50**	**0+237.50**
Puente Uchumayo	**0+135.00**	**0+125.00**

Tabla 6. 5 Progresivas de las Secciones 3 y 2 de cada puente del tramo del rio Chili.

La separación entre las secciones recomendadas corresponde a la distancia necesaria para que se desarrolle la contracción y expansión del flujo.

Experimentalmente, se relaciona la longitud de contracción con la longitud de las obstrucciones del puente y el Ratio de Contracción (RC). La longitud de obstrucción es el promedio de las longitudes de los estribos a cada lado del puente y el ratio de Contracción según la USACE depende de la pendiente entre la sección 3 y 2 y la relación entre el coeficiente de rugosidad de Manning de las riberas y del cauce (Tabla 6.6).

$$LC = L_{obstrucción} \times RC$$

RATIO DE CONTRACCIÓN (RC)			
So (pie/milla)	nob/nc=1	nob/nc=2	nob/nc=4
1	1.0-2.3	0.8-1.7	0.7-1.3
5	1.0-1.9	0.8-1.5	0.7-1.2
10	1.0-1.9	0.8-1.4	0.7-1.2

Tabla 6.6 Ratio de Contracción USACE

La tabla 6.7 muestra el cálculo para obtener el Ratio de Contracción para cada puente del rio Chili.

PUENTE	So (pie/milla)	norilla	ncauce	nor/ nc	RC
Puente Grau	124.7	0.043	0.043	1.0	**1.45**
Puente Bajo Grau	107.08	0.043	0.043	1.0	**1.45**
Puente Bolognesi	0	0.053	0.048	1.1	**1.65**
Puente Quiñones	105.6	0.048	0.048	1.0	**1.45**
Puente San Martin	213.62	0.058	0.053	1.1	**1.45**
Puente Vallecito	79.56	0.053	0.043	1.2	**1.45**
Puente San Isidro	105.6	0.048	0.043	1.1	**1.45**
Puente Ferrovial	113.14	0.053	0.043	1.2	**1.45**
Puente de Tingo	35.2	0.048	0.043	1.1	**1.45**
Puente Tiabaya	0	0.048	0.043	1.1	**1.65**
Puente El Huayco	0	0.04	0.04	1.0	**1.65**
Puente Del Diablo	105.6	0.058	0.058	1.0	**1.45**
Puente Uchumayo	145.2	0.053	0.043	1.2	**1.45**

Tabla 6.7 Cálculo del Ratio de Contracción para cada puente del rio Chili.

La longitud de expansión se relaciona con la longitud de obstrucción y el Ratio de Expansión, según la USACE, depende de la pendiente entre la sección 3 y 2, la relación entre los coeficientes de rugosidad de Manning de las riberas y el cauce y la relación entre la abertura del puente (b) y la longitud total del puente (B) como se muestra en la tabla 6.8.

La tabla 6.9 muestra el cálculo para obtener el Ratio de Expansión para cada puente del rio Chili.

$$LE = L_{obstrucción} \times RE$$

RATIO DE EXPANSIÓN (RE)				
b/B	So (pie/milla)	nob/nc=1	nob/nc=2	nob/nc=4
0.1	1	1.4-3.6	1.3-3.0	1.2-2.1
	5	1.0-2.5	0.8-2.0	0.8-2.0
	10	1.0-2.2	0.8-2.0	0.8-2.0
0.25	1	1.6-3.0	1.4-2.5	1.2-2.0
	5	1.5-2.5	1.3-2.0	1.3-2.0
	10	1.5-2.0	1.3-2.0	1.3-2.0
0.5	1	1.4-2.6	1.3-1.9	1.2-1.4
	5	1.3-2.1	1.2-1.6	1.0-1.4
	10	1.3-2.0	1.2-1.5	1.0-1.4

Tabla 6.8 Ratio de Expansión USACE

PUENTE	So (pie/milla)	norilla	ncauce	no/ nc	b	B	b/B	RE
Puente Grau	124.7	0.043	0.043	1.0	37.8	66.4	0.6	**1.65**
Puente Bajo Grau	107.08	0.043	0.043	1.0	37	51.3	0.7	**1.65**
Puente Bolognesi	0	0.053	0.048	1.1	73.8	83.1	0.9	**2**
Puente Quiñones	105.6	0.048	0.048	1.0	44	51.3	0.9	**1.65**
Puente San Martin	213.62	0.058	0.053	1.1	29	37.28	0.8	**1.65**
Puente Vallecito	79.56	0.053	0.043	1.2	33.54	40.1	0.8	**1.65**
Puente San Isidro	105.6	0.048	0.043	1.1	57.42	72.1	0.8	**1.65**
Puente Ferrovial	113.14	0.053	0.043	1.2	50.6	60.7	0.8	**1.65**
Puente de Tingo	35.2	0.048	0.043	1.1	56	59.28	0.9	**1.65**
Puente Tiabaya	0	0.048	0.043	1.1	89.46	110.42	0.8	**2**
Puente El Huayco	0	0.04	0.04	1.0	19.9	32.4	0.6	**2**
Puente Del Diablo	105.6	0.058	0.058	1.0	13.65	30.7	0.4	**1.65**
Puente Uchumayo	145.2	0.053	0.043	1.2	44.7	60	0.7	**1.65**

Tabla 6. 9 Cálculo del Ratio de Expansión de cada puente del rio Chili

De la geometría de cada puente se calcula la longitud de obstrucción y finalmente la longitud de contracción y expansión que se desarrollará en cada puente como se muestra en la Tabla 6.10.

PUENTE	L obstrucción (m)	RC	RE	LC (m)	LE (m)
Puente Grau	14.3	**1.45**	**1.65**	**20.7**	**23.4**
Puente Bajo Grau	6.7	**1.45**	**1.65**	**9.7**	**10.9**
Puente Bolognesi	5.6	**1.65**	**2**	**9.2**	**10.9**
Puente Quiñones	3.7	**1.45**	**1.65**	**5.4**	**6.0**

PUENTE	L obstrucción (m)	RC	RE	LC (m)	LE (m)
Puente San Martin	4.2	**1.45**	**1.65**	**6.1**	**6.8**
Puente Vallecito	3.3	**1.45**	**1.65**	**4.8**	**6.8**
Puente San Isidro	7.4	**1.45**	**1.65**	**10.7**	**12.0**
Puente Ferrovial	5.1	**1.45**	**1.65**	**7.4**	**8.3**
Puente de Tingo	6.7	**1.45**	**1.65**	**9.7**	**10.9**
Puente Tiabaya	10.5	**1.65**	**2**	**17.4**	**20.9**
Puente El Huayco	6.3	**1.65**	**2**	**10.4**	**12.4**
Puente Del Diablo	8.6	**1.45**	**1.65**	**12.4**	**14.0**
Puente Uchumayo	7.7	**1.45**	**1.65**	**11.2**	**12.6**

Tabla 6.10 Longitud de contracción y longitud de expansión para cada puente del rio Chili.

Las progresivas de cada una de las 4 secciones para cada puente se detallan en la tabla 6.11, así como también las progresivas de las secciones BU y BD que son calculadas por el programa.

PUENTE	SECCIONES					
	4	3	BU	BD	2	1
Puente Grau	21+666	21+645	21+644	21+636	21+635	21+611
Puente Bajo Grau	21+541	21+531	21+530	21+520	21+519	21+508
Puente Bolognesi	21+025	21+016	21+015	21+005	21+004	20+993
Puente Quiñones	20+795	20+790	20+789	20+771	20+770	20+764
Puente San Martin	20+267	20+261	20+260	20+250	20+249	20+243
Puente Vallecito	19+841	19+836	19+835	19+825	19+824	19+817
Puente San Isidro	18+612	18+602	18+601	18+590	18+589	18+576
Puente Ferrovial	17+790	17+783	17+782	17+779	17+778	17+769
Puente de Tingo	16+275	16+265	16+264	16+256	16+255	16+244
Puente Tiabaya	11+147	11+130	11+129	11+121	11+120	11+099

PUENTE	SECCIONES					
	4	3	BU	BD	2	1
Puente El Huayco	5+423	5+413	5+412	5+408	5+407	5+395
Puente Del Diablo	0+255	0+243	0+242	0+239	0+238	0+224
Puente Uchumayo	0+146	0+135	0+134	0+126	0+125	0+112

Tabla 6. 11 Progresivas de las secciones típicas de cada puente del río Chili

Para las secciones 4, 3 y 2 de cada puente el coeficiente de perdida de energía por contracción es 0.3 y el coeficiente de expansión es 0.5 como recomienda el USACE en la tabla 6.2 para una sección típica de un puente.

	River Station	Contraction	Expansion
42	22700	0.1	0.3
43	22600	0.1	0.3
44	22500	0.1	0.3
45	22400	0.1	0.3
46	22300	0.1	0.3
47	22200	0.1	0.3
48	22100	0.1	0.3
49	22000	0.1	0.3
50	21900	0.1	0.3
51	21800	0.1	0.3
52	21700	0.1	0.3
53	21666.1	0.3	0.5
54	21646.4	0.3	0.5
55	21640	Bridge	
56	21633.7	0.3	0.5
57	21611.2	0.1	0.3
58	21610.45	0.1	0.3
59	21551.13	0.1	0.3
60	21541.1	0.3	0.5
61	21532.4	0.3	0.5
62	21525	Bridge	
63	21517.6	0.3	0.5
64	21507.7	0.1	0.3
65	21480.34	0.1	0.3
66	21400	0.1	0.3
67	21300	0.1	0.3
68	21200	0.1	0.3
69	21100	0.1	0.3

Figura 6. 20 Coeficientes de contracción y de expansión de las secciones de un puente

Al tener las 4 secciones se ubicaron los puentes en las progresivas que les corresponden y se introdujeron los datos geométricos como se muestra en la figura 6.21.

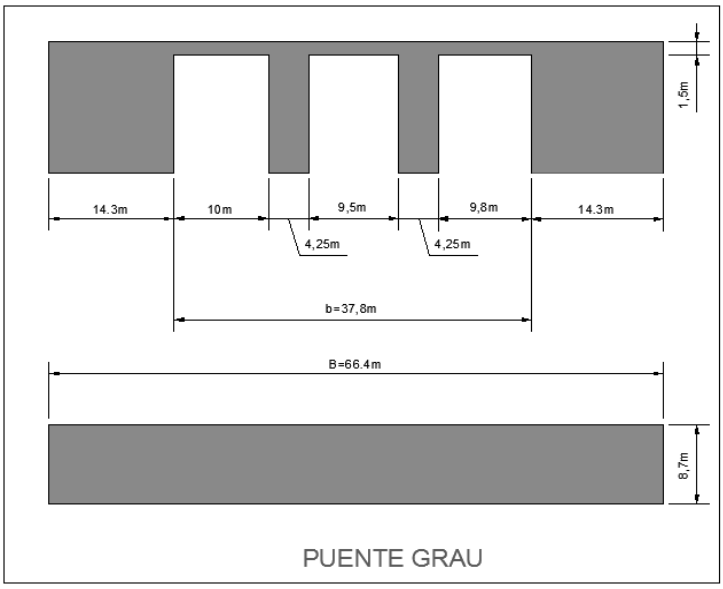


Figura 6. 21 Geometría del Puente Grau.

PUENTE	ANCHO (m)	LARGO (m)
Puente Grau	8.7	66.4
Puente Bajo Grau	10.8	51.3
Puente Bolognesi	10.5	83.1
Puente Quiñones	18	51.3
Puente San Martin	9.1	37.28
Puente Vallecito	10.6	40.1
Puente San Isidro	11	72.1
Puente Ferrovial	3	60.7
Puente de Tingo	8	59.28
Puente Tiabaya	8	110.42
Puente El Huayco	4	32.4
Puente Del Diablo	3	30.7
Puente Uchumayo	8	60

Tabla 6. 12 Ancho y largo de los puentes del rio Chili.

Se grafica el tablero de acuerdo a las medidas tomadas para cada puente, introduciendo la distancia a la que están las caras del

puente de las secciones 3 y 2; el ancho del tablero y finalmente las coordenadas de la sección del puente.

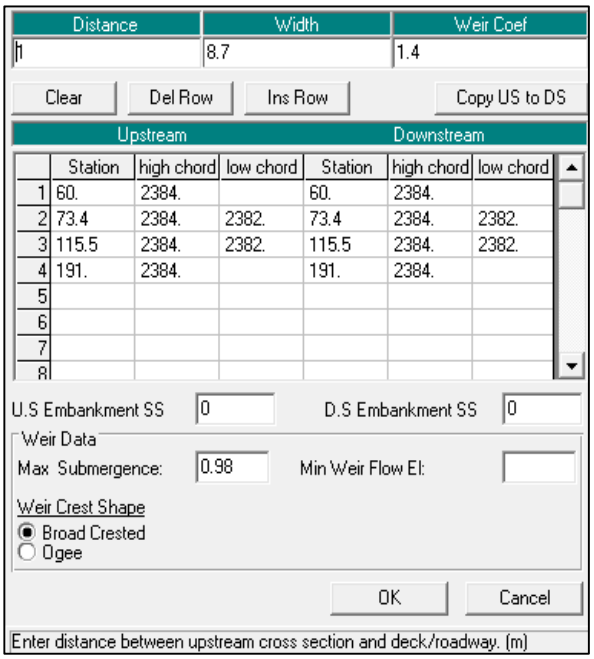


Figura 6. 22 Editor del Tablero del Puente Grau

Los pilares de un puente también son una obstrucción al flujo, estos se grafican uno a uno colocando la estación en la que se ubican, el ancho y la elevación de cada pilar aguas arriba y aguas abajo (Figura 6.23).

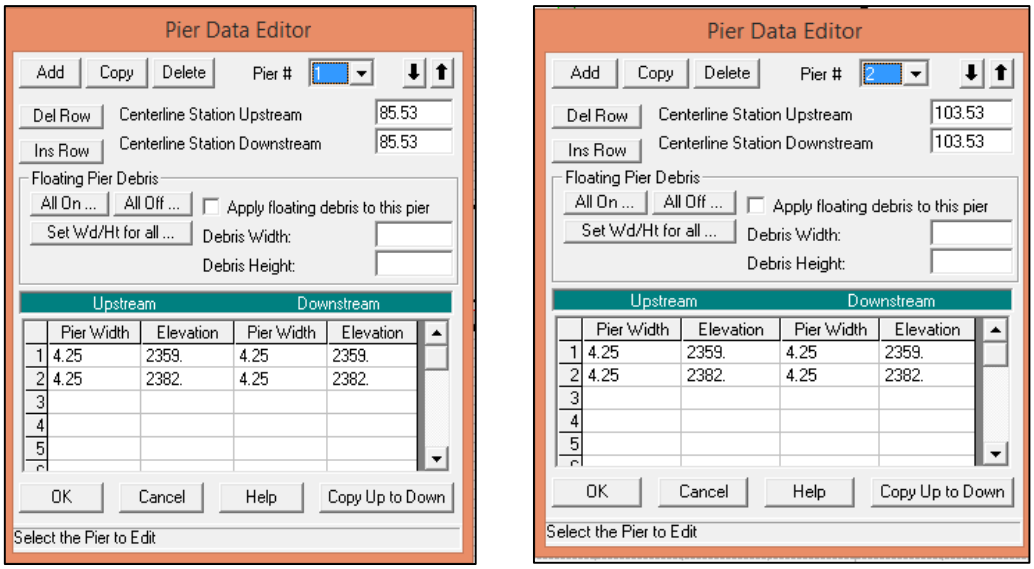


Figura 6. 23 Editor de los Pilares del puente Grau

Debido a que en presencia de una obstrucción se generan zonas donde el flujo pierde velocidad y solo contribuye al almacenamiento, se deben crear áreas inefectivas en las secciones 3 y 2.

Como las secciones 3 y 2 se crearon a un metro de cada cara del puente, la recomendación es que las áreas inefectivas varíen con un ángulo de 45 grados, por lo que el área inefectiva del lado derecho del puente se estableció a un metro de la apertura del puente y el área inefectiva del lado izquierdo se estableció a un metro después del fin de la apertura del puente. La elevación de estas áreas inefectivas será la elevación de la parte más baja del tablero.

La tabla 6.13 muestra las áreas inefectivas para las secciones 3 y 2 de cada puente.

PUENTE	ÁREAS INEFECTIVAS			
	IZQUIERDA		DERECHA	
	ESTACIÓN (m)	ELEVACIÓN (m)	ESTACIÓN (m)	ELEVACIÓN (m)
Puente Grau	84.53	2382	116.5	2382
Puente Bajo Grau	73.74	2358.29	108	2359.36
Puente Bolognesi	67.7	2363	108.6	2363
Puente Quiñones	85	2350.5	121	2355.5
Puente San Martin	57	2337	88	2337
Puente Vallecito	72.97	2322.25	110.52	2322.35
Puente San Isidro	71	2306	133	2305
Puente Ferrovial	74.24	2288	116.44	2288
Puente de Tingo	69.5	2254.1	127.5	2254.1
Puente Tiabaya	40	2159.7	131	2159.7
Puente El Huayco	98.3	2063.3	110.3	2063.3
Puente Del Diablo	81	1986	97	1986
Puente Uchumayo	47	1984	92.4	1984

Tabla 6. 13 Áreas inefectivas de flujo para las secciones 3 y 2 de los puentes del rio Chili.

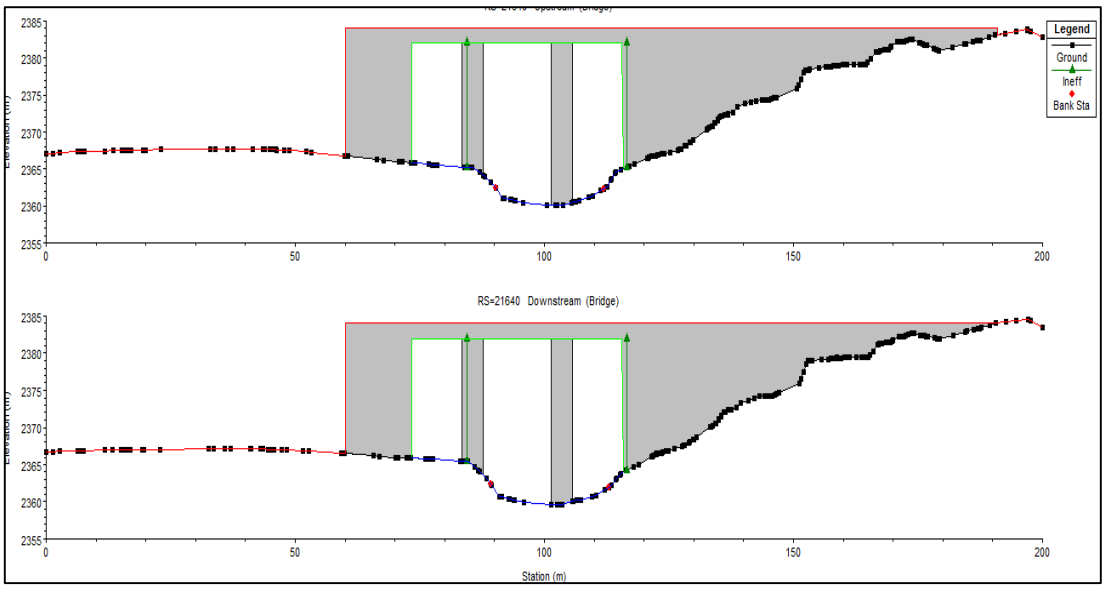


Figura 6. 24 Geometría del Puente Grau

El flujo a través de un puente puede comportarse como flujo bajo cuando la altura del flujo no sobrepasa la elevación mínima del tablero, es decir, el flujo pasa a través de la abertura del puente y como flujo alto, cuando la altura del flujo supera el tablero del puente y este puede actuar como un vertedero, un orificio o una compuerta.

Para el cálculo de Puentes en Flujo Bajo se cuenta con el método de la energía, del momentum y la ecuación de Yarnell.

HEC-RAS permite escoger el método que tenga la mayor pérdida de energía, que representa el caso más crítico en la determinación de mapas de inundación.

La Tabla 6.14 muestra los métodos que fueron seleccionados para el cálculo del flujo en cada puente; nótese que en los puentes que no tienen pilares la ecuación de Yarnell no puede ser utilizada pues al no tener un coeficiente K la ecuación daría cero, por el contrario el método del momentum si puede ser utilizado en puentes sin pilares con un coeficiente Cd de 0.

PUENTE	MÉTODO DE CÁLCULO		
	ENERGÍA	MOMENTUM	YARNELL
		Cd	K
Puente Grau	SI	1.33	0.9
Puente Bajo Grau	SI	0	

PUENTE	MÉTODO DE CÁLCULO		
	ENERGÍA	MOMENTUM	YARNELL
		Cd	K
Puente Bolognesi	SI	1.39	1.05
Puente Quiñones	SI	0	
Puente San Martin	SI	0	
Puente Vallecito	SI	0	
Puente San Isidro	SI	2	1.25
Puente Ferrovial	SI	2	1.25
Puente de Tingo	SI	2	1.25
Puente Tiabaya	SI	2	1.25
Puente El Huayco	SI	2	1.25
Puente Del Diablo	SI	0	
Puente Uchumayo	SI	0	

Tabla 6. 14 Métodos de cálculo seleccionados para cada puente del rio Chili.

En el caso que el flujo sea superior al puente se selecciona el método de la energía.

6.2.5 Introducción de información hidrológica

Para la determinación de mapas de inundación se recomienda elaborar un análisis hidráulico estacionario debido a que se desea conocer el área de inundación en la condición más crítica. Por otro lado, el análisis no estacionario requiere de más información de la cuenca, como registros de curvas tirante – caudal con las que no se cuenta en el presente caso de estudio.

Por ello, se decidió realizar el análisis bajo el régimen del flujo estacionario considerando como caudales constantes a los valores pico de los hidrogramas de salida de cada escenario planteado.

Para la introducción de los caudales al modelo hidráulico, HEC-RAS requiere la creación de un archivo con las características del flujo.

Para el primer tramo se consideraron los caudales del análisis de frecuencias del sector aguas arriba y se ingresaron en la estación 26+800 mientras que para el segundo tramo se introdujeron los caudales pico de los hidrogramas de salida de cada escenario en la estación 13+000. La tabla 6.15 muestra los caudales ingresados para cada escenario.

ESCENARIO	CAUDAL (m3/s)	
	Sección 26+800	Sección 13+000
1	251.3	381.3
2	251.3	323.5
3	251.3	378.9
4	251.3	305.7
5	251.3	1576.3
6	251.3	343.9
7	251.3	343.1
8	251.3	419.7
9	251.3	288.7
10	251.3	335.7
11	500	2496.1
12	333	1370

ESCENARIO	CAUDAL (m3/s)	
	Sección 26+800	Sección 13+000
13	72.5	91.7
14	127	156.9
15	159.9	196.5
16	225.6	302.5
17	240.7	344.6
18	275.9	486.5
19	307.2	660.9
20	244.7	633.1
21	193.3	244.7
22	251.3	276.5
23	251.3	381.3
24	251.3	381.3
25	251.3	381.3
26	251.3	381.3

Tabla 6.15. Caudales ingresados al modelo hidráulico.

6.2.6 Determinación de condiciones de borde

Para realizar la simulación hidráulica se deben establecer las condiciones de borde del modelo. El punto de partida de los cálculos debe ser definido por el modelador en base a su experiencia y conocimiento del caso de estudio.

HEC-RAS permite definir las condiciones de contorno en base a una sección donde se conoce el tirante asociado a cada caudal, una sección donde se produce el flujo crítico, una sección donde se produce el flujo uniforme o una cota de superficie conocida para el caudal simulado.

El método del paso estándar, utilizado por HEC-RAS para la obtención de los perfiles de flujo, inicia el análisis subcrítico en la última sección del río. Pero si se desea un análisis mixto, se requerirá la condición de borde para la primera sección.

Difícilmente, la primera o última sección presentará el flujo crítico o uniforme. Por ello, existen artificios que permiten establecer las condiciones de borde a una determinada distancia de modo que no afecten el perfil del flujo en la zona requerida.

El artificio para determinar las condiciones de borde consiste en replicar las secciones inicial y final a una distancia tal que el perfil presente una mínima variación cuando se analice el tramo de estudio.

El tramo creado tendrá la misma sección en toda su longitud y la pendiente será la del tramo más cercano.

Para determinar la longitud a la se deben replicar las secciones, se puede seguir un procedimiento de prueba y error que consisten en tantear las longitudes se usará y observar los resultados que produce en el perfil.

El USACE ha desarrollado una recomendación para determinar la longitud de la sección a ser utilizada como condición de borde.

Para la opción Normal Depth, la distancia se calcula como:

$$L_{DN} = 8000 \times \frac{HD^{0.8}}{S}$$

Donde HD (pie) es el tirante para flujo uniforme de la sección interpolada y S (pie/mi) es la pendiente del tramo extendido.

Las pendientes aguas arriba y aguas abajo debieron ser calculadas como se muestra a continuación:

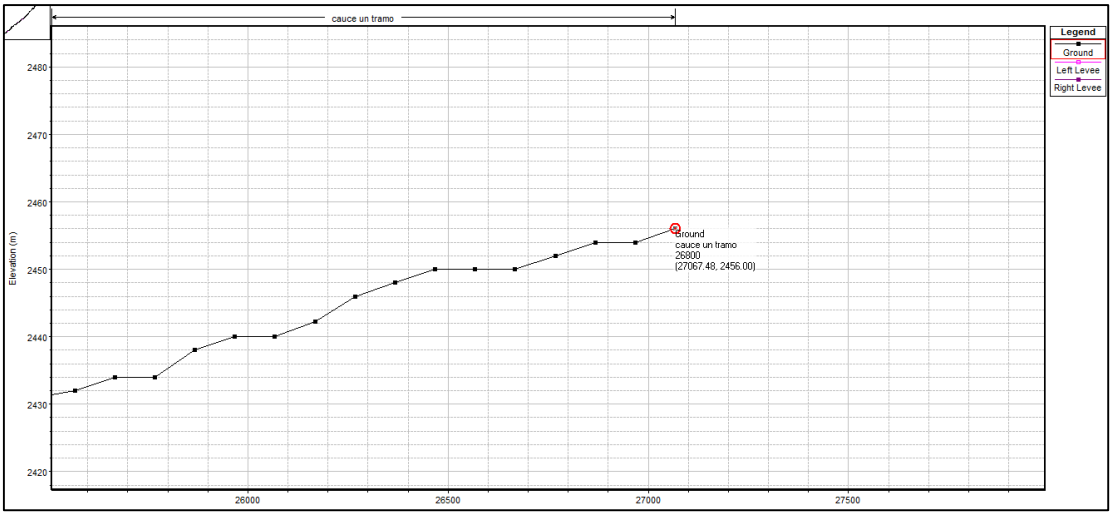


Figura 6. 25 Ubicación de la última sección con progresiva 26+800.

La pendiente aguas arriba será:

$$S_{upstream} = \frac{2456 - 2454}{27067.48 - 26967.48} = 0.02$$

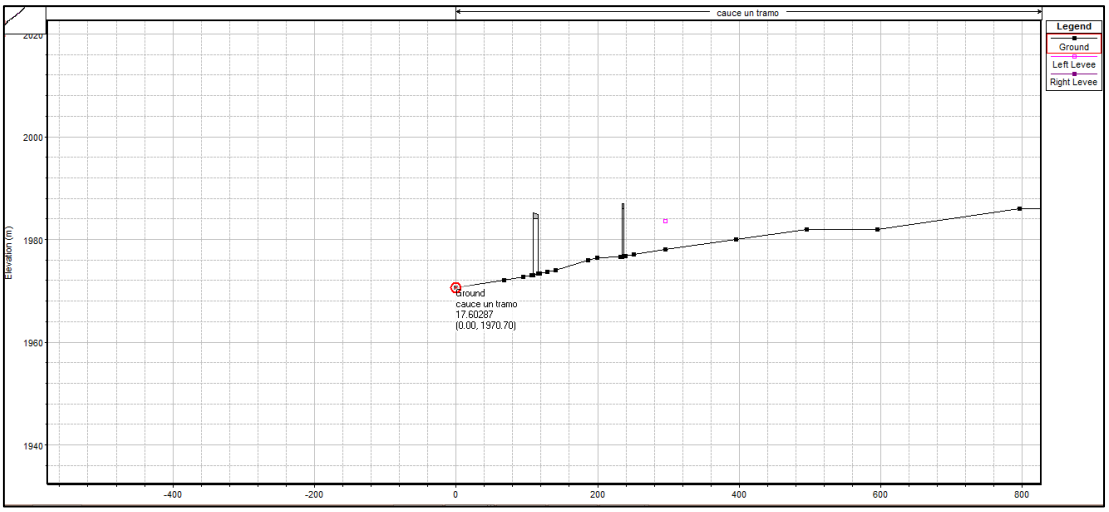


Figura 6. 26 Ubicación de la Primera sección Progresiva 0+017.60

La pendiente aguas abajo será:

$$S_{downstream} = \frac{1972 - 1979.7}{67.46} = 0.02$$

Los tirantes normales se calcularon estableciendo la condición de flujo uniforme en una corrida inicial. Se calcularon las longitudes para las secciones de condición de borde tal como se muestra en la tabla 6.9.

	HD(m)	S (m/m)	L (m)
AGUAS ARRIBA	3.28	0.02	**155**
AGUAS ABAJO	4.07	0.02	**184**

Tabla 6.16. Cálculo de distancia de condiciones de borde para Normal Depth

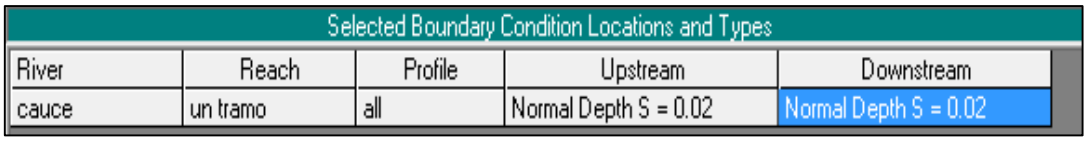


Figura 6. 27 Condiciones de borde en Normal Depth para Flujo Permanente

Generalmente los ríos presentan un comportamiento subcrítico del flujo pero debido a la presencia de obstrucciones en el tramo de estudio se decidió realizar un análisis mixto, es decir, subcrítico en la dirección aguas arriba y posteriormente corregido para flujo supercrítico.

6.2.7 Simulación hidráulica en HEC-RAS

Con la información preparada y detallada en el presente capítulo se procedió a realizar la simulación hidráulica para cada escenario.

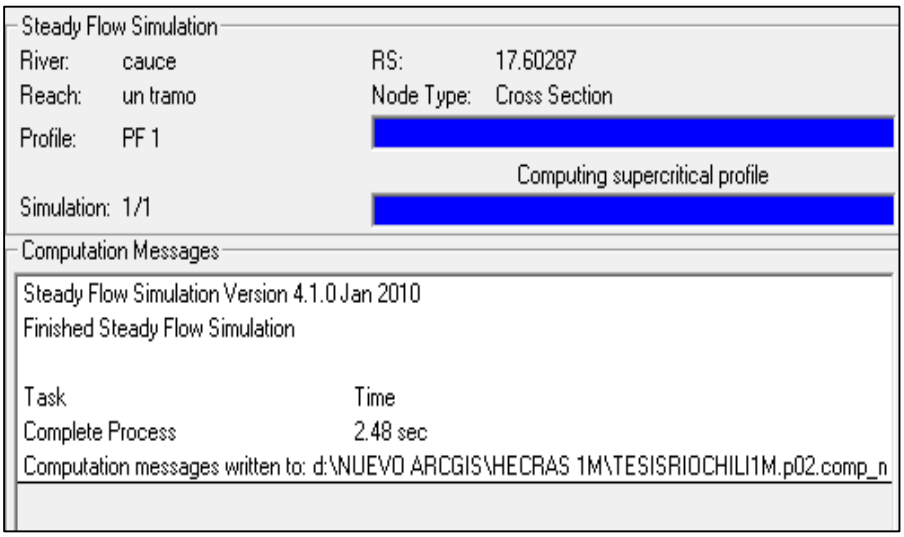


Figura 6. 28 Ventana del análisis en flujo permanente.

6.2.8 Resultados

Al término del análisis, HEC-RAS permite visualizar los parámetros hidráulicos de cada sección transversal tales como: la línea de energía, el tirante crítico, el perfil de la superficie libre y las estaciones de las orillas.

La figura 6.29 muestra una sección transversal del río ubicada en la progresiva 12+300. En la sección se puede observar la altura de la línea de energía total del flujo y el tirante crítico asociado.

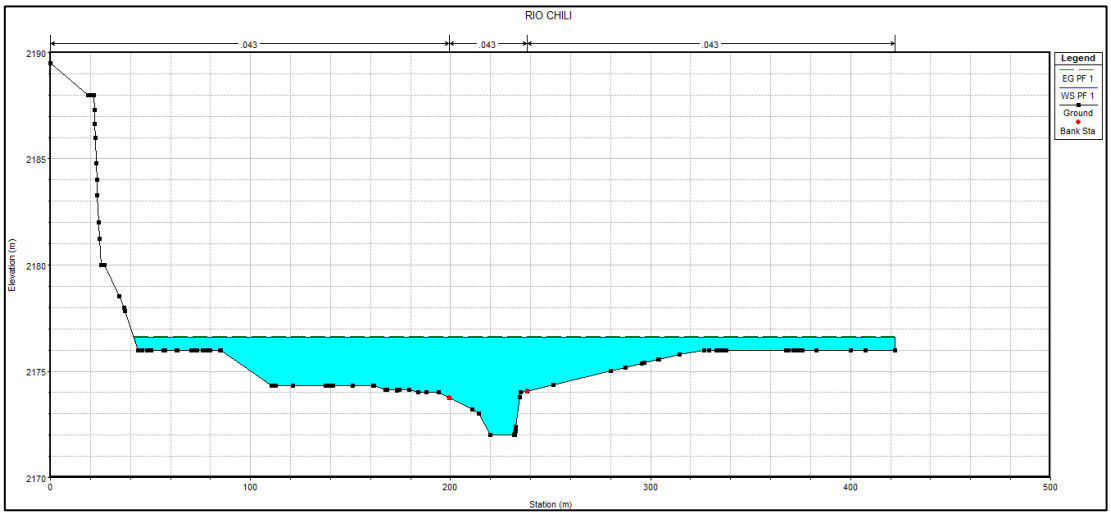


Figura 6. 29. Sección trasversal Progresiva 12+300.

La figura 6.30 muestra el caso de flujo bajo que se da en el puente Grau.

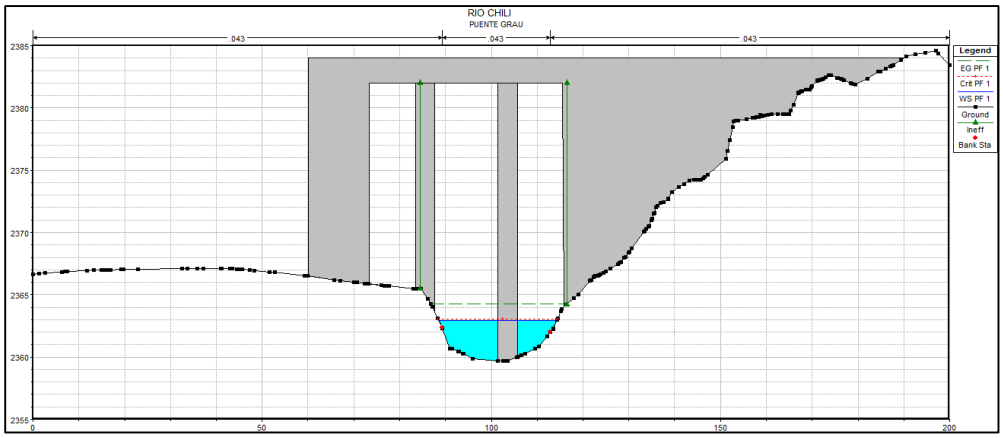


Figura 6. 30 Sección trasversal BD del Puente Grau Progresiva 21+640.

La figura 6.31 muestra la sección transversal aguas arriba del puente de Vallecito en la progresiva 19+830 con la particularidad que se presenta el caso de flujo alto para el escenario 1.

El puente actúa como represamiento del río incrementando el área de inundación aguas arriba de la estructura.

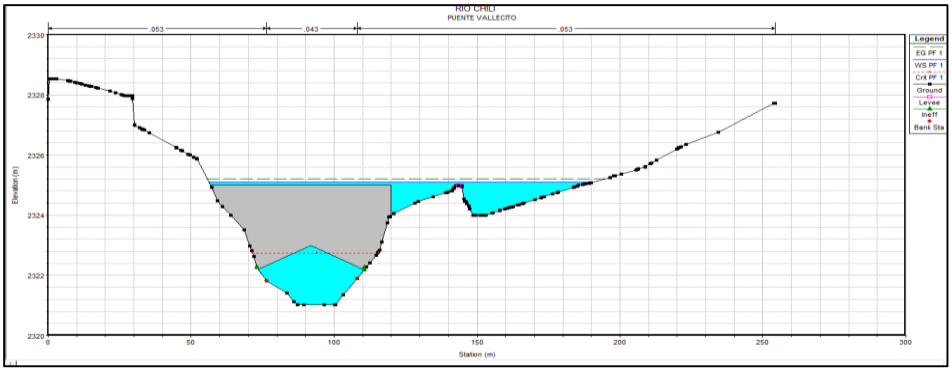


Figura 6. 31 Sección trasversal BU del Puente de Vallecito Progresiva 19+830.

El perfil de la lámina del flujo del escenario analizado a lo largo de todo el tramo del rio también muestra los parámetros hidráulicos, además se puede observar la variación en la elevación de la superficie libre del flujo cuando este pasa por un puente.

Antes de pasar por el puente de la variante de Uchumayo, el flujo en régimen supercrítico pasa a régimen subcrítico, en este cambio de régimen el flujo experimenta un resalto hidráulico.

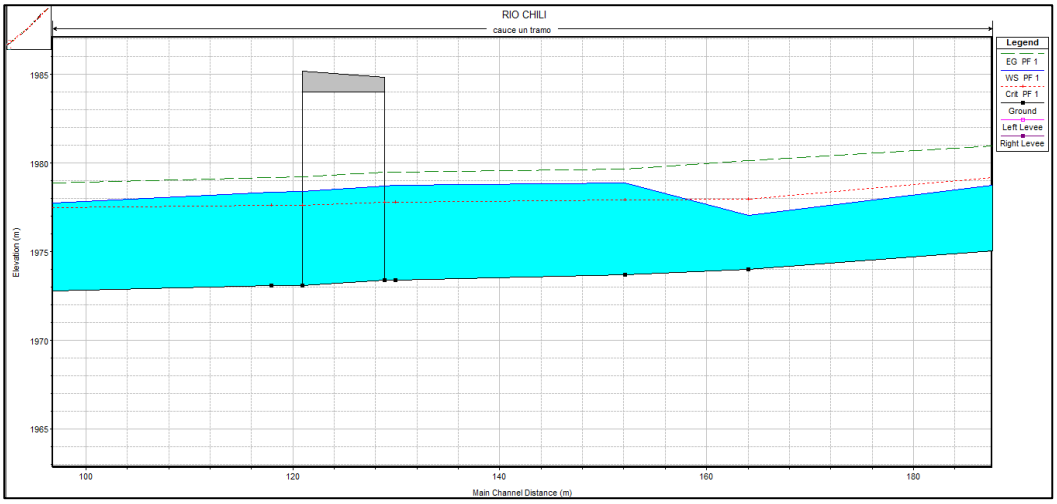


Figura 6. 32 Variaciones en la elevación de la superficie libre del flujo debido al puente de la Variante de Uchumayo.

La elevación del flujo en la sección aguas arriba del puente el Huayco es considerablemente mayor a la elevación de la superficie de la lámina flujo en la cara aguas abajo del puente, debido a la obstrucción que representa el puente en el curso natural del flujo como se muestra en la figura 6.33. Esto corresponde al tipo A de la clasificación del USACE para perfiles bajo puentes ya que no se alcanza el tirante crítico bajo el puente.

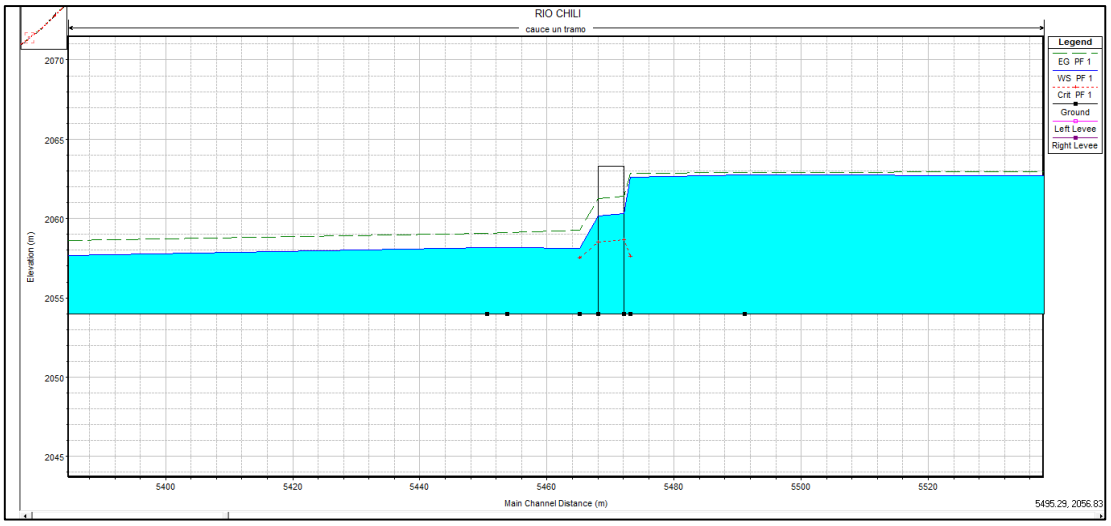


Figura 6. 33 Variaciones en la elevación de la superficie libre del flujo debido al puente de la Variante.

La figura 6.34 muestra el perfil del flujo en la intersección del puente de Vallecito. Se observa un flujo alto en donde el puente se comporta como si fuera un vertedero.

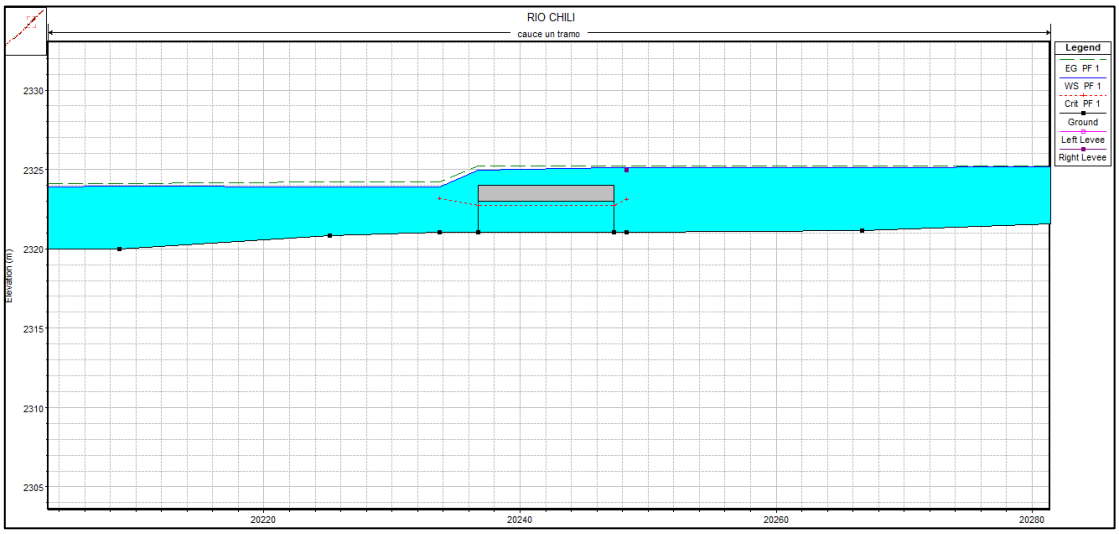


Figura 6. 34 Perfil del flujo del escenario 1 a través del puente de Vallecito.

HEC-RAS también permite la visualización de las curvas Caudal – Tirante para cada una de las secciones del río tal como se

muestra en la figura 6.35. Esta información puede ser considerada como condición de borde para estudios futuros.

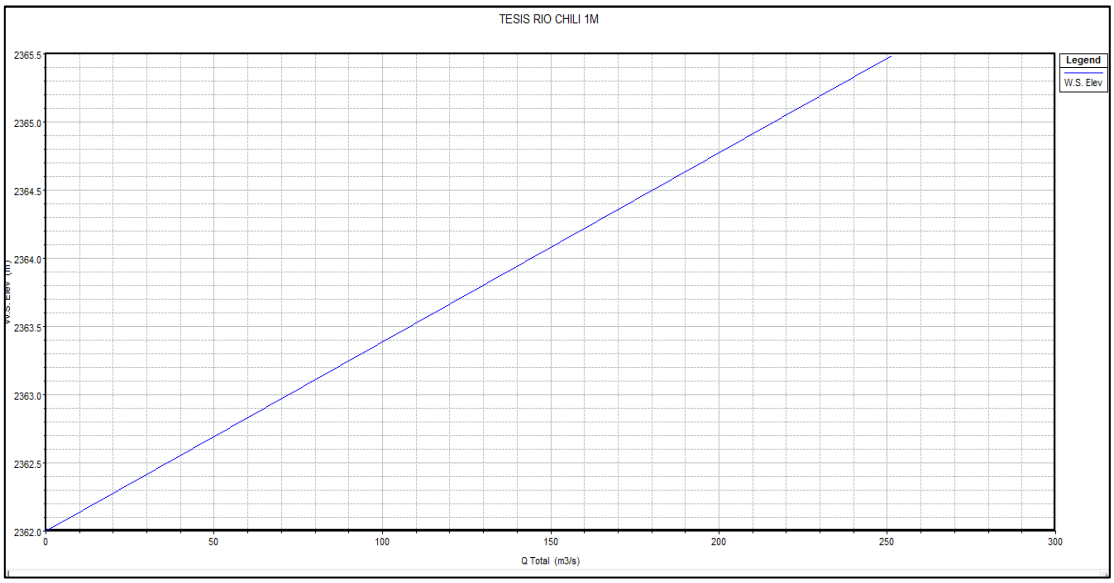


Figura 6. 35 Curva Caudal-Tirante

Solamente con fines de visualización, se puede obtener una vista tridimensional de las secciones transversales con el perfil del flujo tal como se muestra en la figura 6.36.

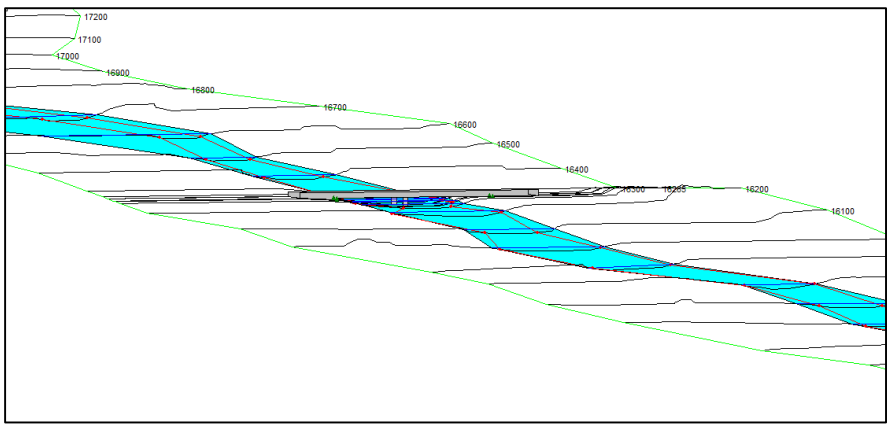


Figura 6. 36 Secciones transversales en 3D.

HEC-RAS genera una tabla de detalle para cada sección transversal analizada. La figura 6.37 muestra un ejemplo de esta tabla

para la sección 26+400. La información incluye todos los parámetros hidráulicos calculados para el canal principal y las llanuras de inundación así como para la sección completa.

Plan: PLANNN cauce un tramo RS: 26400 Profile: PF 1

E.G. Elev (m)	2455.99	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.04	Wt. n-Val.	0.053	0.053	0.053
W.S. Elev (m)	2455.96	Reach Len. (m)	30.47	100.00	115.53
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	170.77	128.30	1.05
E.G. Slope (m/m)	0.000282	Area (m2)	170.77	128.30	1.05
Q Total (m3/s)	251.30	Flow (m3/s)	128.72	122.45	0.14
Top Width (m)	68.42	Top Width (m)	44.00	23.91	0.51
Vel Total (m/s)	0.84	Avg. Vel. (m/s)	0.75	0.95	0.13
Max Chl Dpth (m)	5.96	Hydr. Depth (m)	3.88	5.37	2.09
Conv. Total (m3/s)	14973.1	Conv. (m3/s)	7669.3	7295.7	8.2
Length Wtd. (m)	61.42	Wetted Per. (m)	46.51	24.52	3.99
Min Ch El (m)	2450.00	Shear (N/m2)	10.14	14.45	0.73
Alpha	1.05	Stream Power (N/m s)	10511.11	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m3)	606.71	1789.42	487.64
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	568.71	818.62	618.46

Figura 6. 37 Tabla de detalle de la sección transversal con progresiva 26+400

HEC-RAS también muestra una tabla con las propiedades hidráulicas obtenidas luego de la simulación para cada sección del rio tal como se muestra en la figura 6.38.

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
un tramo	26800	PF 1	251.30	2456.00	2459.28	2459.04	2460.53	0.018209	4.95	51.23	16.74	0.88
un tramo	26700	PF 1	251.30	2454.00	2458.02	2457.58	2459.07	0.011006	4.86	58.51	19.13	0.78
un tramo	26600	PF 1	251.30	2454.00	2456.52	2456.52	2457.59	0.021080	4.60	55.34	26.92	0.98
un tramo	26500	PF 1	251.30	2452.00	2455.90	2454.58	2456.09	0.002465	2.03	136.14	54.03	0.36
un tramo	26400	PF 1	251.30	2450.00	2455.96		2455.99	0.000282	0.95	300.13	68.42	0.13
un tramo	26300	PF 1	251.30	2450.00	2455.94		2455.97	0.000314	1.00	312.81	88.24	0.14
un tramo	26200	PF 1	251.30	2450.00	2455.58		2455.88	0.002738	2.46	108.59	31.49	0.38
un tramo	26100	PF 1	251.30	2448.00	2453.24	2453.24	2455.15	0.018106	6.29	44.18	12.72	0.92
un tramo	26000	PF 1	251.30	2446.00	2448.07	2449.22	2451.84	0.066310	8.67	29.94	19.36	2.06
un tramo	25900	PF 1	251.30	2442.22	2444.74	2445.34	2446.81	0.033919	6.71	41.21	25.46	1.52
un tramo	25800	PF 1	251.30	2440.00	2443.89	2443.89	2445.17	0.011297	5.22	53.94	23.70	0.90
un tramo	25699.78	PF 1	251.30	2440.00	2442.70	2442.96	2443.68	0.015859	4.97	67.63	62.70	1.05
un tramo	25600	PF 1	251.30	2438.00	2440.20	2440.54	2441.69	0.025057	5.42	46.75	26.64	1.26
un tramo	25500	PF 1	251.30	2434.00	2436.32	2436.94	2438.35	0.044953	6.38	40.72	31.94	1.67
un tramo	25400	PF 1	251.30	2434.00	2436.03	2436.03	2436.74	0.013561	3.84	69.64	49.58	0.94
un tramo	25300	PF 1	251.30	2432.00	2434.69	2433.81	2434.99	0.004953	2.47	109.49	54.19	0.49
un tramo	25200	PF 1	251.30	2431.00	2433.92		2434.39	0.006797	3.10	86.62	37.97	0.59
un tramo	25100	PF 1	251.30	2430.00	2432.85		2433.54	0.010308	3.76	70.83	28.93	0.72
un tramo	25000	PF 1	251.30	2428.00	2431.31	2430.97	2432.32	0.013752	4.49	57.92	21.47	0.81
un tramo	24900	PF 1	251.30	2426.00	2429.16	2429.16	2430.58	0.021556	5.29	48.07	17.69	1.00
un tramo	24800	PF 1	251.30	2424.00	2426.98	2427.12	2428.43	0.021582	5.46	49.50	20.85	1.03
un tramo	24700	PF 1	251.30	2422.00	2425.71	2424.91	2426.30	0.006976	3.63	79.48	29.34	0.62
un tramo	24600	PF 1	251.30	2421.76	2424.17	2424.17	2425.16	0.020446	4.44	58.55	30.83	0.97
un tramo	24500	PF 1	251.30	2420.00	2423.44	2422.33	2423.80	0.004642	2.69	98.07	37.39	0.49
un tramo	24400	PF 1	251.30	2418.00	2421.55	2421.55	2422.87	0.018687	5.17	50.99	20.50	0.95
un tramo	24300	PF 1	251.30	2414.00	2416.86	2417.71	2419.75	0.054263	7.54	33.76	14.65	1.52
un tramo	24200	PF 1	251.30	2410.00	2412.55	2413.14	2414.57	0.044685	6.53	41.93	24.93	1.43
un tramo	24100	PF 1	251.30	2408.00	2410.18	2410.27	2411.19	0.022340	4.55	58.44	34.22	1.00
un tramo	24000	PF 1	251.30	2404.00	2406.24	2406.86	2408.26	0.037174	6.46	42.81	32.84	1.56
un tramo	23900	PF 1	251.30	2404.00	2406.86	2406.19	2407.21	0.004116	2.73	102.27	50.44	0.55
un tramo	23800	PF 1	251.30	2402.00	2405.37	2405.37	2406.52	0.011144	4.87	57.90	28.85	0.91
un tramo	23700	PF 1	251.30	2400.00	2403.00	2403.59	2404.85	0.025363	6.20	45.97	31.31	1.31
un tramo	23600	PF 1	251.30	2400.00	2402.28	2402.28	2403.23	0.012144	4.40	63.31	40.02	0.93
un tramo	23500	PF 1	251.30	2398.00	2400.74	2400.87	2401.88	0.014817	4.77	54.95	31.69	1.01
un tramo	23400	PF 1	251.30	2394.00	2396.11	2396.96	2398.91	0.072494	7.42	34.25	30.62	2.07
un tramo	23300	PF 1	251.30	2392.00	2395.13	2395.13	2396.36	0.014258	4.93	51.40	21.78	0.99
un tramo	23200	PF 1	251.30	2390.00	2392.05	2392.69	2394.18	0.033837	6.59	40.43	25.20	1.51

Figura 6. 38 Tabla de Resumen de parámetros hidráulicos.

Para los puentes HEC-RAS también genera una tabla resumen de sus propiedades hidráulicas calculadas.

Reach	River Sta	Profile	E.G. US.	Min El Prs	BR Open Area	Prs O WS	Q Total	Min El Weir Flow	Q Weir	Delta EG
			(m)	(m)	(m2)	(m)	(m3/s)	(m)	(m3/s)	(m)
un tramo	21640	PF 1	2364.91	2382.00	486.48		251.30	2382.00		0.52
un tramo	21525	PF 1	2359.70	2359.36	79.88		251.30	2360.01		0.31
un tramo	21010	PF 1	2350.84	2363.00	426.58		251.30	2363.00		1.78
un tramo	20780	PF 1	2345.87	2355.50	335.23		251.30	2350.50		0.52
un tramo	20255	PF 1	2336.42	2338.10	126.32		251.30	2339.00		0.18
un tramo	19830	PF 1	2325.21	2323.00	44.72		251.30	2323.99	71.24	0.97
un tramo	18595	PF 1	2300.31	2306.00	315.78		251.30	2305.00		0.54
un tramo	17780	PF 1	2285.83	2288.00	186.60		251.30	2288.00		0.76
un tramo	16260	PF 1	2252.84	2254.10	160.97		251.30	2254.10		0.39
un tramo	11125	PF 1	2153.95	2159.70	502.10		381.30	2159.70		0.22
un tramo	5410	PF 1	2062.91	2063.30	127.06		381.30	2063.30		2.81
un tramo	240	PF 1	1983.94	1986.00	124.50		381.30	1987.00		0.91
un tramo	130	PF 1	1979.48	1984.00	308.22		381.30	1985.20		0.28

Figura 6. 39 Tabla resumen de Puentes.

6.3 Exportación de resultados a ArcGIS

Para visualizar los mapas de inundación, velocidad y profundidad de cada Escenario en ArcGIS, se debe importar el modelo corrido en HEC-RAS. Este se compone de la geometría del proyecto modelado, el eje del rio, las riberas y las secciones transversales con la información de elevación de la superficie del agua.

Se procede a importar el mapa de inundación para todos los escenarios planteados.

Este mapa proporciona el área total de inundación y es útil para la determinación del mapa de vulnerabilidad.

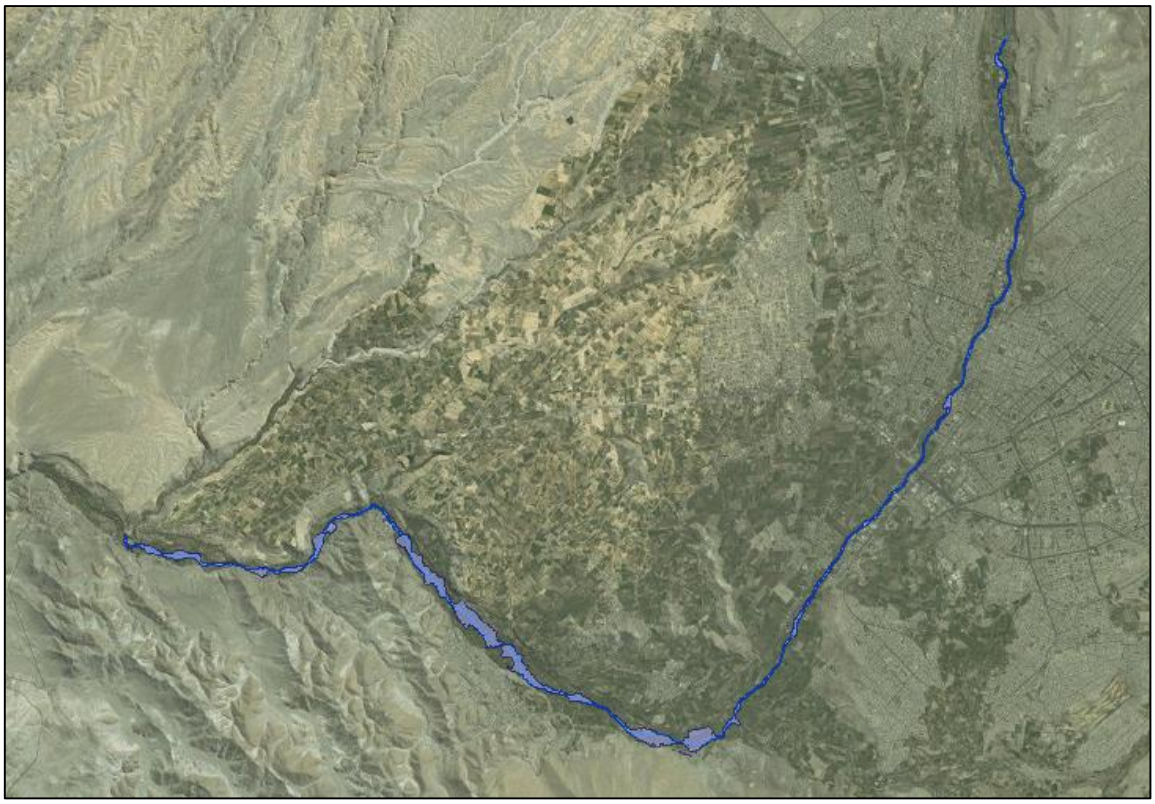


Figura 6. 40. Mapa de inundación del río Chili Escenario 1

Se pueden importar también los mapas de velocidad y profundidad para los escenarios planteados.

Estos mapas se utilizan para generar el mapa de riesgo estático y dinámico según los criterios y metodología explicada en el capítulo 7.

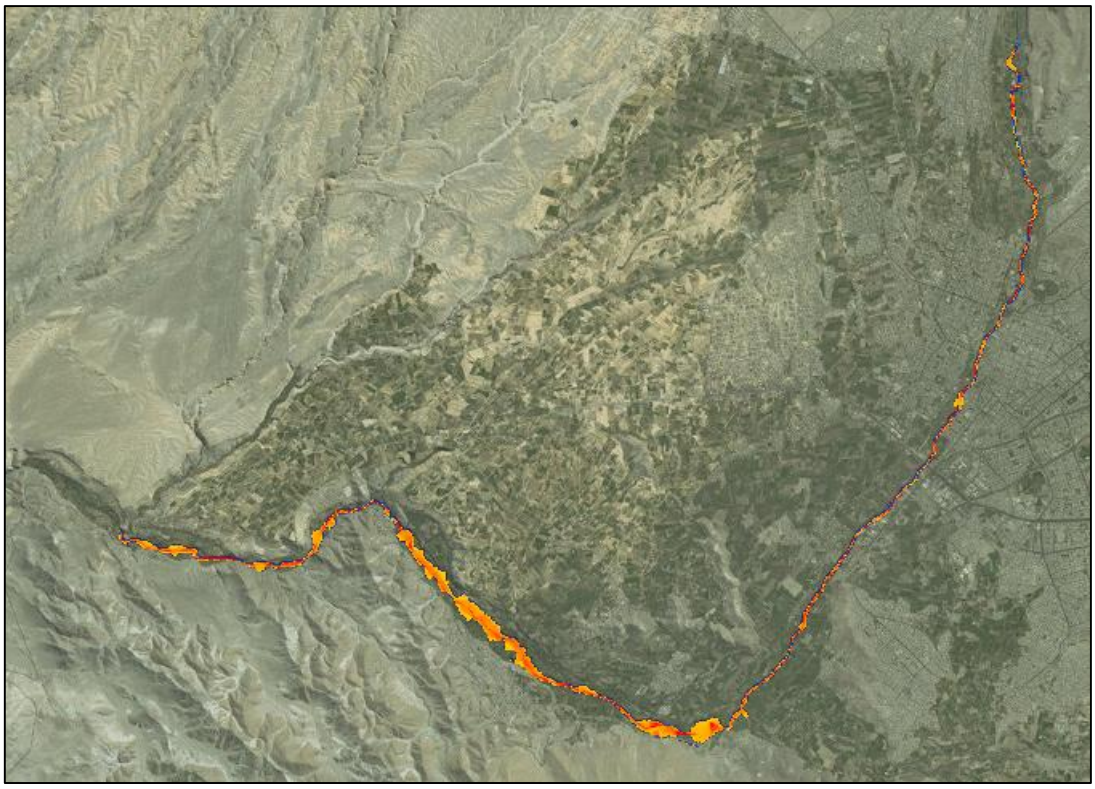


Figura 6. 41. Mapa de Velocidad del río Chili Escenario 1

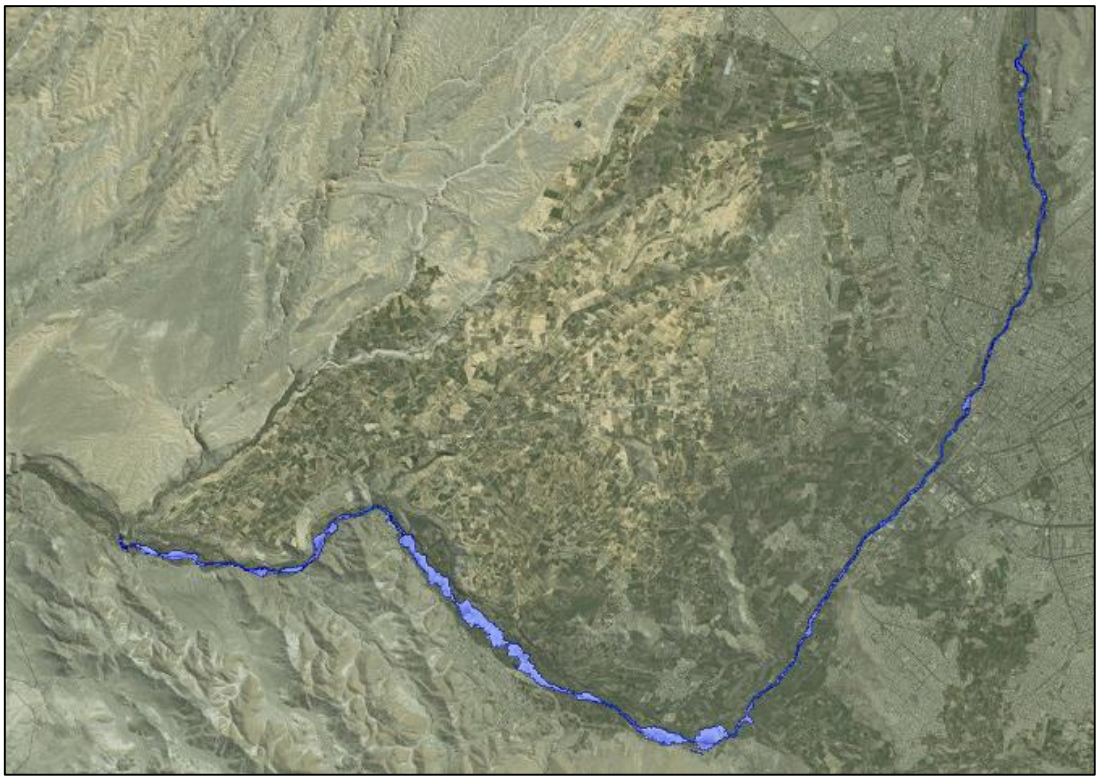


Figura 6. 42 Mapa de profundidad del rio Chili Escenario 1

CAPÍTULO 7

7 COMPARACIÓN DE ESCENARIOS Y ANÁLISIS DE RIESGO

Tal como se definió en el capítulo 3, el riesgo está compuesto por dos aspectos que lo determinan. Estos son la amenaza que origina este riesgo y la vulnerabilidad de la población que está sujeta al mismo.

En el capítulo 4 se definió la metodología que se utilizó para el análisis del riesgo en del presente capítulo. Como síntesis, se optó por un análisis completo y cuantitativo, es decir, que estime las dos componentes del riesgo y de manera cuantificable.

La figura 7.1 muestra una parte del procedimiento explicado en el capítulo 4 para la determinación de los mapas de amenaza y vulnerabilidad.

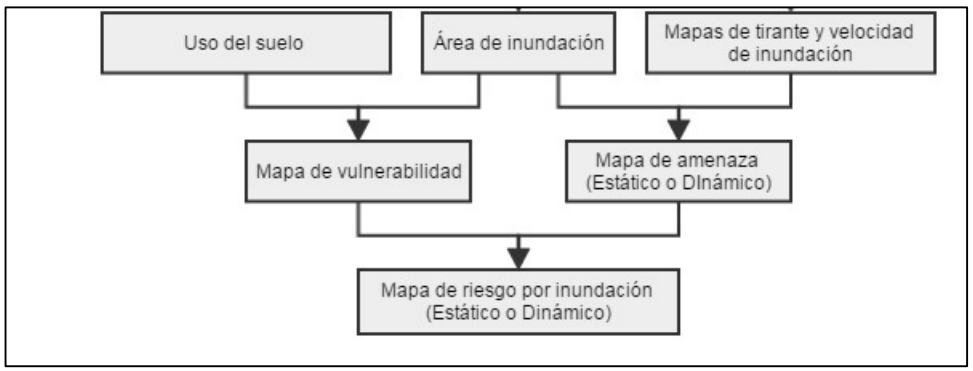


Figura 7. 1. Procedimiento utilizado para la obtención de mapas de vulnerabilidad y amenaza

Los mapas de vulnerabilidad se obtuvieron a partir de la intersección del mapa de usos de suelos con el área de inundación obtenida en el capítulo 6. Por otro lado, para determinar el mapa de amenaza existen dos criterios que se diferencian por las variables hidráulicas utilizadas para su clasificación. Si se utiliza el tirante como la variable determinante de la magnitud de la amenaza, el análisis recibe la denominación de análisis estático. Sin embargo, si se utiliza el caudal específico, es decir, el producto de la velocidad por el tirante como criterio de clasificación de la amenaza, el análisis recibe la denominación de análisis dinámico.

Finalmente, la intersección del mapa de vulnerabilidad y el mapa de amenaza dará como resultado el mapa de riesgo requerido para el análisis asociado al principal objetivo de la presente tesis.

7.1 Criterios para la clasificación de la amenaza

La magnitud de la amenaza ya ha sido determinada en los capítulos 5 y 6 de la presente tesis. Sin embargo, la amenaza debe ser clasificada según algún criterio normalizado que permita reflejar la variación de la intensidad de la amenaza a lo largo del área de inundación.

Los criterios recomendados por Gilard (1996) y utilizados en la determinación de mapas de amenaza de inundación en Suiza, establecen que para evaluar la intensidad de las inundaciones se debe considerar la profundidad del flujo en el caso de un análisis estático de la amenaza o el producto de la velocidad por la profundidad del flujo, también llamado caudal específico, en el caso de un análisis dinámico.

Niveles de intensidad	Profundidad del flujo (m) (Inundaciones Estáticas)	Caudal específico (m^2/s) (Inundaciones Dinámicas)
Alto	$H \geq 2.0$	$H * V \geq 2$
Medio	$0.5 \leq H < 2.0$	$0.5 \leq H * V < 2$
Bajo	$H < 0.5$	$H * V < 0.5$

Tabla 7. 1. Criterio de delimitación de nivel de intensidad

Las inundaciones de alta intensidad corresponden a aquellas donde los daños causados generalmente son altos en pérdidas de vidas y para la economía.

Las inundaciones de media intensidad son aquellas donde los daños económicos y sociales son menores que en el caso de la inundación intensa, pero no despreciables.

Las inundaciones de baja intensidad corresponden a aquellas donde los daños asociados son generalmente leves, no se esperan

pérdidas en vidas humanas, aunque sí pueden darse pérdidas en áreas de cultivo y animales.

7.2 Elaboración de mapas de peligro

Siguiendo el criterio establecido en la sección anterior, se procedió a elaborar los mapas de peligro. Para ello, se utilizaron las herramientas de edición y generación de rasters de ArcGIS.

Para el análisis estático del peligro se realizó una reclasificación del raster de profundidades de flujo importado de HEC-RAS tomando como valores de clasificación a los de la tabla 7.1 para inundaciones estáticas.

Un tramo del mapa de peligro bajo el criterio estático asociado al Escenario 1 se muestra en la figura 7.2. Los mapas de peligro para todos los escenarios planteados se adjuntan a los Planos de la presente tesis.

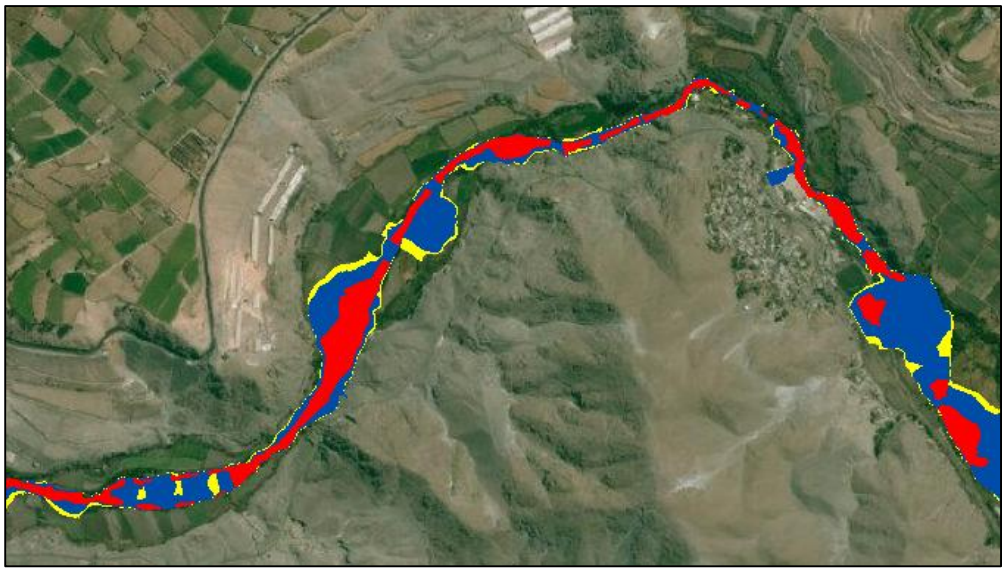


Figura 7. 2. Tramo de mapa de amenaza o peligro estático asociado al escenario 1

Para el análisis dinámico se realizó una multiplicación de los rasters de profundidades y velocidades de flujo, con lo que se obtuvo un raster de caudal específico.

Se reclasificó el raster de caudal específico según los valores de la tabla 7.1 para inundaciones dinámicas y con ello se obtuvo el mapa de amenaza requerido según el criterio dinámico.

Un tramo del mapa de amenaza bajo el criterio dinámico asociado al Escenario 1 se muestra en la figura 7.3.

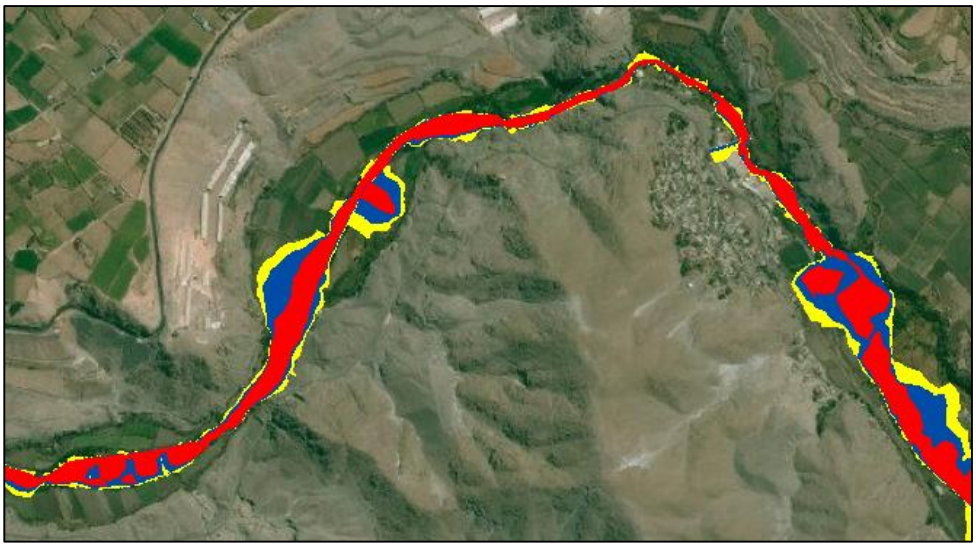


Figura 7. 3. Tramo de mapa de amenaza o peligro dinámico asociado al escenario 1

7.3 Elaboración de mapas de vulnerabilidad

Para la elaboración de los mapas de vulnerabilidad se utilizó el plano de usos de suelo y zonificación desarrollado por la Municipalidad Provincial de Arequipa en el año 2002 como parte del plan director de la ciudad (Figura 7.4).

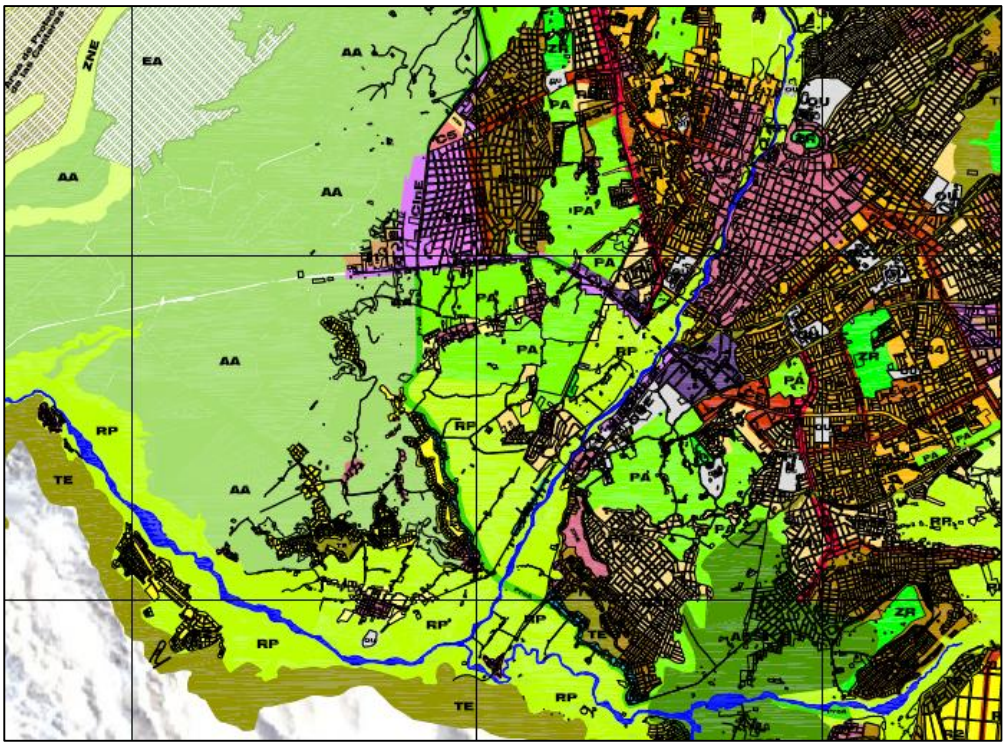


Figura 7. 4. Mapa de uso de suelos y zonificación de la ciudad de Arequipa

Se utilizó la herramienta "Clip" de ArcGIS que permite interceptar las capas del mapa de uso de suelos con el raster de superficie de inundación de cada escenario, obteniendo así la distribución del área de inundación en las diferentes zonas asociadas al uso del suelo.

Un tramo del mapa de vulnerabilidad asociado al Escenario 1 se muestra en la figura 7.5. Los mapas de vulnerabilidad para todos los Escenarios planteados se adjuntan a los Planos de la presente tesis.

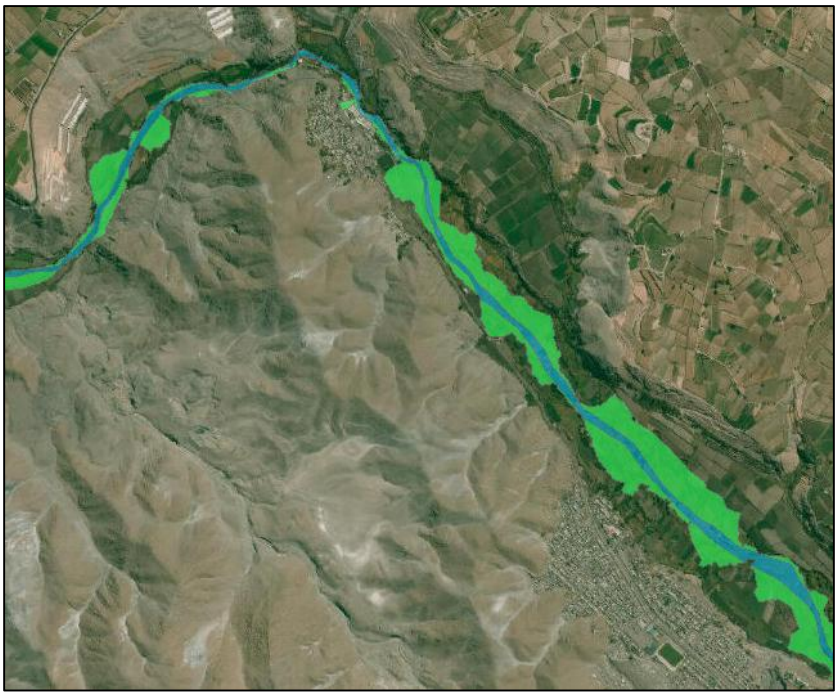


Figura 7. 5. Tramo de mapa de vulnerabilidad del escenario 1

7.4 Elaboración de mapas de riesgo

Como se mencionó líneas arriba, los mapas de riesgo resultan de la intersección del mapa de vulnerabilidad con el mapa de amenaza para cada uno de los escenarios planteados.

El procedimiento para la elaboración de los mapas riesgo consistió en asignar una descripción al mapa de amenaza para poder identificar las zonas de amenaza alta, media o baja y luego se utilizó la herramienta “Clip” para intersectar los polígonos de amenaza con los polígonos de uso de suelo del mapa de vulnerabilidad desarrollado en la sección 7.3.

El resultado obtenido fue la distribución de la intensidad de la amenaza en los diferentes usos asociados al mapa de vulnerabilidad.

La figuras 7.6 y 7.7 muestran un tramo del plano de riesgo asociado al escenario 1 considerando la vulnerabilidad de la zona de reserva paisajista para un análisis estático y dinámico respectivamente.

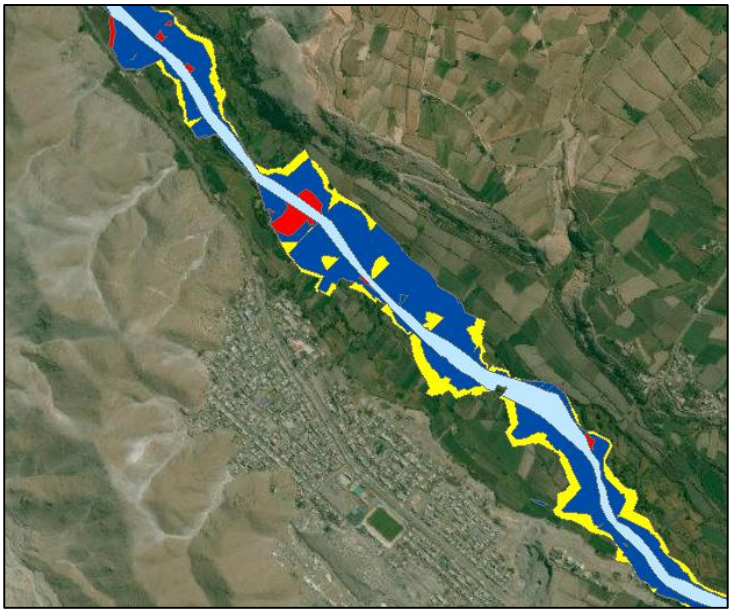


Figura 7. 6. Tramo de mapa de riesgo estático del escenario 1 asociado al uso de Reserva Paisajista

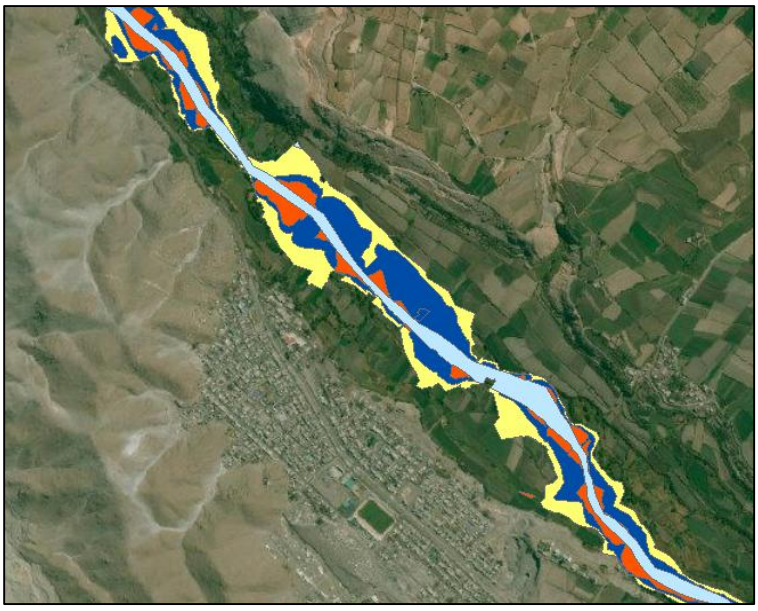


Figura 7. 7. Tramo de mapa de riesgo dinámico del escenario 1 asociado al uso de Reserva Paisajista

7.5 Análisis del riesgo por escenarios

Los mapas de vulnerabilidad, peligro y riesgo obtenidos en las secciones previas del presente capítulo permiten conocer el porcentaje de área de inundación asociado a cada categoría de uso de suelo y la magnitud del peligro que se presenta en la zona inundada.

Para el análisis del riesgo de la zona de estudio se compararon los escenarios agrupándolos del mismo modo que en la sección 5.4.

Durante el presente capítulo se muestran los gráficos más resaltantes obtenidos de los mapas de vulnerabilidad, amenaza y riesgo. La totalidad de los gráficos de análisis se adjuntan en los anexos de la tesis.

7.5.1 Escenarios dependientes del patrón de lluvia

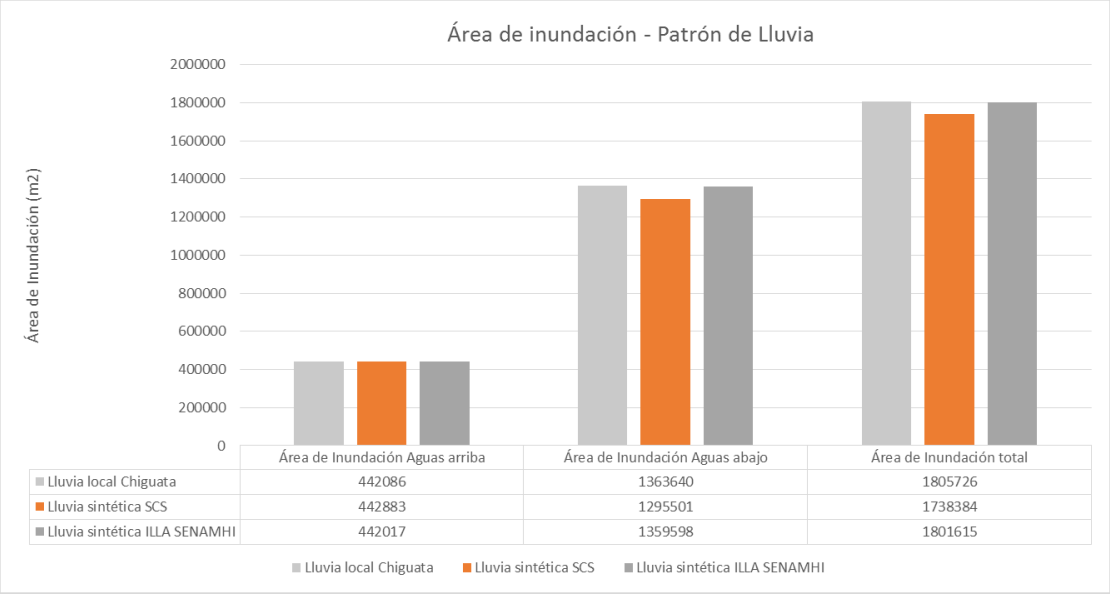
Los escenarios que dependen del patrón de la lluvia escogido son los escenarios 2 y 3. El escenario 2 está relacionado con el patrón de lluvia del Soil Conservation Service de 6 horas mientras que el escenario 3 está asociado a un patrón de lluvia sintético desarrollado según la metodología propuesta por el convenio IILA-SENAMHI.

El escenario 3 presenta un comportamiento similar al escenario 1. Esto se debe a que el pluviograma sintético del escenario 3 no es

nada más que un hietograma de bloques alternados con una precipitación acumulada igual a la obtenida por el método del análisis de frecuencia.

Para conocer la situación real producto de usar la metodología desarrollada por el ILLA-SENAMHI sería adecuado plantear un escenario adicional que no considere la corrección del pluviograma con la precipitación acumulada obtenida del análisis de frecuencia.

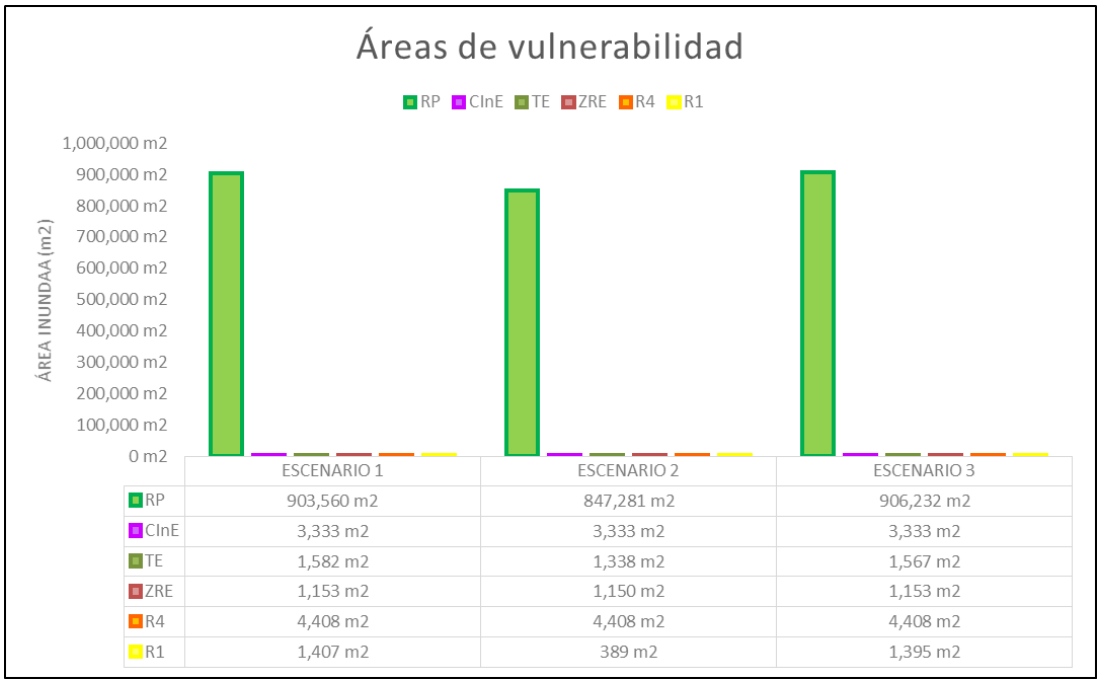
El gráfico 7.1 muestra la variación en el área de inundación de los escenarios dependientes del patrón de lluvia.



	Área de Inundación Aguas arriba	Área de Inundación Aguas abajo	Área de Inundación total
Lluvia local Chiguata	442086	1363640	1805726
Lluvia sintética SCS	442883	1295501	1738384
Lluvia sintética ILLA SENAMHI	442017	1359598	1801615

Gráfico 7. 1. Áreas de inundación para escenarios dependientes del patrón de lluvia

La comparación de las áreas de vulnerabilidad de los tres escenarios mencionados se muestra en el gráfico 7.2.



	ESCENARIO 1	ESCENARIO 2	ESCENARIO 3
RP	903,560 m2	847,281 m2	906,232 m2
CInE	3,333 m2	3,333 m2	3,333 m2
TE	1,582 m2	1,338 m2	1,567 m2
ZRE	1,153 m2	1,150 m2	1,153 m2
R4	4,408 m2	4,408 m2	4,408 m2
R1	1,407 m2	389 m2	1,395 m2

Gráfico 7. 2. Análisis de la vulnerabilidad para escenarios dependientes del patrón de lluvia

Se puede notar que la reserva paisajista abarca más del 98% del área de inundación para los tres escenarios. Por otro lado, se observa una diferencia de cerca de 56 300 m2 entre las áreas de reserva paisajista entre los escenarios 1 y 2. Esto se debe a que el patrón del SCS presenta un crecimiento gradual a lo largo de las seis horas de duración, permitiendo una mayor infiltración de la precipitación por parte de la cuenca, algo que no sucede con la lluvia de la estación de Chiguata que tiene una duración de apenas tres horas y un crecimiento más brusco de la lluvia, identificado en el análisis de tormentas mediante la doble normalización de los pluviogramas.

El análisis del peligro, tanto estático como dinámico, muestra que el escenario 1 presenta un nivel de riesgo más alto ya que el área

inundada es mayor en las zonas de riesgo medio y alto. Sin embargo, existe una incoherencia entre el análisis estático y el dinámico en la definición del nivel de peligro predominante. En el gráfico 7.3 se observa que el análisis estático determina que el peligro es de nivel medio, mientras que en el gráfico 7.4 el análisis dinámico propone que es alto.

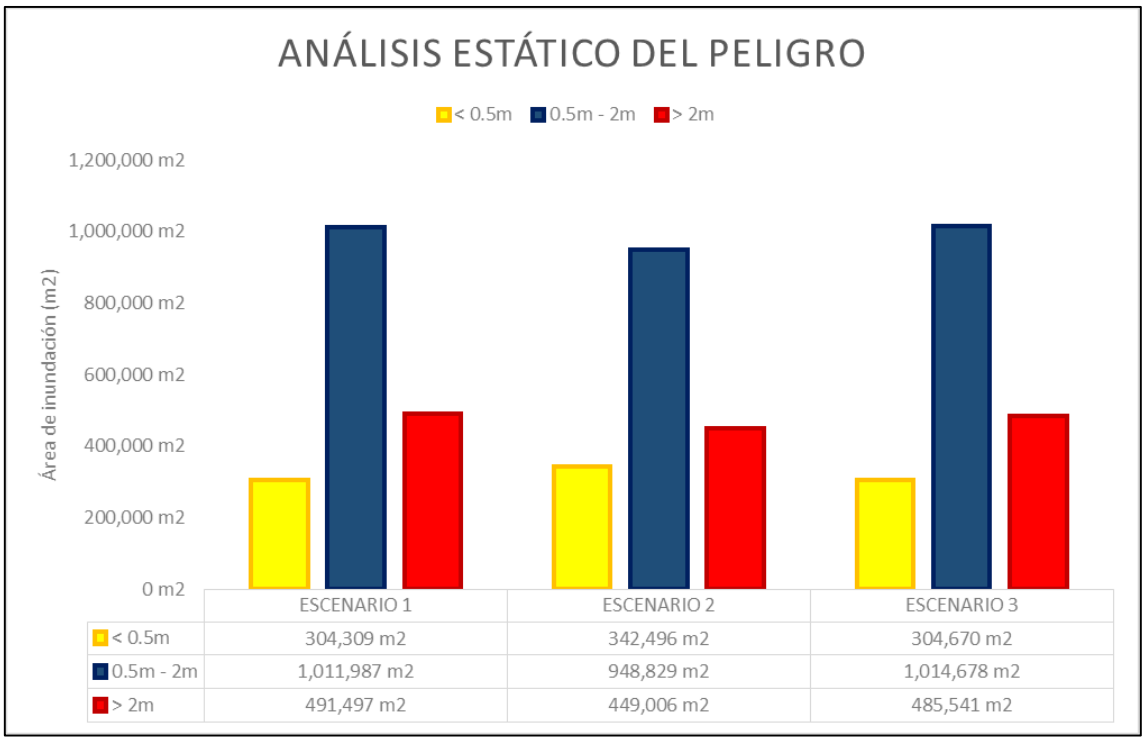


Gráfico 7. 3. Análisis estático de peligro para escenarios dependientes del patrón de lluvia

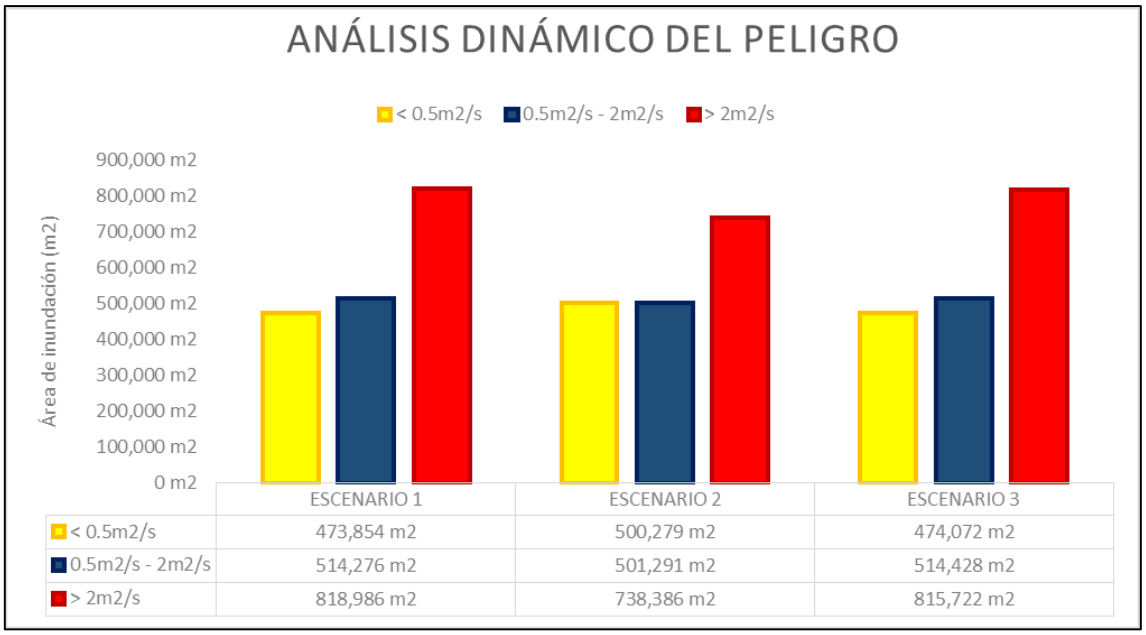


Gráfico 7.4. Análisis dinámico de peligro para escenarios dependientes del patrón de lluvia

Como conclusión, la inundación del río Chili presenta un comportamiento dinámico, donde el parámetro de velocidad es predominante en la magnitud del peligro de inundación.

Por lo tanto, el riesgo obtenido para estos escenarios también difiere para el análisis estático y dinámico.

Es importante notar que en la zona predominante, que es reserva paisajista, el análisis de riesgo estático y dinámico determina un nivel de riesgo intermedio (Gráficos 7.5 y 7.6), con lo que se puede concluir que el riesgo se ve afectado por las zonas menores donde la velocidad predomina sobre el tirante del flujo.

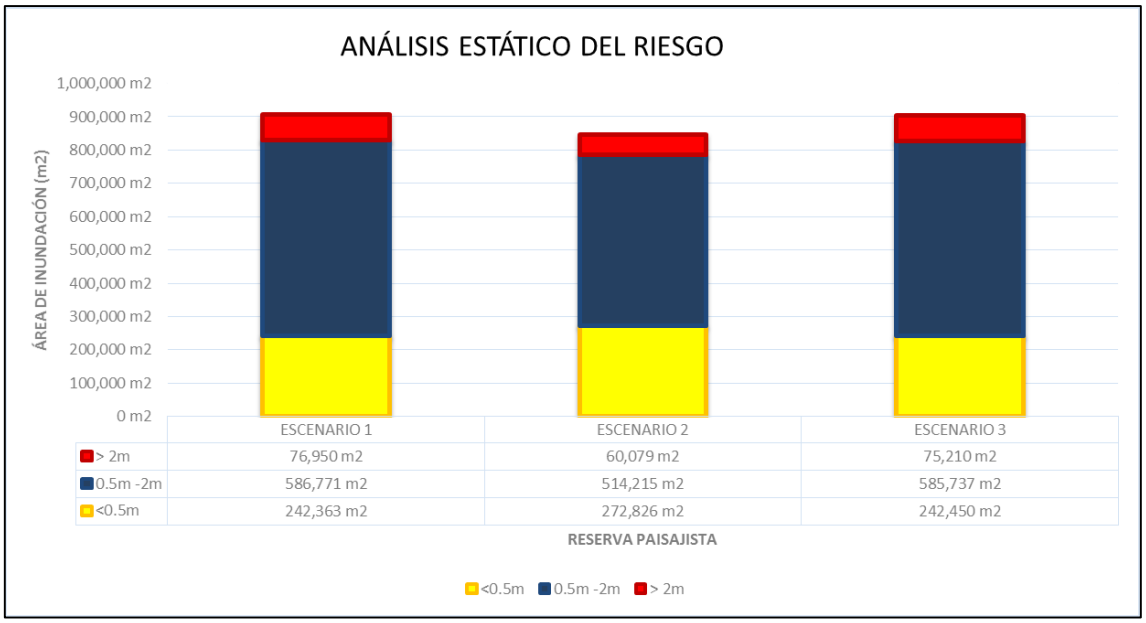


Gráfico 7. 5. Análisis estático del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del patrón de lluvia

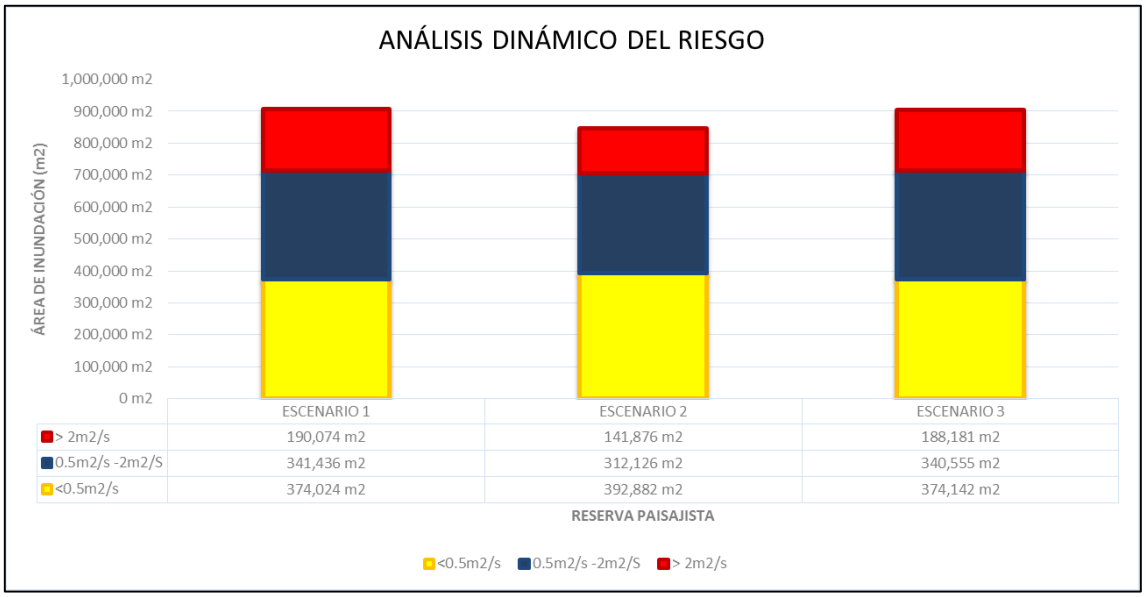


Gráfico 7. 6. Análisis dinámico del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del patrón de lluvia

El patrón de la lluvia es una distribución de la misma en el tiempo. Por otro lado, la determinación de mapas de inundación usualmente se desarrolla bajo el régimen estacionario considerando

al caudal pico del hidrograma de avenida como constante en el tiempo. Sin embargo, una evaluación de las superficies de inundación considerando la variable del tiempo en el análisis proporcionaría mayores resultados respecto a la influencia del patrón de lluvia en el área de inundación.

7.5.2 Escenarios dependientes del tipo de número de la curva

Los escenarios dependientes del tipo de número de la curva son los escenarios 4 y 5. El escenario 4 considera el Número de Curva de tipo I asociado a condiciones de baja humedad antecedente del suelo mientras que el escenario 5 considera el tipo III del Número de Curva relacionado a condiciones saturadas del suelo antes de la tormenta.

Los resultados muestran que el escenario 4 presenta una menor área de inundación que los escenarios 1 y 5 como era predecible por los caudales determinados en el capítulo 5 (Gráfico 7.7). La vulnerabilidad está asociada a la zona de reserva paisajista al igual que en los escenarios 1, 2 y 3.

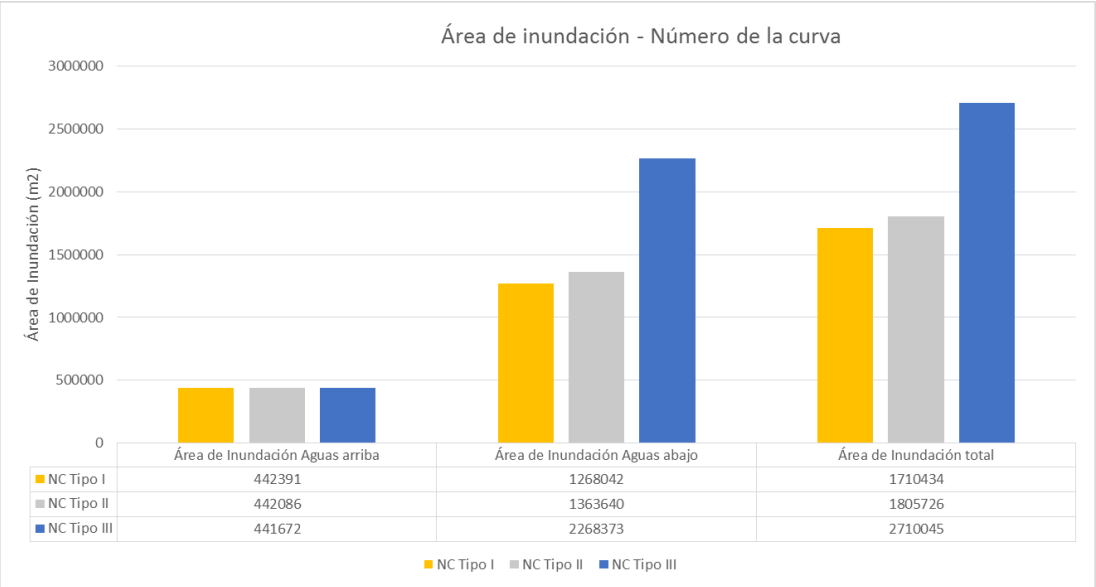
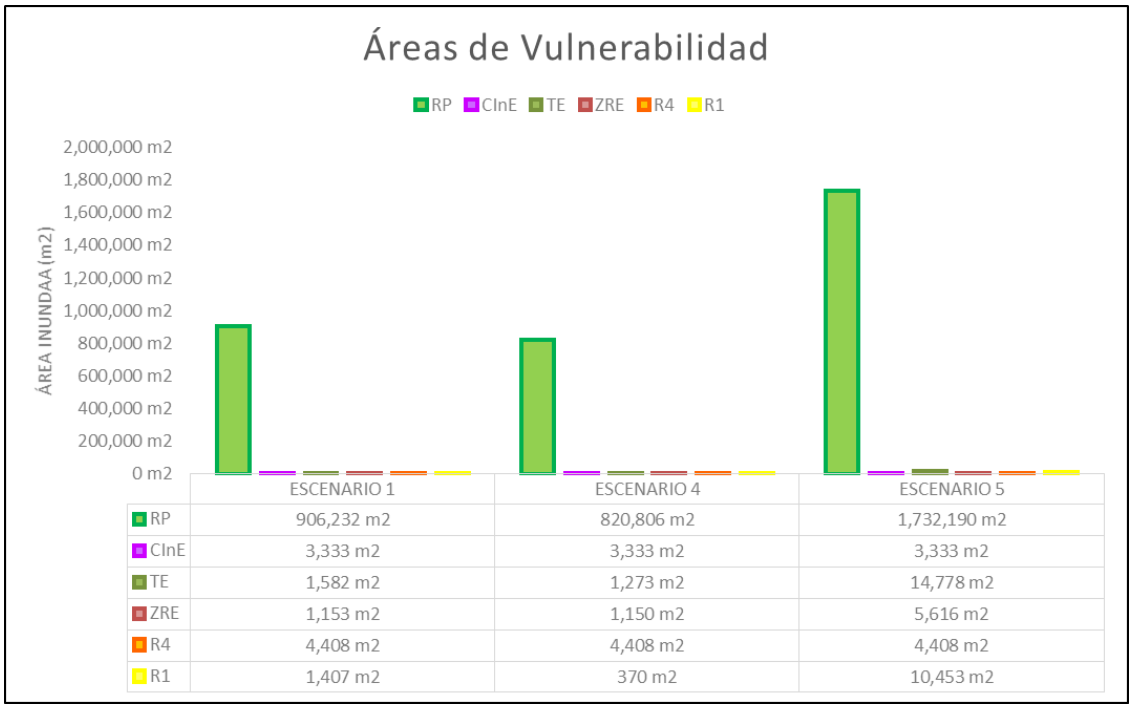


Gráfico 7. 7 Áreas de inundación para los escenarios dependientes del tipo de número de la curva



Figura 7. 8 Áreas de inundación para los escenarios dependientes del tipo de número de la curva



	ESCENARIO 1	ESCENARIO 4	ESCENARIO 5
RP	906,232 m2	820,806 m2	1,732,190 m2
CInE	3,333 m2	3,333 m2	3,333 m2
TE	1,582 m2	1,273 m2	14,778 m2
ZRE	1,153 m2	1,150 m2	5,616 m2
R4	4,408 m2	4,408 m2	4,408 m2
R1	1,407 m2	370 m2	10,453 m2

Gráfico 7. 8 Análisis de la vulnerabilidad para los escenarios dependientes del tipo de número de la curva

El análisis del peligro estático mostrado en el gráfico 7.9 da como resultado que en una condición en la que el suelo se encuentra saturado, como en el caso del escenario 5, el peligro pasa de un nivel medio a un nivel alto para la mayor parte del área de inundación asociada a ese escenario.

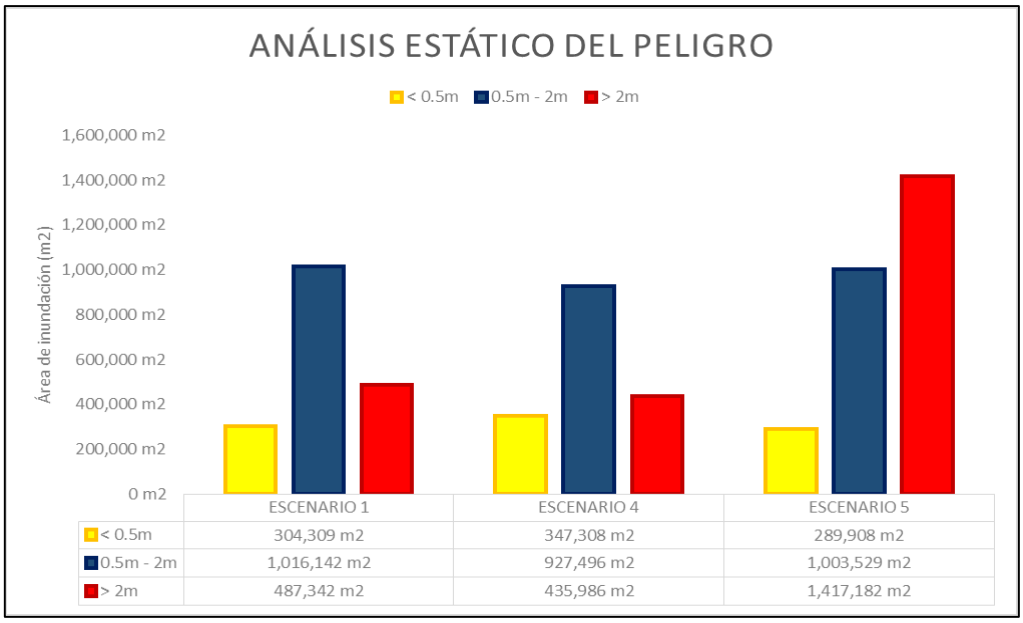


Gráfico 7. 9 Análisis estático del peligro asociado a escenarios dependientes del tipo de número de la curva

El análisis del peligro dinámico también presenta un nivel de riesgo alto creciente para una mayor abstracción inicial. En este caso, el nivel de peligro alto se mantiene como predominante para los tres escenarios.

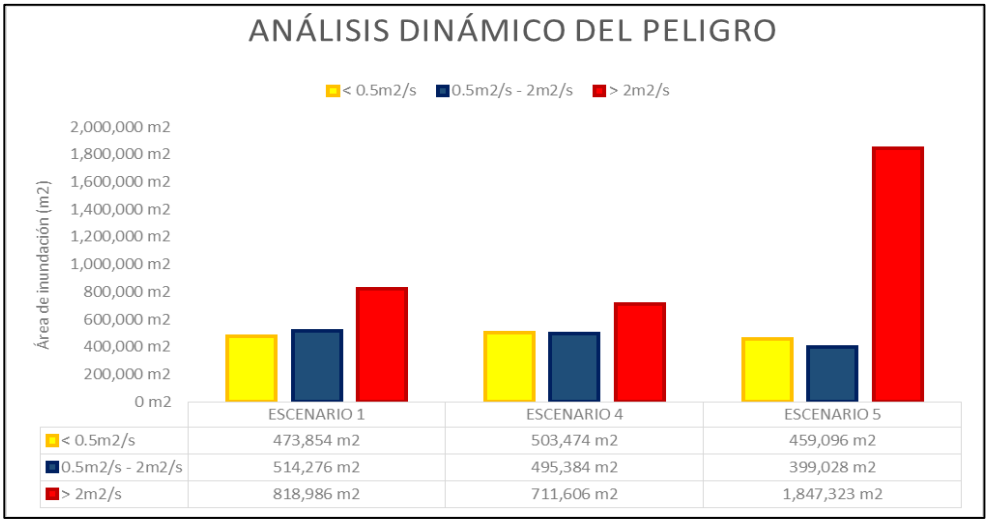


Gráfico 7. 10. Análisis dinámico del peligro asociado a escenarios dependientes del tipo de número de la curva

En cuanto al análisis del riesgo de la zona de reserva paisajista, el análisis estático no parece establecer una secuencia lógica en la variación de los niveles de riesgo. Sin embargo, el análisis dinámico mostrado en el gráfico 7.11 indica que todo aumento en la superficie de inundación corresponde a un nivel de riesgo alto.

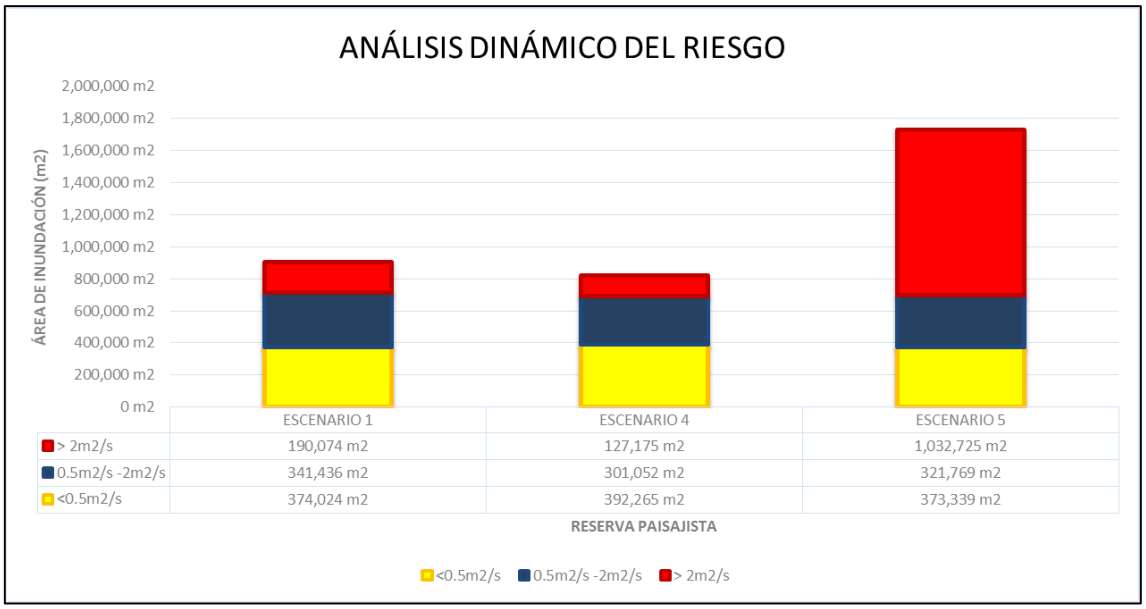


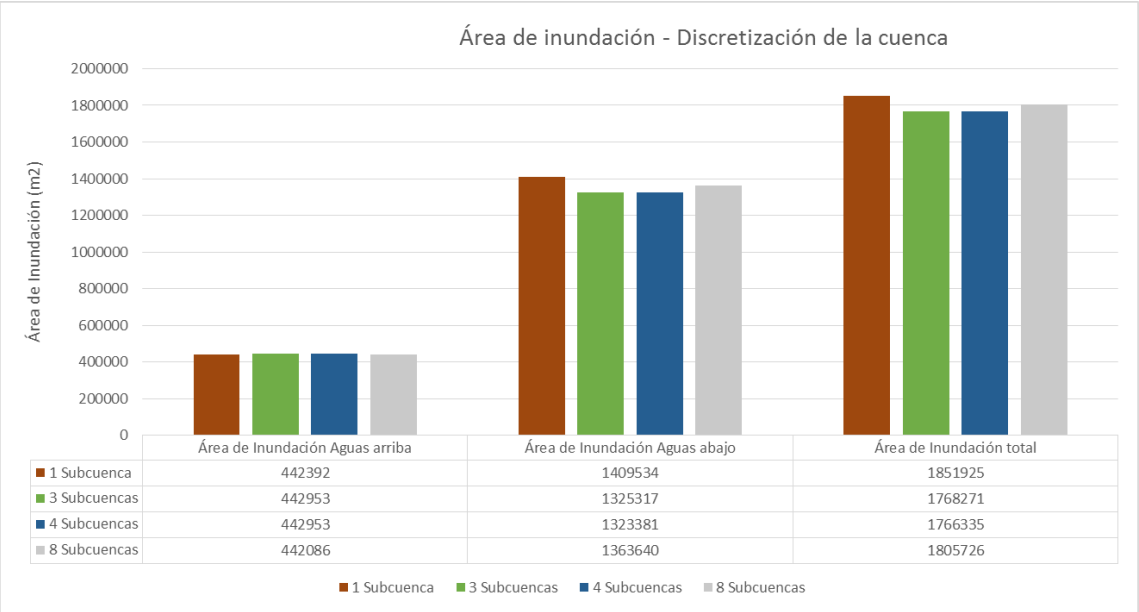
Gráfico 7. 11. Análisis dinámico del riesgo en la zona de reserva paisajista asociado a los escenarios dependientes del tipo de número de la curva

En conclusión, las condiciones antecedentes de humedad del suelo y el número de la curva estimado para la cuenca tienen un gran impacto en la determinación de las planicies de inundación.

7.5.3 Escenarios dependientes de la discretización de la cuenca

Los escenarios dependientes de la discretización de la cuenca son los escenarios 6, 7 y 8. El escenario 8 considera la cuenca de Socabaya como una única unidad con propiedades e información hidrológica promedio. El escenario 6 considera la discretización de la cuenca en tres subcuencas determinadas por los cauces de mayor orden que son el río Socabaya, Mollebaya y Yarabamba. El escenario 7 considera la discretización en cuatro subcuencas, similar al escenario 6 pero subdividiendo la cuenca Socabaya en dos debido a su gran extensión. Finalmente el escenario 1 considera la subdivisión de la cuenca en 8 subunidades tomando en consideración la recomendación de Ponce respecto al área de la cuenca para que el método del hidrograma unitario tenga validez (250 km2).

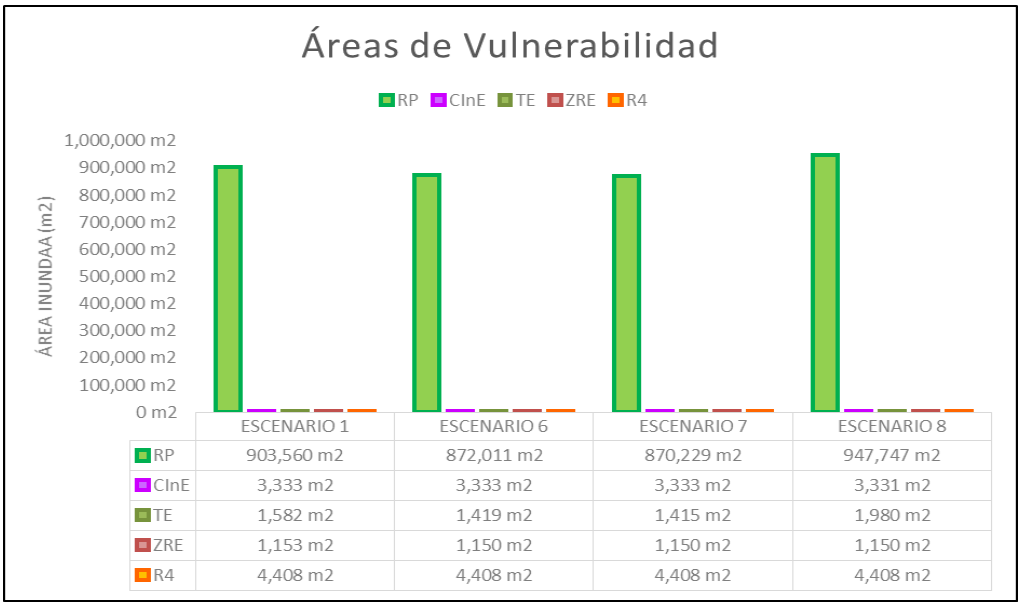
Los resultados de área de inundación se muestran en el gráfico 7.12 donde no se observa una diferencia muy marcada entre los escenarios planteados.



	Área de Inundación Aguas arriba	Área de Inundación Aguas abajo	Área de Inundación total
1 Subcuenca	442392	1409534	1851925
3 Subcuencas	442953	1325317	1768271
4 Subcuencas	442953	1323381	1766335
8 Subcuencas	442086	1363640	1805726

Gráfico 7. 2. Áreas de inundación asociadas a los escenarios dependientes de la discretización de la cuenca

En cuanto al mapa de vulnerabilidad, se presenta el mismo resultado que para los escenarios anteriores, es decir, el uso de suelo inundado en cerca al 98% corresponde a la zona de reserva paisajista. Además, el área de inundación total para los cuatro escenarios no presenta mucha variación entre sí.



	ESCENARIO 1	ESCENARIO 6	ESCENARIO 7	ESCENARIO 8
RP	903,560 m2	872,011 m2	870,229 m2	947,747 m2
CInE	3,333 m2	3,333 m2	3,333 m2	3,331 m2
TE	1,582 m2	1,419 m2	1,415 m2	1,980 m2
ZRE	1,153 m2	1,150 m2	1,150 m2	1,150 m2
R4	4,408 m2	4,408 m2	4,408 m2	4,408 m2

Gráfico 7. 13. Análisis de la vulnerabilidad asociada a los escenarios dependientes de la discretización de la cuenca

El análisis del peligro hace notar una gran diferencia entre el criterio estático y dinámico. El criterio estático, del gráfico 7.14 no representa una coherencia entre los cuatro escenarios ya que presenta un riesgo oscilante entre medio y alto pero estable para la zona de riesgo bajo. Por otro lado, el criterio dinámico si se mantiene estable para los cuatro escenarios (Gráfico 7.15).

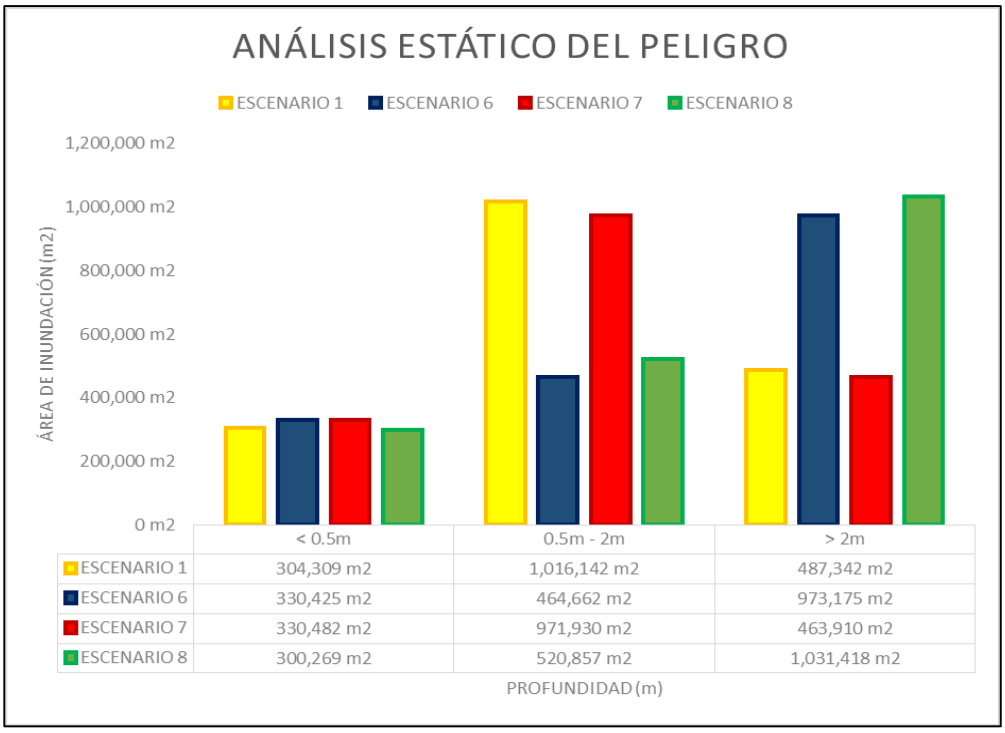


Gráfico 7. 34. Análisis estático del peligro asociado a los escenarios dependientes de la discretización de la cuenca

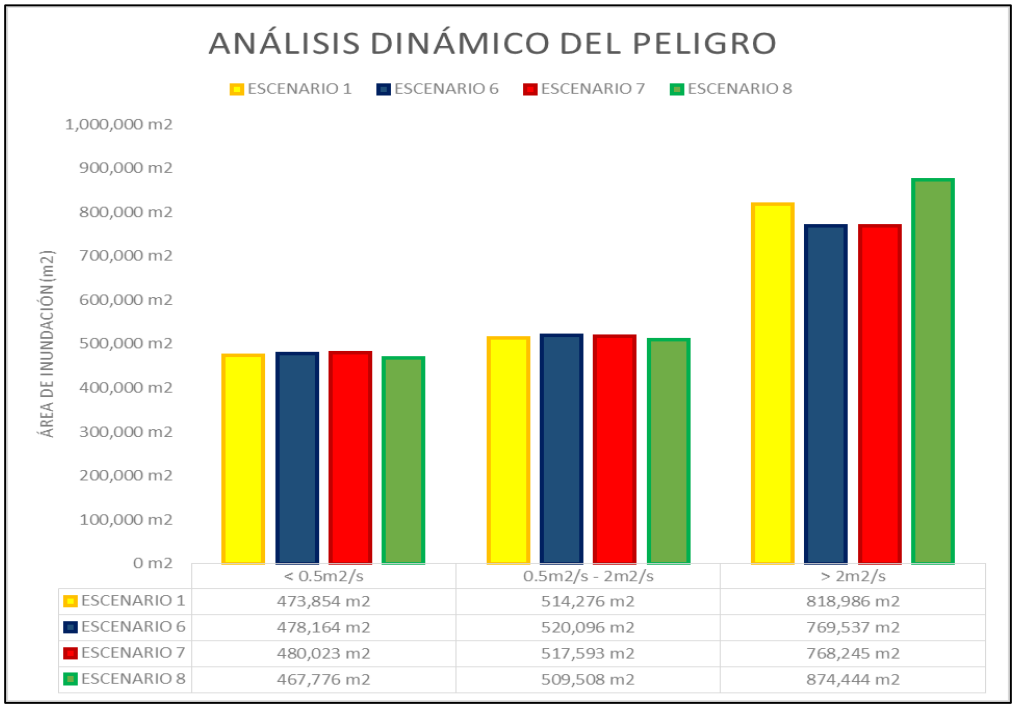


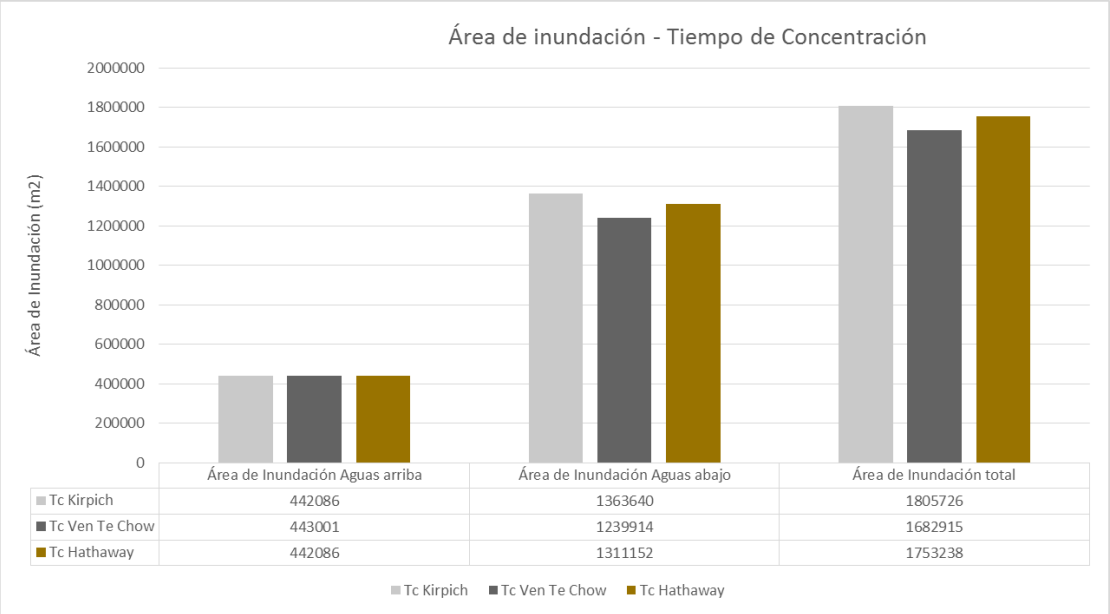
Gráfico 7. 45. Análisis dinámico del riesgo asociado a los escenarios dependientes de la discretización de la cuenca

En cuanto al análisis del riesgo, el nivel alto se presenta en similares proporciones para las diferentes áreas de uso de suelo.

7.5.4 Escenarios dependientes del tiempo de concentración

Los escenarios dependientes del tiempo de concentración son los escenarios 9 y 10, asociados a las formulaciones de tiempo de concentración de Ven Te Chow y Hathaway citadas por Ponce.

Los resultados de área de inundación se muestran en el gráfico 7.16.



	Área de Inundación Aguas arriba	Área de Inundación Aguas abajo	Área de Inundación total
Tc Kirpich	442086	1363640	1805726
Tc Ven Te Chow	443001	1239914	1682915
Tc Hathaway	442086	1311152	1753238

Gráfico 7. 56. Áreas de inundación para los escenarios dependientes del tiempo de concentración

El análisis de la vulnerabilidad indica que el escenario 1 es el más conservador.

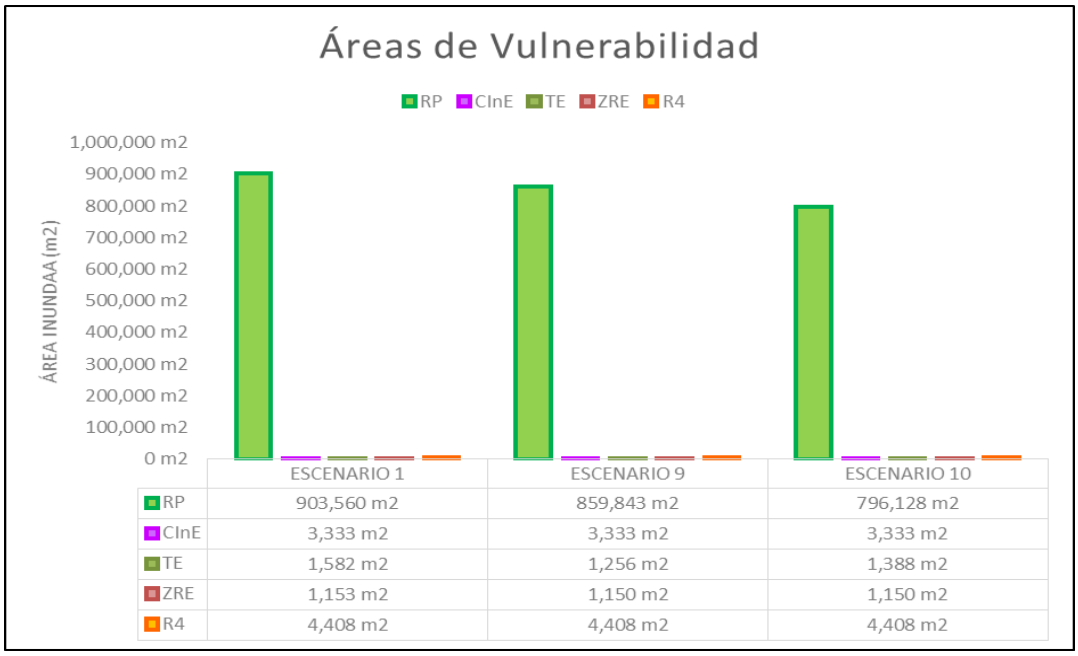


Gráfico 7. 67. Análisis de la vulnerabilidad para los escenarios dependientes del tiempo de concentración

En el análisis del peligro se observa que para este caso el análisis estático es más conservador que el análisis dinámico tal como muestran los gráficos 7.18 y 7.19.

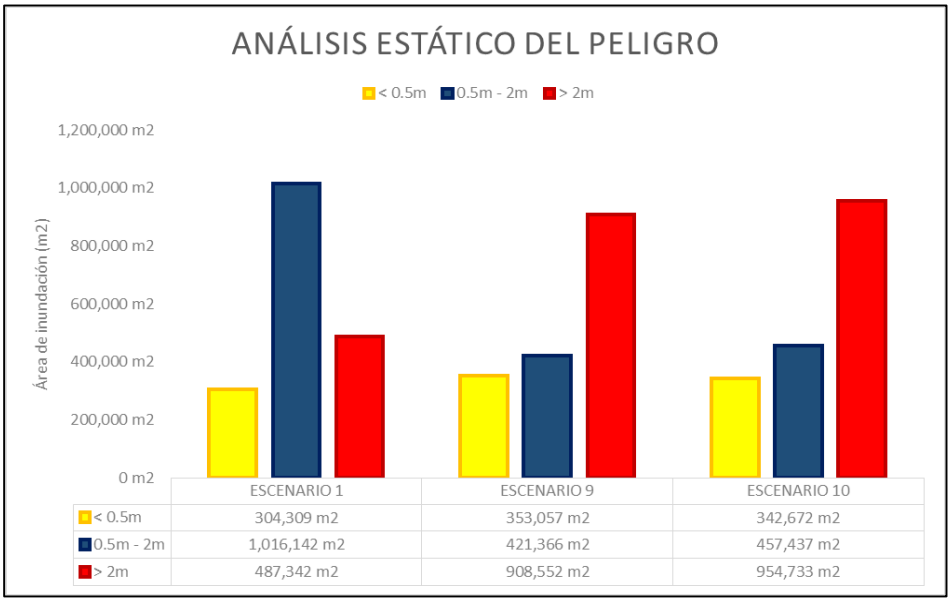


Gráfico 7. 18. Análisis estático del peligro asociado a los escenarios dependientes del tiempo de concentración

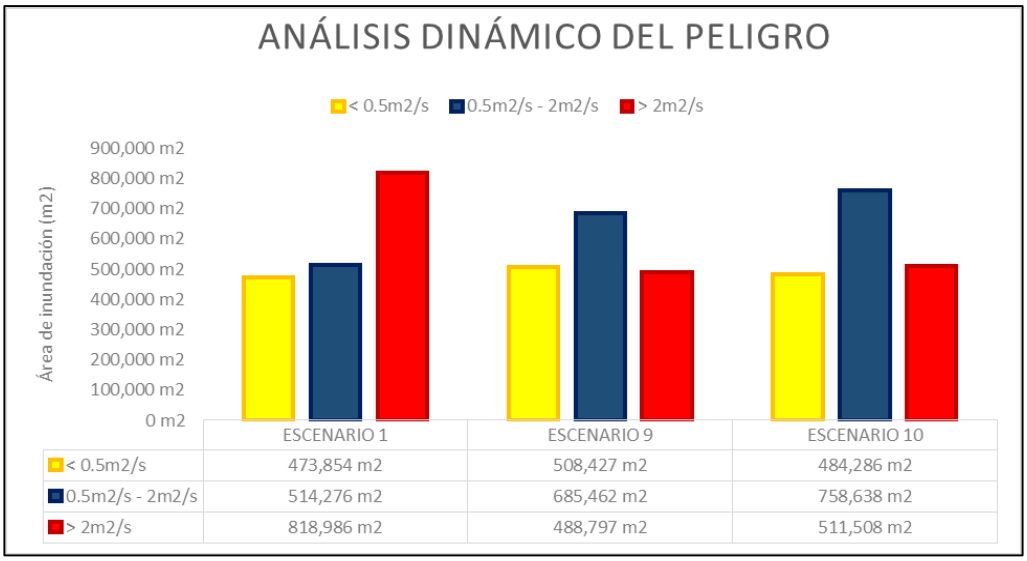


Gráfico 7. 19. Análisis dinámico del peligro asociado a los escenarios dependientes del tiempo de concentración

Al igual que en la comparación de los escenarios dependientes del patrón de lluvia, se recomienda realizar una simulación en análisis no permanente para obtener mayores conclusiones en cuanto a la incidencia del tiempo de concentración en la determinación de mapas de inundación.

7.5.5 Escenarios dependientes de la magnitud de la avenida

Los escenarios 11 y 12 se plantearon para conocer los mapas de inundación que se presentarían en casos extremos. El escenario 11 contempla el tránsito del caudal de diseño del aliviadero de tipo Morning Glory de la represa de Aguada Blanca que tiene un valor de 500 m3/s, mientras que el escenario 12 contempla precipitaciones de 124.5 mm como la ocurrida el 8 de Febrero del año 2013.

Las áreas de inundación asociadas a cada escenario se muestran en la figura 7.9, tabla 7.2 y gráfico 7.20.



Figura 7.9. Área de inundación de escenarios de eventos máximos

ESCENARIO	ÁREA INUNDADA
ESCENARIO 11	2,228,044 m2
ESCENARIO 12	1,676,801 m2

Tabla 7.2. Área de inundación de escenarios de eventos máximos

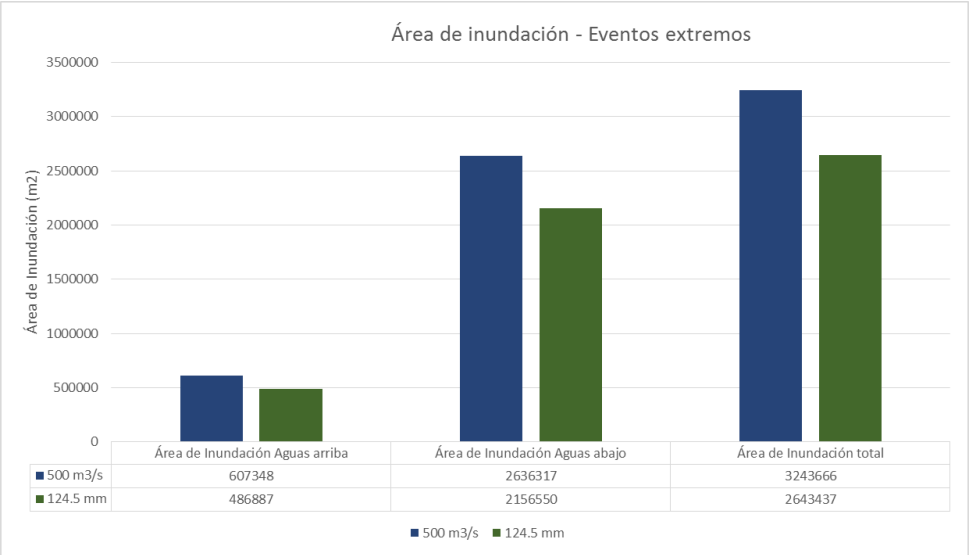


Gráfico 7. 207 Análisis estático del peligro asociado a escenarios de eventos máximos

En el análisis del peligro, tanto estático como dinámico, se observa que ambos escenarios presentan un nivel alto de amenaza (Gráficos 7.21 y 7.22).

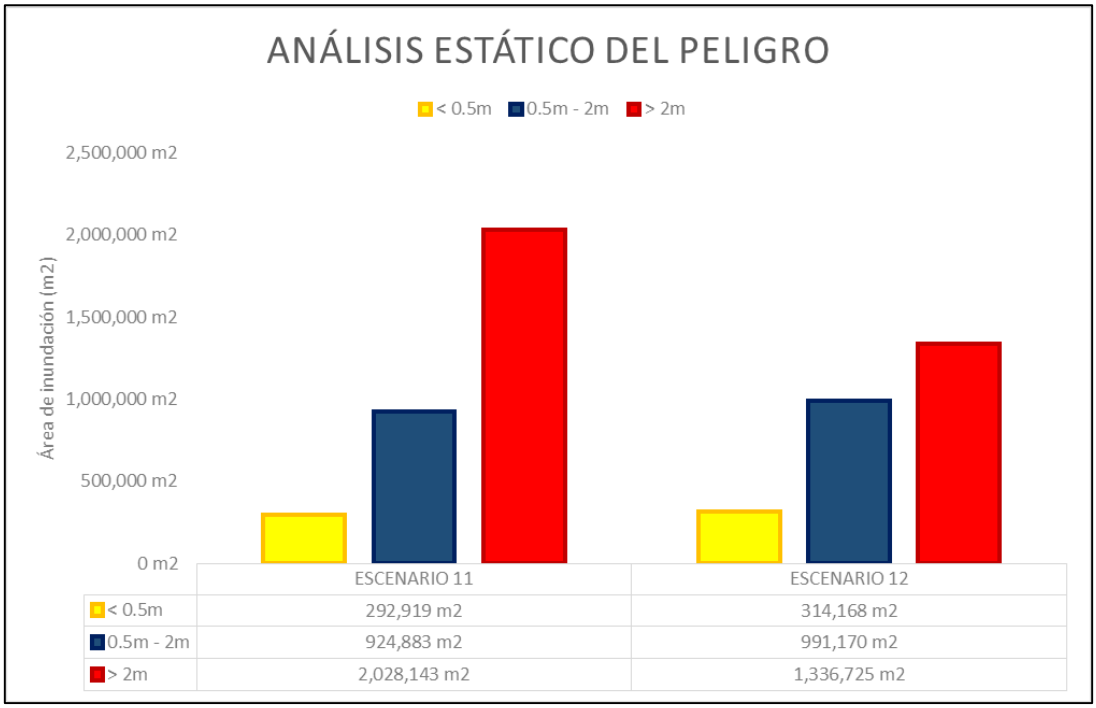


Gráfico 7. 21 Análisis estático del peligro asociado a escenarios de eventos máximos

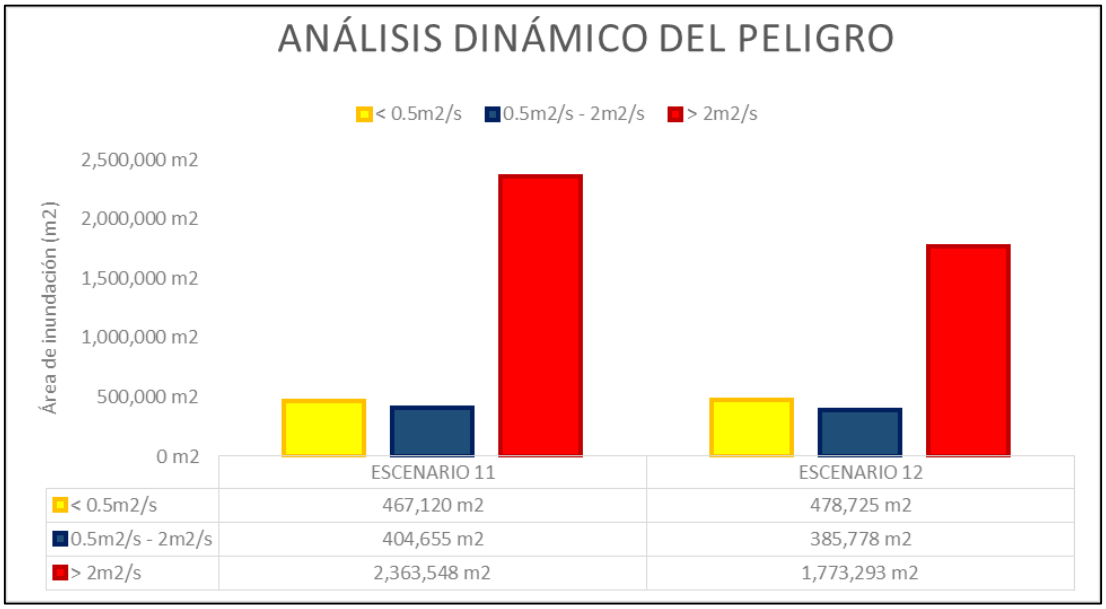


Gráfico 7. 22. Análisis dinámico del peligro asociado a escenarios de eventos máximos

7.5.6 Escenarios dependientes del periodo de retorno

Los escenarios 13 al 19 corresponden a los escenarios dependientes del periodo de retorno. Los periodos de retorno asociados son de 2, 5, 10, 50, 75, 100, 200 y 500 años.

Las áreas inundadas y los caudales asociados se muestran en la figura 7.10. y tabla 7.3.

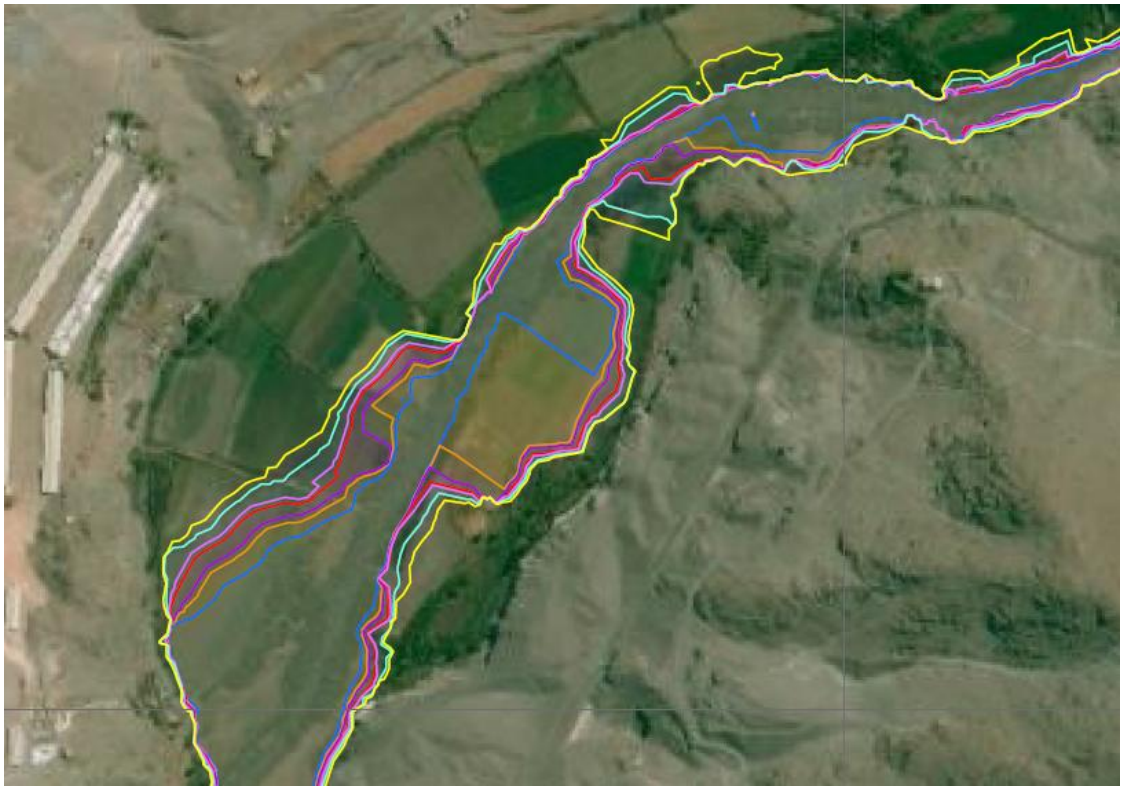


Figura 7.10. Área inundada para cada periodo de retorno

T	AREA INUNDADA (Ha)	CAUDAL	
		AGUAS ARRIBA	AGUAS ABAJO
2	110.62	72	92
5	133.72	127	157
10	145.86	160	197
50	169.05	226	303
75	176.33	241	345
100	180.78	251	381
200	193.67	276	486
500	212.18	307	661

Tabla 7.3. Área inundada para cada periodo de retorno

De la tabla se puede obtener el gráfico 7.23 que relaciona el periodo de retorno con el área inundada.

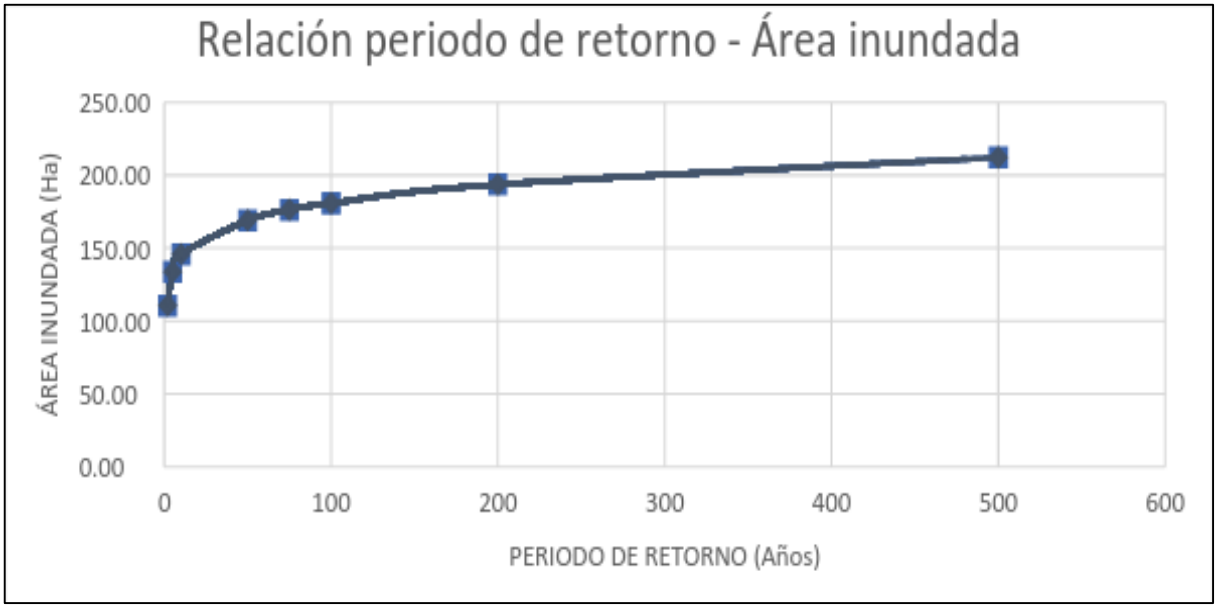


Gráfico 7. 23 Curva periodo de retorno – área de inundación

Se puede notar que la relación presenta una tendencia logarítmica, es decir, a medida que el periodo de retorno se incrementa, la superficie de inundación se incrementa, pero cada vez con menor gradiente.

El área de inundación para los dos sectores del río entre los diferentes periodos de retorno se muestra en el gráfico 7.24.

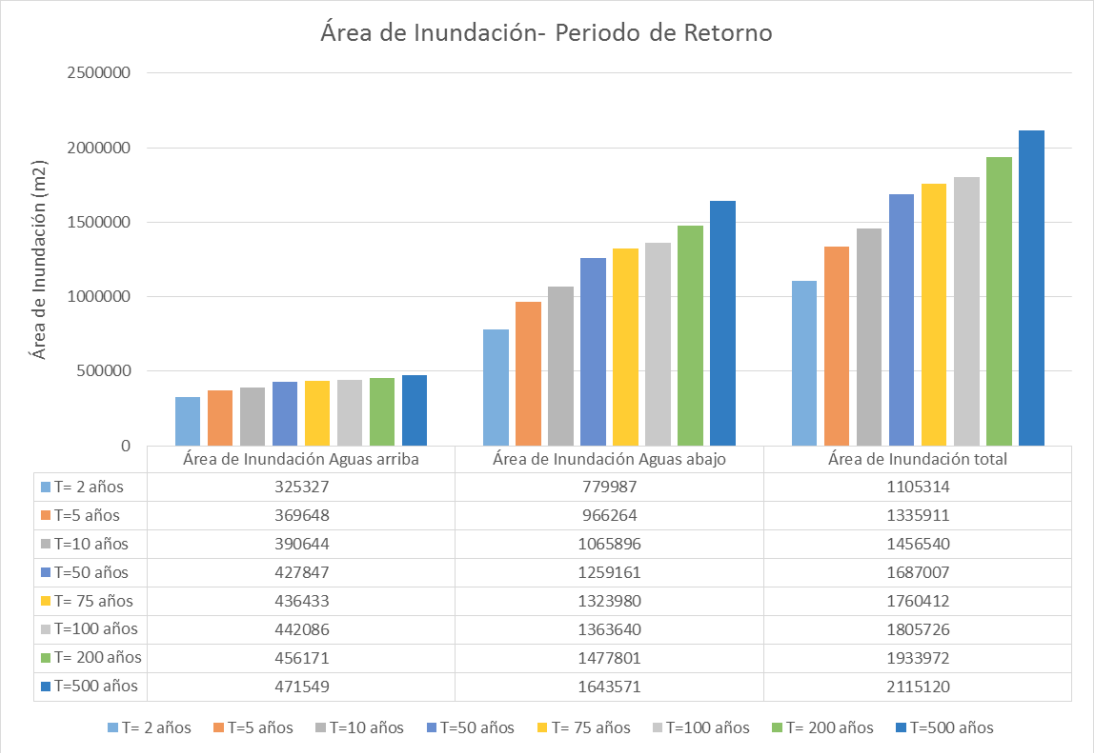


Gráfico 7. 24. Áreas de inundación asociadas a diferentes periodos de retorno

La zona de vulnerabilidad la predomina la reserva paisajista como en todos los demás escenarios.

El análisis estático del peligro se muestra en los gráficos 7.25 y 7.26. Del análisis se puede inferir que el área que se incrementa con el periodo de retorno se refleja en los niveles medio y alto de peligro, mientras que las zonas de peligro bajo disminuyen ligeramente.

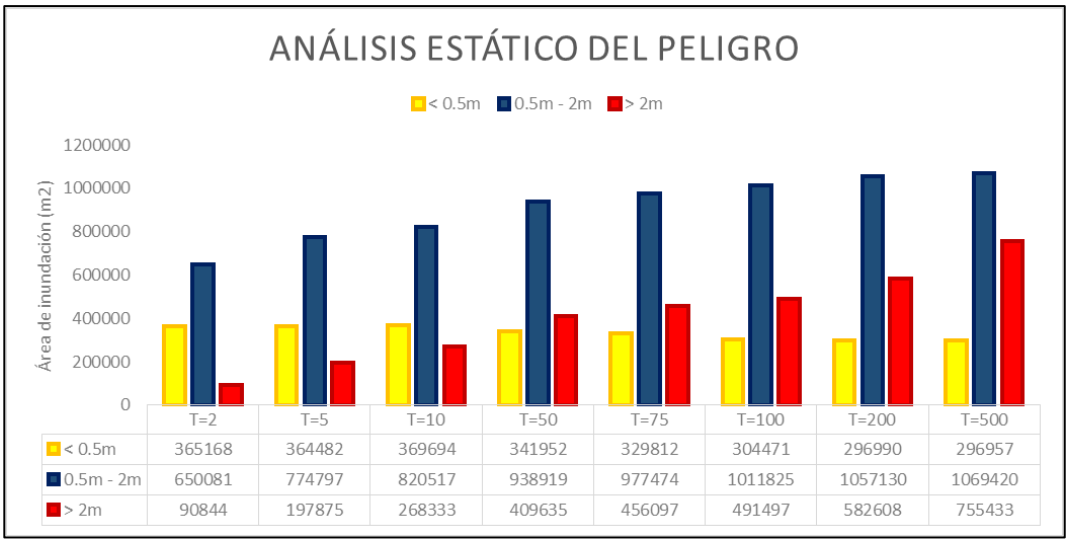


Gráfico 7. 25. Análisis estático del peligro asociado a diferentes periodos de retorno

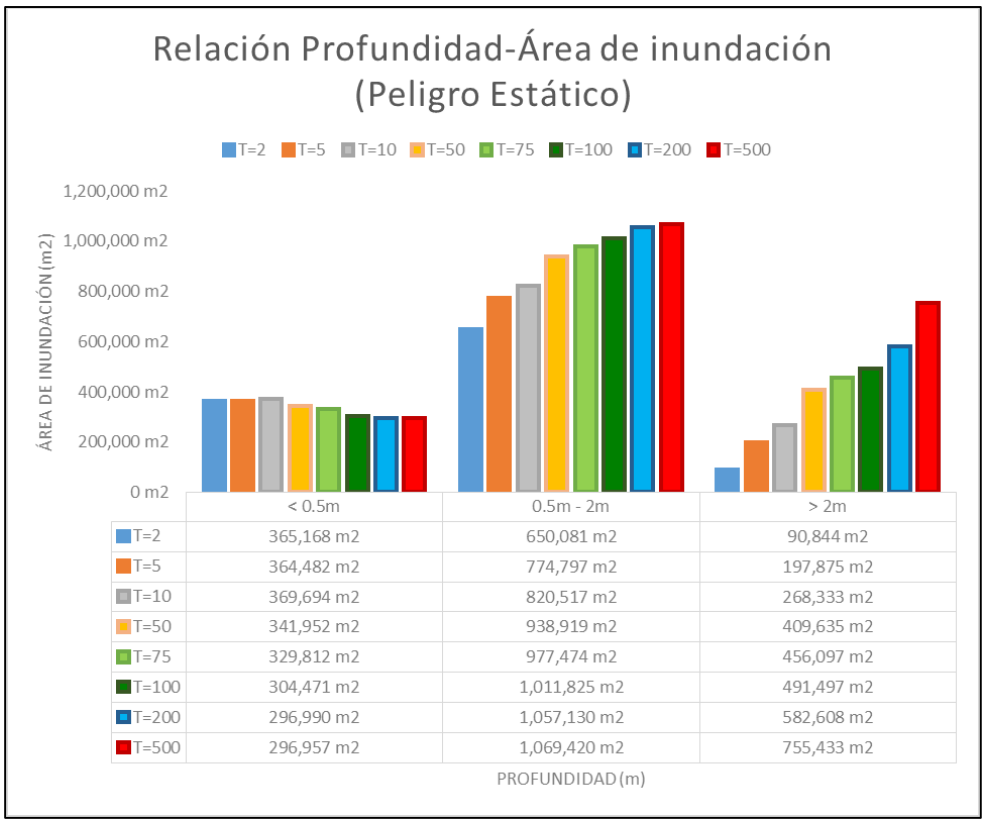
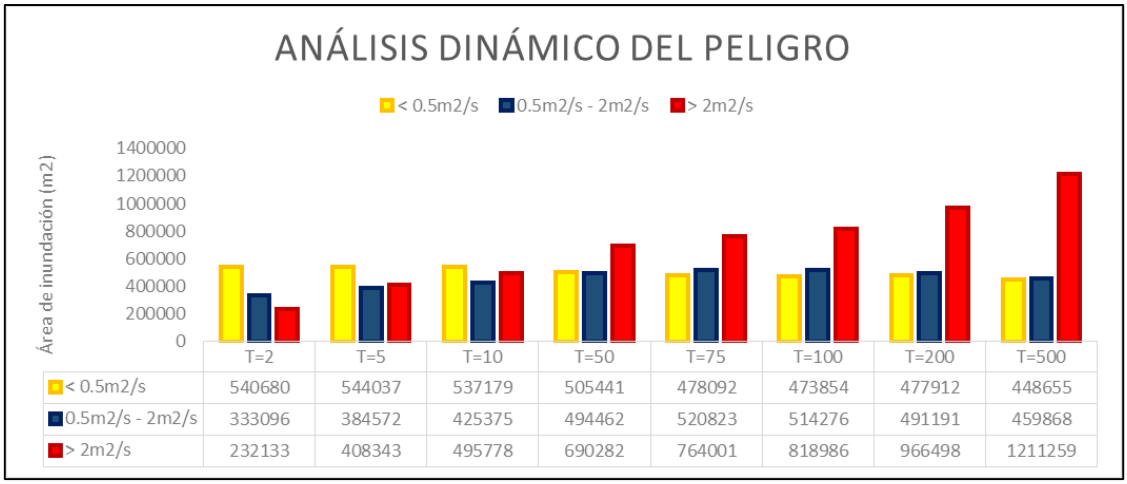


Gráfico 7. 26. Relación Profundidad - Área de inundación para diferentes periodos de retorno

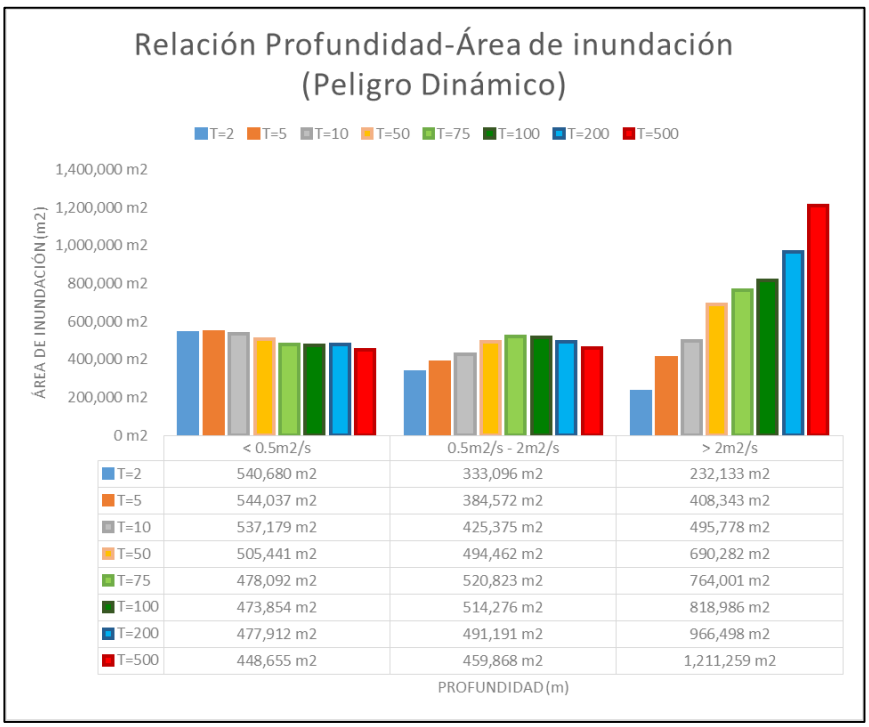
El análisis dinámico del peligro se muestra en los gráficos 7.27 y 7.28. Se observa que el área de peligro bajo disminuye a medida que el periodo de retorno se incrementa, la zona de peligro medio

crece hasta que el periodo de retorno alcanza un valor de 75 años y luego empieza a decrecer debido a que la zona de peligro alto empieza a crecer rápidamente y pasa a ser la predominante en los escenarios de periodo de retorno alto.



	T=2	T=5	T=10	T=50	T=75	T=100	T=200	T=500
< 0.5m2/s	540680	544037	537179	505441	478092	473854	477912	448655
0.5m2/s - 2m2/s	333096	384572	425375	494462	520823	514276	491191	459868
> 2m2/s	232133	408343	495778	690282	764001	818986	966498	1211259

Gráfico 7. 27. Análisis dinámico del peligro asociado a diferentes periodos de retorno



	< 0.5m2/s	0.5m2/s - 2m2/s	> 2m2/s
T=2	540,680 m2	333,096 m2	232,133 m2
T=5	544,037 m2	384,572 m2	408,343 m2
T=10	537,179 m2	425,375 m2	495,778 m2
T=50	505,441 m2	494,462 m2	690,282 m2
T=75	478,092 m2	520,823 m2	764,001 m2
T=100	473,854 m2	514,276 m2	818,986 m2
T=200	477,912 m2	491,191 m2	966,498 m2
T=500	448,655 m2	459,868 m2	1,211,259 m2

PROFUNDIDAD (m)

Gráfico 7. 28. Relación Profundidad - Área de inundación para diferentes periodos de retorno

El análisis del riesgo, estático y dinámico, para la zona de reserva paisajista, se muestran en los gráficos 7.29 y 7.30. Se puede observar que las áreas de inundación para los periodos de retorno de 75, 100 y 200 años son relativamente iguales, presentándose un incremento más notorio para el periodo de retorno de 500 años.

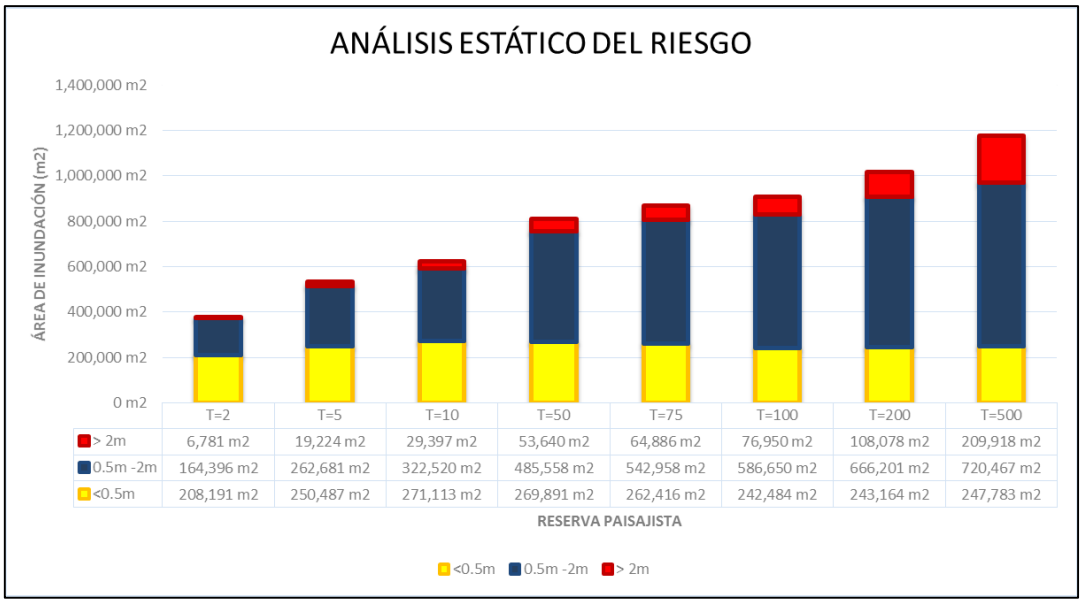


Gráfico 7. 29. Análisis estático del riesgo para diferentes periodos de retorno

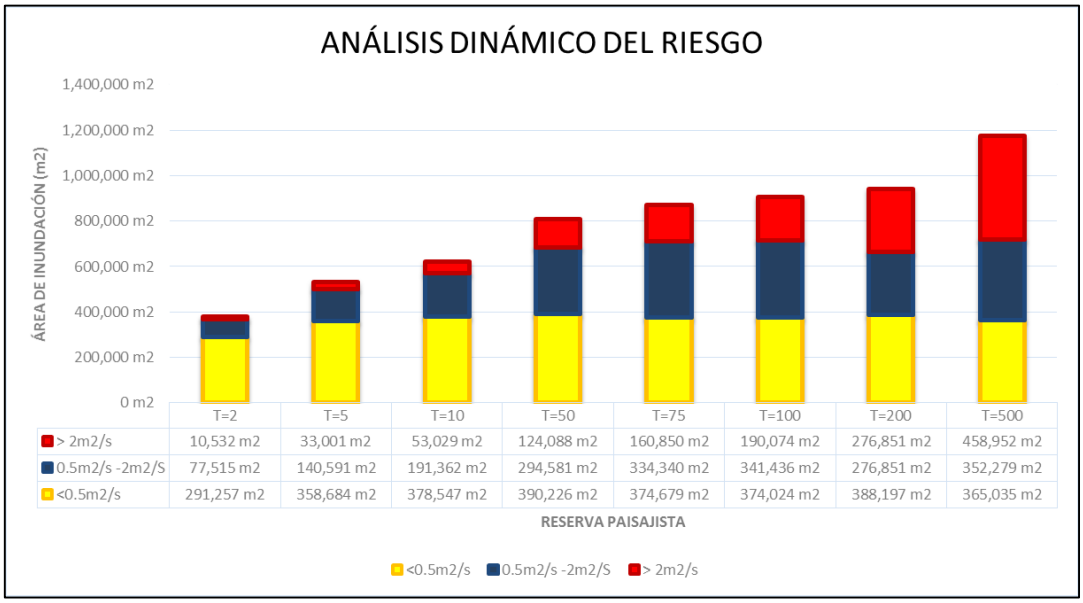


Gráfico 7. 30. Análisis dinámico del riesgo para diferentes periodos de retorno

7.5.7 Escenarios dependientes de la confiabilidad del análisis de frecuencias

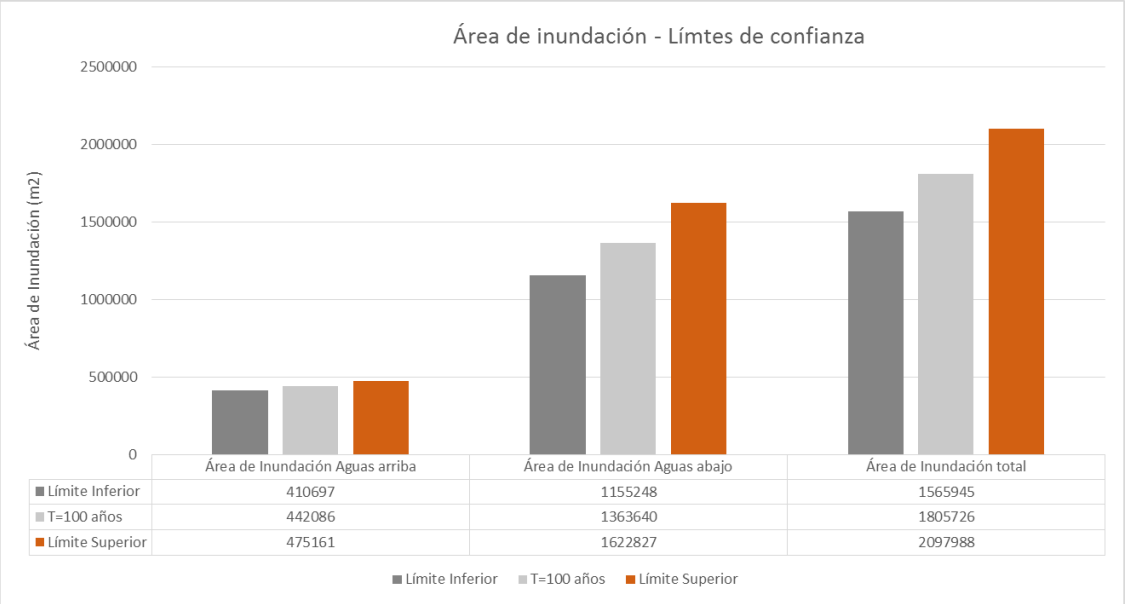
Los escenarios asociados a la confiabilidad del análisis de frecuencias son los escenario 20 y 21.

El escenario 20 considera la simulación del caudal correspondiente al límite de confianza superior del análisis de frecuencias realizado. De manera análoga, el escenario 21 corresponde al límite de confianza inferior.

La figura 7.11 y el gráfico 7.31 muestran los resultados de área de inundación para los límites de confianza del análisis de frecuencias.



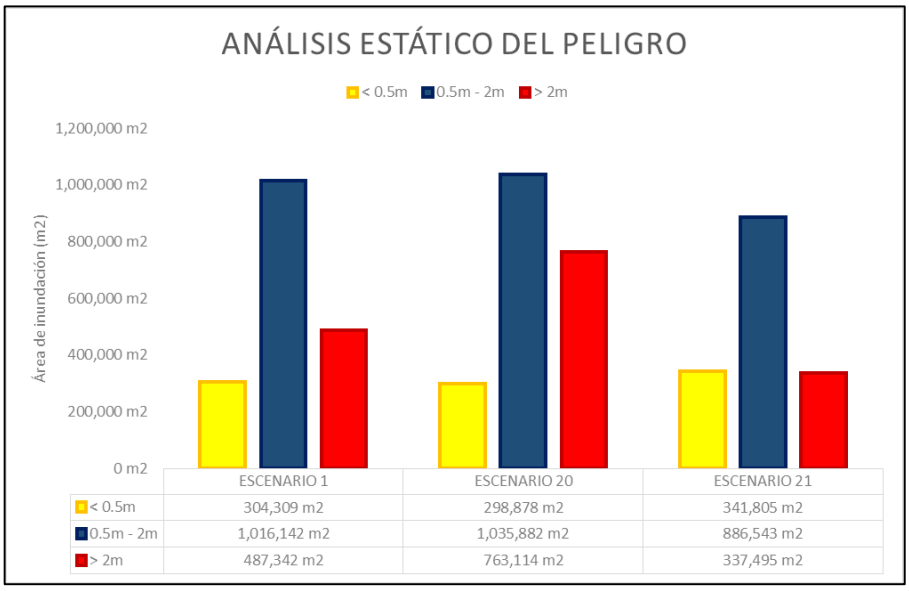
Figura 7. 11. Áreas de inundación asociadas a los límites de confianza del análisis de frecuencias



	Área de Inundación Aguas arriba	Área de Inundación Aguas abajo	Área de Inundación total
Límite Inferior	410697	1155248	1565945
T=100 años	442086	1363640	1805726
Límite Superior	475161	1622827	2097988

Gráfico 7. 31. Áreas de inundación asociadas a los límites de confianza del análisis de frecuencias

Los gráficos 7.32 y 7.33 muestran las áreas de inundación y los niveles de peligro según los criterios estático dinámico respectivamente.



	ESCENARIO 1	ESCENARIO 20	ESCENARIO 21
< 0.5m	304,309 m2	298,878 m2	341,805 m2
0.5m - 2m	1,016,142 m2	1,035,882 m2	886,543 m2
> 2m	487,342 m2	763,114 m2	337,495 m2

Gráfico 7. 32. Análisis estático del peligro asociado a los límites de confianza del análisis de frecuencias

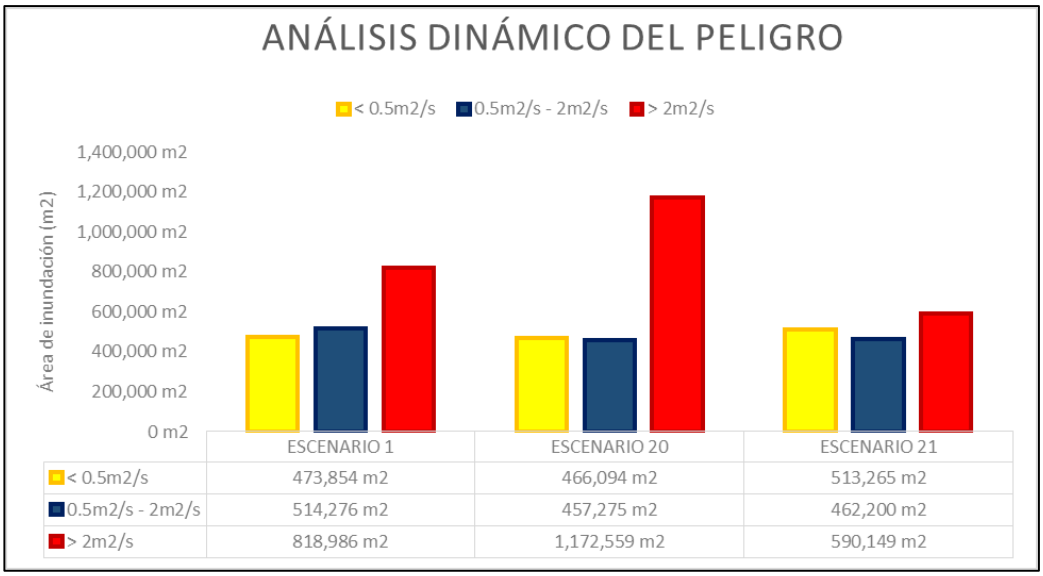


Gráfico 7. 33. Análisis dinámico del peligro asociado a los límites de confianza del análisis de frecuencias

Efectivamente, los escenarios evaluados evidencian un intervalo de confianza para el caudal estimado.

Por otro lado, se evidencia nuevamente la diferencia en los criterios de determinación del peligro ya que el análisis estático muestra un nivel medio predominante mientras que el análisis dinámico señala que el nivel de peligro es alto.

7.5.8 Escenarios dependientes del tipo de hidrograma unitario sintético utilizado

El escenario 22 considera la utilización del hidrograma unitario sintético de Snyder para la transformación de lluvia en escorrentía.

Las áreas de inundación del escenario 22 en comparación con el escenario 1 se muestran en el gráfico 7.34.

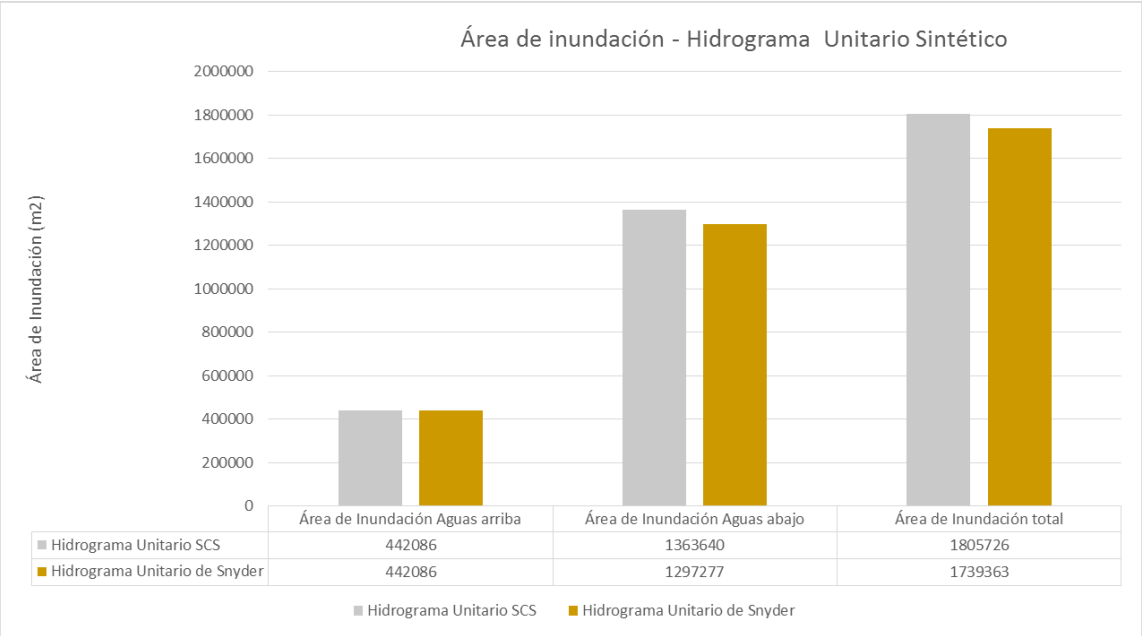


Gráfico 7. 34. Áreas de inundación asociadas al hidrograma sintético

El peligro asociado a este escenario se muestra en los gráficos 7.35 y 7.36. Como se puede notar, los escenarios son similares con una ligera disminución en el escenario 22 debido a que los tiempos de retardo según Snyder son mayores que los del Soil Conservation Service.

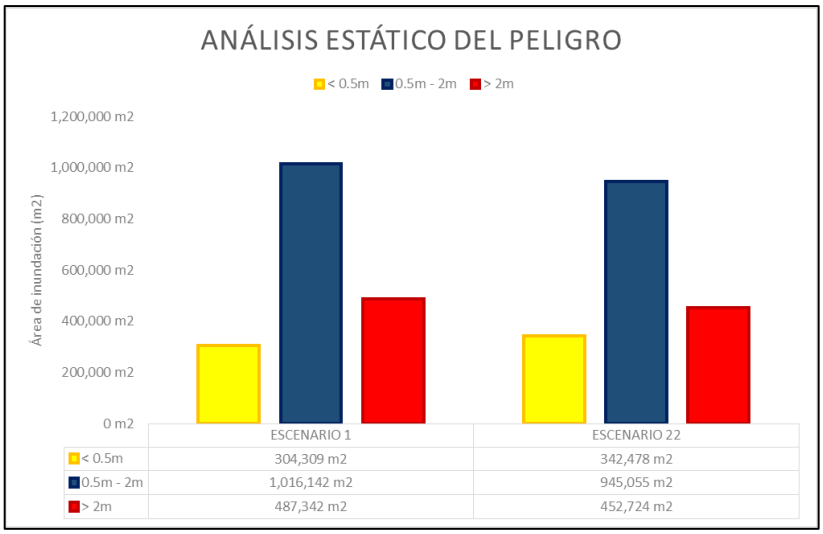


Gráfico 7. 35. Análisis estático del peligro asociado al hidrograma sintético

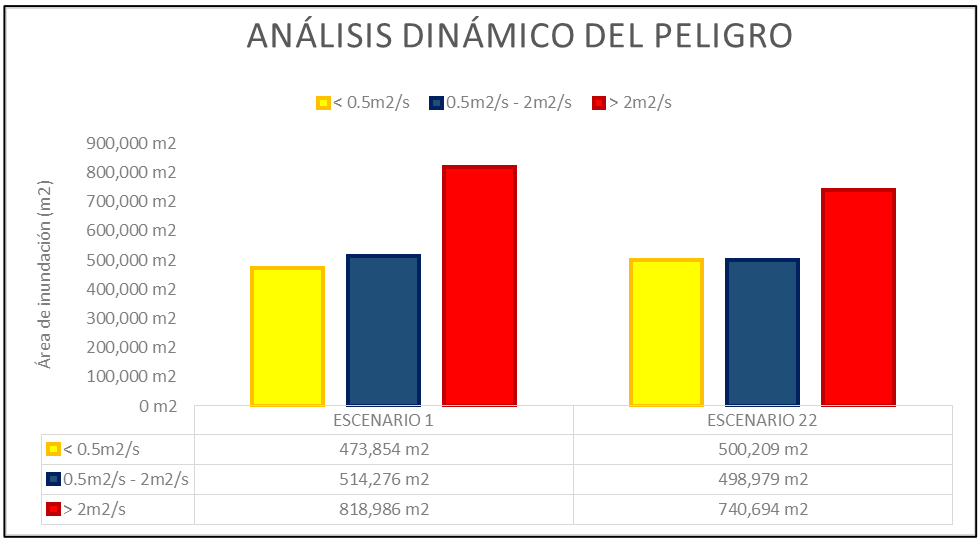


Gráfico 7. 36. Análisis dinámico del peligro asociado al hidrograma sintético

Un mayor análisis de la influencia de este factor en la determinación de mapas de inundación, lo daría un análisis de la superficie libre en flujo no permanente.

7.5.9 Escenarios dependientes del coeficiente de rugosidad

Durante la simulación hidráulica se adicionó un grupo de escenarios asociados al coeficiente de rugosidad de Manning debido a la incertidumbre en su estimación.

En el escenario 13 se utilizaron los coeficientes de rugosidad estimados mediante la fórmula de Cowan y las observaciones del cauce en campo.

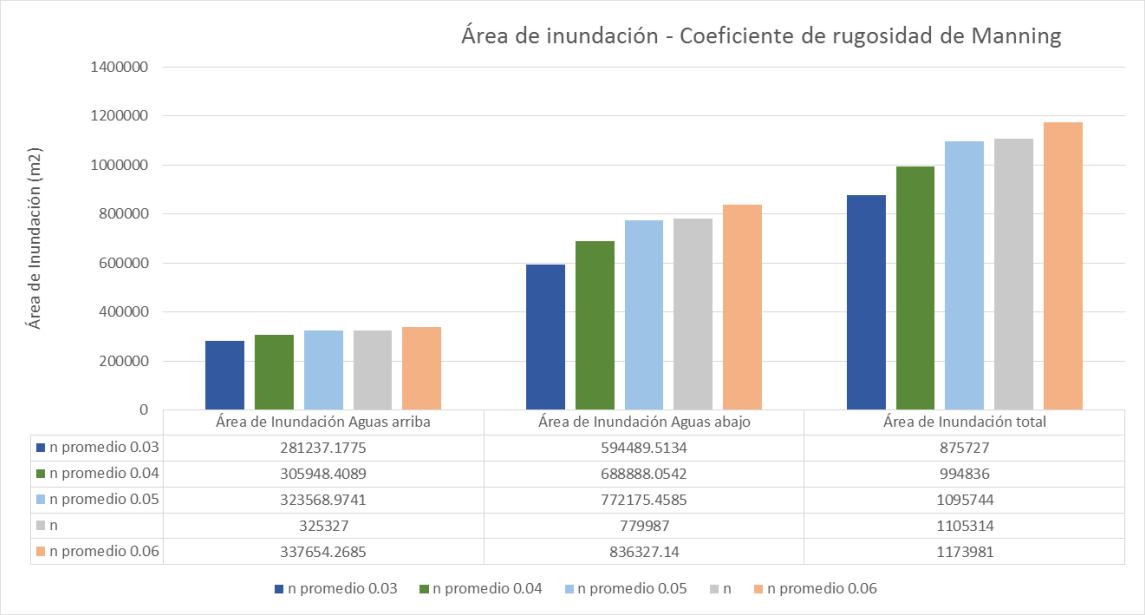
Para los demás escenarios se decidió realizar una variación proporcional considerando valores promedio diferentes. La tabla 7.4

muestra los valores de la media utilizados para la generación de los escenarios 23 al 26.

ESCENARIO	RUGOSIDAD MEDIA
Escenario 13	0.058
Escenario 23	0.03
Escenario 24	0.04
Escenario 25	0.05
Escenario 26	0.06

Tabla 7.4. Valores de rugosidad media de los escenarios asociados a la influencia del coeficiente de rugosidad

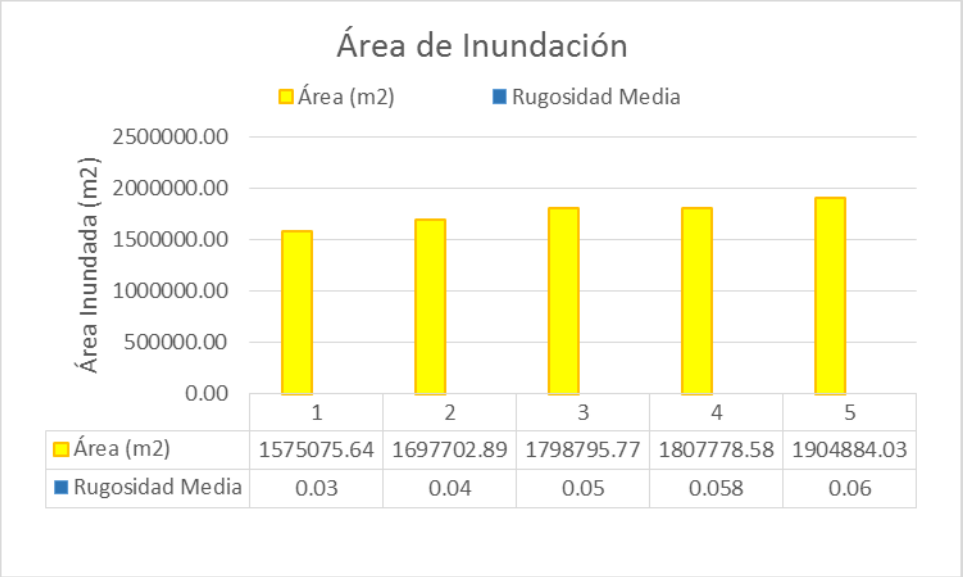
El gráfico 7.37 muestra el comparativo de las áreas de inundación para cada escenario.



	Área de Inundación Aguas arriba	Área de Inundación Aguas abajo	Área de Inundación total
n promedio 0.03	281237.1775	594489.5134	875727
n promedio 0.04	305948.4089	688888.0542	994836
n promedio 0.05	323568.9741	772175.4585	1095744
n	325327	779987	1105314
n promedio 0.06	337654.2685	836327.14	1173981

Gráfico 7.37. Áreas de inundación para escenarios asociados a la influencia del coeficiente de rugosidad

El gráfico 7.38 muestra la influencia del coeficiente de rugosidad en el área de inundación. Los gráficos de vulnerabilidad, peligro y riesgo se adjuntan a los anexos de la tesis.



	1	2	3	4	5
Área (m2)	1575075.64	1697702.89	1798795.77	1807778.58	1904884.03
Rugosidad Media	0.03	0.04	0.05	0.058	0.06

Gráfico 7. 38. Área de inundación de los escenarios asociados al coeficiente de rugosidad

CAPÍTULO 8

8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 Conclusiones:

PRIMERA: La cuenca del río Chili se encuentra regulada por la represa de aguada blanca, ello proporciona control sobre el riesgo de inundación en el sector aguas arriba de la confluencia con el río Socabaya. Sin embargo, aguas abajo de la confluencia se pierde todo control sobre los eventos de crecidas en épocas de crecidas.

SEGUNDA: El número de subcuencas en las que se divida la cuenca en estudio debe ser tal que permita considerar la variación espacial de la información hidrológica disponible.

TERCERA: La influencia de la escala de la cuenca en los mapas de inundación no ha sido posible determinar debido a que no se cuenta con información de aforo que permita validar los cálculos realizados.

CUARTA: Los cambios en el número de la curva generan una gran sensibilidad en los caudales de escorrentía. Los números de la curva de tipo I permiten la completa infiltración de la precipitación, por lo que el caudal de escorrentía del escenario 4 (NC tipo I) corresponde a los porcentajes de área impermeable multiplicada por la precipitación,

mientras que en el escenario 5 (NC tipo III) el caudal de escorrentía se incrementa hasta en 10 veces el caudal del escenario 1 que considera un número de curva de tipo II.

QUINTA: La estimación del tiempo de concentración por medio de la formulación de Kirpich proporciona los resultados más coherentes y estables para todas las subcuencas estudiadas. Por lo tanto, su utilización puede mantener validez hasta que se desarrollen formulaciones regionales para la estimación de este parámetro.

SEXTA: El patrón de la lluvia del proyecto influye en la determinación del hidrograma de escorrentía debido a que la respuesta de la cuenca depende del tiempo de concentración. En el presente caso, el patrón local no puede ser representado por alguna lluvia sintética debido al rápido crecimiento de la precipitación en función del tiempo.

SEPTIMA: Las tormentas de diseño desarrolladas a partir de las metodologías de Dick Peschke e ILLA-SENAMHI-UNI proporcionaron precipitaciones acumuladas menores que las obtenidas por el análisis de frecuencias.

OCTAVA: La inclusión del modelamiento de puentes en la simulación hidráulica requiere de información geométrica e hidráulica de las estructuras. Los cálculos realizados por HEC-RAS se basan en la

teoría de la influencia de las perturbaciones en el flujo dependiendo del tipo de flujo y la ubicación de la sección de control.

NOVENA: En el tramo de estudio se presentan 13 puentes que dependiendo del escenario analizado presentan todos los tipos de flujo bajo y flujo alto según los criterios del USACE.

DÉCIMO : Todos los escenarios evaluados dan como resultado un área de vulnerabilidad predominantemente situada en la zona de reserva paisajista del plano de zonificación y uso de suelo de la ciudad de Arequipa.

DÉCIMO PRIMERA: El análisis estático del peligro difiere del análisis dinámico en cuanto a la clasificación del nivel de peligro. Generalmente, el análisis estático proporciona una mayor área de nivel medio mientras que el análisis dinámico proporciona un mayor porcentaje de área en nivel de peligro alto.

DÉCIMO SEGUNDA: El área de inundación varía de forma logarítmica con respecto al periodo de retorno. Por otro lado, para el caso de estudio el área de inundación no varía de manera significante entre los periodos de retorno de 75, 100 y 200 años.

DÉCIMO TERCERA: La variación del área de inundación con respecto a la rugosidad estimada del cauce no es muy significativa.

8.2 Recomendaciones:

PRIMERA: La simulación hidráulica de ríos contempla un análisis de canales no prismáticos, por lo que se generan pérdidas por fricción debido a las contracciones y expansiones entre secciones. Los coeficientes de estas pérdidas se estiman empíricamente, sin embargo, pueden ser calibrados realizando iterativas simulaciones.

SEGUNDA: Los escenarios dependientes del patrón de la lluvia de proyecto, el tiempo de concentración y el tipo de hidrograma unitario sintético utilizado proporcionarían un mejor resultado si se evaluara el tránsito de la avenida bajo régimen no uniforme.

CAPÍTULO 9

9 BIBLIOGRAFÍA

- ANA. (2010). *Estudio de máximas avenidas en las cuencas de la vertiente del Pacífico - Cuencas de la costa sur.* Lima.
- ANA. (s.f.). *Autoridad Nacional del Agua.* Obtenido de http://www.ana.gob.pe:8092/media/9906/caracterizacion_del_ambito.pdf
- ANA. (s.f.). *Autoridad Nacional del Agua* . Obtenido de http://www.ana.gob.pe:8092/media/11231/caracterizacion_de_actores.pdf
- Aparicio Mijares, F. J. (1992). *Fundamentos de Hidrología de Superficie.* Mexico D. F.: LIMUSA.
- Cameron, T. Ackerman, P.E. (2011). *User´s Manual*. En HEC-GeoRAS. GIS tools for support HEC-RAS using ArcGIS. US Army Corps Of Engineers
- Chow, V. T. (2004). *Hidráulica de Canales Abiertos.* Santa Fé de Bogota,Colombia: McGRAW-HILL INTERAMERICANA S.A.
- Chow, V. T., Maidment, D., & Mays, L. (1994). *Hidrología Aplicada.* Mc Graw Hill.
- CISP. (2006). *La Gestión del Riesgo en los procesos de Planificación Territorial.*
- Comisión Nacional del Agua de México. (2011). *CONAGUA.* Obtenido de www.conagua.gob.mx
- Departamento de Transportes del condado de Boulder, USA. (2002). Obtenido de Boulder Country Web Site: http://www.bouldercounty.org/doc/transportation/floodprotectespanol.pdf
- Diario CORREO. (Febrero de 2013). Febrero loco.

- Escuder, I., Matheu, E., & Castillo, J. (2010). Análisis y evaluación de riesgos de inundación. *Jornada CICCPV*. Valencia.
- Escuela de ingeniería de Antioquía. (s.f.). Obtenido de Mecánica de Fluidos y Recursos Hidráulicos: http://fluidos.eia.edu.co/hidrologiai/probabilidad/probabilidad.htm
- Gómez Valentín, M. (2004). *Curso de HIdrología Urbana.* Barcelona: Dep. de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental UPC.
- Haestad Methods, Dyhouse, G., Hatchett, J., & Benn, J. (2003). *FLOODPLAIN MODELING USING HEC-RAS.* USA: Haestad Methods.
- INDECI. (2006). *Compendio estadístico de prevención y atención de desastres* . Lima.
- INDECI. (2006). *CManual básico para la estimación del Riesgo.* Lima.
- INDECI. (2011). *Manual para la evaluación de riesgo ante inundaciones fluviales.* Lima.
- INDECI. (2014). *Manual para la Evaluación de Riesgos originados por Inundaciones Fluviales.* Lima.
- INDECI-UNSA. (2001). *Mapa de peligros y lineamientos para el plan de usos de suelo de la ciudad de Arequipa.* Lima.
- INETER y COSUDE. (2005). *INUNDACIONES FLUVIALES, Mapa de Amenazas: Recomendaciones técnicas para su elaboración.* Obtenido de webserver2.ineter.gob.ni
- INGEMMET. (2011). *Escenarios de riesgo de desastres por inundaciones y flujo de lodo en la cuenca del río chili.* Arequipa.
- *INGENIERO AMBIENTAL Sitio Web.* (s.f.). Obtenido de http://www.ingenieroambiental.com/4018/hidrologia%20-%20probabilidad%282%29.pdf
- Intergovernmental Panel on Climate Change. (2001). Obtenido de IPCC Web site: https://www.ipcc.ch/pdf/glossary/tar-ipcc-terms-sp.pdf

- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.* Lima.
- Ponce, V. M. (1989). *Engineering Hydrology, Principles and Practices.* Prentice Hall.
- PREDES. (2012). *Cartilla del Sistema de Alerta Temprana ante inundaciones para la población de la cuenca media del río Chili.* Lima: PREDES.
- Velásquez, T. (2006). *Guía Metodológica para Proyectos de Protección y/o Control de Inundaciones en Áreas Agrícolas o Úrbanas.* Lima: MEF.



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"ANÁLISIS DEL RIESGO DE INUNDACION DE LA CUENCA DEL RIO CHILI EN EL TRAMO DE CHILINA A UCHUMAYO - AREQUIPA"

TOMO II

Tesis presentada por los Bachilleres:

Concha Zeballos, Carla Jessica

Miranda Vega, Andrés Gonzalo

Para optar el Grado de:

Ingeniero Civil

AREQUIPA – PERÚ

2016

CAPÍTULO 10

10 ANEXOS

10.1 Serie de caudales registrados en la Estación de Charcani (1960-2016)

REGISTRO DE CAUDALES - ESTACIÓN HIDROMÉTRICA CHARCANI												
Caudales Máximos 24 horas												
LONGITUD		71° 24' 00''		LATITUD:		16° 24' 00''		ALTITUD:		2924 m.s.n.m.		
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1960	59.3	35.8	8.8	5.1	5.1	4.4	4.4	4.3	5.2	5.5	5.6	6.8
1961	68.4	83.0	59.2	0.0	53.7	4.1	3.9	4.5	4.2	4.5	7.2	82.8
1962	93.4	146.5	126.8	93.0	6.7	4.4	4.1	4.0	4.7	4.1	4.1	6.0
1963	112.8	146.2	125.1	33.3	6.5	4.7	4.1	4.1	5.8	4.2	4.1	9.4
1964	21.1	19.7	40.6	8.0	5.4	4.5	4.1	7.5	7.5	9.3	9.5	9.4
1965	4.7	29.2	24.5	5.2	7.6	7.1	6.9	7.3	7.5	8.0	8.0	7.0
1966	5.6	23.5	43.3	5.7	7.7	5.1	9.5	9.1	6.1	8.1	7.9	8.5
1967	27.1	78.5	73.0	47.4	7.0	6.4	7.7	8.2	7.9	8.5	8.3	9.3
1968	56.2	82.3	105.0	25.4	9.2	9.4	9.5	8.2	8.1	9.1	9.7	9.7
1969	17.2	63.1	33.2	8.5	7.7	7.6	8.0	9.1	9.1	8.6	9.2	14.2
1970	41.5	69.2	50.4	42.1	9.0	8.2	10.1	8.6	9.9	9.0	8.2	8.3
1971	61.1	78.2	60.5	8.6	9.6	10.1	9.6	9.1	7.9	8.6	8.4	7.7
1972	8.9	197.1	143.2	58.1	8.0	9.3	9.4	9.0	8.6	9.0	15.4	28.9
1973	85.2	183.9	129.2	28.6	15.1	11.3	9.0	9.9	9.9	9.4	13.0	9.4
1974	80.4	48.2	39.4	12.2	12.2	12.0	34.2	15.6	14.3	12.9	13.3	13.8
1975	16.3	112.8	97.5	17.0	14.6	13.5	14.3	14.3	14.2	13.8	13.2	13.2
1976	46.5	86.8	80.4	11.0	11.0	12.0	10.9	10.0	10.3	10.7	10.6	10.9
1977	10.9	13.1	106.8	35.8	8.2	10.2	9.4	9.3	9.5	10.9	11.4	11.7
1978	12.7	50.1	11.5	8.8	8.9	8.7	8.3	8.7	8.3	8.6	9.4	9.5
1979	9.7	9.1	9.7	8.8	9.1	8.1	7.6	7.8	9.7	9.7	8.1	9.4
1980	9.2	8.2	8.0	7.7	5.8	5.5	6.3	8.4	4.0	4.4	5.4	5.9
1981	5.9	80.1	55.7	14.6	10.8	10.7	8.5	8.4	9.2	12.1	10.9	10.7
1982	13.2	13.2	9.3	9.4	8.2	7.7	8.2	8.8	8.8	11.0	17.1	10.3
1983	9.2	8.0	7.8	6.2	5.2	3.1	3.1	3.1	3.1	4.3	4.4	5.0
1984	6.9	139.4	76.1	44.4	11.7	10.9	10.5	12.2	12.8	12.2	14.0	16.7
1985	13.6	88.6	86.0	83.6	16.8	13.9	13.8	13.2	13.0	13.8	13.7	14.1
1986	157.6	88.9	87.3	57.3	14.1	12.9	12.6	12.7	13.7	13.8	14.3	14.9
1987	33.8	41.2	13.9	11.7	10.3	8.4	8.4	10.3	10.5	11.1	10.7	10.8
1988	17.9	53.0	18.9	35.1	9.7	9.7	9.5	10.6	11.5	11.2	12.7	12.3
1989	13.6	50.7	10.5	22.4	11.8	9.4	10.6	9.6	12.2	12.1	10.1	10.5
1990	10.9	9.1	6.1	6.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.3	7.1	7.2
1991	10.1	9.7	108.7	12.5	10.6	10.1	8.7	9.9	9.7	10.2	10.5	11.0
1992	10.5	7.4	5.5	4.2	4.9	4.2	4.5	4.6	4.3	4.6	4.3	4.7

REGISTRO DE CAUDALES - ESTACIÓN HIDROMÉTRICA CHARCANI												
Caudales Máximos 24 horas												
LONGITUD		71° 24' 00''		LATITUD:		16° 24' 00''		ALTITUD:		2924 m.s.n.m.		
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1993	42.4	34.9	59.8	8.7	8.6	8.3	8.6	8.6	8.3	9.3	10.8	10.8
1994	65.9	197.8	16.3	13.1	11.4	12.7	13.2	12.7	12.6	13.2	15.0	15.1
1995	12.0	10.5	15.0	13.1	10.0	9.7	9.5	9.5	8.8	9.3	10.0	9.3
1996	6.8	16.7	15.8	12.2	7.0	7.0	8.1	8.2	8.9	9.2	9.9	9.9
1997	10.9	18.4	19.4	12.2	12.7	10.8	9.0	8.9	9.0	9.0	9.9	9.9
1998	20.0	22.5	14.2	13.6	11.2	10.1	8.6	8.6	10.1	11.1	11.1	11.0
1999	11.1	143.7	179.2	58.7	15.0	10.0	10.1	12.0	12.0	13.0	13.0	14.0
2000	30.2	85.4	83.1	19.4	13.0	10.5	10.5	10.5	11.5	13.0	13.0	13.0
2001	27.7	130.7	174.0	71.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
2002	11.4	42.7	208.3	46.7	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
2003	12.8	14.0	0.0	46.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
2004	20.1	108.2	16.8	12.4	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
2005	14.0	23.9	23.9	11.3	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
2006	47.0	78.7	76.8	81.1	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
2007	24.3	20.1	24.3	15.7	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
2008	23.8	14.5	14.5	12.5	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
2009	10.5	95.6	101.9	9.1	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
2010	9.3	13.1	13.0	11.5	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
2011	13.0	137.3	64.5	68.5	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
2012	72.2	236.6	88.0	52.3	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
2013	107.3	52.4	94.8	18.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
2014	23.1	18.0	12.0	11.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
2015	10.1	9.0	23.9	12.8	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
2016	10.3	82.0	14.8	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0

Tabla 10. 1 Serie de Caudales máximos Estación Charcani (1960-2016) tomada de Movimiento Hídrico Sistema Chili.AUTODEMA

10.2 Serie de Precipitaciones Máximas registradas (1977-2014)

REGISTRO DE PRECIPITACIÓN - ESTACIÓN CHIGUATA												
Precipitación Máxima 24 horas												
LONGITUD		71° 24' 00''		LATITUD:		16° 24' 00''		ALTITUD:		2924 m.s.n.m.		
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1977	14.10	29.70	34.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.70	4.50
1978	12.80	3.20	0.90	0.50	0.00	0.00	1.40	0.00	0.00	0.00	7.40	0.00
1979	3.50	6.80	24.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.80	5.80
1980	1.30	10.20	12.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.40
1981	15.10	28.90	11.90	17.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.70	6.90	1.20
1982	7.50	5.80	9.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00
1983	0.00	0.00	3.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	2.80	3.10

REGISTRO DE PRECIPITACIÓN - ESTACIÓN CHIGUATA												
Precipitación Máxima 24 horas												
LONGITUD		**71° 24' 00''**		**LATITUD:**		**16° 24' 00''**		**ALTITUD :**		**2924 m.s.n.m.**		
AÑO	**ENE**	**FEB**	**MAR**	**ABR**	**MAY**	**JUN**	**JUL**	**AGO**	**SET**	**OCT**	**NOV**	**DIC**
1984	10.70	21.00	14.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.40	0.00
1985	11.40	20.30	10.30	1.40	0.00		0.00		0.00	0.00	3.10	16.50
1986	20.00	17.00	8.20	0.00	0.80	0.00	0.50	8.60	0.00	2.70	0.00	37.90
1987	30.40	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1988	19.50	1.90	22.70	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.10
1989	8.50	32.20	10.20	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.40	0.00
1990	3.40	2.80	18.90	0.30	0.00	4.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.80
1991	5.30	3.50	13.50	3.60	0.00	7.40	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00	0.00
1992	0.00	6.00	1.80	0.00	0.10	1.20	0.00	0.00	0.00	4.30	0.00	5.20
1993	21.80	14.30	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	6.30	0.00	0.00	0.00	1.80
1994	35.30	21.20	15.00	2.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.50
1995	26.00	0.00	48.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1996	15.90	10.20	2.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
1997	14.90	44.00	28.50	0.00	0.00	0.00	0.00	19.0	4.80	0.00	0.00	16.40
1998	10.40	12.60	3.90	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.40
1999	10.20	19.90	25.00	3.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.20
2000	14.30	22.10	36.20	1.40	0.40	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.20
2001	11.40	19.40	20.90	2.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.60
2002	10.40	24.30	21.70	6.10	0.00	0.00	8.90	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00
2003	8.40	2.50	9.20	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
2004	17.70	18.70	0.60	0.00	0.00	0.00	4.40	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60
2005	11.10	13.00	7.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.30	0.00	0.00	8.40
2006	5.50	14.40	13.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.30	0.00	0.80
2007	23.40	9.60	5.10	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50
2008	20.70	14.60	4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.50
2009	2.40	9.90	6.40	4.20	0.00	0.00	0.40	0.00	0.20	0.00	0.40	0.00
2010	3.30	9.70	2.90	2.60	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.70
2011	16.50	19.20	2.30	2.30	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.80
2012	25.30	39.30	36.60	16.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.80
2013	28.50	18.00	21.50	0.00	2.90	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.60
2014	16.30	0.80	2.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 10. 2 Serie de Precipitaciones Estación Chiguata (1977-2014) tomada de SENAMHI-AREQUIPA

REGISTRO DE PRECIPITACIÓN - ESTACIÓN CHARACATO												
Precipitación Máxima 24 horas												
LONGITUD		16° 27' 43.5''		LATITUD:		72° 29' 28.6''		ALTITUD:		2451 m.s.n.m.		
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1977	5.10	62.70	12.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.20	0.00	2.10	1.70
1978	5.40	15.00	7.60		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.20	0.10
1979	3.20	2.30	28.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.50	0.10
1980	1.80	18.70	13.20		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.40
1981	5.20	51.80	55.40	6.30	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00	0.00	2.00	3.60
1982	8.10	8.10	3.90	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.10	4.90	0.20
1983	0.00	0.10	0.20	2.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70	0.00	0.00	8.20
1984	16.60	18.20	19.60	0.00	0.00	0.10	0.00	4.00	0.00	0.10	10.8	0.00
1985	5.20	24.30	18.20	3.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10	21.10
1986	26.20	24.60	10.90	0.10	2.70	0.00	0.10	6.90	0.00	0.00	4.80	22.70
1987	83.60	6.20	2.70	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00	0.00	0.70	0.00	0.00
1988	9.30	0.50	22.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.00
1989	4.50	51.30	8.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1990	0.40	4.70	17.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.70	18.50
1991	1.80	0.00	2.80	1.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1992	0.40	3.40	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	18.00
1993	17.10	3.80	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00	7.60	0.00	3.50	0.00	4.20
1994	21.90	20.50	13.90	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
1995	81.40	0.00	32.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00
1996	20.75	11.15	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1997	17.80	58.90	32.90	0.00	0.00	0.00	0.00	21.5	6.80	0.00	0.00	38.10
1998	19.90	13.40	2.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.95
1999	25.00	45.80	52.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.30
2000	18.20	42.60	15.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.05
2001	6.15	56.80	57.50	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2002	19.00	22.40	26.30	0.00							0.00	0.00
2003	15.70	2.80	7.50	0.00							0.00	0.00
2004	29.80	7.60	5.00	0.00							0.00	2.20
2005	12.00	6.40	9.90	0.00							0.00	5.20
2006	11.20	23.60	25.50	0.00							0.00	0.10
2007	29.50	30.10	1.80	0.00							0.00	7.00
2008	36.50	12.10	10.00	0.00							0.00	0.00
2009	7.00	16.50	8.80	0.00							0.00	0.00
2010	0.50	8.00	0.80	0.10							0.00	0.00
2011	16.10	20.00	5.80	2.50							0.00	5.30
2012	46.90	52.90	46.00	20.9							0.00	5.00
2013	32.30	30.05	27.00	0.00							0.00	2.50
2014	36.80	0.00	1.70	0.00							0.00	0.00

Tabla 10. 3 Serie de precipitaciones Estación Characato tomada de SENAMHI-AREQUIPA

Probabilidad acumulada de la distribución normal estándar

z	.00	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07	.08	.09
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998

Tabla 10. 4 Tabla del Función de Distribución de probabilidad Normal tomada de Hidráulica de Canales Abiertos. Chow, V.T (1994)

TABLE A-6 FREQUENCY FACTORS *K* FOR PEARSON TYPE III DISTRIBUTIONS VERSUS SKEW COEFFICIENT C_s AND RETURN PERIOD *T* (OR PROBABILITY OF EXCEEDENCE *P*)

	Return Period *T* (y)									
	1.05	1.11	1.25	2	5	10	25	50	100	200
Skew Coefficient C_s	Probability of Exceedence *P* (percent)									
	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5
3.0	−0.665	−0.660	−0.636	−0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.8	−0.711	−0.702	−0.666	−0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.6	−0.762	−0.747	−0.696	−0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.4	−0.819	−0.795	−0.725	−0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.2	−0.882	−0.844	−0.752	−0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.075	4.444
2.0	−0.949	−0.895	−0.777	−0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.398
1.8	−1.020	−0.945	−0.799	−0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.6	−1.093	−0.994	−0.817	−0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.4	−1.168	−1.041	−0.832	−0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.2	−1.243	−1.086	−0.844	−0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.0	−1.317	−1.128	−0.852	−0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
0.8	−1.388	−1.166	−0.856	−0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
0.6	−1.458	−1.200	−0.857	−0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.4	−1.524	−1.231	−0.855	−0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
0.2	−1.586	−1.258	−0.850	−0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.0	−1.645	−1.282	−0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576
−0.2	−1.700	−1.301	−0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
−0.4	−1.750	−1.317	−0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
−0.6	−1.797	−1.328	−0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
−0.8	−1.839	−1.336	−0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
−1.0	−1.877	−1.340	−0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
−1.2	−1.910	−1.340	−0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
−1.4	−1.938	−1.337	−0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
−1.6	−1.962	−1.329	−0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
−1.8	−1.981	−1.318	−0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
−2.0	−1.996	−1.302	−0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
−2.2	−2.006	−1.284	−0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
−2.4	−2.011	−1.262	−0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833
−2.6	−2.013	−1.238	−0.499	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
−2.8	−2.010	−1.210	−0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
−3.0	−2.003	−1.180	−0.420	0.393	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667

Tabla 10. 5 Factor de frecuencia para la distribución Pearson Tipo III tomada de U.S. Interagency Advisory Committee on Water Data, Hydrology Subcomittee (1983).

	Test de Kolmogorov-Smirnov Nivel de significación α							
n	0.20	0.10	0.05	0.02	0.01	0.005	0.002	0.001
1	0.90000	0.95000	0.97500	0.99000	0.99500	0.99750	0.99900	0.99950
2	0.68337	0.77639	0.84189	0.90000	0.92929	0.95000	0.96838	0.97764
3	0.56481	0.63604	0.70760	0.78456	0.82900	0.86428	0.90000	0.92065
4	0.49265	0.56522	0.62394	0.68887	0.73424	0.77639	0.82217	0.85047
5	0.44698	0.50945	0.56328	0.62718	0.66853	0.70543	0.75000	0.78137
6	0.41037	0.46799	0.51926	0.57741	0.61661	0.65287	0.69571	0.72479
7	0.38148	0.43607	0.48342	0.53844	0.57581	0.60975	0.65071	0.67930
8	0.35831	0.40962	0.45427	0.50654	0.54179	0.57429	0.61368	0.64098
9	0.33910	0.38746	0.43001	0.47960	0.51332	0.54443	0.58210	0.60846
10	0.32260	0.36866	0.40925	0.45562	0.48893	0.51872	0.55500	0.58042
11	0.30829	0.35242	0.39122	0.43670	0.46770	0.49539	0.53135	0.55588
12	0.29577	0.33815	0.37543	0.41918	0.44905	0.47672	0.51047	0.53422
13	0.28470	0.32549	0.36143	0.40362	0.43247	0.45921	0.49189	0.51490
14	0.27481	0.31417	0.34890	0.38970	0.41762	0.44352	0.47520	0.49753
15	0.26589	0.30397	0.33750	0.37713	0.40420	0.42934	0.45611	0.48182
16	0.25778	0.29472	0.32733	0.36571	0.39201	0.41644	0.44637	0.46750
17	0.25039	0.28627	0.31796	0.35528	0.38086	0.40464	0.43380	0.45540
18	0.24360	0.27851	0.30936	0.34569	0.37062	0.39380	0.42224	0.44234
19	0.23735	0.27136	0.30143	0.33685	0.36117	0.38379	0.41156	0.43119
20	0.23156	0.26473	0.29408	0.32866	0.35241	0.37451	0.40165	0.42085
21	0.22517	0.25858	0.28724	0.32104	0.34426	0.36588	0.39243	0.41122
22	0.22115	0.25283	0.28087	0.31394	0.33666	0.35782	0.38382	0.40223
23	0.21646	0.24746	0.27491	0.30728	0.32954	0.35027	0.37575	0.39380
24	0.21205	0.24242	0.26931	0.30104	0.32286	0.34318	0.36787	0.38588
25	0.20790	0.23768	0.26404	0.29518	0.31657	0.33651	0.36104	0.37743
26	0.20399	0.23320	0.25908	0.28962	0.30963	0.33022	0.35431	0.37139
27	0.20030	0.22898	0.25438	0.28438	0.30502	0.32425	0.34794	0.36473
28	0.19680	0.22497	0.24993	0.27942	0.29971	0.31862	0.34190	0.35842
29	0.19348	0.22117	0.24571	0.27471	0.29466	0.31327	0.33617	0.35242
30	0.19032	0.21756	0.24170	0.27023	0.28986	0.30818	0.33072	0.34672
31	0.18732	0.21412	0.23788	0.26596	0.28529	0.30333	0.32553	0.34129
32	0.18445	0.21085	0.23424	0.26189	0.28094	0.29870	0.32058	0.33611
33	0.18171	0.20771	0.23076	0.25801	0.27577	0.29428	0.31584	0.33115
34	0.17909	0.21472	0.22743	0.25429	0.27271	0.29005	0.31131	0.32641
35	0.17659	0.20185	0.22425	0.25073	0.26897	0.28600	0.30697	0.32187
36	0.17418	0.19910	0.22119	0.24732	0.26532	0.28211	0.30281	0.31751
37	0.17188	0.19646	0.21826	0.24404	0.26180	0.27838	0.29882	0.31333
38	0.16966	0.19392	0.21544	0.24089	0.25843	0.27483	0.29498	0.30931
39	0.16753	0.19148	0.21273	0.23785	0.25518	0.27135	0.29125	0.30544
40	0.16547	0.18913	0.21012	0.23494	0.25205	0.26803	0.28772	0.30171
41	0.16349	0.18687	0.20760	0.23213	0.24904	0.26482	0.28429	0.29811
42	0.16158	0.18468	0.20517	0.22941	0.24613	0.26173	0.28097	0.29465
43	0.15974	0.18257	0.20283	0.22679	0.24332	0.25875	0.27778	0.29130
44	0.15795	0.18051	0.20056	0.22426	0.24060	0.25587	0.27468	0.28806
45	0.15623	0.17856	0.19837	0.22181	0.23798	0.25308	0.27169	0.28493
46	0.15457	0.17665	0.19625	0.21944	0.23544	0.25038	0.26880	0.28190
47	0.15295	0.17481	0.19420	0.21715	0.23298	0.24776	0.26600	0.27896
48	0.15139	0.17301	0.19221	0.21493	0.23059	0.24523	0.26328	0.27611
49	0.14987	0.17128	0.19028	0.21281	0.22832	0.24281	0.26069	0.27339
50	0.14840	0.16959	0.18841	0.21068	0.22604	0.24039	0.25809	0.27067
n>50	$\frac{1.07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.52}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.73}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.85}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.95}{\sqrt{n}}$

Tabla 10. 6 Nivel de Significancia de la Prueba de bondad de Ajuste de Smirnov Kolmogorov tomada de Sitio Web: http://www.slideshare.net/ByronPrez2/tablas-kolmogorovsmirnov

γ	T_r=2	T_r=5	T_r=10	T_r=20	T_r=50	T_r=100
0.0	1.0801	1.1698	1.3748	1.6845	2.1988	2.6363
0.1	1.0808	1.2006	1.4367	1.7810	2.3425	2.8168
0.2	1.0830	1.2309	1.4989	1.8815	2.4986	3.0175
0.3	1.0866	1.2609	1.5610	1.9852	2.6656	3.2365
0.4	1.0913	1.2905	1.6227	2.0915	2.8423	3.4724
0.5	1.0987	1.3199	1.6838	2.1998	3.0277	3.7238
0.6	1.1073	1.3492	1.7441	2.3094	3.2209	3.9895
0.7	1.1179	1.3785	1.8032	2.4198	3.1208	4.2684
0.8	1.1304	1.4082	1.8609	2.5303	3.6266	4.5595
0.9	1.1449	1.4385	1.9170	2.6403	3.8374	4.8618
1.0	1.1614	1.4699	1.9714	2.7492	4.0522	5.1741
1.1	1.1799	1.5030	2.0240	2.8564	4.2699	5.4952
1.2	1.2003	1.5382	2.0747	2.9613	4.4996	5.8240
1.3	1.2223	1.5764	2.1237	3.0631	4.7100	6.1592
1.4	1.2157	1.6181	2.1711	3.1615	4.9301	6.4992
1.5	1.2701	1.6643	2.2173	3.2557	5.1486	6.8427
1.6	1.2952	1.7157	2.2627	3.3455	5.3644	7.1881
1.7	1.3204	1.7732	2.3081	3.4303	5.5761	7.5339
1.8	1.3452	1.8374	2.3541	3.5100	5.7827	7.8783
1.9	1.3690	1.9091	2.4018	3.5844	5.9829	8.2196
2.0	1.3913	1.9888	2.4525	3.6536	6.1755	8.5562

Tabla 10. 7 Valores de δ para la distribución Pearson Tipo III tomada de ANALISIS DE FRECUENCIA EN HIDROLOGIA Sitio Web: http://slideplayer.es/slide/4099819/

10.4 Análisis de Frecuencia para Serie de Caudales estación Charcani

Numero Orden	Año	Caudal Registrado m3/s	Caudales Ordenados Descen.	Blom Prob. Excedencia $\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Prob. Acumulada Prob. No Excedencia	Z	P	Smirnov Kolmogorov: Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X)\rvert$ Δ	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 57$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1960	59	237	0.011	0.989	2.62	0.99555	0.00647	0.10778	0.18014	1
2	1961	83	208	0.028	0.972	2.14	0.9839	0.01228			SI
3	1962	147	198	0.046	0.954	1.97	0.9754	0.02125			0
4	1963	146	197	0.063	0.937	1.95	0.9747	0.03802			NO
5	1964	41	184	0.081	0.919	1.74	0.9587	0.03949			
6	1965	29	179	0.098	0.902	1.66	0.9512	0.04945			
7	1966	43	174	0.116	0.884	1.57	0.9418	0.05752			
8	1967	79	158	0.133	0.867	1.30	0.9015	0.03469			
9	1968	105	147	0.151	0.849	1.11	0.86851	0.01917			
10	1969	63	146	0.168	0.832	1.11	0.8649	0.03302			
11	1970	69	139	0.186	0.814	0.99	0.8389	0.02449			
12	1971	78	137	0.203	0.797	0.96	0.821	0.02406			
13	1972	197	113	0.221	0.779	0.55	0.7088	0.07068			
14	1973	184	109	0.238	0.762	0.48	0.6844	0.07761			
15	1974	80	108	0.255	0.745	0.47	0.6808	0.06374			
16	1975	113	107	0.273	0.727	0.46	0.6772	0.04987			
17	1976	87	107	0.290	0.710	0.45	0.6736	0.03601			
18	1977	107	105	0.308	0.692	0.42	0.6628	0.02934			
19	1978	50	102	0.325	0.675	0.37	0.6426	0.03207			
20	1979	10	89	0.343	0.657	0.14	0.5558	0.10141			
21	1980	9	87	0.360	0.640	0.11	0.5463	0.09344			
22	1981	80	85	0.378	0.622	0.09	0.5359	0.08637			
23	1982	17	83	0.395	0.605	0.05	0.5199	0.08490			
24	1983	9	82	0.413	0.587	0.03	0.512	0.07534			
25	1984	139	81	0.430	0.570	0.02	0.508	0.06187			
26	1985	89	80	0.448	0.552	0.01	0.5032	0.04920			
27	1986	158	80	0.465	0.535	0.00	0.5008	0.03413			
28	1987	41	79	0.483	0.517	-0.02	0.492	0.02547			
29	1988	53	78	0.500	0.500	-0.03	0.488	0.01200			
30	1989	51	69	0.517	0.483	-0.18	0.4286	0.05393			
31	1990	11	63	0.535	0.465	-0.28	0.3894	0.07567			
32	1991	109	60	0.552	0.448	-0.34	0.3669	0.08070			
33	1992	11	59	0.570	0.430	-0.34	0.3669	0.06323			
34	1993	60	53	0.587	0.413	-0.45	0.3264	0.08626			
35	1994	198	51	0.605	0.395	-0.49	0.3121	0.08310			
36	1995	15	50	0.622	0.378	-0.50	0.3085	0.06923			
37	1996	17	46	0.640	0.360	-0.57	0.2843	0.07596			
38	1997	19	43	0.657	0.343	-0.61	0.2709	0.07189			
39	1998	22	41	0.675	0.325	-0.65	0.2578	0.06753			
40	1999	179	41	0.692	0.308	-0.66	0.2546	0.05326			
41	2000	85	29	0.710	0.290	-0.85	0.1977	0.09269			
42	2001	174	24	0.727	0.273	-0.93	0.1762	0.09673			
43	2002	208	24	0.745	0.255	-0.93	0.1762	0.07926			
44	2003	46	24	0.762	0.238	-0.94	0.1736	0.06439			
45	2004	108	24	0.779	0.221	-0.94	0.1736	0.04692			
46	2005	24	23	0.797	0.203	-0.95	0.1711	0.03196			
47	2006	81	22	0.814	0.186	-0.96	0.1685	0.01709			
48	2007	24	19	0.832	0.168	-1.01	0.1562	0.01192			
49	2008	24	17	0.849	0.151	-1.05	0.1469	0.00376			
50	2009	102	17	0.867	0.133	-1.06	0.1446	0.01141			
51	2010	13	15	0.884	0.116	-1.08	0.1401	0.02438			
52	2011	137	13	0.902	0.098	-1.12	0.1314	0.03315			
53	2012	237	11	0.919	0.081	-1.15	0.1251	0.04431			
54	2013	107	11	0.937	0.063	-1.16	0.123	0.05968			
55	2014	23	10	0.954	0.046	-1.17	0.121	0.07515			
56	2015	24	9	0.972	0.028	-1.18	0.119	0.09062			
57	2016	82	9	0.989	0.011	-1.181	0.1187	0.10778			
MEDIA		79.94	79.94								
DESV. ESTANDA		59.9169107	59.91715902								

Tabla 10. 8 Serie de caudales: Distribución Normal-Probabilidad Empírica de Bloom

Numero Orden	Año	Caudal Registrado m3/s	Caudales Ordenados Descen.	Bloom Prob. Excedencia $\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Ln Caudales registrados	Distr. Log Normal Z	Distr. Log Normal P	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x)-F(X)\rvert$ Δ	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 57$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1960	59	237	0.011	0.989	5.467	1.55	0.9406	0.04848	0.13940	0.18014	1
2	1961	83	208	0.028	0.972	5.339	1.41	0.9222	0.04942			SI
3	1962	147	198	0.046	0.954	5.287	1.35	0.9146	0.03955			0
4	1963	146	197	0.063	0.937	5.284	1.35	0.9131	0.02358			NO
5	1964	41	184	0.081	0.919	5.215	1.28	0.9015	0.01771			
6	1965	29	179	0.098	0.902	5.189	1.25	0.8962	0.00555			
7	1966	43	174	0.116	0.884	5.159	1.22	0.8907	0.00642			
8	1967	79	158	0.133	0.867	5.060	1.11	0.8686	0.00179			
9	1968	105	147	0.151	0.849	4.987	1.03	0.8508	0.00146			
10	1969	63	146	0.168	0.832	4.985	1.03	0.8508	0.01892			
11	1970	69	139	0.186	0.814	4.937	0.98	0.8389	0.02449			
12	1971	78	137	0.203	0.797	4.922	0.96	0.8389	0.04196			
13	1972	197	113	0.221	0.779	4.726	0.75	0.7764	0.00308			
14	1973	184	109	0.238	0.762	4.689	0.71	0.7642	0.00219			
15	1974	80	108	0.255	0.745	4.684	0.70	0.7611	0.01656			
16	1975	113	107	0.273	0.727	4.676	0.69	0.758	0.03093			
17	1976	87	107	0.290	0.710	4.671	0.69	0.758	0.04839			
18	1977	107	105	0.308	0.692	4.654	0.67	0.7517	0.05956			
19	1978	50	102	0.325	0.675	4.624	0.64	0.7389	0.06423			
20	1979	10	89	0.343	0.657	4.484	0.49	0.6879	0.03069			
21	1980	9	87	0.360	0.640	4.463	0.47	0.6808	0.04106			
22	1981	80	85	0.378	0.622	4.448	0.45	0.6736	0.05133			
23	1982	17	83	0.395	0.605	4.418	0.42	0.6628	0.05800			
24	1983	9	82	0.413	0.587	4.407	0.41	0.6591	0.07176			
25	1984	139	81	0.430	0.570	4.396	0.39	0.6554	0.08553			
26	1985	89	80	0.448	0.552	4.387	0.38	0.6517	0.09930			
27	1986	158	80	0.465	0.535	4.383	0.38	0.648	0.11307			
28	1987	41	79	0.483	0.517	4.363	0.359	0.6406	0.12313			
29	1988	53	78	0.500	0.500	4.359	0.354	0.6394	0.13940			
30	1989	51	69	0.517	0.483	4.237	0.223	0.5871	0.10457			
31	1990	11	63	0.535	0.465	4.144	0.123	0.5478	0.08273			
32	1991	109	60	0.552	0.448	4.092	0.066	0.5279	0.08030			
33	1992	11	59	0.570	0.430	4.083	0.057	0.5239	0.09377			
34	1993	60	53	0.587	0.413	3.969	-0.07	0.4721	0.05944			
35	1994	198	51	0.605	0.395	3.925	-0.11	0.4562	0.06100			
36	1995	15	50	0.622	0.378	3.914	-0.13	0.4483	0.07057			
37	1996	17	46	0.640	0.360	3.828	-0.22	0.4183	0.05804			
38	1997	19	43	0.657	0.343	3.767	-0.28	0.3859	0.04311			
39	1998	22	41	0.675	0.325	3.718	-0.34	0.3669	0.04157			
40	1999	179	41	0.692	0.308	3.703	-0.35	0.3594	0.05154			
41	2000	85	29	0.710	0.290	3.373	-0.71	0.2389	0.05149			
42	2001	174	24	0.727	0.273	3.192	-0.90	0.1814	0.09153			
43	2002	208	24	0.745	0.255	3.175	-0.92	0.1762	0.07926			
44	2003	46	24	0.762	0.238	3.174	-0.92	0.1762	0.06179			
45	2004	108	24	0.779	0.221	3.170	-0.93	0.1762	0.04432			
46	2005	24	23	0.797	0.203	3.141	-0.96	0.166	0.03706			
47	2006	81	22	0.814	0.186	3.113	-0.99	0.1587	0.02689			
48	2007	24	19	0.832	0.168	2.964	-1.15	0.123	0.04512			
49	2008	24	17	0.849	0.151	2.837	-1.29	0.0968	0.05386			
50	2009	102	17	0.867	0.133	2.813	-1.31	0.0934	0.03979			
51	2010	13	15	0.884	0.116	2.707	-1.42	0.0749	0.04082			
52	2011	137	13	0.902	0.098	2.570	-1.57	0.0559	0.04235			
53	2012	237	11	0.919	0.081	2.391	-1.76	0.0375	0.04329			
54	2013	107	11	0.937	0.063	2.355	-1.80	0.0344	0.02892			
55	2014	23	10	0.954	0.046	2.271	-1.89	0.0271	0.01875			
56	2015	24	9	0.972	0.028	2.220	-1.95	0.0244	0.00398			
57	2016	82	9	0.989	0.011	2.214	-1.96	0.0244	0.01348			
MEDIA		4.03										
DESV. ESTANDAR		0.92864										

Tabla 10. 9 Serie de caudales: Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de Bloom

Numero Orden	Año	Caudal Registrado m3/s	Caudales Ordenados Descen.	Blom Prob. Excedencia $\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Prob. Acumulada Prob. No Excedencia	Valor Extremo $\exp(\exp(\frac{-\pi K_T}{\sqrt{6}}-0.5772))$ K_T	⇓	T	Prob. Excedencia $P=\frac{1}{T}$	Prob. Acumulada Prob. No Excedencia $1-P$	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta=\max\lvert P(x)-F(X)\rvert$ Δ	⇓	Δ_tablas $\alpha=0.05$ $n=57$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1960	59	237	0.011	0.989	2.615	1.020	51.483	0.01942	0.98058	0.00851	0.11502	0.18014	1
2	1961	83	208	0.028	0.972	2.143	1.037	28.315	0.03532	0.96468	0.00693			SI
3	1962	147	198	0.046	0.954	1.967	1.046	22.708	0.04404	0.95596	0.00181			0
4	1963	146	197	0.063	0.937	1.955	1.047	22.355	0.04473	0.95527	0.01859			NO
5	1964	41	184	0.081	0.919	1.736	1.062	17.006	0.05880	0.94120	0.02198			
6	1965	29	179	0.098	0.902	1.657	1.069	15.427	0.06482	0.93518	0.03343			
7	1966	43	174	0.116	0.884	1.570	1.078	13.845	0.07223	0.92777	0.04349			
8	1967	79	158	0.133	0.867	1.296	1.112	9.902	0.10099	0.89901	0.03220			
9	1968	105	147	0.151	0.849	1.111	1.145	7.918	0.12629	0.87371	0.02436			
10	1969	63	146	0.168	0.832	1.105	1.146	7.861	0.12720	0.87280	0.04092			
11	1970	69	139	0.186	0.814	0.992	1.170	6.873	0.14550	0.85450	0.04009			
12	1971	78	137	0.203	0.797	0.958	1.179	6.601	0.15150	0.84850	0.05155			
13	1972	197	113	0.221	0.779	0.548	1.320	4.122	0.24260	0.75740	0.02208			
14	1973	184	109	0.238	0.762	0.481	1.354	3.825	0.26142	0.73858	0.02343			
15	1974	80	108	0.255	0.745	0.473	1.358	3.790	0.26382	0.73618	0.00837			
16	1975	113	107	0.273	0.727	0.457	1.367	3.725	0.26844	0.73156	0.00448			
17	1976	87	107	0.290	0.710	0.449	1.371	3.694	0.27070	0.72930	0.01969			
18	1977	107	105	0.308	0.692	0.418	1.389	3.571	0.28004	0.71996	0.02782			
19	1978	50	102	0.325	0.675	0.366	1.421	3.378	0.29604	0.70396	0.02929			
20	1979	10	89	0.343	0.657	0.144	1.595	2.682	0.37290	0.62710	0.03010			
21	1980	9	87	0.360	0.640	0.114	1.625	2.601	0.38448	0.61552	0.02422			
22	1981	80	85	0.378	0.622	0.092	1.647	2.545	0.39298	0.60702	0.01525			
23	1982	17	83	0.395	0.605	0.050	1.693	2.444	0.40921	0.59079	0.01401			
24	1983	9	82	0.413	0.587	0.034	1.711	2.406	0.41571	0.58429	0.00305			
25	1984	139	81	0.430	0.570	0.019	1.729	2.371	0.42171	0.57829	0.00842			
26	1985	89	80	0.448	0.552	0.008	1.743	2.346	0.42626	0.57374	0.02134			
27	1986	158	80	0.465	0.535	0.002	1.750	2.333	0.42866	0.57134	0.03641			
28	1987	41	79	0.483	0.517	-0.024	1.784	2.275	0.43948	0.56052	0.04305			
29	1988	53	78	0.500	0.500	-0.030	1.792	2.263	0.44192	0.55808	0.05808			
30	1989	51	69	0.517	0.483	-0.179	2.026	1.974	0.50651	0.49349	0.01096			
31	1990	11	63	0.535	0.465	-0.282	2.238	1.807	0.55327	0.44673	0.01833			
32	1991	109	60	0.552	0.448	-0.335	2.371	1.729	0.57823	0.42177	0.02583			
33	1992	11	59	0.570	0.430	-0.344	2.393	1.718	0.58213	0.41787	0.01226			
34	1993	60	53	0.587	0.413	-0.450	2.720	1.582	0.63230	0.36770	0.04496			
35	1994	198	51	0.605	0.395	-0.488	2.859	1.538	0.65025	0.34975	0.04544			
36	1995	15	50	0.622	0.378	-0.498	2.898	1.527	0.65488	0.34512	0.03261			
37	1996	17	46	0.640	0.360	-0.567	3.194	1.456	0.68689	0.31311	0.04716			
38	1997	19	43	0.657	0.343	-0.612	3.425	1.412	0.70803	0.29197	0.05082			
39	1998	22	41	0.675	0.325	-0.647	3.621	1.381	0.72387	0.27613	0.04919			
40	1999	179	41	0.692	0.308	-0.657	3.683	1.373	0.72850	0.27150	0.03636			
41	2000	85	29	0.710	0.290	-0.847	5.285	1.233	0.81078	0.18922	0.10117			
42	2001	174	24	0.727	0.273	-0.928	6.333	1.188	0.84210	0.15790	0.11502			
43	2002	208	24	0.745	0.255	-0.935	6.434	1.184	0.84458	0.15542	0.10004			
44	2003	46	24	0.762	0.238	-0.935	6.445	1.184	0.84483	0.15517	0.08282			
45	2004	108	24	0.779	0.221	-0.937	6.468	1.183	0.84539	0.15461	0.06591			
46	2005	24	23	0.797	0.203	-0.948	6.650	1.177	0.84962	0.15038	0.05268			
47	2006	81	22	0.814	0.186	-0.959	6.826	1.172	0.85350	0.14650	0.03909			
48	2007	24	19	0.832	0.168	-1.011	7.791	1.147	0.87164	0.12836	0.03977			
49	2008	24	17	0.849	0.151	-1.049	8.645	1.131	0.88433	0.11567	0.03499			
50	2009	102	17	0.867	0.133	-1.056	8.807	1.128	0.88646	0.11354	0.01964			
51	2010	13	15	0.884	0.116	-1.084	9.533	1.117	0.89510	0.10490	0.01082			
52	2011	137	13	0.902	0.098	-1.116	10.479	1.106	0.90457	0.09543	0.00282			
53	2012	237	11	0.919	0.081	-1.152	11.698	1.093	0.91452	0.08548	0.00470			
54	2013	107	11	0.937	0.063	-1.158	11.942	1.091	0.91626	0.08374	0.02042			
55	2014	23	10	0.954	0.046	-1.172	12.499	1.087	0.91999	0.08001	0.03416			
56	2015	24	9	0.972	0.028	-1.180	12.829	1.085	0.92205	0.07795	0.04957			
57	2016	82	9	0.989	0.011	-1.181	12.864	1.084	0.92226	0.07774	0.06682			
MEDIA		79.94	79.94											
DESV. ESTANDAR		59.916911	59.917159											

Tabla 10.10 Serie de caudales:Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de Bloom

Numero Orden	Año	Caudal Registrado m3/s	Caudales Ordenados Descen.	Blom Prob. Excedencia $\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Prob. No Excedencia $1-P$	$\frac{(x-\bar{x})^3}{\frac{n}{\delta^3}}$	Pearson III F(X)	Pearson III P(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x)-F(X)\rvert$ Δ	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$ $n = 57$	
1	1960	59	237	0.011	0.989	0.3138	0.0004	0.9851	0.00398	0.09812	0.18014	1	
2	1961	83	208	0.028	0.972	0.1726	0.0008	0.9687	0.00293			SI	
3	1962	147	198	0.046	0.954	0.1336	0.0010	0.9592	0.00504			0	
4	1963	146	197	0.063	0.937	0.1310	0.0010	0.9584	0.02174			NO	
5	1964	41	184	0.081	0.919	0.0918	0.0014	0.9427	0.02351				
6	1965	29	179	0.098	0.902	0.0799	0.0015	0.9359	0.03418				
7	1966	43	174	0.116	0.884	0.0679	0.0017	0.9275	0.04324				
8	1967	79	158	0.133	0.867	0.0382	0.0023	0.8947	0.02794				
9	1968	105	147	0.151	0.849	0.0241	0.0029	0.8660	0.01668				
10	1969	63	146	0.168	0.832	0.0237	0.0029	0.8650	0.03311				
11	1970	69	139	0.186	0.814	0.0171	0.0032	0.8444	0.02999				
12	1971	78	137	0.203	0.797	0.0154	0.0033	0.8377	0.04074				
13	1972	197	113	0.221	0.779	0.0029	0.0048	0.7384	0.04103				
14	1973	184	109	0.238	0.762	0.0020	0.0050	0.7186	0.04342				
15	1974	80	108	0.255	0.745	0.0019	0.0051	0.7161	0.02847				
16	1975	113	107	0.273	0.727	0.0017	0.0051	0.7112	0.01583				
17	1976	87	107	0.290	0.710	0.0016	0.0051	0.7089	0.00072				
18	1977	107	105	0.308	0.692	0.0013	0.0053	0.6992	0.00703				
19	1978	50	102	0.325	0.675	0.0009	0.0054	0.6826	0.00797				
20	1979	10	89	0.343	0.657	0.0001	0.0062	0.6053	0.05194				
21	1980	9	87	0.360	0.640	0.0000	0.0063	0.5939	0.04586				
22	1981	80	85	0.378	0.622	0.0000	0.0063	0.5856	0.03672				
23	1982	17	83	0.395	0.605	0.0000	0.0064	0.5698	0.03504				
24	1983	9	82	0.413	0.587	0.0000	0.0065	0.5635	0.02386				
25	1984	139	81	0.430	0.570	0.0000	0.0065	0.5577	0.01218				
26	1985	89	80	0.448	0.552	0.0000	0.0066	0.5533	0.00091				
27	1986	158	80	0.465	0.535	0.0000	0.0066	0.5510	0.01607				
28	1987	41	79	0.483	0.517	0.0000	0.0066	0.5406	0.02317				
29	1988	53	78	0.500	0.500	0.0000	0.0067	0.5383	0.03831				
30	1989	51	69	0.517	0.483	-0.0001	0.0069	0.4775	0.00506				
31	1990	11	63	0.535	0.465	-0.0004	0.0071	0.4343	0.03072				
32	1991	109	60	0.552	0.448	-0.0007	0.0071	0.4116	0.03602				
33	1992	11	59	0.570	0.430	-0.0007	0.0071	0.4080	0.02209				
34	1993	60	53	0.587	0.413	-0.0016	0.0071	0.3628	0.04988				
35	1994	198	51	0.605	0.395	-0.0020	0.0070	0.3467	0.04849				
36	1995	15	50	0.622	0.378	-0.0022	0.0070	0.3426	0.03517				
37	1996	17	46	0.640	0.360	-0.0032	0.0069	0.3140	0.04626				
38	1997	19	43	0.657	0.343	-0.0040	0.0068	0.2952	0.04761				
39	1998	22	41	0.675	0.325	-0.0047	0.0068	0.2811	0.04423				
40	1999	179	41	0.692	0.308	-0.0050	0.0067	0.2770	0.03089				
41	2000	85	29	0.710	0.290	-0.0107	0.0061	0.2033	0.08705				
42	2001	174	24	0.727	0.273	-0.0140	0.0057	0.1748	0.09812				
43	2002	208	24	0.745	0.255	-0.0143	0.0057	0.1725	0.08294				
44	2003	46	24	0.762	0.238	-0.0144	0.0057	0.1723	0.06570				
45	2004	108	24	0.779	0.221	-0.0144	0.0057	0.1718	0.04875				
46	2005	24	23	0.797	0.203	-0.0150	0.0056	0.1679	0.03518				
47	2006	81	22	0.814	0.186	-0.0155	0.0056	0.1643	0.02131				
48	2007	24	19	0.832	0.168	-0.0181	0.0053	0.1474	0.02077				
49	2008	24	17	0.849	0.151	-0.0203	0.0051	0.1353	0.01531				
50	2009	102	17	0.867	0.133	-0.0207	0.0051	0.1333	0.00013				
51	2010	13	15	0.884	0.116	-0.0223	0.0049	0.1250	0.00929				
52	2011	137	13	0.902	0.098	-0.0244	0.0047	0.1158	0.01754				
53	2012	237	11	0.919	0.081	-0.0268	0.0045	0.1060	0.02518				
54	2013	107	11	0.937	0.063	-0.0273	0.0044	0.1042	0.04091				
55	2014	23	10	0.954	0.046	-0.0283	0.0044	0.1005	0.05463				
56	2015	24	9	0.972	0.028	-0.0289	0.0043	0.0984	0.07002				
57	2016	82	9	0.989	0.011	-0.0289	0.0043	0.0982	0.08727				
MEDIA		79.94	79.94										
DESV. ESTANDAR		59.9169107	59.917159										
COEF DE SESGO		0.75261582											

Tabla 10. 11 Serie de caudales: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de Bloom

Numero Orden	Año	Caudal Registrado m3/s	Caudales Ordenados Descen.	Log Caudales registrados	Blom Prob. Excedencia $\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Log Pearson III F(X)	Log Pearson III P(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x)-F(X)\rvert$	Δ	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 57$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1960	59	237	2.374	0.011	0.989	0.00358	0.07142	0.91767	0.91767	0.18014	0
2	1961	83	208	2.319	0.028	0.972	0.00358	0.07122	0.90040			SI
3	1962	147	198	2.296	0.046	0.954	0.00358	0.07114	0.88301			1
4	1963	146	197	2.295	0.063	0.937	0.00358	0.07113	0.86555			NO
5	1964	41	184	2.265	0.081	0.919	0.00357	0.07102	0.84819			
6	1965	29	179	2.253	0.098	0.902	0.00357	0.07098	0.83076			
7	1966	43	174	2.241	0.116	0.884	0.00357	0.07094	0.81334			
8	1967	79	158	2.198	0.133	0.867	0.00356	0.07078	0.79603			
9	1968	105	147	2.166	0.151	0.849	0.00356	0.07067	0.77867			
10	1969	63	146	2.165	0.168	0.832	0.00356	0.07067	0.76121			
11	1970	69	139	2.144	0.186	0.814	0.00356	0.07059	0.74382			
12	1971	78	137	2.138	0.203	0.797	0.00356	0.07057	0.72637			
13	1972	197	113	2.052	0.221	0.779	0.00355	0.07027	0.70921			
14	1973	184	109	2.036	0.238	0.762	0.00355	0.07021	0.69180			
15	1974	80	108	2.034	0.255	0.745	0.00355	0.07020	0.67434			
16	1975	113	107	2.031	0.273	0.727	0.00355	0.07019	0.65688			
17	1976	87	107	2.029	0.290	0.710	0.00355	0.07018	0.63942			
18	1977	107	105	2.021	0.308	0.692	0.00355	0.07016	0.62198			
19	1978	50	102	2.008	0.325	0.675	0.00354	0.07011	0.60456			
20	1979	10	89	1.947	0.343	0.657	0.00354	0.06990	0.58731			
21	1980	9	87	1.938	0.360	0.640	0.00354	0.06986	0.56987			
22	1981	80	85	1.932	0.378	0.622	0.00354	0.06984	0.55243			
23	1982	17	83	1.919	0.395	0.605	0.00353	0.06980	0.53501			
24	1983	9	82	1.914	0.413	0.587	0.00353	0.06978	0.51756			
25	1984	139	81	1.909	0.430	0.570	0.00353	0.06976	0.50011			
26	1985	89	80	1.905	0.448	0.552	0.00353	0.06975	0.48265			
27	1986	158	80	1.904	0.465	0.535	0.00353	0.06974	0.46519			
28	1987	41	79	1.895	0.483	0.517	0.00353	0.06971	0.44776			
29	1988	53	78	1.893	0.500	0.500	0.00353	0.06970	0.43030			
30	1989	51	69	1.840	0.517	0.483	0.00353	0.06952	0.41302			
31	1990	11	63	1.800	0.535	0.465	0.00352	0.06938	0.39569			
32	1991	109	60	1.777	0.552	0.448	0.00352	0.06929	0.37830			
33	1992	11	59	1.773	0.570	0.430	0.00352	0.06928	0.36085			
34	1993	60	53	1.724	0.587	0.413	0.00351	0.06911	0.34356			
35	1994	198	51	1.705	0.605	0.395	0.00351	0.06904	0.32616			
36	1995	15	50	1.700	0.622	0.378	0.00351	0.06902	0.30871			
37	1996	17	46	1.663	0.640	0.360	0.00351	0.06889	0.29137			
38	1997	19	43	1.636	0.657	0.343	0.00350	0.06880	0.27399			
39	1998	22	41	1.615	0.675	0.325	0.00350	0.06873	0.25660			
40	1999	179	41	1.608	0.692	0.308	0.00350	0.06870	0.23916			
41	2000	85	29	1.465	0.710	0.290	0.00349	0.06820	0.22219			
42	2001	174	24	1.386	0.727	0.273	0.00348	0.06793	0.20500			
43	2002	208	24	1.379	0.745	0.255	0.00348	0.06790	0.18756			
44	2003	46	24	1.378	0.762	0.238	0.00348	0.06790	0.17009			
45	2004	108	24	1.377	0.779	0.221	0.00348	0.06789	0.15263			
46	2005	24	23	1.364	0.797	0.203	0.00348	0.06785	0.13521			
47	2006	81	22	1.352	0.814	0.186	0.00347	0.06781	0.11778			
48	2007	24	19	1.287	0.832	0.168	0.00347	0.06758	0.10054			
49	2008	24	17	1.232	0.849	0.151	0.00346	0.06739	0.08326			
50	2009	102	17	1.222	0.867	0.133	0.00346	0.06736	0.06583			
51	2010	13	15	1.176	0.884	0.116	0.00346	0.06720	0.04852			
52	2011	137	13	1.116	0.902	0.098	0.00345	0.06699	0.03126			
53	2012	237	11	1.039	0.919	0.081	0.00344	0.06673	0.01406			
54	2013	107	11	1.023	0.937	0.063	0.00344	0.06667	0.00335			
55	2014	23	10	0.986	0.954	0.046	0.00344	0.06655	0.02069			
56	2015	24	9	0.964	0.972	0.028	0.00343	0.06647	0.03809			
57	2016	82	9	0.962	0.989	0.011	0.00343	0.06646	0.05554			
MEDIA		79.94	79.94	1.75								
DESV. ESTANDAR		59.9169107	59.91715902	0.403289465								
COEF DE SESGO		0.75261582										

Tabla 10. 12 Serie de caudales:Distribución Log Pearson III-Probabilidad Empírica de Bloom

BLOOM	Delta Teorico	Delta tabular
Pearson III	0.09812	0.18014
Normal	0.10778	
Gumbel	0.11502	
Lognormal	0.13940	

Tabla 10. 13 Serie de caudales:Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de Bloom

Numero Orden	Año	Caudal Registrado m3/s	Caudales Ordenados Descen.	California Prob. Excedencia m/n	Prob. Acumulada Prob. No Excedencia	Z	P	Smirnov Kolmogorov			
								Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X) \rvert$		Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 57$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
								Δ	$\Downarrow$		
1	1960	59	237	0.018	0.982	2.62	0.99555	0.01309	0.11870	0.18014	1
2	1961	83	208	0.035	0.965	2.14	0.9839	0.01899			SI
3	1962	147	198	0.053	0.947	1.97	0.9754	0.02803			0
4	1963	146	197	0.070	0.930	1.95	0.9747	0.04488			NO
5	1964	41	184	0.088	0.912	1.74	0.9587	0.04642			
6	1965	29	179	0.105	0.895	1.66	0.9512	0.05646			
7	1966	43	174	0.123	0.877	1.57	0.9418	0.06461			
8	1967	79	158	0.140	0.860	1.30	0.9015	0.04185			
9	1968	105	147	0.158	0.842	1.11	0.86851	0.02640			
10	1969	63	146	0.175	0.825	1.11	0.8649	0.04034			
11	1970	69	139	0.193	0.807	0.99	0.8389	0.03188			
12	1971	78	137	0.211	0.789	0.96	0.821	0.03153			
13	1972	197	113	0.228	0.772	0.55	0.7088	0.06313			
14	1973	184	109	0.246	0.754	0.48	0.6844	0.06999			
15	1974	80	108	0.263	0.737	0.47	0.6808	0.05604			
16	1975	113	107	0.281	0.719	0.46	0.6772	0.04210			
17	1976	87	107	0.298	0.702	0.45	0.6736	0.02815			
18	1977	107	105	0.316	0.684	0.42	0.6628	0.02141			
19	1978	50	102	0.333	0.667	0.37	0.6426	0.02407			
20	1979	10	89	0.351	0.649	0.14	0.5558	0.09332			
21	1980	9	87	0.368	0.632	0.11	0.5463	0.08528			
22	1981	80	85	0.386	0.614	0.09	0.5359	0.07814			
23	1982	17	83	0.404	0.596	0.05	0.5199	0.07659			
24	1983	9	82	0.421	0.579	0.03	0.512	0.06695			
25	1984	139	81	0.439	0.561	0.02	0.508	0.05340			
26	1985	89	80	0.456	0.544	0.01	0.5032	0.04066			
27	1986	158	80	0.474	0.526	0.00	0.5008	0.02552			
28	1987	41	79	0.491	0.509	-0.02	0.492	0.01677			
29	1988	53	78	0.509	0.491	-0.03	0.488	0.00323			
30	1989	51	69	0.526	0.474	-0.18	0.4286	0.04508			
31	1990	11	63	0.544	0.456	-0.28	0.3894	0.06674			
32	1991	109	60	0.561	0.439	-0.34	0.3669	0.07170			
33	1992	11	59	0.579	0.421	-0.34	0.3669	0.05415			
34	1993	60	53	0.596	0.404	-0.45	0.3264	0.07711			
35	1994	198	51	0.614	0.386	-0.49	0.3121	0.07386			
36	1995	15	50	0.632	0.368	-0.50	0.3085	0.05992			
37	1996	17	46	0.649	0.351	-0.57	0.2843	0.06658			
38	1997	19	43	0.667	0.333	-0.61	0.2709	0.06243			
39	1998	22	41	0.684	0.316	-0.65	0.2578	0.05799			
40	1999	179	41	0.702	0.298	-0.66	0.2546	0.04365			
41	2000	85	29	0.719	0.281	-0.85	0.1977	0.08300			
42	2001	174	24	0.737	0.263	-0.93	0.1762	0.08696			
43	2002	208	24	0.754	0.246	-0.93	0.1762	0.06941			
44	2003	46	24	0.772	0.228	-0.94	0.1736	0.05447			
45	2004	108	24	0.789	0.211	-0.94	0.1736	0.03693			
46	2005	24	23	0.807	0.193	-0.95	0.1711	0.02188			
47	2006	81	22	0.825	0.175	-0.96	0.1685	0.00694			
48	2007	24	19	0.842	0.158	-1.01	0.1562	0.00169			
49	2008	24	17	0.860	0.140	-1.05	0.1469	0.00655			
50	2009	102	17	0.877	0.123	-1.06	0.1446	0.02179			
51	2010	13	15	0.895	0.105	-1.08	0.1401	0.03484			
52	2011	137	13	0.912	0.088	-1.12	0.1314	0.04368			
53	2012	237	11	0.930	0.070	-1.15	0.1251	0.05492			
54	2013	107	11	0.947	0.053	-1.16	0.123	0.07037			
55	2014	23	10	0.965	0.035	-1.17	0.121	0.08591			
56	2015	24	9	0.982	0.018	-1.18	0.119	0.10146			
57	2016	82	9	1.000	0.000	-1.181	0.1187	0.11870			
MEDIA		79.94	79.94								
DESV. ESTANDAR		59.9169107	59.91715902								

Tabla 10. 14 Serie de caudales: Distribución Normal-Probabilidad Empírica de California

Numero Orden	Año	Caudal Registrado m3/s	Caudales Ordenados Descen.	California Prob. Excedencia m/n	Weibull Prob. Excedencia	Ln Caudales registrados	Z	P	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\|P(x) - F(X)\|$	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 57$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1960	59.338	236.637	0.018	0.982	5.467	1.55	0.9406	0.04186	0.14817	0.18014	1
2	1961	82.963	208.33	0.035	0.965	5.339	1.41	0.9222	0.04271			SI
3	1962	146.517	197.808	0.053	0.947	5.287	1.35	0.9146	0.03277			0
4	1963	146.163	197.061	0.070	0.930	5.284	1.35	0.9131	0.01672			NO
5	1964	40.581	183.936	0.088	0.912	5.215	1.28	0.9015	0.01078			
6	1965	29.159	179.24	0.105	0.895	5.189	1.25	0.8962	0.00146			
7	1966	43.257	174	0.123	0.877	5.159	1.22	0.8907	0.01351			
8	1967	78.512	157.617	0.140	0.860	5.060	1.11	0.8686	0.00895			
9	1968	104.965	146.517	0.158	0.842	4.987	1.03	0.8508	0.00869			
10	1969	63.058	146.163	0.175	0.825	4.985	1.03	0.8508	0.02624			
11	1970	69.217	139.4	0.193	0.807	4.937	0.98	0.8389	0.03188			
12	1971	78.157	137.345	0.211	0.789	4.922	0.96	0.8389	0.04943			
13	1972	197.061	112.8	0.228	0.772	4.726	0.75	0.7764	0.00447			
14	1973	183.936	108.745	0.246	0.754	4.689	0.71	0.7642	0.00981			
15	1974	80.431	108.246	0.263	0.737	4.684	0.70	0.7611	0.02426			
16	1975	112.8	107.3	0.281	0.719	4.676	0.69	0.758	0.03870			
17	1976	86.754	106.844	0.298	0.702	4.671	0.69	0.758	0.05625			
18	1977	106.844	104.965	0.316	0.684	4.654	0.67	0.7517	0.06749			
19	1978	50.082	101.877	0.333	0.667	4.624	0.64	0.7389	0.07223			
20	1979	9.689	88.575	0.351	0.649	4.484	0.49	0.6879	0.03878			
21	1980	9.156	86.754	0.368	0.632	4.463	0.47	0.6808	0.04922			
22	1981	80.084	85.43	0.386	0.614	4.448	0.45	0.6736	0.05956			
23	1982	17.06	82.963	0.404	0.596	4.418	0.42	0.6628	0.06631			
24	1983	9.206	81.988	0.421	0.579	4.407	0.41	0.6591	0.08015			
25	1984	139.4	81.1	0.439	0.561	4.396	0.39	0.6554	0.09400			
26	1985	88.575	80.431	0.456	0.544	4.387	0.38	0.6517	0.10784			
27	1986	157.617	80.084	0.474	0.526	4.383	0.38	0.648	0.12168			
28	1987	41.192	78.512	0.491	0.509	4.363	0.359	0.6406	0.13183			
29	1988	52.95	78.157	0.509	0.491	4.359	0.354	0.6394	0.14817			
30	1989	50.667	69.217	0.526	0.474	4.237	0.223	0.5871	0.11342			
31	1990	10.929	63.058	0.544	0.456	4.144	0.123	0.5478	0.09166			
32	1991	108.745	59.838	0.561	0.439	4.092	0.066	0.5279	0.08930			
33	1992	10.54	59.338	0.579	0.421	4.083	0.057	0.5239	0.10285			
34	1993	59.838	52.95	0.596	0.404	3.969	-0.07	0.4721	0.06859			
35	1994	197.808	50.667	0.614	0.386	3.925	-0.11	0.4562	0.07024			
36	1995	14.99	50.082	0.632	0.368	3.914	-0.13	0.4483	0.07988			
37	1996	16.66	45.99	0.649	0.351	3.828	-0.22	0.4183	0.06742			
38	1997	19.37	43.257	0.667	0.333	3.767	-0.28	0.3859	0.05257			
39	1998	22.48	41.192	0.684	0.316	3.718	-0.34	0.3669	0.05111			
40	1999	179.24	40.581	0.702	0.298	3.703	-0.35	0.3594	0.06115			
41	2000	85.43	29.159	0.719	0.281	3.373	-0.71	0.2389	0.04180			
42	2001	174	24.34	0.737	0.263	3.192	-0.90	0.1814	0.08176			
43	2002	208.33	23.938	0.754	0.246	3.175	-0.92	0.1762	0.06941			
44	2003	45.99	23.9	0.772	0.228	3.174	-0.92	0.1762	0.05187			
45	2004	108.246	23.81	0.789	0.211	3.170	-0.93	0.1762	0.03433			
46	2005	23.938	23.12	0.807	0.193	3.141	-0.96	0.166	0.02698			
47	2006	81.1	22.48	0.825	0.175	3.113	-0.99	0.1587	0.01674			
48	2007	24.34	19.37	0.842	0.158	2.964	-1.15	0.123	0.03489			
49	2008	23.81	17.06	0.860	0.140	2.837	-1.29	0.0968	0.04355			
50	2009	101.877	16.66	0.877	0.123	2.813	-1.31	0.0934	0.02941			
51	2010	13.07	14.99	0.895	0.105	2.707	-1.42	0.0749	0.03036			
52	2011	137.345	13.07	0.912	0.088	2.570	-1.57	0.0559	0.03182			
53	2012	236.637	10.929	0.930	0.070	2.391	-1.76	0.0375	0.03268			
54	2013	107.3	10.54	0.947	0.053	2.355	-1.80	0.0344	0.01823			
55	2014	23.12	9.689	0.965	0.035	2.271	-1.89	0.0271	0.00799			
56	2015	23.9	9.206	0.982	0.018	2.220	-1.95	0.0244	0.00686			
57	2016	81.988	9.156	1.000	0.000	2.214	-1.96	0.0244	0.02440			
MEDIA		4.03										
DESV. ESTANDA		0.92864353										

Tabla 10. 15 Serie de caudales: Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de California

Numero Orden	Año	Caudal Registrado m3/s	Caudales Ordenados Descen.	California Prob. Excedencia m/n	Prob. Acumulada Prob. No Excedencia	Valor Extremo $\exp(\exp(-\frac{\pi K_T}{\sqrt{6}}-0.5772))$ K_T	⇓	T	Prob. Excedencia $P=\frac{1}{T}$	Prob. Acumulada Prob. No Excedencia $1-P$	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta=\max\lvert P(x)-F(X)\rvert$ Δ	⇓	Δ_tablas $\alpha=0.05$ $n=57$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1960	59	237	0.018	0.982	2.615	1.020	51.483	0.01942	0.98058	0.00188	0.10525	0.18014	1
2	1961	83	208	0.035	0.965	2.143	1.037	28.315	0.03532	0.96468	0.00023			SI
3	1962	147	198	0.053	0.947	1.967	1.046	22.708	0.04404	0.95596	0.00859			0
4	1963	146	197	0.070	0.930	1.955	1.047	22.355	0.04473	0.95527	0.02544			NO
5	1964	41	184	0.088	0.912	1.736	1.062	17.006	0.05880	0.94120	0.02892			
6	1965	29	179	0.105	0.895	1.657	1.069	15.427	0.06482	0.93518	0.04044			
7	1966	43	174	0.123	0.877	1.570	1.078	13.845	0.07223	0.92777	0.05058			
8	1967	79	158	0.140	0.860	1.296	1.112	9.902	0.10099	0.89901	0.03936			
9	1968	105	147	0.158	0.842	1.111	1.145	7.918	0.12629	0.87371	0.03160			
10	1969	63	146	0.175	0.825	1.105	1.146	7.861	0.12720	0.87280	0.04823			
11	1970	69	139	0.193	0.807	0.992	1.170	6.873	0.14550	0.85450	0.04749			
12	1971	78	137	0.211	0.789	0.958	1.179	6.601	0.15150	0.84850	0.05902			
13	1972	197	113	0.228	0.772	0.548	1.320	4.122	0.24260	0.75740	0.01453			
14	1973	184	109	0.246	0.754	0.481	1.354	3.825	0.26142	0.73858	0.01581			
15	1974	80	108	0.263	0.737	0.473	1.358	3.790	0.26382	0.73618	0.00067			
16	1975	113	107	0.281	0.719	0.457	1.367	3.725	0.26844	0.73156	0.01226			
17	1976	87	107	0.298	0.702	0.449	1.371	3.694	0.27070	0.72930	0.02754			
18	1977	107	105	0.316	0.684	0.418	1.389	3.571	0.28004	0.71996	0.03575			
19	1978	50	102	0.333	0.667	0.366	1.421	3.378	0.29604	0.70396	0.03730			
20	1979	10	89	0.351	0.649	0.144	1.595	2.682	0.37290	0.62710	0.02202			
21	1980	9	87	0.368	0.632	0.114	1.625	2.601	0.38448	0.61552	0.01606			
22	1981	80	85	0.386	0.614	0.092	1.647	2.545	0.39298	0.60702	0.00702			
23	1982	17	83	0.404	0.596	0.050	1.693	2.444	0.40921	0.59079	0.00570			
24	1983	9	82	0.421	0.579	0.034	1.711	2.406	0.41571	0.58429	0.00534			
25	1984	139	81	0.439	0.561	0.019	1.729	2.371	0.42171	0.57829	0.01689			
26	1985	89	80	0.456	0.544	0.008	1.743	2.346	0.42626	0.57374	0.02988			
27	1986	158	80	0.474	0.526	0.002	1.750	2.333	0.42866	0.57134	0.04503			
28	1987	41	79	0.491	0.509	-0.024	1.784	2.275	0.43948	0.56052	0.05175			
29	1988	53	78	0.509	0.491	-0.030	1.792	2.263	0.44192	0.55808	0.06686			
30	1989	51	69	0.526	0.474	-0.179	2.026	1.974	0.50651	0.49349	0.01981			
31	1990	11	63	0.544	0.456	-0.282	2.238	1.807	0.55327	0.44673	0.00941			
32	1991	109	60	0.561	0.439	-0.335	2.371	1.729	0.57823	0.42177	0.01683			
33	1992	11	59	0.579	0.421	-0.344	2.393	1.718	0.58213	0.41787	0.00318			
34	1993	60	53	0.596	0.404	-0.450	2.720	1.582	0.63230	0.36770	0.03581			
35	1994	198	51	0.614	0.386	-0.488	2.859	1.538	0.65025	0.34975	0.03621			
36	1995	15	50	0.632	0.368	-0.498	2.898	1.527	0.65488	0.34512	0.02331			
37	1996	17	46	0.649	0.351	-0.567	3.194	1.456	0.68689	0.31311	0.03777			
38	1997	19	43	0.667	0.333	-0.612	3.425	1.412	0.70803	0.29197	0.04136			
39	1998	22	41	0.684	0.316	-0.647	3.621	1.381	0.72387	0.27613	0.03966			
40	1999	179	41	0.702	0.298	-0.657	3.683	1.373	0.72850	0.27150	0.02674			
41	2000	85	29	0.719	0.281	-0.847	5.285	1.233	0.81078	0.18922	0.09148			
42	2001	174	24	0.737	0.263	-0.928	6.333	1.188	0.84210	0.15790	0.10525			
43	2002	208	24	0.754	0.246	-0.935	6.434	1.184	0.84458	0.15542	0.09020			
44	2003	46	24	0.772	0.228	-0.935	6.445	1.184	0.84483	0.15517	0.07290			
45	2004	108	24	0.789	0.211	-0.937	6.468	1.183	0.84539	0.15461	0.05591			
46	2005	24	23	0.807	0.193	-0.948	6.650	1.177	0.84962	0.15038	0.04260			
47	2006	81	22	0.825	0.175	-0.959	6.826	1.172	0.85350	0.14650	0.02894			
48	2007	24	19	0.842	0.158	-1.011	7.791	1.147	0.87164	0.12836	0.02954			
49	2008	24	17	0.860	0.140	-1.049	8.645	1.131	0.88433	0.11567	0.02468			
50	2009	102	17	0.877	0.123	-1.056	8.807	1.128	0.88646	0.11354	0.00926			
51	2010	13	15	0.895	0.105	-1.084	9.533	1.117	0.89510	0.10490	0.00036			
52	2011	137	13	0.912	0.088	-1.116	10.479	1.106	0.90457	0.09543	0.00771			
53	2012	237	11	0.930	0.070	-1.152	11.698	1.093	0.91452	0.08548	0.01531			
54	2013	107	11	0.947	0.053	-1.158	11.942	1.091	0.91626	0.08374	0.03111			
55	2014	23	10	0.965	0.035	-1.172	12.499	1.087	0.91999	0.08001	0.04492			
56	2015	24	9	0.982	0.018	-1.180	12.829	1.085	0.92205	0.07795	0.06041			
57	2016	82	9	1.000	0.000	-1.181	12.864	1.084	0.92226	0.07774	0.07774			
MEDIA		79.94	79.94											
DESV. ESTANDAR		59.9169107	59.917159											

Tabla 10. 16 Serie de caudales: Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de California

Numero Orden	Año	Caudal Registrado m3/s	Caudales Ordenados Descen.	California Prob. Excedencia m/n	Prob. No Excedencia $1-P$	Pearson III F(X)	Pearson III P(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X) \rvert$ Δ	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 57$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1960	59	237	0.018	0.982	0.0004	0.9851	0.00264	0.09819	0.18014	1
2	1961	83	208	0.035	0.965	0.0008	0.9687	0.00377			SI
3	1962	147	198	0.053	0.947	0.0010	0.9592	0.01182			0
4	1963	146	197	0.070	0.930	0.0010	0.9584	0.02860			NO
5	1964	41	184	0.088	0.912	0.0014	0.9427	0.03044			
6	1965	29	179	0.105	0.895	0.0015	0.9359	0.04119			
7	1966	43	174	0.123	0.877	0.0017	0.9275	0.05032			
8	1967	79	158	0.140	0.860	0.0023	0.8947	0.03510			
9	1968	105	147	0.158	0.842	0.0029	0.8660	0.02391			
10	1969	63	146	0.175	0.825	0.0029	0.8650	0.04043			
11	1970	69	139	0.193	0.807	0.0032	0.8444	0.03738			
12	1971	78	137	0.211	0.789	0.0033	0.8377	0.04820			
13	1972	197	113	0.228	0.772	0.0048	0.7384	0.03349			
14	1973	184	109	0.246	0.754	0.0050	0.7186	0.03579			
15	1974	80	108	0.263	0.737	0.0051	0.7161	0.02077			
16	1975	113	107	0.281	0.719	0.0051	0.7112	0.00806			
17	1976	87	107	0.298	0.702	0.0051	0.7089	0.00713			
18	1977	107	105	0.316	0.684	0.0053	0.6992	0.01495			
19	1978	50	102	0.333	0.667	0.0054	0.6826	0.01598			
20	1979	10	89	0.351	0.649	0.0062	0.6053	0.04386			
21	1980	9	87	0.368	0.632	0.0063	0.5939	0.03770			
22	1981	80	85	0.386	0.614	0.0063	0.5856	0.02848			
23	1982	17	83	0.404	0.596	0.0064	0.5698	0.02673			
24	1983	9	82	0.421	0.579	0.0065	0.5635	0.01547			
25	1984	139	81	0.439	0.561	0.0065	0.5577	0.00371			
26	1985	89	80	0.456	0.544	0.0066	0.5533	0.00945			
27	1986	158	80	0.474	0.526	0.0066	0.5510	0.02469			
28	1987	41	79	0.491	0.509	0.0066	0.5406	0.03186			
29	1988	53	78	0.509	0.491	0.0067	0.5383	0.04708			
30	1989	51	69	0.526	0.474	0.0069	0.4775	0.00379			
31	1990	11	63	0.544	0.456	0.0071	0.4343	0.02180			
32	1991	109	60	0.561	0.439	0.0071	0.4116	0.02702			
33	1992	11	59	0.579	0.421	0.0071	0.4080	0.01301			
34	1993	60	53	0.596	0.404	0.0071	0.3628	0.04073			
35	1994	198	51	0.614	0.386	0.0070	0.3467	0.03926			
36	1995	15	50	0.632	0.368	0.0070	0.3426	0.02587			
37	1996	17	46	0.649	0.351	0.0069	0.3140	0.03688			
38	1997	19	43	0.667	0.333	0.0068	0.2952	0.03815			
39	1998	22	41	0.684	0.316	0.0068	0.2811	0.03469			
40	1999	179	41	0.702	0.298	0.0067	0.2770	0.02127			
41	2000	85	29	0.719	0.281	0.0061	0.2033	0.07736			
42	2001	174	24	0.737	0.263	0.0057	0.1748	0.08835			
43	2002	208	24	0.754	0.246	0.0057	0.1725	0.07310			
44	2003	46	24	0.772	0.228	0.0057	0.1723	0.05578			
45	2004	108	24	0.789	0.211	0.0057	0.1718	0.03875			
46	2005	24	23	0.807	0.193	0.0056	0.1679	0.02511			
47	2006	81	22	0.825	0.175	0.0056	0.1643	0.01115			
48	2007	24	19	0.842	0.158	0.0053	0.1474	0.01054			
49	2008	24	17	0.860	0.140	0.0051	0.1353	0.00501			
50	2009	102	17	0.877	0.123	0.0051	0.1333	0.01051			
51	2010	13	15	0.895	0.105	0.0049	0.1250	0.01975			
52	2011	137	13	0.912	0.088	0.0047	0.1158	0.02808			
53	2012	237	11	0.930	0.070	0.0045	0.1060	0.03579			
54	2013	107	11	0.947	0.053	0.0044	0.1042	0.05159			
55	2014	23	10	0.965	0.035	0.0044	0.1005	0.06539			
56	2015	24	9	0.982	0.018	0.0043	0.0984	0.08086			
57	2016	82	9	1.000	0.000	0.0043	0.0982	0.09819			
MEDIA		79.94	79.94								
DESV. ESTANDAR		59.9169107	59.91715902								
COEF DE SESGO		0.75261582									

Tabla 10. 17 Serie de caudales: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de California

Numero Orden	Año	Caudal Registrado m3/s	Caudales Ordenados Descen.	Log Caudales registrados	California Prob. Excedencia m/n	Prob. No Excedencia $1-P$	$\frac{(x-\bar{x})^3}{n}{\delta^3}$	Log Pearson III F(X)	Log Pearson III P(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x)-F(X)\rvert$	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 57$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1960	59	237	2.374088157	0.018	0.982	0.3138	0.0036	0.0714	0.91104	0.91104	0.18014	0
2	1961	83	208	2.318751814	0.035	0.965	0.1726	0.0036	0.0712	0.89369			SI
3	1962	147	198	2.296248243	0.053	0.947	0.1336	0.0036	0.0711	0.87623			1
4	1963	146	197	2.294598478	0.070	0.930	0.1310	0.0036	0.0711	0.85869			NO
5	1964	41	184	2.264676182	0.088	0.912	0.0918	0.0036	0.0710	0.84126			
6	1965	29	179	2.253434935	0.105	0.895	0.0799	0.0036	0.0710	0.82375			
7	1966	43	174	2.240549248	0.123	0.877	0.0679	0.0036	0.0709	0.80625			
8	1967	79	158	2.197611323	0.140	0.860	0.0382	0.0036	0.0708	0.78886			
9	1968	105	147	2.16589691	0.158	0.842	0.0241	0.0036	0.0707	0.77143			
10	1969	63	146	2.164828534	0.175	0.825	0.0237	0.0036	0.0707	0.75389			
11	1970	69	139	2.144262774	0.193	0.807	0.0171	0.0036	0.0706	0.73642			
12	1971	78	137	2.137828664	0.211	0.789	0.0154	0.0036	0.0706	0.71890			
13	1972	197	113	2.0523091	0.228	0.772	0.0029	0.0035	0.0703	0.70166			
14	1973	184	109	2.036429266	0.246	0.754	0.0020	0.0035	0.0702	0.68417			
15	1974	80	108	2.034427905	0.263	0.737	0.0019	0.0035	0.0702	0.66664			
16	1975	113	107	2.030599722	0.281	0.719	0.0017	0.0035	0.0702	0.64911			
17	1976	87	107	2.028733879	0.298	0.702	0.0016	0.0035	0.0702	0.63157			
18	1977	107	105	2.021065197	0.316	0.684	0.0013	0.0035	0.0702	0.61405			
19	1978	50	102	2.008088936	0.333	0.667	0.0009	0.0035	0.0701	0.59656			
20	1979	10	89	1.947335676	0.351	0.649	0.0001	0.0035	0.0699	0.57923			
21	1980	9	87	1.938269483	0.368	0.632	0.0000	0.0035	0.0699	0.56171			
22	1981	80	85	1.931610406	0.386	0.614	0.0000	0.0035	0.0698	0.54419			
23	1982	17	83	1.918868743	0.404	0.596	0.0000	0.0035	0.0698	0.52670			
24	1983	9	82	1.913750292	0.421	0.579	0.0000	0.0035	0.0698	0.50917			
25	1984	139	81	1.909020854	0.439	0.561	0.0000	0.0035	0.0698	0.49164			
26	1985	89	80	1.905418069	0.456	0.544	0.0000	0.0035	0.0697	0.47411			
27	1986	158	80	1.903524064	0.474	0.526	0.0000	0.0035	0.0697	0.45657			
28	1987	41	79	1.894924977	0.491	0.509	0.0000	0.0035	0.0697	0.43906			
29	1988	53	78	1.892984551	0.509	0.491	0.0000	0.0035	0.0697	0.42152			
30	1989	51	69	1.840231595	0.526	0.474	-0.0001	0.0035	0.0695	0.40417			
31	1990	11	63	1.799753966	0.544	0.456	-0.0004	0.0035	0.0694	0.38677			
32	1991	109	60	1.776991585	0.561	0.439	-0.0007	0.0035	0.0693	0.36930			
33	1992	11	59	1.773347542	0.579	0.421	-0.0007	0.0035	0.0693	0.35177			
34	1993	60	53	1.723865964	0.596	0.404	-0.0016	0.0035	0.0691	0.33440			
35	1994	198	51	1.704750904	0.614	0.386	-0.0020	0.0035	0.0690	0.31692			
36	1995	15	50	1.69966432	0.632	0.368	-0.0022	0.0035	0.0690	0.29940			
37	1996	17	46	1.66266341	0.649	0.351	-0.0032	0.0035	0.0689	0.28198			
38	1997	19	43	1.636086515	0.667	0.333	-0.0040	0.0035	0.0688	0.26453			
39	1998	22	41	1.614791792	0.684	0.316	-0.0047	0.0035	0.0687	0.24706			
40	1999	179	41	1.608312043	0.702	0.298	-0.0050	0.0035	0.0687	0.22954			
41	2000	85	29	1.46478752	0.719	0.281	-0.0107	0.0035	0.0682	0.21250			
42	2001	174	24	1.386320574	0.737	0.263	-0.0140	0.0035	0.0679	0.19523			
43	2002	208	24	1.379124146	0.754	0.246	-0.0143	0.0035	0.0679	0.17771			
44	2003	46	24	1.378397901	0.772	0.228	-0.0144	0.0035	0.0679	0.16017			
45	2004	108	24	1.376759395	0.789	0.211	-0.0144	0.0035	0.0679	0.14263			
46	2005	24	23	1.36398783	0.807	0.193	-0.0150	0.0035	0.0679	0.12513			
47	2006	81	22	1.351796307	0.825	0.175	-0.0155	0.0035	0.0678	0.10763			
48	2007	24	19	1.287129621	0.842	0.158	-0.0181	0.0035	0.0676	0.09031			
49	2008	24	17	1.231979027	0.860	0.140	-0.0203	0.0035	0.0674	0.07296			
50	2009	102	17	1.221674997	0.877	0.123	-0.0207	0.0035	0.0674	0.05545			
51	2010	13	15	1.175801633	0.895	0.105	-0.0223	0.0035	0.0672	0.03806			
52	2011	137	13	1.116275588	0.912	0.088	-0.0244	0.0034	0.0670	0.02073			
53	2012	237	11	1.038620162	0.930	0.070	-0.0268	0.0034	0.0667	0.00345			
54	2013	107	11	1.022840611	0.947	0.053	-0.0273	0.0034	0.0667	0.01404			
55	2014	23	10	0.986323777	0.965	0.035	-0.0283	0.0034	0.0665	0.03146			
56	2015	24	9	0.96425963	0.982	0.018	-0.0289	0.0034	0.0665	0.04893			
57	2016	82	9	0.961895474	1.000	0.000	-0.0289	0.0034	0.0665	0.06646			
MEDIA		79.94	79.94	1.75									
DESV. ESTANDAR		59.91691	59.91715902	0.403289465									
COEF DE SESGO		0.752616											

Tabla 10. 18 Serie de caudales: Distribución Log Pearson III-Probabilidad Empírica de California

CALIFORNIA	Delta Teorico	Delta tabular
Pearson III	0.09819	0.18014
Gumbel	0.10525	
Normal	0.11870	
Lognormal	0.14817	

Tabla 10. 19 Serie de caudales: Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de California.

Numero Orden	Año	Caudal Registrado m3/s	Caudales Ordenados Descen.	Gringorten Prob. Excedencia $\frac{m-b}{n+1-2b}$	Prob. Acumulada Prob. No Excedencia	Z	P	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X) \rvert$ Δ	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 57$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1960	59	237	0.010	0.990	2.62	0.99555	0.00535	0.10890	0.18014	1
2	1961	83	208	0.027	0.973	2.14	0.9839	0.01121			SI
3	1962	147	198	0.045	0.955	1.97	0.9754	0.02022			0
4	1963	146	197	0.062	0.938	1.95	0.9747	0.03702			NO
5	1964	41	184	0.080	0.920	1.74	0.9587	0.03853			
6	1965	29	179	0.097	0.903	1.66	0.9512	0.04854			
7	1966	43	174	0.115	0.885	1.57	0.9418	0.05665			
8	1967	79	158	0.132	0.868	1.30	0.9015	0.03385			
9	1968	105	147	0.150	0.850	1.11	0.86851	0.01837			
10	1969	63	146	0.167	0.833	1.11	0.8649	0.03227			
11	1970	69	139	0.185	0.815	0.99	0.8389	0.02377			
12	1971	78	137	0.202	0.798	0.96	0.821	0.02338			
13	1972	197	113	0.220	0.780	0.55	0.7088	0.07131			
14	1973	184	109	0.237	0.763	0.48	0.6844	0.07821			
15	1974	80	108	0.255	0.745	0.47	0.6808	0.06430			
16	1975	113	107	0.272	0.728	0.46	0.6772	0.05039			
17	1976	87	107	0.290	0.710	0.45	0.6736	0.03648			
18	1977	107	105	0.307	0.693	0.42	0.6628	0.02978			
19	1978	50	102	0.325	0.675	0.37	0.6426	0.03247			
20	1979	10	89	0.342	0.658	0.14	0.5558	0.10176			
21	1980	9	87	0.360	0.640	0.11	0.5463	0.09376			
22	1981	80	85	0.377	0.623	0.09	0.5359	0.08665			
23	1982	17	83	0.395	0.605	0.05	0.5199	0.08514			
24	1983	9	82	0.412	0.588	0.03	0.512	0.07554			
25	1984	139	81	0.430	0.570	0.02	0.508	0.06203			
26	1985	89	80	0.447	0.553	0.01	0.5032	0.04932			
27	1986	158	80	0.465	0.535	0.00	0.5008	0.03421			
28	1987	41	79	0.482	0.518	-0.02	0.492	0.02551			
29	1988	53	78	0.500	0.500	-0.03	0.488	0.01200			
30	1989	51	69	0.518	0.482	-0.18	0.4286	0.05389			
31	1990	11	63	0.535	0.465	-0.28	0.3894	0.07559			
32	1991	109	60	0.553	0.447	-0.34	0.3669	0.08058			
33	1992	11	59	0.570	0.430	-0.34	0.3669	0.06307			
34	1993	60	53	0.588	0.412	-0.45	0.3264	0.08606			
35	1994	198	51	0.605	0.395	-0.49	0.3121	0.08286			
36	1995	15	50	0.623	0.377	-0.50	0.3085	0.06895			
37	1996	17	46	0.640	0.360	-0.57	0.2843	0.07564			
38	1997	19	43	0.658	0.342	-0.61	0.2709	0.07154			
39	1998	22	41	0.675	0.325	-0.65	0.2578	0.06713			
40	1999	179	41	0.693	0.307	-0.66	0.2546	0.05282			
41	2000	85	29	0.710	0.290	-0.85	0.1977	0.09222			
42	2001	174	24	0.728	0.272	-0.93	0.1762	0.09621			
43	2002	208	24	0.745	0.255	-0.93	0.1762	0.07870			
44	2003	46	24	0.763	0.237	-0.94	0.1736	0.06379			
45	2004	108	24	0.780	0.220	-0.94	0.1736	0.04629			
46	2005	24	23	0.798	0.202	-0.95	0.1711	0.03128			
47	2006	81	22	0.815	0.185	-0.96	0.1685	0.01637			
48	2007	24	19	0.833	0.167	-1.01	0.1562	0.01117			
49	2008	24	17	0.850	0.150	-1.05	0.1469	0.00296			
50	2009	102	17	0.868	0.132	-1.06	0.1446	0.01225			
51	2010	13	15	0.885	0.115	-1.08	0.1401	0.02525			
52	2011	137	13	0.903	0.097	-1.12	0.1314	0.03406			
53	2012	237	11	0.920	0.080	-1.15	0.1251	0.04527			
54	2013	107	11	0.938	0.062	-1.16	0.123	0.06068			
55	2014	23	10	0.955	0.045	-1.17	0.121	0.07618			
56	2015	24	9	0.973	0.027	-1.18	0.119	0.09169			
57	2016	82	9	0.990	0.010	-1.181	0.1187	0.10890			
MEDIA		79.94	79.94								
DESV. ESTANDAR		59.91691	59.91715902								

Tabla 10. 20 Serie de caudales: Distribución Normal-Probabilidad Empírica de Gringorten

Numero Orden	Año	Caudal Registrado m3/s	Caudales Ordenados Descen.	Gringorten Prob. Excedencia $\frac{m-b}{n+1-2b}$	Weibull Prob. Excedencia	Ln Caudales registrados	Z	P	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\|P(x) - F(X)\|$	Δ	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 57$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1960	59.338	236.637	0.010	0.990	5.467	1.55	0.9406	0.04960	0.13940	0.18014	1
2	1961	82.963	208.33	0.027	0.973	5.339	1.41	0.9222	0.05049			SI
3	1962	146.517	197.808	0.045	0.955	5.287	1.35	0.9146	0.04058			0
4	1963	146.163	197.061	0.062	0.938	5.284	1.35	0.9131	0.02458			NO
5	1964	40.581	183.936	0.080	0.920	5.215	1.28	0.9015	0.01867			
6	1965	29.159	179.24	0.097	0.903	5.189	1.25	0.8962	0.00646			
7	1966	43.257	174	0.115	0.885	5.159	1.22	0.8907	0.00555			
8	1967	78.512	157.617	0.132	0.868	5.060	1.11	0.8686	0.00095			
9	1968	104.965	146.517	0.150	0.850	4.987	1.03	0.8508	0.00066			
10	1969	63.058	146.163	0.167	0.833	4.985	1.03	0.8508	0.01817			
11	1970	69.217	139.4	0.185	0.815	4.937	0.98	0.8389	0.02377			
12	1971	78.157	137.345	0.202	0.798	4.922	0.96	0.8389	0.04128			
13	1972	197.061	112.8	0.220	0.780	4.726	0.75	0.7764	0.00371			
14	1973	183.936	108.745	0.237	0.763	4.689	0.71	0.7642	0.00159			
15	1974	80.431	108.246	0.255	0.745	4.684	0.70	0.7611	0.01600			
16	1975	112.8	107.3	0.272	0.728	4.676	0.69	0.758	0.03041			
17	1976	86.754	106.844	0.290	0.710	4.671	0.69	0.758	0.04792			
18	1977	106.844	104.965	0.307	0.693	4.654	0.67	0.7517	0.05912			
19	1978	50.082	101.877	0.325	0.675	4.624	0.64	0.7389	0.06383			
20	1979	9.689	88.575	0.342	0.658	4.484	0.49	0.6879	0.03034			
21	1980	9.156	86.754	0.360	0.640	4.463	0.47	0.6808	0.04074			
22	1981	80.084	85.43	0.377	0.623	4.448	0.45	0.6736	0.05105			
23	1982	17.06	82.963	0.395	0.605	4.418	0.42	0.6628	0.05776			
24	1983	9.206	81.988	0.412	0.588	4.407	0.41	0.6591	0.07156			
25	1984	139.4	81.1	0.430	0.570	4.396	0.39	0.6554	0.08537			
26	1985	88.575	80.431	0.447	0.553	4.387	0.38	0.6517	0.09918			
27	1986	157.617	80.084	0.465	0.535	4.383	0.38	0.648	0.11299			
28	1987	41.192	78.512	0.482	0.518	4.363	0.359	0.6406	0.12309			
29	1988	52.95	78.157	0.500	0.500	4.359	0.354	0.6394	0.13940			
30	1989	50.667	69.217	0.518	0.482	4.237	0.223	0.5871	0.10461			
31	1990	10.929	63.058	0.535	0.465	4.144	0.123	0.5478	0.08281			
32	1991	108.745	59.838	0.553	0.447	4.092	0.066	0.5279	0.08042			
33	1992	10.54	59.338	0.570	0.430	4.083	0.057	0.5239	0.09393			
34	1993	59.838	52.95	0.588	0.412	3.969	-0.07	0.4721	0.05964			
35	1994	197.808	50.667	0.605	0.395	3.925	-0.11	0.4562	0.06124			
36	1995	14.99	50.082	0.623	0.377	3.914	-0.13	0.4483	0.07085			
37	1996	16.66	45.99	0.640	0.360	3.828	-0.22	0.4183	0.05836			
38	1997	19.37	43.257	0.658	0.342	3.767	-0.28	0.3859	0.04346			
39	1998	22.48	41.192	0.675	0.325	3.718	-0.34	0.3669	0.04197			
40	1999	179.24	40.581	0.693	0.307	3.703	-0.35	0.3594	0.05198			
41	2000	85.43	29.159	0.710	0.290	3.373	-0.71	0.2389	0.05102			
42	2001	174	24.34	0.728	0.272	3.192	-0.90	0.1814	0.09101			
43	2002	208.33	23.938	0.745	0.255	3.175	-0.92	0.1762	0.07870			
44	2003	45.99	23.9	0.763	0.237	3.174	-0.92	0.1762	0.06119			
45	2004	108.246	23.81	0.780	0.220	3.170	-0.93	0.1762	0.04369			
46	2005	23.938	23.12	0.798	0.202	3.141	-0.96	0.166	0.03638			
47	2006	81.1	22.48	0.815	0.185	3.113	-0.99	0.1587	0.02617			
48	2007	24.34	19.37	0.833	0.167	2.964	-1.15	0.123	0.04437			
49	2008	23.81	17.06	0.850	0.150	2.837	-1.29	0.0968	0.05306			
50	2009	101.877	16.66	0.868	0.132	2.813	-1.31	0.0934	0.03895			
51	2010	13.07	14.99	0.885	0.115	2.707	-1.42	0.0749	0.03995			
52	2011	137.345	13.07	0.903	0.097	2.570	-1.57	0.0559	0.04144			
53	2012	236.637	10.929	0.920	0.080	2.391	-1.76	0.0375	0.04233			
54	2013	107.3	10.54	0.938	0.062	2.355	-1.80	0.0344	0.02792			
55	2014	23.12	9.689	0.955	0.045	2.271	-1.89	0.0271	0.01772			
56	2015	23.9	9.206	0.973	0.027	2.220	-1.95	0.0244	0.00291			
57	2016	81.988	9.156	0.990	0.010	2.214	-1.96	0.0244	0.01460			
MEDIA		4.03										
DESV. ESTANDAR		0.92864353										

Tabla 10. 21 Serie de caudales: Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de Gringorten

Numero Orden	Año	Caudal Registrado m3/s	Caudales Ordenados Descen.	Gringorten Prob. Excedencia $\frac{m-b}{n+1-2b}$	Prob. Acumulada Prob. No Excedencia	Valor Extremo $\exp(\exp(\frac{-\pi K_T}{\sqrt{6}}-0.5772))$ K_T	⇓	T	Prob. Excedencia $P=\frac{1}{T}$	Prob. Acumulada Prob. No Excedencia $1-P$	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta=\max\lvert P(x)-F(X)\rvert$ Δ	⇓	Δ_tablas $\alpha=0.05$ $n=57$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1960	59	237	0.010	0.990	2.615	1.020	51.483	0.01942	0.98058	0.00962	0.11450	0.18014	1
2	1961	83	208	0.027	0.973	2.143	1.037	28.315	0.03532	0.96468	0.00801			SI
3	1962	147	198	0.045	0.955	1.967	1.046	22.708	0.04404	0.95596	0.00078			0
4	1963	146	197	0.062	0.938	1.955	1.047	22.355	0.04473	0.95527	0.01759			NO
5	1964	41	184	0.080	0.920	1.736	1.062	17.006	0.05880	0.94120	0.02103			
6	1965	29	179	0.097	0.903	1.657	1.069	15.427	0.06482	0.93518	0.03252			
7	1966	43	174	0.115	0.885	1.570	1.078	13.845	0.07223	0.92777	0.04262			
8	1967	79	158	0.132	0.868	1.296	1.112	9.902	0.10099	0.89901	0.03137			
9	1968	105	147	0.150	0.850	1.111	1.145	7.918	0.12629	0.87371	0.02357			
10	1969	63	146	0.167	0.833	1.105	1.146	7.861	0.12720	0.87280	0.04016			
11	1970	69	139	0.185	0.815	0.992	1.170	6.873	0.14550	0.85450	0.03938			
12	1971	78	137	0.202	0.798	0.958	1.179	6.601	0.15150	0.84850	0.05088			
13	1972	197	113	0.220	0.780	0.548	1.320	4.122	0.24260	0.75740	0.02271			
14	1973	184	109	0.237	0.763	0.481	1.354	3.825	0.26142	0.73858	0.02403			
15	1974	80	108	0.255	0.745	0.473	1.358	3.790	0.26382	0.73618	0.00892			
16	1975	113	107	0.272	0.728	0.457	1.367	3.725	0.26844	0.73156	0.00397			
17	1976	87	107	0.290	0.710	0.449	1.371	3.694	0.27070	0.72930	0.01921			
18	1977	107	105	0.307	0.693	0.418	1.389	3.571	0.28004	0.71996	0.02738			
19	1978	50	102	0.325	0.675	0.366	1.421	3.378	0.29604	0.70396	0.02889			
20	1979	10	89	0.342	0.658	0.144	1.595	2.682	0.37290	0.62710	0.03046			
21	1980	9	87	0.360	0.640	0.114	1.625	2.601	0.38448	0.61552	0.02454			
22	1981	80	85	0.377	0.623	0.092	1.647	2.545	0.39298	0.60702	0.01553			
23	1982	17	83	0.395	0.605	0.050	1.693	2.444	0.40921	0.59079	0.01425			
24	1983	9	82	0.412	0.588	0.034	1.711	2.406	0.41571	0.58429	0.00325			
25	1984	139	81	0.430	0.570	0.019	1.729	2.371	0.42171	0.57829	0.00827			
26	1985	89	80	0.447	0.553	0.008	1.743	2.346	0.42626	0.57374	0.02122			
27	1986	158	80	0.465	0.535	0.002	1.750	2.333	0.42866	0.57134	0.03633			
28	1987	41	79	0.482	0.518	-0.024	1.784	2.275	0.43948	0.56052	0.04301			
29	1988	53	78	0.500	0.500	-0.030	1.792	2.263	0.44192	0.55808	0.05808			
30	1989	51	69	0.518	0.482	-0.179	2.026	1.974	0.50651	0.49349	0.01100			
31	1990	11	63	0.535	0.465	-0.282	2.238	1.807	0.55327	0.44673	0.01825			
32	1991	109	60	0.553	0.447	-0.335	2.371	1.729	0.57823	0.42177	0.02571			
33	1992	11	59	0.570	0.430	-0.344	2.393	1.718	0.58213	0.41787	0.01210			
34	1993	60	53	0.588	0.412	-0.450	2.720	1.582	0.63230	0.36770	0.04476			
35	1994	198	51	0.605	0.395	-0.488	2.859	1.538	0.65025	0.34975	0.04520			
36	1995	15	50	0.623	0.377	-0.498	2.898	1.527	0.65488	0.34512	0.03234			
37	1996	17	46	0.640	0.360	-0.567	3.194	1.456	0.68689	0.31311	0.04684			
38	1997	19	43	0.658	0.342	-0.612	3.425	1.412	0.70803	0.29197	0.05046			
39	1998	22	41	0.675	0.325	-0.647	3.621	1.381	0.72387	0.27613	0.04880			
40	1999	179	41	0.693	0.307	-0.657	3.683	1.373	0.72850	0.27150	0.03592			
41	2000	85	29	0.710	0.290	-0.847	5.285	1.233	0.81078	0.18922	0.10069			
42	2001	174	24	0.728	0.272	-0.928	6.333	1.188	0.84210	0.15790	0.11450			
43	2002	208	24	0.745	0.255	-0.935	6.434	1.184	0.84458	0.15542	0.09948			
44	2003	46	24	0.763	0.237	-0.935	6.445	1.184	0.84483	0.15517	0.08222			
45	2004	108	24	0.780	0.220	-0.937	6.468	1.183	0.84539	0.15461	0.06527			
46	2005	24	23	0.798	0.202	-0.948	6.650	1.177	0.84962	0.15038	0.05200			
47	2006	81	22	0.815	0.185	-0.959	6.826	1.172	0.85350	0.14650	0.03837			
48	2007	24	19	0.833	0.167	-1.011	7.791	1.147	0.87164	0.12836	0.03901			
49	2008	24	17	0.850	0.150	-1.049	8.645	1.131	0.88433	0.11567	0.03419			
50	2009	102	17	0.868	0.132	-1.056	8.807	1.128	0.88646	0.11354	0.01881			
51	2010	13	15	0.885	0.115	-1.084	9.533	1.117	0.89510	0.10490	0.00994			
52	2011	137	13	0.903	0.097	-1.116	10.479	1.106	0.90457	0.09543	0.00191			
53	2012	237	11	0.920	0.080	-1.152	11.698	1.093	0.91452	0.08548	0.00565			
54	2013	107	11	0.938	0.062	-1.158	11.942	1.091	0.91626	0.08374	0.02141			
55	2014	23	10	0.955	0.045	-1.172	12.499	1.087	0.91999	0.08001	0.03519			
56	2015	24	9	0.973	0.027	-1.180	12.829	1.085	0.92205	0.07795	0.05064			
57	2016	82	9	0.990	0.010	-1.181	12.864	1.084	0.92226	0.07774	0.06793			
MEDIA		79.94	79.94											
DESV. ESTANDAR		59.916911	59.917159											

Tabla 10. 22 Serie de caudales: Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de Gringorten

Caudal Registrado m3/s	Caudales Ordenados Descen.	Gringorten Prob. Excedencia $\frac{m-b}{n+1-2b}$	Prob. No Excedencia $1-P$	$\frac{(x-\bar{x})^3}{\frac{n}{\delta^3}}$	Pearson III F(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x)-F(X)\rvert$ Δ	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 57$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$	
59.338	236.64	0.010	0.990	0.31384008	0.98509992	0.00510	0.09760	0.18014	1.00000	
82.963	208.33	0.027	0.973	0.1726237	0.96868719	0.00400			SI	
146.517	197.81	0.045	0.955	0.1335732	0.95919142	0.00401			0.00000	
146.163	197.06	0.062	0.938	0.1310397	0.95842379	0.02075			NO	
40.581	183.94	0.080	0.920	0.09175164	0.94271968	0.02255				
29.159	179.24	0.097	0.903	0.07986626	0.93592298	0.03326				
43.257	174	0.115	0.885	0.06787857	0.92751586	0.04236				
78.512	157.62	0.132	0.868	0.03823437	0.89474919	0.02710				
104.965	146.52	0.150	0.850	0.02407498	0.86602012	0.01588				
63.058	146.16	0.167	0.833	0.02368658	0.86498934	0.03236				
69.217	139.4	0.185	0.815	0.01714811	0.84439958	0.02927				
78.157	137.35	0.202	0.798	0.01543499	0.83767861	0.04006				
197.061	112.8	0.220	0.780	0.00289465	0.73844357	0.04167				
183.936	108.75	0.237	0.763	0.00195092	0.71859293	0.04401				
80.431	108.25	0.255	0.745	0.00185111	0.71607287	0.02903				
112.8	107.3	0.272	0.728	0.00167096	0.71124289	0.01635				
86.754	106.84	0.290	0.710	0.0015881	0.70888448	0.00120				
106.844	104.97	0.307	0.693	0.00127942	0.69916527	0.00659				
50.082	101.88	0.325	0.675	0.00086171	0.68264502	0.00757				
9.689	88.58	0.342	0.658	5.2658E-05	0.60526683	0.05230				
9.156	86.75	0.360	0.640	2.5792E-05	0.59387488	0.04618				
80.084	85.43	0.377	0.623	1.3517E-05	0.58555515	0.03699				
17.06	82.96	0.395	0.605	2.253E-06	0.5697653	0.03528				
9.206	81.988	0.412	0.588	7.0362E-07	0.56347529	0.02406				
139.4	81.1	0.430	0.570	1.2828E-07	0.55769255	0.01234				
88.575	80.43	0.447	0.553	9.7696E-09	0.55330706	0.00079				
157.617	80.08	0.465	0.535	2.3823E-10	0.55100861	0.01599				
41.192	78.51	0.482	0.518	-2.3703E-07	0.54063669	0.02313				
52.95	78.16	0.500	0.500	-4.577E-07	0.53831105	0.03831				
50.667	69.22	0.518	0.482	-0.00010039	0.47747055	0.00502				
10.929	63.06	0.535	0.465	-0.00039207	0.43434188	0.03064				
108.745	59.84	0.553	0.447	-0.00066202	0.41157978	0.03590				
10.54	59.34	0.570	0.430	-0.00071268	0.4080383	0.02193				
59.838	52.95	0.588	0.412	-0.00160304	0.36277986	0.04969				
197.808	50.67	0.605	0.395	-0.00204463	0.34670307	0.04825				
14.99	50.08	0.623	0.377	-0.00217079	0.34255533	0.03490				
16.66	45.99	0.640	0.360	-0.00319068	0.31399897	0.04595				
19.37	43.26	0.658	0.342	-0.00402402	0.29518787	0.04725				
22.48	41.19	0.675	0.325	-0.00474453	0.28109561	0.04383				
179.24	40.58	0.693	0.307	-0.00497215	0.27697478	0.03045				
85.43	29.16	0.710	0.290	-0.01067774	0.20334008	0.08658				
174	24.34	0.728	0.272	-0.01401626	0.17480532	0.09760				
208.33	23.94	0.745	0.255	-0.01432097	0.17251864	0.08238				
45.99	23.9	0.763	0.237	-0.01435168	0.17229069	0.06510				
108.246	23.81	0.780	0.220	-0.01442094	0.17177828	0.04811				
23.938	23.12	0.798	0.202	-0.01495936	0.16787206	0.03451				
81.1	22.48	0.815	0.185	-0.01547059	0.16428446	0.02059				
24.34	19.37	0.833	0.167	-0.01812117	0.1473551	0.02001				
23.81	17.06	0.850	0.150	-0.02027465	0.135345	0.01451				
101.877	16.66	0.868	0.132	-0.02066406	0.133316	0.00096				
13.07	14.99	0.885	0.115	-0.02234371	0.12501048	0.01016				
137.345	13.07	0.903	0.097	-0.02438448	0.11579827	0.01846				
236.637	10.93	0.920	0.080	-0.02680139	0.10596554	0.02613				
107.3	10.54	0.938	0.062	-0.02725838	0.10422384	0.04190				
23.12	9.69	0.955	0.045	-0.02827231	0.10048209	0.05566				
23.9	9.21	0.973	0.027	-0.02885583	0.09840215	0.07109				
81.988	9.16	0.990	0.010	-0.02891707	0.09818687	0.08838				
79.94	79.94									
59.9169107	59.91715902									
0.75261582										

Tabla 10. 23 Serie de caudales: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de Gringorten

Numero Orden	Año	Caudal Registrado m3/s	Caudales Ordenados Descen.	Log Caudales registrados	Gringorten Prob. Excedencia $\frac{m-b}{n+1-2b}$	Prob. No Excedencia $1-P$	$\frac{(x-\bar{x})^3}{n}{\delta^3}$	Log Pearson III F(X)	Log Pearson III P(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x)-F(X)\rvert$	Δ	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 57$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1960	59	237	2.374088157	0.010	0.990	0.31384	0.00358	0.07142	0.91878	0.91878	0.18014	0
2	1961	83	208	2.318751814	0.027	0.973	0.17262	0.00358	0.07122	0.90147			SI
3	1962	147	198	2.296248243	0.045	0.955	0.13357	0.00358	0.07114	0.88405			1
4	1963	146	197	2.294598478	0.062	0.938	0.13104	0.00358	0.07113	0.86654			NO
5	1964	41	184	2.264676182	0.080	0.920	0.09175	0.00357	0.07102	0.84914			
6	1965	29	179	2.253434935	0.097	0.903	0.07987	0.00357	0.07098	0.83168			
7	1966	43	174	2.240549248	0.115	0.885	0.06788	0.00357	0.07094	0.81422			
8	1967	79	158	2.197611323	0.132	0.868	0.03823	0.00356	0.07078	0.79686			
9	1968	105	147	2.16589691	0.150	0.850	0.02407	0.00356	0.07067	0.77947			
10	1969	63	146	2.164828534	0.167	0.833	0.02369	0.00356	0.07067	0.76196			
11	1970	69	139	2.144262774	0.185	0.815	0.01715	0.00356	0.07059	0.74453			
12	1971	78	137	2.137828664	0.202	0.798	0.01543	0.00356	0.07057	0.72705			
13	1972	197	113	2.0523091	0.220	0.780	0.00289	0.00355	0.07027	0.70984			
14	1973	184	109	2.036429266	0.237	0.763	0.00195	0.00355	0.07021	0.69239			
15	1974	80	108	2.034427905	0.255	0.745	0.00185	0.00355	0.07020	0.67489			
16	1975	113	107	2.030599722	0.272	0.728	0.00167	0.00355	0.07019	0.65740			
17	1976	87	107	2.028733879	0.290	0.710	0.00159	0.00355	0.07018	0.63990			
18	1977	107	105	2.021065197	0.307	0.693	0.00128	0.00355	0.07016	0.62242			
19	1978	50	102	2.008088936	0.325	0.675	0.00086	0.00354	0.07011	0.60496			
20	1979	10	89	1.947335676	0.342	0.658	0.00005	0.00354	0.06990	0.58767			
21	1980	9	87	1.938269483	0.360	0.640	0.00003	0.00354	0.06986	0.57019			
22	1981	80	85	1.931610406	0.377	0.623	0.00001	0.00354	0.06984	0.55271			
23	1982	17	83	1.918868743	0.395	0.605	0.00000	0.00353	0.06980	0.53525			
24	1983	9	82	1.913750292	0.412	0.588	0.00000	0.00353	0.06978	0.51776			
25	1984	139	81	1.909020854	0.430	0.570	0.00000	0.00353	0.06976	0.50027			
26	1985	89	80	1.905418069	0.447	0.553	0.00000	0.00353	0.06975	0.48277			
27	1986	158	80	1.903524064	0.465	0.535	0.00000	0.00353	0.06974	0.46527			
28	1987	41	79	1.894924977	0.482	0.518	0.00000	0.00353	0.06971	0.44780			
29	1988	53	78	1.892984551	0.500	0.500	0.00000	0.00353	0.06970	0.43030			
30	1989	51	69	1.840231595	0.518	0.482	-0.00010	0.00353	0.06952	0.41298			
31	1990	11	63	1.799753966	0.535	0.465	-0.00039	0.00352	0.06938	0.39561			
32	1991	109	60	1.776991585	0.553	0.447	-0.00066	0.00352	0.06929	0.37818			
33	1992	11	59	1.773347542	0.570	0.430	-0.00071	0.00352	0.06928	0.36069			
34	1993	60	53	1.723865964	0.588	0.412	-0.00160	0.00351	0.06911	0.34336			
35	1994	198	51	1.704750904	0.605	0.395	-0.00204	0.00351	0.06904	0.32592			
36	1995	15	50	1.69966432	0.623	0.377	-0.00217	0.00351	0.06902	0.30843			
37	1996	17	46	1.66266341	0.640	0.360	-0.00319	0.00351	0.06889	0.29105			
38	1997	19	43	1.636086515	0.658	0.342	-0.00402	0.00350	0.06880	0.27364			
39	1998	22	41	1.614791792	0.675	0.325	-0.00474	0.00350	0.06873	0.25620			
40	1999	179	41	1.608312043	0.693	0.307	-0.00497	0.00350	0.06870	0.23872			
41	2000	85	29	1.46478752	0.710	0.290	-0.01068	0.00349	0.06820	0.22171			
42	2001	174	24	1.386320574	0.728	0.272	-0.01402	0.00348	0.06793	0.20448			
43	2002	208	24	1.379124146	0.745	0.255	-0.01432	0.00348	0.06790	0.18700			
44	2003	46	24	1.378397901	0.763	0.237	-0.01435	0.00348	0.06790	0.16949			
45	2004	108	24	1.376759395	0.780	0.220	-0.01442	0.00348	0.06789	0.15199			
46	2005	24	23	1.36398783	0.798	0.202	-0.01496	0.00348	0.06785	0.13453			
47	2006	81	22	1.351796307	0.815	0.185	-0.01547	0.00347	0.06781	0.11707			
48	2007	24	19	1.287129621	0.833	0.167	-0.01812	0.00347	0.06758	0.09978			
49	2008	24	17	1.231979027	0.850	0.150	-0.02027	0.00346	0.06739	0.08247			
50	2009	102	17	1.221674997	0.868	0.132	-0.02066	0.00346	0.06736	0.06500			
51	2010	13	15	1.175801633	0.885	0.115	-0.02234	0.00346	0.06720	0.04765			
52	2011	137	13	1.116275588	0.903	0.097	-0.02438	0.00345	0.06699	0.03035			
53	2012	237	11	1.038620162	0.920	0.080	-0.02680	0.00344	0.06673	0.01311			
54	2013	107	11	1.022840611	0.938	0.062	-0.02726	0.00344	0.06667	0.00435			
55	2014	23	10	0.986323777	0.955	0.045	-0.02827	0.00344	0.06655	0.02173			
56	2015	24	9	0.96425963	0.973	0.027	-0.02886	0.00343	0.06647	0.03916			
57	2016	82	9	0.961895474	0.990	0.010	-0.02892	0.00343	0.06646	0.05666			
MEDIA		79.94	79.94	1.75									
DESV. ESTANDAR		59.916911	59.91715902	0.403289465									
COEF DE SESGO		0.7526158											

Tabla 10. 24 Serie de caudales: Distribución LogPearson -Probabilidad Empírica de Gringorten

GRINGORTEN	Delta Teorico	Delta tabular
Pearson III	0.09760	0.18014
Normal	0.10890	
Gumbel	0.11450	
Lognormal	0.13940	

Tabla 10. 25 Serie de caudales: Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de Gringorten.

Numero Orden	Año	Caudal Registrado m3/s	Caudales Ordenados Descen.	Weibull Prob. Excedencia $\frac{m}{n+1}$	Prob. Acumulada Prob. No Excedencia	Z	P	Smirnov Kolmogorov			
								Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X) \rvert$		Δ_tablas	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
								Δ	$\Downarrow$	$\alpha = 0.05$	
										$n = 57$	
1	1960	59	237	0.038	0.962	2.62	0.99555	0.03401	0.10146	0.18014	1
2	1961	83	208	0.034	0.966	2.14	0.9839	0.01838			SI
3	1962	147	198	0.052	0.948	1.97	0.9754	0.02712			0
4	1963	146	197	0.069	0.931	1.95	0.9747	0.04367			NO
5	1964	41	184	0.086	0.914	1.74	0.9587	0.04491			
6	1965	29	179	0.103	0.897	1.66	0.9512	0.05465			
7	1966	43	174	0.121	0.879	1.57	0.9418	0.06249			
8	1967	79	158	0.138	0.862	1.30	0.9015	0.03943			
9	1968	105	147	0.155	0.845	1.11	0.86851	0.02368			
10	1969	63	146	0.172	0.828	1.11	0.8649	0.03731			
11	1970	69	139	0.190	0.810	0.99	0.8389	0.02856			
12	1971	78	137	0.207	0.793	0.96	0.821	0.02790			
13	1972	197	113	0.224	0.776	0.55	0.7088	0.06706			
14	1973	184	109	0.241	0.759	0.48	0.6844	0.07422			
15	1974	80	108	0.259	0.741	0.47	0.6808	0.06058			
16	1975	113	107	0.276	0.724	0.46	0.6772	0.04694			
17	1976	87	107	0.293	0.707	0.45	0.6736	0.03330			
18	1977	107	105	0.310	0.690	0.42	0.6628	0.02686			
19	1978	50	102	0.328	0.672	0.37	0.6426	0.02981			
20	1979	10	89	0.345	0.655	0.14	0.5558	0.09937			
21	1980	9	87	0.362	0.638	0.11	0.5463	0.09163			
22	1981	80	85	0.379	0.621	0.09	0.5359	0.08479			
23	1982	17	83	0.397	0.603	0.05	0.5199	0.08355			
24	1983	9	82	0.414	0.586	0.03	0.512	0.07421			
25	1984	139	81	0.431	0.569	0.02	0.508	0.06097			
26	1985	89	80	0.448	0.552	0.01	0.5032	0.04852			
27	1986	158	80	0.466	0.534	0.00	0.5008	0.03368			
28	1987	41	79	0.483	0.517	-0.02	0.492	0.02524			
29	1988	53	78	0.500	0.500	-0.03	0.488	0.01200			
30	1989	51	69	0.517	0.483	-0.18	0.4286	0.05416			
31	1990	11	63	0.534	0.466	-0.28	0.3894	0.07612			
32	1991	109	60	0.552	0.448	-0.34	0.3669	0.08138			
33	1992	11	59	0.569	0.431	-0.34	0.3669	0.06413			
34	1993	60	53	0.586	0.414	-0.45	0.3264	0.08739			
35	1994	198	51	0.603	0.397	-0.49	0.3121	0.08445			
36	1995	15	50	0.621	0.379	-0.50	0.3085	0.07081			
37	1996	17	46	0.638	0.362	-0.57	0.2843	0.07777			
38	1997	19	43	0.655	0.345	-0.61	0.2709	0.07393			
39	1998	22	41	0.672	0.328	-0.65	0.2578	0.06979			
40	1999	179	41	0.690	0.310	-0.66	0.2546	0.05574			
41	2000	85	29	0.707	0.293	-0.85	0.1977	0.09540			
42	2001	174	24	0.724	0.276	-0.93	0.1762	0.09966			
43	2002	208	24	0.741	0.259	-0.93	0.1762	0.08242			
44	2003	46	24	0.759	0.241	-0.94	0.1736	0.06778			
45	2004	108	24	0.776	0.224	-0.94	0.1736	0.05054			
46	2005	24	23	0.793	0.207	-0.95	0.1711	0.03580			
47	2006	81	22	0.810	0.190	-0.96	0.1685	0.02116			
48	2007	24	19	0.828	0.172	-1.01	0.1562	0.01621			
49	2008	24	17	0.845	0.155	-1.05	0.1469	0.00827			
50	2009	102	17	0.862	0.138	-1.06	0.1446	0.00667			
51	2010	13	15	0.879	0.121	-1.08	0.1401	0.01941			
52	2011	137	13	0.897	0.103	-1.12	0.1314	0.02795			
53	2012	237	11	0.914	0.086	-1.15	0.1251	0.03889			
54	2013	107	11	0.931	0.069	-1.16	0.123	0.05403			
55	2014	23	10	0.948	0.052	-1.17	0.121	0.06928			
56	2015	24	9	0.966	0.034	-1.18	0.119	0.08452			
57	2016	82	9	0.983	0.017	-1.181	0.1187	0.10146			
MEDIA		79.94	79.94								
DESV. ESTANDAR		59.916911	59.91715902								

Tabla 10. 26 Serie de caudales: Distribución Normal-Probabilidad Empírica de Weibull

Numero Orden	Año	Caudal Registrado m3/s	Caudales Ordenados Descen.	Weibull Prob. Excedencia $\frac{m}{n+1}$	Weibull Prob. Excedencia	Ln Caudales registrados	Z	P	Smirnov Kolmogorov: Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X)\rvert$	Δ	Δ_tablas	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
										⇓	$\alpha = 0.05$	$n = 57$
1	1960	59.338	236.637	0.038	0.962	5.467	1.55	0.9406	0.02094	0.13940	0.18014	1
2	1961	82.963	208.33	0.034	0.966	5.339	1.41	0.9222	0.04332			SI
3	1962	146.517	197.808	0.052	0.948	5.287	1.35	0.9146	0.03368			0
4	1963	146.163	197.061	0.069	0.931	5.284	1.35	0.9131	0.01793			NO
5	1964	40.581	183.936	0.086	0.914	5.215	1.28	0.9015	0.01229			
6	1965	29.159	179.24	0.103	0.897	5.189	1.25	0.8962	0.00035			
7	1966	43.257	174	0.121	0.879	5.159	1.22	0.8907	0.01139			
8	1967	78.512	157.617	0.138	0.862	5.060	1.11	0.8686	0.00653			
9	1968	104.965	146.517	0.155	0.845	4.987	1.03	0.8508	0.00597			
10	1969	63.058	146.163	0.172	0.828	4.985	1.03	0.8508	0.02321			
11	1970	69.217	139.4	0.190	0.810	4.937	0.98	0.8389	0.02856			
12	1971	78.157	137.345	0.207	0.793	4.922	0.96	0.8389	0.04580			
13	1972	197.061	112.8	0.224	0.776	4.726	0.75	0.7764	0.00054			
14	1973	183.936	108.745	0.241	0.759	4.689	0.71	0.7642	0.00558			
15	1974	80.431	108.246	0.259	0.741	4.684	0.70	0.7611	0.01972			
16	1975	112.8	107.3	0.276	0.724	4.676	0.69	0.758	0.03386			
17	1976	86.754	106.844	0.293	0.707	4.671	0.69	0.758	0.05110			
18	1977	106.844	104.965	0.310	0.690	4.654	0.67	0.7517	0.06204			
19	1978	50.082	101.877	0.328	0.672	4.624	0.64	0.7389	0.06649			
20	1979	9.689	88.575	0.345	0.655	4.484	0.49	0.6879	0.03273			
21	1980	9.156	86.754	0.362	0.638	4.463	0.47	0.6808	0.04287			
22	1981	80.084	85.43	0.379	0.621	4.448	0.45	0.6736	0.05291			
23	1982	17.06	82.963	0.397	0.603	4.418	0.42	0.6628	0.05935			
24	1983	9.206	81.988	0.414	0.586	4.407	0.41	0.6591	0.07289			
25	1984	139.4	81.1	0.431	0.569	4.396	0.39	0.6554	0.08643			
26	1985	88.575	80.431	0.448	0.552	4.387	0.38	0.6517	0.09998			
27	1986	157.617	80.084	0.466	0.534	4.383	0.38	0.648	0.11352			
28	1987	41.192	78.512	0.483	0.517	4.363	0.359	0.6406	0.12336			
29	1988	52.95	78.157	0.500	0.500	4.359	0.354	0.6394	0.13940			
30	1989	50.667	69.217	0.517	0.483	4.237	0.223	0.5871	0.10434			
31	1990	10.929	63.058	0.534	0.466	4.144	0.123	0.5478	0.08228			
32	1991	108.745	59.838	0.552	0.448	4.092	0.066	0.5279	0.07962			
33	1992	10.54	59.338	0.569	0.431	4.083	0.057	0.5239	0.09287			
34	1993	59.838	52.95	0.586	0.414	3.969	-0.07	0.4721	0.05831			
35	1994	197.808	50.667	0.603	0.397	3.925	-0.11	0.4562	0.05965			
36	1995	14.99	50.082	0.621	0.379	3.914	-0.13	0.4483	0.06899			
37	1996	16.66	45.99	0.638	0.362	3.828	-0.22	0.4183	0.05623			
38	1997	19.37	43.257	0.655	0.345	3.767	-0.28	0.3859	0.04107			
39	1998	22.48	41.192	0.672	0.328	3.718	-0.34	0.3669	0.03931			
40	1999	179.24	40.581	0.690	0.310	3.703	-0.35	0.3594	0.04906			
41	2000	85.43	29.159	0.707	0.293	3.373	-0.71	0.2389	0.05420			
42	2001	174	24.34	0.724	0.276	3.192	-0.90	0.1814	0.09446			
43	2002	208.33	23.938	0.741	0.259	3.175	-0.92	0.1762	0.08242			
44	2003	45.99	23.9	0.759	0.241	3.174	-0.92	0.1762	0.06518			
45	2004	108.246	23.81	0.776	0.224	3.170	-0.93	0.1762	0.04794			
46	2005	23.938	23.12	0.793	0.207	3.141	-0.96	0.166	0.04090			
47	2006	81.1	22.48	0.810	0.190	3.113	-0.99	0.1587	0.03096			
48	2007	24.34	19.37	0.828	0.172	2.964	-1.15	0.123	0.04941			
49	2008	23.81	17.06	0.845	0.155	2.837	-1.29	0.0968	0.05837			
50	2009	101.877	16.66	0.862	0.138	2.813	-1.31	0.0934	0.04453			
51	2010	13.07	14.99	0.879	0.121	2.707	-1.42	0.0749	0.04579			
52	2011	137.345	13.07	0.897	0.103	2.570	-1.57	0.0559	0.04755			
53	2012	236.637	10.929	0.914	0.086	2.391	-1.76	0.0375	0.04871			
54	2013	107.3	10.54	0.931	0.069	2.355	-1.80	0.0344	0.03457			
55	2014	23.12	9.689	0.948	0.052	2.271	-1.89	0.0271	0.02462			
56	2015	23.9	9.206	0.966	0.034	2.220	-1.95	0.0244	0.01008			
57	2016	81.988	9.156	0.983	0.017	2.214	-1.96	0.0244	0.00716			
MEDIA		4.03										
DESV. ESTANDAR		0.92864353										

Tabla 10. 27 Serie de caudales: Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de Weibull

Numero Orden	Año	Caudal Registrado m3/s	Caudales Ordenados Descen.	Weibull Prob. Excedencia $\frac{m}{n+1}$	Prob. Acumulada Prob. No Excedencia	Valor Extremo $\exp(\exp(-\frac{\pi K_T}{\sqrt{6}}-0.5772))$			Prob. Excedencia $P=\frac{1}{T}$	Prob. Acumulada Prob. No Excedencia $1-P$	Smirnov Kolmogorov			
						K_T	⇓	T			Max Diferencia $\Delta=\max\lvert P(x)-F(X)\rvert$		Δ_tablas $\alpha=0.05$ $n=57$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
											Δ	⇓		
1	1960	59	237	0.017	0.983	2.615	1.020	51.483	0.01942	0.98058	0.00218	0.11796	0.18014	1
2	1961	83	208	0.034	0.966	2.143	1.037	28.315	0.03532	0.96468	0.00083			SI
3	1962	147	198	0.052	0.948	1.967	1.046	22.708	0.04404	0.95596	0.00769			0
4	1963	146	197	0.069	0.931	1.955	1.047	22.355	0.04473	0.95527	0.02423			NO
5	1964	41	184	0.086	0.914	1.736	1.062	17.006	0.05880	0.94120	0.02740			
6	1965	29	179	0.103	0.897	1.657	1.069	15.427	0.06482	0.93518	0.03863			
7	1966	43	174	0.121	0.879	1.570	1.078	13.845	0.07223	0.92777	0.04846			
8	1967	79	158	0.138	0.862	1.296	1.112	9.902	0.10099	0.89901	0.03694			
9	1968	105	147	0.155	0.845	1.111	1.145	7.918	0.12629	0.87371	0.02888			
10	1969	63	146	0.172	0.828	1.105	1.146	7.861	0.12720	0.87280	0.04521			
11	1970	69	139	0.190	0.810	0.992	1.170	6.873	0.14550	0.85450	0.04416			
12	1971	78	137	0.207	0.793	0.958	1.179	6.601	0.15150	0.84850	0.05539			
13	1972	197	113	0.224	0.776	0.548	1.320	4.122	0.24260	0.75740	0.01846			
14	1973	184	109	0.241	0.759	0.481	1.354	3.825	0.26142	0.73858	0.02004			
15	1974	80	108	0.259	0.741	0.473	1.358	3.790	0.26382	0.73618	0.00520			
16	1975	113	107	0.276	0.724	0.457	1.367	3.725	0.26844	0.73156	0.00742			
17	1976	87	107	0.293	0.707	0.449	1.371	3.694	0.27070	0.72930	0.02240			
18	1977	107	105	0.310	0.690	0.418	1.389	3.571	0.28004	0.71996	0.03030			
19	1978	50	102	0.328	0.672	0.366	1.421	3.378	0.29604	0.70396	0.03155			
20	1979	10	89	0.345	0.655	0.144	1.595	2.682	0.37290	0.62710	0.02807			
21	1980	9	87	0.362	0.638	0.114	1.625	2.601	0.38448	0.61552	0.02241			
22	1981	80	85	0.379	0.621	0.092	1.647	2.545	0.39298	0.60702	0.01367			
23	1982	17	83	0.397	0.603	0.050	1.693	2.444	0.40921	0.59079	0.01266			
24	1983	9	82	0.414	0.586	0.034	1.711	2.406	0.41571	0.58429	0.00192			
25	1984	139	81	0.431	0.569	0.019	1.729	2.371	0.42171	0.57829	0.00933			
26	1985	89	80	0.448	0.552	0.008	1.743	2.346	0.42626	0.57374	0.02201			
27	1986	158	80	0.466	0.534	0.002	1.750	2.333	0.42866	0.57134	0.03686			
28	1987	41	79	0.483	0.517	-0.024	1.784	2.275	0.43948	0.56052	0.04328			
29	1988	53	78	0.500	0.500	-0.030	1.792	2.263	0.44192	0.55808	0.05808			
30	1989	51	69	0.517	0.483	-0.179	2.026	1.974	0.50651	0.49349	0.01073			
31	1990	11	63	0.534	0.466	-0.282	2.238	1.807	0.55327	0.44673	0.01879			
32	1991	109	60	0.552	0.448	-0.335	2.371	1.729	0.57823	0.42177	0.02651			
33	1992	11	59	0.569	0.431	-0.344	2.393	1.718	0.58213	0.41787	0.01316			
34	1993	60	53	0.586	0.414	-0.450	2.720	1.582	0.63230	0.36770	0.04609			
35	1994	198	51	0.603	0.397	-0.488	2.859	1.538	0.65025	0.34975	0.04680			
36	1995	15	50	0.621	0.379	-0.498	2.898	1.527	0.65488	0.34512	0.03419			
37	1996	17	46	0.638	0.362	-0.567	3.194	1.456	0.68689	0.31311	0.04896			
38	1997	19	43	0.655	0.345	-0.612	3.425	1.412	0.70803	0.29197	0.05285			
39	1998	22	41	0.672	0.328	-0.647	3.621	1.381	0.72387	0.27613	0.05145			
40	1999	179	41	0.690	0.310	-0.657	3.683	1.373	0.72850	0.27150	0.03884			
41	2000	85	29	0.707	0.293	-0.847	5.285	1.233	0.81078	0.18922	0.10388			
42	2001	174	24	0.724	0.276	-0.928	6.333	1.188	0.84210	0.15790	0.11796			
43	2002	208	24	0.741	0.259	-0.935	6.434	1.184	0.84458	0.15542	0.10320			
44	2003	46	24	0.759	0.241	-0.935	6.445	1.184	0.84483	0.15517	0.08621			
45	2004	108	24	0.776	0.224	-0.937	6.468	1.183	0.84539	0.15461	0.06952			
46	2005	24	23	0.793	0.207	-0.948	6.650	1.177	0.84962	0.15038	0.05652			
47	2006	81	22	0.810	0.190	-0.959	6.826	1.172	0.85350	0.14650	0.04316			
48	2007	24	19	0.828	0.172	-1.011	7.791	1.147	0.87164	0.12836	0.04406			
49	2008	24	17	0.845	0.155	-1.049	8.645	1.131	0.88433	0.11567	0.03950			
50	2009	102	17	0.862	0.138	-1.056	8.807	1.128	0.88646	0.11354	0.02439			
51	2010	13	15	0.879	0.121	-1.084	9.533	1.117	0.89510	0.10490	0.01579			
52	2011	137	13	0.897	0.103	-1.116	10.479	1.106	0.90457	0.09543	0.00802			
53	2012	237	11	0.914	0.086	-1.152	11.698	1.093	0.91452	0.08548	0.00073			
54	2013	107	11	0.931	0.069	-1.158	11.942	1.091	0.91626	0.08374	0.01477			
55	2014	23	10	0.948	0.052	-1.172	12.499	1.087	0.91999	0.08001	0.02829			
56	2015	24	9	0.966	0.034	-1.180	12.829	1.085	0.92205	0.07795	0.04347			
57	2016	82	9	0.983	0.017	-1.181	12.864	1.084	0.92226	0.07774	0.06050			
MEDIA		79.94	79.94											
DESV. ESTANDAR		59.916911	59.917159											

Tabla 10. 28 Serie de caudales: Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de Weibull

Numero Orden	Año	Caudal Registrado m3/s	Caudales Ordenados Descen.	Weibull Prob. Excedencia $\frac{m}{n+1}$	Prob. No Excedencia $1-P$	$\frac{(x-\bar{x})^3}{n}{\delta^3}$	Pearson III F(X)	Pearson III P(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x)-F(X)\rvert$	Δ	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 57$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1960	59	237	0.038	0.962	0.31384	0.00040	0.98510	0.02356	0.10106	0.18014	1
2	1961	83	208	0.034	0.966	0.17262	0.00080	0.96869	0.00317			SI
3	1962	147	198	0.052	0.948	0.13357	0.00101	0.95919	0.01092			0
4	1963	146	197	0.069	0.931	0.13104	0.00103	0.95842	0.02739			NO
5	1964	41	184	0.086	0.914	0.09175	0.00138	0.94272	0.02893			
6	1965	29	179	0.103	0.897	0.07987	0.00152	0.93592	0.03937			
7	1966	43	174	0.121	0.879	0.06788	0.00169	0.92752	0.04821			
8	1967	79	158	0.138	0.862	0.03823	0.00233	0.89475	0.03268			
9	1968	105	147	0.155	0.845	0.02407	0.00285	0.86602	0.02119			
10	1969	63	146	0.172	0.828	0.02369	0.00287	0.86499	0.03740			
11	1970	69	139	0.190	0.810	0.01715	0.00322	0.84440	0.03405			
12	1971	78	137	0.207	0.793	0.01543	0.00333	0.83768	0.04458			
13	1972	197	113	0.224	0.776	0.00289	0.00478	0.73844	0.03742			
14	1973	184	109	0.241	0.759	0.00195	0.00502	0.71859	0.04003			
15	1974	80	108	0.259	0.741	0.00185	0.00506	0.71607	0.02531			
16	1975	113	107	0.276	0.724	0.00167	0.00511	0.71124	0.01290			
17	1976	87	107	0.293	0.707	0.00159	0.00514	0.70888	0.00199			
18	1977	107	105	0.310	0.690	0.00128	0.00525	0.69917	0.00951			
19	1978	50	102	0.328	0.672	0.00086	0.00544	0.68265	0.01023			
20	1979	10	89	0.345	0.655	0.00005	0.00618	0.60527	0.04991			
21	1980	9	87	0.362	0.638	0.00003	0.00627	0.59387	0.04406			
22	1981	80	85	0.379	0.621	0.00001	0.00633	0.58556	0.03513			
23	1982	17	83	0.397	0.603	0.00000	0.00645	0.56977	0.03368			
24	1983	9	82	0.414	0.586	0.00000	0.00649	0.56348	0.02273			
25	1984	139	81	0.431	0.569	0.00000	0.00653	0.55769	0.01127			
26	1985	89	80	0.448	0.552	0.00000	0.00656	0.55331	0.00158			
27	1986	158	80	0.466	0.534	0.00000	0.00657	0.55101	0.01653			
28	1987	41	79	0.483	0.517	0.00000	0.00664	0.54064	0.02340			
29	1988	53	78	0.500	0.500	0.00000	0.00665	0.53831	0.03831			
30	1989	51	69	0.517	0.483	-0.00010	0.00694	0.47747	0.00529			
31	1990	11	63	0.534	0.466	-0.00039	0.00705	0.43434	0.03118			
32	1991	109	60	0.552	0.448	-0.00066	0.00708	0.41158	0.03670			
33	1992	11	59	0.569	0.431	-0.00071	0.00708	0.40804	0.02300			
34	1993	60	53	0.586	0.414	-0.00160	0.00707	0.36278	0.05101			
35	1994	198	51	0.603	0.397	-0.00204	0.00703	0.34670	0.04985			
36	1995	15	50	0.621	0.379	-0.00217	0.00703	0.34256	0.03676			
37	1996	17	46	0.638	0.362	-0.00319	0.00693	0.31400	0.04807			
38	1997	19	43	0.655	0.345	-0.00402	0.00685	0.29519	0.04964			
39	1998	22	41	0.672	0.328	-0.00474	0.00677	0.28110	0.04649			
40	1999	179	41	0.690	0.310	-0.00497	0.00674	0.27697	0.03337			
41	2000	85	29	0.707	0.293	-0.01068	0.00610	0.20334	0.08976			
42	2001	174	24	0.724	0.276	-0.01402	0.00573	0.17481	0.10106			
43	2002	208	24	0.741	0.259	-0.01432	0.00570	0.17252	0.08610			
44	2003	46	24	0.759	0.241	-0.01435	0.00570	0.17229	0.06909			
45	2004	108	24	0.776	0.224	-0.01442	0.00569	0.17178	0.05236			
46	2005	24	23	0.793	0.207	-0.01496	0.00563	0.16787	0.03902			
47	2006	81	22	0.810	0.190	-0.01547	0.00558	0.16428	0.02537			
48	2007	24	19	0.828	0.172	-0.01812	0.00531	0.14736	0.02506			
49	2008	24	17	0.845	0.155	-0.02027	0.00509	0.13534	0.01983			
50	2009	102	17	0.862	0.138	-0.02066	0.00505	0.13332	0.00462			
51	2010	13	15	0.879	0.121	-0.02234	0.00489	0.12501	0.00432			
52	2011	137	13	0.897	0.103	-0.02438	0.00470	0.11580	0.01235			
53	2012	237	11	0.914	0.086	-0.02680	0.00449	0.10597	0.01976			
54	2013	107	11	0.931	0.069	-0.02726	0.00445	0.10422	0.03526			
55	2014	23	10	0.948	0.052	-0.02827	0.00436	0.10048	0.04876			
56	2015	24	9	0.966	0.034	-0.02886	0.00431	0.09840	0.06392			
57	2016	82	9	0.983	0.017	-0.02892	0.00430	0.09819	0.08095			
MEDIA		79.94	79.94									
DESV. ESTANDAR		59.9169107	59.91715902									
COEF DE SESGO		0.75261582										

Tabla 10. 29 Serie de caudales: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de Weibull

Numero Orden	Año	Caudal Registrado m3/s	Caudales Ordenados Descen.	Log Caudales registrados	Weibull Prob. Excedencia $\frac{m}{n+1}$	Prob. No Excedencia $1-P$	$\frac{(x-\bar{x})^3}{\frac{n}{\delta^3}}$	Log Pearson III F(X)	Log Pearson III P(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x)-F(X)\rvert$	Δ	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 57$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1960	59	237	2.374088157	0.038	0.962	0.31384	0.00358	0.07142	0.89012	0.89430	0.18014	0
2	1961	83	208	2.318751814	0.034	0.966	0.17262	0.00358	0.07122	0.89430			SI
3	1962	147	198	2.296248243	0.052	0.948	0.13357	0.00358	0.07114	0.87714			1
4	1963	146	197	2.294598478	0.069	0.931	0.13104	0.00358	0.07113	0.85990			NO
5	1964	41	184	2.264676182	0.086	0.914	0.09175	0.00357	0.07102	0.84277			
6	1965	29	179	2.253434935	0.103	0.897	0.07987	0.00357	0.07098	0.82557			
7	1966	43	174	2.240549248	0.121	0.879	0.06788	0.00357	0.07094	0.80837			
8	1967	79	158	2.197611323	0.138	0.862	0.03823	0.00356	0.07078	0.79128			
9	1968	105	147	2.16589691	0.155	0.845	0.02407	0.00356	0.07067	0.77416			
10	1969	63	146	2.164828534	0.172	0.828	0.02369	0.00356	0.07067	0.75692			
11	1970	69	139	2.144262774	0.190	0.810	0.01715	0.00356	0.07059	0.73975			
12	1971	78	137	2.137828664	0.207	0.793	0.01543	0.00356	0.07057	0.72253			
13	1972	197	113	2.0523091	0.224	0.776	0.00289	0.00355	0.07027	0.70559			
14	1973	184	109	2.036429266	0.241	0.759	0.00195	0.00355	0.07021	0.68841			
15	1974	80	108	2.034427905	0.259	0.741	0.00185	0.00355	0.07020	0.67117			
16	1975	113	107	2.030599722	0.276	0.724	0.00167	0.00355	0.07019	0.65395			
17	1976	87	107	2.028733879	0.293	0.707	0.00159	0.00355	0.07018	0.63671			
18	1977	107	105	2.021065197	0.310	0.690	0.00128	0.00355	0.07016	0.61950			
19	1978	50	102	2.008088936	0.328	0.672	0.00086	0.00354	0.07011	0.60230			
20	1979	10	89	1.947335676	0.345	0.655	0.00005	0.00354	0.06990	0.58528			
21	1980	9	87	1.938269483	0.362	0.638	0.00003	0.00354	0.06986	0.56807			
22	1981	80	85	1.931610406	0.379	0.621	0.00001	0.00354	0.06984	0.55085			
23	1982	17	83	1.918868743	0.397	0.603	0.00000	0.00353	0.06980	0.53365			
24	1983	9	82	1.913750292	0.414	0.586	0.00000	0.00353	0.06978	0.51643			
25	1984	139	81	1.909020854	0.431	0.569	0.00000	0.00353	0.06976	0.49920			
26	1985	89	80	1.905418069	0.448	0.552	0.00000	0.00353	0.06975	0.48198			
27	1986	158	80	1.903524064	0.466	0.534	0.00000	0.00353	0.06974	0.46474			
28	1987	41	79	1.894924977	0.483	0.517	0.00000	0.00353	0.06971	0.44753			
29	1988	53	78	1.892984551	0.500	0.500	0.00000	0.00353	0.06970	0.43030			
30	1989	51	69	1.840231595	0.517	0.483	-0.00010	0.00353	0.06952	0.41324			
31	1990	11	63	1.799753966	0.534	0.466	-0.00039	0.00352	0.06938	0.39614			
32	1991	109	60	1.776991585	0.552	0.448	-0.00066	0.00352	0.06929	0.37898			
33	1992	11	59	1.773347542	0.569	0.431	-0.00071	0.00352	0.06928	0.36175			
34	1993	60	53	1.723865964	0.586	0.414	-0.00160	0.00351	0.06911	0.34469			
35	1994	198	51	1.704750904	0.603	0.397	-0.00204	0.00351	0.06904	0.32751			
36	1995	15	50	1.69966432	0.621	0.379	-0.00217	0.00351	0.06902	0.31029			
37	1996	17	46	1.66266341	0.638	0.362	-0.00319	0.00351	0.06889	0.29318			
38	1997	19	43	1.636086515	0.655	0.345	-0.00402	0.00350	0.06880	0.27603			
39	1998	22	41	1.614791792	0.672	0.328	-0.00474	0.00350	0.06873	0.25886			
40	1999	179	41	1.608312043	0.690	0.310	-0.00497	0.00350	0.06870	0.24164			
41	2000	85	29	1.46478752	0.707	0.293	-0.01068	0.00349	0.06820	0.22490			
42	2001	174	24	1.386320574	0.724	0.276	-0.01402	0.00348	0.06793	0.20793			
43	2002	208	24	1.379124146	0.741	0.259	-0.01432	0.00348	0.06790	0.19072			
44	2003	46	24	1.378397901	0.759	0.241	-0.01435	0.00348	0.06790	0.17348			
45	2004	108	24	1.376759395	0.776	0.224	-0.01442	0.00348	0.06789	0.15624			
46	2005	24	23	1.36398783	0.793	0.207	-0.01496	0.00348	0.06785	0.13905			
47	2006	81	22	1.351796307	0.810	0.190	-0.01547	0.00347	0.06781	0.12185			
48	2007	24	19	1.287129621	0.828	0.172	-0.01812	0.00347	0.06758	0.10483			
49	2008	24	17	1.231979027	0.845	0.155	-0.02027	0.00346	0.06739	0.08778			
50	2009	102	17	1.221674997	0.862	0.138	-0.02066	0.00346	0.06736	0.07057			
51	2010	13	15	1.175801633	0.879	0.121	-0.02234	0.00346	0.06720	0.05349			
52	2011	137	13	1.116275588	0.897	0.103	-0.02438	0.00345	0.06699	0.03646			
53	2012	237	11	1.038620162	0.914	0.086	-0.02680	0.00344	0.06673	0.01948			
54	2013	107	11	1.022840611	0.931	0.069	-0.02726	0.00344	0.06667	0.00229			
55	2014	23	10	0.986323777	0.948	0.052	-0.02827	0.00344	0.06655	0.01482			
56	2015	24	9	0.96425963	0.966	0.034	-0.02886	0.00343	0.06647	0.03199			
57	2016	82	9	0.961895474	0.983	0.017	-0.02892	0.00343	0.06646	0.04922			
MEDIA		79.94	79.94	1.75									
DESV. ESTANDAR		59.9169107	59.91715902	0.403289465									
COEF DE SESGO		0.75261582											

Tabla 10. 30 Serie de caudales: Distribución LogPearson -Probabilidad Empírica de Weibull

WEIBULL	Delta Teorico	Delta tabular
Pearson III	0.10106	0.18014
Normal	0.10146	
Gumbel	0.11796	
Lognormal	0.13940	

Tabla 10. 31 Serie de caudales: Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de Weibull.

CHARCANI PRUEBA S.K.		Delta Teórico	Delta tabular
WEIBULL	Pearson III	0.1010567	0.1801364
	Normal	0.1014586	
	Gumbel	0.1179575	
	Lognormal	0.1394000	
BLOM	Pearson III	0.0981204	
	Normal	0.1077830	
	Gumbel	0.1150212	
	Lognormal	0.1394000	
CALIFORNIA	Pearson III	0.0981869	
	Gumbel	0.1052533	
	Normal	0.1187000	
	Lognormal	0.1481719	
GRINGORTEN	**Pearson III**	**0.0976036**	
	Normal	0.1088961	
	Gumbel	0.1145044	
	Lognormal	0.1394000	

Tabla 10. 32 Serie de caudales: Combinación de Distribución de probabilidad Teórica y probabilidad empírica de menor delta de Smirnov.

10.5 Análisis de Frecuencia para Serie de precipitaciones estación Chiguata

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Blom Prob. Excedencia $\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Z	P	Smirnov Kolmogorov: Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x)-F(X)\rvert$	⇓	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	34.60	48.8	0.016	0.984	2.46	0.9957	0.01204	0.15979	0.22062	1
2	1978	12.80	44	0.042	0.958	2.02	0.9941	0.03658			SI
3	1979	24.80	39.3	0.069	0.931	1.59	0.9429	0.01153			0
4	1980	12.40	37.9	0.095	0.905	1.46	0.9177	0.01247			NO
5	1981	28.90	36.2	0.121	0.879	1.30	0.9066	0.02752			
6	1982	9.20	35.3	0.147	0.853	1.22	0.8869	0.03396			
7	1983	3.80	34.6	0.173	0.827	1.16	0.8621	0.03530			
8	1984	21.00	32.2	0.199	0.801	0.94	0.8599	0.05925			
9	1985	20.30	30.4	0.225	0.775	0.77	0.8438	0.06929			
10	1986	37.90	28.9	0.252	0.748	0.63	0.719	0.02937			
11	1987	30.40	28.5	0.278	0.722	0.60	0.6141	0.10812			
12	1988	22.70	25	0.304	0.696	0.27	0.6103	0.08578			
13	1989	32.20	24.8	0.330	0.670	0.26	0.5279	0.14203			
14	1990	18.90	24.3	0.356	0.644	0.21	0.484	0.15979			
15	1991	13.50	23.4	0.382	0.618	0.13	0.4761	0.14155			
16	1992	6.00	22.7	0.408	0.592	0.06	0.4443	0.14720			
17	1993	21.80	21.8	0.435	0.565	-0.02	0.409	0.15636			
18	1994	35.30	21	0.461	0.539	-0.09	0.4052	0.13402			
19	1995	48.80	20.9	0.487	0.513	-0.10	0.3574	0.15567			
20	1996	15.90	20.7	0.513	0.487	-0.12	0.3707	0.11623			
21	1997	44.00	20.3	0.539	0.461	-0.16	0.3264	0.13438			
22	1998	12.60	19.2	0.565	0.435	-0.26	0.3264	0.10824			
23	1999	25.00	18.9	0.592	0.408	-0.29	0.305	0.10350			
24	2000	36.20	18.7	0.618	0.382	-0.30	0.2912	0.09115			
25	2001	20.90	16.3	0.644	0.356	-0.53	0.2912	0.06501			
26	2002	24.30	15.9	0.670	0.330	-0.56	0.2843	0.04577			
27	2003	9.20	14.4	0.696	0.304	-0.70	0.2709	0.03302			
28	2004	18.70	13.5	0.722	0.278	-0.78	0.2676	0.01018			
29	2005	13.00	13	0.748	0.252	-0.83	0.2578	0.00617			
30	2006	14.40	12.8	0.775	0.225	-0.85	0.2451	0.01961			
31	2007	23.40	12.6	0.801	0.199	-0.87	0.2358	0.03645			
32	2008	20.70	12.4	0.827	0.173	-0.88	0.2236	0.05040			
33	2009	9.90	9.9	0.853	0.147	-1.11	0.2119	0.06484			
34	2010	9.70	9.7	0.879	0.121	-1.13	0.1711	0.05018			
35	2011	19.20	9.2	0.905	0.095	-1.18	0.1271	0.03233			
36	2012	39.30	9.2	0.931	0.069	-1.18	0.1271	0.05847			
37	2013	28.50	6	0.958	0.042	-1.47	0.1271	0.08462			
38	2014	16.30	3.8	0.984	0.016	-1.68	0.0793	0.06296			
MEDIA		22.01	22.01								
DESV. ESTANDAR		10.87313006	10.87313006								

Tabla 10. 33 Serie de precipitaciones Chiguata : Distribución Normal-Probabilidad Empírica de Bloom

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Blom Prob. Excedencia $\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Prob. Excedencia	Ln Caudales registrados	Z	P	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X)\rvert$ Δ	⇓	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	34.60	48.8	0.016	0.984	3.888	1.66	0.9554	0.02826	0.08874	0.22062	1
2	1978	12.80	44	0.042	0.958	3.784	1.47	0.9525	0.00502			SI
3	1979	24.80	39.3	0.069	0.931	3.671	1.27	0.9032	0.02817			0
4	1980	12.40	37.9	0.095	0.905	3.635	1.21	0.8869	0.01833			NO
5	1981	28.90	36.2	0.121	0.879	3.589	1.13	0.881	0.00192			
6	1982	9.20	35.3	0.147	0.853	3.564	1.08	0.8686	0.01566			
7	1983	3.80	34.6	0.173	0.827	3.544	1.05	0.8554	0.02860			
8	1984	21.00	32.2	0.199	0.801	3.472	0.92	0.8531	0.05245			
9	1985	20.30	30.4	0.225	0.775	3.414	0.82	0.8461	0.07159			
10	1986	37.90	28.9	0.252	0.748	3.364	0.73	0.7734	0.02503			
11	1987	30.40	28.5	0.278	0.722	3.350	0.70	0.7088	0.01342			
12	1988	22.70	25	0.304	0.696	3.219	0.47	0.7019	0.00582			
13	1989	32.20	24.8	0.330	0.670	3.211	0.45	0.6406	0.02933			
14	1990	18.90	24.3	0.356	0.644	3.190	0.42	0.6026	0.04119			
15	1991	13.50	23.4	0.382	0.618	3.153	0.35	0.5987	0.01895			
16	1992	6.00	22.7	0.408	0.592	3.122	0.30	0.5675	0.02400			
17	1993	21.80	21.8	0.435	0.565	3.082	0.22	0.5279	0.03746			
18	1994	35.30	21	0.461	0.539	3.045	0.16	0.5279	0.01132			
19	1995	48.80	20.9	0.487	0.513	3.040	0.15	0.512	0.00107			
20	1996	15.90	20.7	0.513	0.487	3.030	0.13	0.484	0.00293			
21	1997	44.00	20.3	0.539	0.461	3.011	0.10	0.4286	0.03218			
22	1998	12.60	19.2	0.565	0.435	2.955	0.00	0.4247	0.00994			
23	1999	25.00	18.9	0.592	0.408	2.939	-0.03	0.3974	0.01110			
24	2000	36.20	18.7	0.618	0.382	2.929	-0.05	0.3783	0.00405			
25	2001	20.90	16.3	0.644	0.356	2.791	-0.29	0.3707	0.01449			
26	2002	24.30	15.9	0.670	0.330	2.766	-0.34	0.3669	0.03683			
27	2003	9.20	14.4	0.696	0.304	2.667	-0.51	0.3409	0.03698			
28	2004	18.70	13.5	0.722	0.278	2.603	-0.63	0.3372	0.05942			
29	2005	13.00	13	0.748	0.252	2.565	-0.70	0.3228	0.07117			
30	2006	14.40	12.8	0.775	0.225	2.549	-0.72	0.2946	0.06911			
31	2007	23.40	12.6	0.801	0.199	2.534	-0.75	0.2776	0.07825			
32	2008	20.70	12.4	0.827	0.173	2.518	-0.78	0.2546	0.08140			
33	2009	9.90	9.9	0.853	0.147	2.293	-1.18	0.2358	0.08874			
34	2010	9.70	9.7	0.879	0.121	2.272	-1.22	0.1492	0.02828			
35	2011	19.20	9.2	0.905	0.095	2.219	-1.31	0.0582	0.03657			
36	2012	39.30	9.2	0.931	0.069	2.219	-1.31	0.0559	0.01273			
37	2013	28.50	6	0.958	0.042	1.792	-2.07	0.0526	0.01012			
38	2014	16.30	3.8	0.984	0.016	1.335	-2.89	0.001	0.01534			
				MEDIA		2.96						
				DESV. ESTANDAR		0.56167322						

Tabla 10. 34 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de Bloom

Numero Orden	*Año*	*Precipitación Registrada mm*	*Precipitación* Ordenada Descen.	Bloom Prob. Excedencia $\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Valor Extremo $\exp(\exp(-\frac{\pi K_T}{\sqrt{6}} - 0.5772))$ K_T	⇓	T	Prob. Excedencia $P=\frac{1}{T}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Smirnov Kolmogorov *Max Diferencia* $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X)\rvert$ Δ	⇓	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	34.60	48.8	0.016	0.984	2.464	1.024	42.468	0.02355	0.97645	0.00721	0.06181	0.22062	1
2	1978	12.80	44	0.042	0.958	2.022	1.043	24.327	0.04111	0.95889	0.00138			SI
3	1979	24.80	39.3	0.069	0.931	1.590	1.076	14.191	0.07047	0.92953	0.00184			0
4	1980	12.40	37.9	0.095	0.905	1.461	1.090	12.109	0.08258	0.91742	0.01219			NO
5	1981	28.90	36.2	0.121	0.879	1.305	1.111	10.002	0.09998	0.90002	0.02094			
6	1982	9.20	35.3	0.147	0.853	1.222	1.124	9.047	0.11053	0.88947	0.03653			
7	1983	3.80	34.6	0.173	0.827	1.158	1.136	8.371	0.11945	0.88055	0.05375			
8	1984	21.00	32.2	0.199	0.801	0.937	1.184	6.437	0.15536	0.84464	0.04399			
9	1985	20.30	30.4	0.225	0.775	0.771	1.232	5.307	0.18843	0.81157	0.03706			
10	1986	37.90	28.9	0.252	0.748	0.633	1.283	4.534	0.22057	0.77943	0.03107			
11	1987	30.40	28.5	0.278	0.722	0.597	1.299	4.350	0.22989	0.77011	0.04788			
12	1988	22.70	25	0.304	0.696	0.275	1.484	3.066	0.32615	0.67385	0.02223			
13	1989	32.20	24.8	0.330	0.670	0.256	1.498	3.008	0.33247	0.66753	0.00240			
14	1990	18.90	24.3	0.356	0.644	0.210	1.535	2.868	0.34866	0.65134	0.00755			
15	1991	13.50	23.4	0.382	0.618	0.128	1.611	2.637	0.37920	0.62080	0.00316			
16	1992	6.00	22.7	0.408	0.592	0.063	1.678	2.474	0.40415	0.59585	0.00434			
17	1993	21.80	21.8	0.435	0.565	-0.020	1.778	2.285	0.43773	0.56227	0.00308			
18	1994	35.30	21	0.461	0.539	-0.093	1.883	2.133	0.46887	0.53113	0.00808			
19	1995	48.80	20.9	0.487	0.513	-0.102	1.897	2.115	0.47284	0.52716	0.01409			
20	1996	15.90	20.7	0.513	0.487	-0.121	1.926	2.080	0.48084	0.51916	0.03224			
21	1997	44.00	20.3	0.539	0.461	-0.158	1.988	2.012	0.49702	0.50298	0.04220			
22	1998	12.60	19.2	0.565	0.435	-0.259	2.187	1.843	0.54270	0.45730	0.02266			
23	1999	25.00	18.9	0.592	0.408	-0.286	2.249	1.800	0.55541	0.44459	0.03610			
24	2000	36.20	18.7	0.618	0.382	-0.305	2.293	1.773	0.56393	0.43607	0.05372			
25	2001	20.90	16.3	0.644	0.356	-0.525	3.009	1.498	0.66764	0.33236	0.02385			
26	2002	24.30	15.9	0.670	0.330	-0.562	3.173	1.460	0.68486	0.31514	0.01493			
27	2003	9.20	14.4	0.696	0.304	-0.700	3.968	1.337	0.74798	0.25202	0.05190			
28	2004	18.70	13.5	0.722	0.278	-0.783	4.630	1.275	0.78403	0.21597	0.06181			
29	2005	13.00	13	0.748	0.252	-0.829	5.082	1.245	0.80323	0.19677	0.05487			
30	2006	14.40	12.8	0.775	0.225	-0.847	5.283	1.233	0.81072	0.18928	0.03621			
31	2007	23.40	12.6	0.801	0.199	-0.866	5.497	1.222	0.81810	0.18190	0.01744			
32	2008	20.70	12.4	0.827	0.173	-0.884	5.726	1.212	0.82535	0.17465	0.00145			
33	2009	9.90	9.9	0.853	0.147	-1.114	10.417	1.106	0.90400	0.09600	0.05106			
34	2010	9.70	9.7	0.879	0.121	-1.132	11.016	1.100	0.90923	0.09077	0.03014			
35	2011	19.20	9.2	0.905	0.095	-1.178	12.745	1.085	0.92154	0.07846	0.01631			
36	2012	39.30	9.2	0.931	0.069	-1.178	12.745	1.085	0.92154	0.07846	0.00983			
37	2013	28.50	6	0.958	0.042	-1.473	40.947	1.025	0.97558	0.02442	0.01806			
38	2014	16.30	3.8	0.984	0.016	-1.675	122.999	1.008	0.99187	0.00813	0.00821			
MEDIA		22.01	22.01											
DESV. ESTANDAR		10.87313006	10.87313006											

Tabla 10. 35 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de Bloom

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Blom Prob. Excedencia $\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Pearson III F(X)	Pearson III P(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x)-F(X)\rvert$	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$	
1	1977	34.60	48.8	0.016	0.984	0.0026	0.9844	0.00076	0.05710	0.22062		1
2	1978	12.80	44	0.042	0.958	0.0052	0.9664	0.00884				SI
3	1979	24.80	39.3	0.069	0.931	0.0095	0.9326	0.00122				0
4	1980	12.40	37.9	0.095	0.905	0.0112	0.9181	0.01288				NO
5	1981	28.90	36.2	0.121	0.879	0.0135	0.8971	0.01802				
6	1982	9.20	35.3	0.147	0.853	0.0149	0.8843	0.03138				
7	1983	3.80	34.6	0.173	0.827	0.0160	0.8735	0.04672				
8	1984	21.00	32.2	0.199	0.801	0.0201	0.8304	0.02970				
9	1985	20.30	30.4	0.225	0.775	0.0233	0.7913	0.01683				
10	1986	37.90	28.9	0.252	0.748	0.0261	0.7543	0.00591				
11	1987	30.40	28.5	0.278	0.722	0.0268	0.7437	0.02147				
12	1988	22.70	25	0.304	0.696	0.0328	0.6390	0.05710				
13	1989	32.20	24.8	0.330	0.670	0.0331	0.6324	0.03755				
14	1990	18.90	24.3	0.356	0.644	0.0338	0.6156	0.02814				
15	1991	13.50	23.4	0.382	0.618	0.0350	0.5847	0.03299				
16	1992	6.00	22.7	0.408	0.592	0.0358	0.5599	0.03165				
17	1993	21.80	21.8	0.435	0.565	0.0367	0.5272	0.03813				
18	1994	35.30	21	0.461	0.539	0.0372	0.4977	0.04156				
19	1995	48.80	20.9	0.487	0.513	0.0373	0.4939	0.01914				
20	1996	15.90	20.7	0.513	0.487	0.0374	0.4865	0.00046				
21	1997	44.00	20.3	0.539	0.461	0.0376	0.4715	0.01068				
22	1998	12.60	19.2	0.565	0.435	0.0378	0.4300	0.00466				
23	1999	25.00	18.9	0.592	0.408	0.0378	0.4186	0.01014				
24	2000	36.20	18.7	0.618	0.382	0.0378	0.4111	0.02873				
25	2001	20.90	16.3	0.644	0.356	0.0364	0.3217	0.03448				
26	2002	24.30	15.9	0.670	0.330	0.0359	0.3073	0.02280				
27	2003	9.20	14.4	0.696	0.304	0.0338	0.2549	0.04904				
28	2004	18.70	13.5	0.722	0.278	0.0322	0.2252	0.05260				
29	2005	13.00	13	0.748	0.252	0.0312	0.2093	0.04229				
30	2006	14.40	12.8	0.775	0.225	0.0308	0.2031	0.02234				
31	2007	23.40	12.6	0.801	0.199	0.0303	0.1970	0.00231				
32	2008	20.70	12.4	0.827	0.173	0.0299	0.1910	0.01782				
33	2009	9.90	9.9	0.853	0.147	0.0237	0.1238	0.02327				
34	2010	9.70	9.7	0.879	0.121	0.0232	0.1191	0.00182				
35	2011	19.20	9.2	0.905	0.095	0.0219	0.1078	0.01305				
36	2012	39.30	9.2	0.931	0.069	0.0219	0.1078	0.03919				
37	2013	28.50	6	0.958	0.042	0.0135	0.0514	0.00890				
38	2014	16.30	3.8	0.984	0.016	0.0086	0.0273	0.01092				
MEDIA		22.01	22.01									
DESV. ESTANDAR		10.8731301	10.87313006									
COEF DE SESGO		0.5265797										

Tabla 10. 36 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de Bloom

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Logaritmo Precipitación Ordenada Descen.	Bloom Prob. Excedencia $\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Log Pearson III F(X)	Log Pearson III P(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x)-F(X)\rvert$	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$	
1	1977	34.6	48.8	1.69	0.016	0.984	0.0064	0.1881	0.79556	0.90284	0.22062		0
2	1978	12.8	44.0	1.64	0.042	0.958	0.0064	0.0547	0.90284				SI
3	1979	24.8	39.3	1.59	0.069	0.931	0.0064	0.0543	0.87706				1
4	1980	12.4	37.9	1.58	0.095	0.905	0.0063	0.0542	0.85103				NO
5	1981	28.9	36.2	1.56	0.121	0.879	0.0063	0.0541	0.82503				
6	1982	9.2	35.3	1.55	0.147	0.853	0.0063	0.0540	0.79896				
7	1983	3.8	34.6	1.54	0.173	0.827	0.0063	0.0539	0.77288				
8	1984	21.0	32.2	1.51	0.199	0.801	0.0063	0.0537	0.74696				
9	1985	20.3	30.4	1.48	0.225	0.775	0.0063	0.0535	0.72100				
10	1986	37.9	28.9	1.46	0.252	0.748	0.0062	0.0534	0.69502				
11	1987	30.4	28.5	1.45	0.278	0.722	0.0062	0.0533	0.66891				
12	1988	22.7	25.0	1.40	0.304	0.696	0.0062	0.0529	0.64318				
13	1989	32.2	24.8	1.39	0.330	0.670	0.0062	0.0529	0.61706				
14	1990	18.9	24.3	1.39	0.356	0.644	0.0062	0.0528	0.59098				
15	1991	13.5	23.4	1.37	0.382	0.618	0.0062	0.0527	0.56495				
16	1992	6.0	22.7	1.36	0.408	0.592	0.0062	0.0526	0.53890				
17	1993	21.8	21.8	1.34	0.435	0.565	0.0062	0.0525	0.51288				
18	1994	35.3	21.0	1.32	0.461	0.539	0.0061	0.0524	0.48685				
19	1995	48.8	20.9	1.32	0.487	0.513	0.0061	0.0523	0.46072				
20	1996	15.9	20.7	1.32	0.513	0.487	0.0061	0.0523	0.43461				
21	1997	44.0	20.3	1.31	0.539	0.461	0.0061	0.0523	0.40853				
22	1998	12.6	19.2	1.28	0.565	0.435	0.0061	0.0521	0.38255				
23	1999	25.0	18.9	1.28	0.592	0.408	0.0061	0.0520	0.35646				
24	2000	36.2	18.7	1.27	0.618	0.382	0.0061	0.0520	0.33034				
25	2001	20.9	16.3	1.21	0.644	0.356	0.0061	0.0516	0.30462				
26	2002	24.3	15.9	1.20	0.670	0.330	0.0060	0.0515	0.27855				
27	2003	9.2	14.4	1.16	0.696	0.304	0.0060	0.0512	0.25270				
28	2004	18.7	13.5	1.13	0.722	0.278	0.0060	0.0510	0.22675				
29	2005	13.0	13.0	1.11	0.748	0.252	0.0060	0.0509	0.20072				
30	2006	14.4	12.8	1.11	0.775	0.225	0.0060	0.0509	0.17463				
31	2007	23.4	12.6	1.10	0.801	0.199	0.0060	0.0508	0.14853				
32	2008	20.7	12.4	1.09	0.827	0.173	0.0060	0.0508	0.12243				
33	2009	9.9	9.9	1.00	0.853	0.147	0.0059	0.0501	0.09696				
34	2010	9.7	9.7	0.99	0.879	0.121	0.0059	0.0500	0.07087				
35	2011	19.2	9.2	0.96	0.905	0.095	0.0059	0.0499	0.04489				
36	2012	39.3	9.2	0.96	0.931	0.069	0.0059	0.0499	0.01874				
37	2013	28.5	6.0	0.78	0.958	0.042	0.0057	0.0486	0.00616				
38	2014	16.3	3.8	0.58	0.984	0.016	0.0056	0.0473	0.03101				
MEDIA		22.01		1.28									
DESV. ESTANDAR		10.87313006		0.24393158									
COEF DE SESGO		-0.660											

Tabla 10. 37 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución LogPearson - Probabilidad Empírica de Bloom

BLOOM	Delta Teorico	Delta tabular
Pearson III	0.05710	0.22062
Gumbel	0.06181	
Lognormal	0.08874	
Normal	0.15979	

Tabla 10. 38 Serie de precipitaciones Chiguata: Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de Bloom.

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	California Prob. Excedencia m/n	Prob. No Excedencia $1-P$	Z	P	Smirnov Kolmogorov: Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X)\rvert$ (Δ)	($\Downarrow$)	Δ_tablas, $\alpha = 0.05$, $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	34.60	48.8	0.026	0.974	2.46	0.9957	0.02202	0.14758	0.22062	1
2	1978	12.80	44	0.053	0.947	2.02	0.9941	0.04673			SI
3	1979	24.80	39.3	0.079	0.921	1.59	0.9429	0.02185			0
4	1980	12.40	37.9	0.105	0.895	1.46	0.9177	0.02296			NO
5	1981	28.90	36.2	0.132	0.868	1.30	0.9066	0.03818			
6	1982	9.20	35.3	0.158	0.842	1.22	0.8869	0.04479			
7	1983	3.80	34.6	0.184	0.816	1.16	0.8621	0.04631			
8	1984	21.00	32.2	0.211	0.789	0.94	0.8599	0.07043			
9	1985	20.30	30.4	0.237	0.763	0.77	0.8438	0.08064			
10	1986	37.90	28.9	0.263	0.737	0.63	0.719	0.01784			
11	1987	30.40	28.5	0.289	0.711	0.60	0.6141	0.09643			
12	1988	22.70	25	0.316	0.684	0.27	0.6103	0.07391			
13	1989	32.20	24.8	0.342	0.658	0.26	0.5279	0.12999			
14	1990	18.90	24.3	0.368	0.632	0.21	0.484	0.14758			
15	1991	13.50	23.4	0.395	0.605	0.13	0.4761	0.12916			
16	1992	6.00	22.7	0.421	0.579	0.06	0.4443	0.13465			
17	1993	21.80	21.8	0.447	0.553	-0.02	0.409	0.14363			
18	1994	35.30	21	0.474	0.526	-0.09	0.4052	0.12112			
19	1995	48.80	20.9	0.500	0.500	-0.10	0.3574	0.14260			
20	1996	15.90	20.7	0.526	0.474	-0.12	0.3707	0.10298			
21	1997	44.00	20.3	0.553	0.447	-0.16	0.3264	0.12097			
22	1998	12.60	19.2	0.579	0.421	-0.26	0.3264	0.09465			
23	1999	25.00	18.9	0.605	0.395	-0.29	0.305	0.08974			
24	2000	36.20	18.7	0.632	0.368	-0.30	0.2912	0.07722			
25	2001	20.90	16.3	0.658	0.342	-0.53	0.2912	0.05091			
26	2002	24.30	15.9	0.684	0.316	-0.56	0.2843	0.03149			
27	2003	9.20	14.4	0.711	0.289	-0.70	0.2709	0.01857			
28	2004	18.70	13.5	0.737	0.263	-0.78	0.2676	0.00444			
29	2005	13.00	13	0.763	0.237	-0.83	0.2578	0.02096			
30	2006	14.40	12.8	0.789	0.211	-0.85	0.2451	0.03457			
31	2007	23.40	12.6	0.816	0.184	-0.87	0.2358	0.05159			
32	2008	20.70	12.4	0.842	0.158	-0.88	0.2236	0.06571			
33	2009	9.90	9.9	0.868	0.132	-1.11	0.2119	0.08032			
34	2010	9.70	9.7	0.895	0.105	-1.13	0.1711	0.06584			
35	2011	19.20	9.2	0.921	0.079	-1.18	0.1271	0.04815			
36	2012	39.30	9.2	0.947	0.053	-1.18	0.1271	0.07447			
37	2013	28.50	6	0.974	0.026	-1.47	0.1271	0.10078			
38	2014	16.30	3.8	1.000	0.000	-1.68	0.0793	0.07930			
MEDIA		22.01	22.01								
DESV. ESTANDAR		10.87313006	10.87313006								

Tabla 10. 39 Serie de precipitaciones Chiguata : Distribución Normal-Probabilidad Empírica de California

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	California Prob. Excedencia m/n	Prob. Excedencia	Ln Caudales registrados	Z	P	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\|P(x) - F(X)\|$	Δ	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	34.60	48.8	0.026	0.974	3.888	1.66	0.9554	0.01828	0.10422		0.22062	1
2	1978	12.80	44	0.053	0.947	3.784	1.47	0.9525	0.00513				SI
3	1979	24.80	39.3	0.079	0.921	3.671	1.27	0.9032	0.01785				0
4	1980	12.40	37.9	0.105	0.895	3.635	1.21	0.8869	0.00784				NO
5	1981	28.90	36.2	0.132	0.868	3.589	1.13	0.881	0.01258				
6	1982	9.20	35.3	0.158	0.842	3.564	1.08	0.8686	0.02649				
7	1983	3.80	34.6	0.184	0.816	3.544	1.05	0.8554	0.03961				
8	1984	21.00	32.2	0.211	0.789	3.472	0.92	0.8531	0.06363				
9	1985	20.30	30.4	0.237	0.763	3.414	0.82	0.8461	0.08294				
10	1986	37.90	28.9	0.263	0.737	3.364	0.73	0.7734	0.03656				
11	1987	30.40	28.5	0.289	0.711	3.350	0.70	0.7088	0.00173				
12	1988	22.70	25	0.316	0.684	3.219	0.47	0.7019	0.01769				
13	1989	32.20	24.8	0.342	0.658	3.211	0.45	0.6406	0.01729				
14	1990	18.90	24.3	0.368	0.632	3.190	0.42	0.6026	0.02898				
15	1991	13.50	23.4	0.395	0.605	3.153	0.35	0.5987	0.00656				
16	1992	6.00	22.7	0.421	0.579	3.122	0.30	0.5675	0.01145				
17	1993	21.80	21.8	0.447	0.553	3.082	0.22	0.5279	0.02473				
18	1994	35.30	21	0.474	0.526	3.045	0.16	0.5279	0.00158				
19	1995	48.80	20.9	0.500	0.500	3.040	0.15	0.512	0.01200				
20	1996	15.90	20.7	0.526	0.474	3.030	0.13	0.484	0.01032				
21	1997	44.00	20.3	0.553	0.447	3.011	0.10	0.4286	0.01877				
22	1998	12.60	19.2	0.579	0.421	2.955	0.00	0.4247	0.00365				
23	1999	25.00	18.9	0.605	0.395	2.939	-0.03	0.3974	0.00266				
24	2000	36.20	18.7	0.632	0.368	2.929	-0.05	0.3783	0.00988				
25	2001	20.90	16.3	0.658	0.342	2.791	-0.29	0.3707	0.02859				
26	2002	24.30	15.9	0.684	0.316	2.766	-0.34	0.3669	0.05111				
27	2003	9.20	14.4	0.711	0.289	2.667	-0.51	0.3409	0.05143				
28	2004	18.70	13.5	0.737	0.263	2.603	-0.63	0.3372	0.07404				
29	2005	13.00	13	0.763	0.237	2.565	-0.70	0.3228	0.08596				
30	2006	14.40	12.8	0.789	0.211	2.549	-0.72	0.2946	0.08407				
31	2007	23.40	12.6	0.816	0.184	2.534	-0.75	0.2776	0.09339				
32	2008	20.70	12.4	0.842	0.158	2.518	-0.78	0.2546	0.09671				
33	2009	9.90	9.9	0.868	0.132	2.293	-1.18	0.2358	0.10422				
34	2010	9.70	9.7	0.895	0.105	2.272	-1.22	0.1492	0.04394				
35	2011	19.20	9.2	0.921	0.079	2.219	-1.31	0.0582	0.02075				
36	2012	39.30	9.2	0.947	0.053	2.219	-1.31	0.0559	0.00327				
37	2013	28.50	6	0.974	0.026	1.792	-2.07	0.0526	0.02628				
38	2014	16.30	3.8	1.000	0.000	1.335	-2.89	0.001	0.00100				
				MEDIA		2.96							
				DESV. ESTANDAR		0.561673221							

Tabla 10. 40 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de California

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	California Prob. Excedencia m/n	Prob. No Excedencia $1-P$	Valor Extremo $\exp(\exp(-\frac{\pi K_T}{\sqrt{6}} - 0.5772))$ K_T	$\Downarrow$	T	Prob. Excedencia $P = \frac{1}{T}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\|P(x) - F(X)\|$ Δ	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	34.60	48.8	0.026	0.974	2.464	1.024	42.468	0.02355	0.97645	0.00277	0.06765	0.22062	1
2	1978	12.80	44	0.053	0.947	2.022	1.043	24.327	0.04111	0.95889	0.01153			SI
3	1979	24.80	39.3	0.079	0.921	1.590	1.076	14.191	0.07047	0.92953	0.00848			0
4	1980	12.40	37.9	0.105	0.895	1.461	1.090	12.109	0.08258	0.91742	0.02268			NO
5	1981	28.90	36.2	0.132	0.868	1.305	1.111	10.002	0.09998	0.90002	0.03160			
6	1982	9.20	35.3	0.158	0.842	1.222	1.124	9.047	0.11053	0.88947	0.04736			
7	1983	3.80	34.6	0.184	0.816	1.158	1.136	8.371	0.11945	0.88055	0.06476			
8	1984	21.00	32.2	0.211	0.789	0.937	1.184	6.437	0.15536	0.84464	0.05517			
9	1985	20.30	30.4	0.237	0.763	0.771	1.232	5.307	0.18843	0.81157	0.04842			
10	1986	37.90	28.9	0.263	0.737	0.633	1.283	4.534	0.22057	0.77943	0.04259			
11	1987	30.40	28.5	0.289	0.711	0.597	1.299	4.350	0.22989	0.77011	0.05958			
12	1988	22.70	25	0.316	0.684	0.275	1.484	3.066	0.32615	0.67385	0.01036			
13	1989	32.20	24.8	0.342	0.658	0.256	1.498	3.008	0.33247	0.66753	0.00964			
14	1990	18.90	24.3	0.368	0.632	0.210	1.535	2.868	0.34866	0.65134	0.01976			
15	1991	13.50	23.4	0.395	0.605	0.128	1.611	2.637	0.37920	0.62080	0.01554			
16	1992	6.00	22.7	0.421	0.579	0.063	1.678	2.474	0.40415	0.59585	0.01690			
17	1993	21.80	21.8	0.447	0.553	-0.020	1.778	2.285	0.43773	0.56227	0.00964			
18	1994	35.30	21	0.474	0.526	-0.093	1.883	2.133	0.46887	0.53113	0.00482			
19	1995	48.80	20.9	0.500	0.500	-0.102	1.897	2.115	0.47284	0.52716	0.02716			
20	1996	15.90	20.7	0.526	0.474	-0.121	1.926	2.080	0.48084	0.51916	0.04548			
21	1997	44.00	20.3	0.553	0.447	-0.158	1.988	2.012	0.49702	0.50298	0.05561			
22	1998	12.60	19.2	0.579	0.421	-0.259	2.187	1.843	0.54270	0.45730	0.03625			
23	1999	25.00	18.9	0.605	0.395	-0.286	2.249	1.800	0.55541	0.44459	0.04986			
24	2000	36.20	18.7	0.632	0.368	-0.305	2.293	1.773	0.56393	0.43607	0.06765			
25	2001	20.90	16.3	0.658	0.342	-0.525	3.009	1.498	0.66764	0.33236	0.00974			
26	2002	24.30	15.9	0.684	0.316	-0.562	3.173	1.460	0.68486	0.31514	0.00065			
27	2003	9.20	14.4	0.711	0.289	-0.700	3.968	1.337	0.74798	0.25202	0.03746			
28	2004	18.70	13.5	0.737	0.263	-0.783	4.630	1.275	0.78403	0.21597	0.04719			
29	2005	13.00	13	0.763	0.237	-0.829	5.082	1.245	0.80323	0.19677	0.04007			
30	2006	14.40	12.8	0.789	0.211	-0.847	5.283	1.233	0.81072	0.18928	0.02125			
31	2007	23.40	12.6	0.816	0.184	-0.866	5.497	1.222	0.81810	0.18190	0.00231			
32	2008	20.70	12.4	0.842	0.158	-0.884	5.726	1.212	0.82535	0.17465	0.01676			
33	2009	9.90	9.9	0.868	0.132	-1.114	10.417	1.106	0.90400	0.09600	0.03558			
34	2010	9.70	9.7	0.895	0.105	-1.132	11.016	1.100	0.90923	0.09077	0.01449			
35	2011	19.20	9.2	0.921	0.079	-1.178	12.745	1.085	0.92154	0.07846	0.00049			
36	2012	39.30	9.2	0.947	0.053	-1.178	12.745	1.085	0.92154	0.07846	0.02583			
37	2013	28.50	6	0.974	0.026	-1.473	40.947	1.025	0.97558	0.02442	0.00189			
38	2014	16.30	3.8	1.000	0.000	-1.675	122.999	1.008	0.99187	0.00813	0.00813			
MEDIA		22.01	22.01											
DESV. ESTANDAR		10.87313006	10.87313006											

Tabla 10. 41 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de California

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	California Prob. Excedencia m/n	Prob. No Excedencia $1-P$	Pearson III F(X)	Pearson III P(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X)\rvert$	Δ	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	34.60	48.8	0.026	0.974	0.00259	0.98442	0.01074	0.05773		0.22062	1
2	1978	12.80	44	0.053	0.947	0.00519	0.96636	0.01899				SI
3	1979	24.80	39.3	0.079	0.921	0.00951	0.93259	0.01154				0
4	1980	12.40	37.9	0.105	0.895	0.01121	0.91811	0.02337				NO
5	1981	28.90	36.2	0.132	0.868	0.01354	0.89711	0.02869				
6	1982	9.20	35.3	0.158	0.842	0.01489	0.88432	0.04222				
7	1983	3.80	34.6	0.184	0.816	0.01599	0.87352	0.05773				
8	1984	21.00	32.2	0.211	0.789	0.02005	0.83035	0.04088				
9	1985	20.30	30.4	0.237	0.763	0.02332	0.79134	0.02818				
10	1986	37.90	28.9	0.263	0.737	0.02610	0.75427	0.01743				
11	1987	30.40	28.5	0.289	0.711	0.02683	0.74369	0.03316				
12	1988	22.70	25	0.316	0.684	0.03282	0.63898	0.04523				
13	1989	32.20	24.8	0.342	0.658	0.03312	0.63239	0.02551				
14	1990	18.90	24.3	0.368	0.632	0.03384	0.61565	0.01593				
15	1991	13.50	23.4	0.395	0.605	0.03501	0.58465	0.02061				
16	1992	6.00	22.7	0.421	0.579	0.03581	0.55986	0.01909				
17	1993	21.80	21.8	0.447	0.553	0.03666	0.52723	0.02540				
18	1994	35.30	21	0.474	0.526	0.03723	0.49766	0.02866				
19	1995	48.80	20.9	0.500	0.500	0.03729	0.49393	0.00607				
20	1996	15.90	20.7	0.526	0.474	0.03740	0.48646	0.01278				
21	1997	44.00	20.3	0.553	0.447	0.03758	0.47147	0.02410				
22	1998	12.60	19.2	0.579	0.421	0.03780	0.42998	0.00892				
23	1999	25.00	18.9	0.605	0.395	0.03779	0.41864	0.02390				
24	2000	36.20	18.7	0.632	0.368	0.03776	0.41108	0.04266				
25	2001	20.90	16.3	0.658	0.342	0.03636	0.32173	0.02038				
26	2002	24.30	15.9	0.684	0.316	0.03592	0.30727	0.00852				
27	2003	9.20	14.4	0.711	0.289	0.03380	0.25488	0.03459				
28	2004	18.70	13.5	0.737	0.263	0.03217	0.22518	0.03798				
29	2005	13.00	13	0.763	0.237	0.03117	0.20934	0.02750				
30	2006	14.40	12.8	0.789	0.211	0.03075	0.20315	0.00738				
31	2007	23.40	12.6	0.816	0.184	0.03032	0.19704	0.01283				
32	2008	20.70	12.4	0.842	0.158	0.02988	0.19102	0.03312				
33	2009	9.90	9.9	0.868	0.132	0.02374	0.12379	0.00779				
34	2010	9.70	9.7	0.895	0.105	0.02321	0.11909	0.01383				
35	2011	19.20	9.2	0.921	0.079	0.02188	0.10782	0.02887				
36	2012	39.30	9.2	0.947	0.053	0.02188	0.10782	0.05519				
37	2013	28.50	6	0.974	0.026	0.01351	0.05138	0.02506				
38	2014	16.30	3.8	1.000	0.000	0.00858	0.02726	0.02726				
MEDIA		22.01	22.01									
DESV. ESTANDAR		10.87313006	10.87313006									
COEF DE SESGO		0.5265797										

Tabla 10. 42 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de California

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Logaritmo Precipitación Ordenada Descen.	California Prob. Excedencia m/n	Prob. No Excedencia $1-P$	Log Pearson III F(X)	Log Pearson III P(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X)\rvert$	Δ	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	34.60	48.8	1.688419822	0.026	0.974	0.0064	0.1881	0.78558	0.89269		0.22062	0
2	1978	12.80	44	1.643452676	0.053	0.947	0.0064	0.0547	0.89269				SI
3	1979	24.80	39.3	1.59439255	0.079	0.921	0.0064	0.0543	0.86674				1
4	1980	12.40	37.9	1.57863921	0.105	0.895	0.0063	0.0542	0.84053				NO
5	1981	28.90	36.2	1.558708571	0.132	0.868	0.0063	0.0541	0.81436				
6	1982	9.20	35.3	1.547774705	0.158	0.842	0.0063	0.0540	0.78813				
7	1983	3.80	34.6	1.539076099	0.184	0.816	0.0063	0.0539	0.76187				
8	1984	21.00	32.2	1.507855872	0.211	0.789	0.0063	0.0537	0.73578				
9	1985	20.30	30.4	1.482873584	0.237	0.763	0.0063	0.0535	0.70965				
10	1986	37.90	28.9	1.460897843	0.263	0.737	0.0062	0.0534	0.68349				
11	1987	30.40	28.5	1.45484486	0.289	0.711	0.0062	0.0533	0.65722				
12	1988	22.70	25	1.397940009	0.316	0.684	0.0062	0.0529	0.63131				
13	1989	32.20	24.8	1.394451681	0.342	0.658	0.0062	0.0529	0.60502				
14	1990	18.90	24.3	1.385606274	0.368	0.632	0.0062	0.0528	0.57877				
15	1991	13.50	23.4	1.369215857	0.395	0.605	0.0062	0.0527	0.55257				
16	1992	6.00	22.7	1.356025857	0.421	0.579	0.0062	0.0526	0.52634				
17	1993	21.80	21.8	1.338456494	0.447	0.553	0.0062	0.0525	0.50015				
18	1994	35.30	21	1.322219295	0.474	0.526	0.0061	0.0524	0.47395				
19	1995	48.80	20.9	1.320146286	0.500	0.500	0.0061	0.0523	0.44765				
20	1996	15.90	20.7	1.315970345	0.526	0.474	0.0061	0.0523	0.42137				
21	1997	44.00	20.3	1.307496038	0.553	0.447	0.0061	0.0523	0.39511				
22	1998	12.60	19.2	1.283301229	0.579	0.421	0.0061	0.0521	0.36896				
23	1999	25.00	18.9	1.276461804	0.605	0.395	0.0061	0.0520	0.34270				
24	2000	36.20	18.7	1.271841607	0.632	0.368	0.0061	0.0520	0.31641				
25	2001	20.90	16.3	1.212187604	0.658	0.342	0.0061	0.0516	0.29051				
26	2002	24.30	15.9	1.201397124	0.684	0.316	0.0060	0.0515	0.26427				
27	2003	9.20	14.4	1.158362492	0.711	0.289	0.0060	0.0512	0.23826				
28	2004	18.70	13.5	1.130333768	0.737	0.263	0.0060	0.0510	0.21213				
29	2005	13.00	13	1.113943352	0.763	0.237	0.0060	0.0509	0.18593				
30	2006	14.40	12.8	1.10720997	0.789	0.211	0.0060	0.0509	0.15966				
31	2007	23.40	12.6	1.100370545	0.816	0.184	0.0060	0.0508	0.13339				
32	2008	20.70	12.4	1.093421685	0.842	0.158	0.0060	0.0508	0.10713				
33	2009	9.90	9.9	0.995635195	0.868	0.132	0.0059	0.0501	0.08148				
34	2010	9.70	9.7	0.986771734	0.895	0.105	0.0059	0.0500	0.05522				
35	2011	19.20	9.2	0.963787827	0.921	0.079	0.0059	0.0499	0.02906				
36	2012	39.30	9.2	0.963787827	0.947	0.053	0.0059	0.0499	0.00275				
37	2013	28.50	6	0.77815125	0.974	0.026	0.0057	0.0486	0.02233				
38	2014	16.30	3.8	0.579783597	1.000	0.000	0.0056	0.0473	0.04735				
MEDIA		22.01		1.28									
DESV. ESTANDAR		10.87313006		0.24393158									
COEF DE SESGO		-0.660											

Tabla 10. 43 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución LogPearson - Probabilidad Empírica de California

CALIFORNIA	Delta Teorico	Delta tabular
Pearson III	0.05773	0.22062
Gumbel	0.06765	
Lognormal	0.10422	
Normal	0.14758	

Tabla 10. 44 Serie de precipitaciones Chiguata: Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de California.

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Gringorten Prob. Excedencia $\frac{m-b}{n+1-2b}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Z	P	Smirnov Kolmogorov: Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x)-F(X)\rvert$	Δ	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	34.60	48.8	0.015	0.985	2.46	0.9957	0.01039	0.16028	0.22062	1
2	1978	12.80	44	0.041	0.959	2.02	0.9941	0.03502			SI
3	1979	24.80	39.3	0.067	0.933	1.59	0.9429	0.01006			0
4	1980	12.40	37.9	0.093	0.907	1.46	0.9177	0.01109			NO
5	1981	28.90	36.2	0.120	0.880	1.30	0.9066	0.02622			
6	1982	9.20	35.3	0.146	0.854	1.22	0.8869	0.03276			
7	1983	3.80	34.6	0.172	0.828	1.16	0.8621	0.03419			
8	1984	21.00	32.2	0.198	0.802	0.94	0.8599	0.05822			
9	1985	20.30	30.4	0.225	0.775	0.77	0.8438	0.06835			
10	1986	37.90	28.9	0.251	0.749	0.63	0.719	0.03021			
11	1987	30.40	28.5	0.277	0.723	0.60	0.6141	0.10888			
12	1988	22.70	25	0.303	0.697	0.27	0.6103	0.08645			
13	1989	32.20	24.8	0.329	0.671	0.26	0.5279	0.14261			
14	1990	18.90	24.3	0.356	0.644	0.21	0.484	0.16028			
15	1991	13.50	23.4	0.382	0.618	0.13	0.4761	0.14195			
16	1992	6.00	22.7	0.408	0.592	0.06	0.4443	0.14752			
17	1993	21.80	21.8	0.434	0.566	-0.02	0.409	0.15658			
18	1994	35.30	21	0.461	0.539	-0.09	0.4052	0.13415			
19	1995	48.80	20.9	0.487	0.513	-0.10	0.3574	0.15572			
20	1996	15.90	20.7	0.513	0.487	-0.12	0.3707	0.11618			
21	1997	44.00	20.3	0.539	0.461	-0.16	0.3264	0.13425			
22	1998	12.60	19.2	0.566	0.434	-0.26	0.3264	0.10802			
23	1999	25.00	18.9	0.592	0.408	-0.29	0.305	0.10318			
24	2000	36.20	18.7	0.618	0.382	-0.30	0.2912	0.09075			
25	2001	20.90	16.3	0.644	0.356	-0.53	0.2912	0.06452			
26	2002	24.30	15.9	0.671	0.329	-0.56	0.2843	0.04519			
27	2003	9.20	14.4	0.697	0.303	-0.70	0.2709	0.03235			
28	2004	18.70	13.5	0.723	0.277	-0.78	0.2676	0.00942			
29	2005	13.00	13	0.749	0.251	-0.83	0.2578	0.00701			
30	2006	14.40	12.8	0.775	0.225	-0.85	0.2451	0.02055			
31	2007	23.40	12.6	0.802	0.198	-0.87	0.2358	0.03748			
32	2008	20.70	12.4	0.828	0.172	-0.88	0.2236	0.05151			
33	2009	9.90	9.9	0.854	0.146	-1.11	0.2119	0.06604			
34	2010	9.70	9.7	0.880	0.120	-1.13	0.1711	0.05148			
35	2011	19.20	9.2	0.907	0.093	-1.18	0.1271	0.03371			
36	2012	39.30	9.2	0.933	0.067	-1.18	0.1271	0.05994			
37	2013	28.50	6	0.959	0.041	-1.47	0.1271	0.08618			
38	2014	16.30	3.8	0.985	0.015	-1.68	0.0793	0.06461			
MEDIA		22.01	22.01								
DESV. ESTANDAR		10.87313006	10.87313006								

Tabla 10. 45 Serie de precipitaciones Chiguata : Distribución Normal-Probabilidad Empírica de Gringorten

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Gringorten Prob. Excedencia $\frac{m-b}{n+1-2b}$	Prob. Excedencia	Ln Caudales registrados	Z	P	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X) \rvert$		Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$	
									Δ	$\Downarrow$			
1	1977	34.60	48.8	0.015	0.985	3.888	1.66	0.9554	0.02991	0.08994	0.22062	1	
2	1978	12.80	44	0.041	0.959	3.784	1.47	0.9525	0.00658			SI	
3	1979	24.80	39.3	0.067	0.933	3.671	1.27	0.9032	0.02964			0	
4	1980	12.40	37.9	0.093	0.907	3.635	1.21	0.8869	0.01971			NO	
5	1981	28.90	36.2	0.120	0.880	3.589	1.13	0.881	0.00062				
6	1982	9.20	35.3	0.146	0.854	3.564	1.08	0.8686	0.01446				
7	1983	3.80	34.6	0.172	0.828	3.544	1.05	0.8554	0.02749				
8	1984	21.00	32.2	0.198	0.802	3.472	0.92	0.8531	0.05142				
9	1985	20.30	30.4	0.225	0.775	3.414	0.82	0.8461	0.07065				
10	1986	37.90	28.9	0.251	0.749	3.364	0.73	0.7734	0.02419				
11	1987	30.40	28.5	0.277	0.723	3.350	0.70	0.7088	0.01418				
12	1988	22.70	25	0.303	0.697	3.219	0.47	0.7019	0.00515				
13	1989	32.20	24.8	0.329	0.671	3.211	0.45	0.6406	0.02991				
14	1990	18.90	24.3	0.356	0.644	3.190	0.42	0.6026	0.04168				
15	1991	13.50	23.4	0.382	0.618	3.153	0.35	0.5987	0.01935				
16	1992	6.00	22.7	0.408	0.592	3.122	0.30	0.5675	0.02432				
17	1993	21.80	21.8	0.434	0.566	3.082	0.22	0.5279	0.03768				
18	1994	35.30	21	0.461	0.539	3.045	0.16	0.5279	0.01145				
19	1995	48.80	20.9	0.487	0.513	3.040	0.15	0.512	0.00112				
20	1996	15.90	20.7	0.513	0.487	3.030	0.13	0.484	0.00288				
21	1997	44.00	20.3	0.539	0.461	3.011	0.10	0.4286	0.03205				
22	1998	12.60	19.2	0.566	0.434	2.955	0.00	0.4247	0.00972				
23	1999	25.00	18.9	0.592	0.408	2.939	-0.03	0.3974	0.01078				
24	2000	36.20	18.7	0.618	0.382	2.929	-0.05	0.3783	0.00365				
25	2001	20.90	16.3	0.644	0.356	2.791	-0.29	0.3707	0.01498				
26	2002	24.30	15.9	0.671	0.329	2.766	-0.34	0.3669	0.03741				
27	2003	9.20	14.4	0.697	0.303	2.667	-0.51	0.3409	0.03765				
28	2004	18.70	13.5	0.723	0.277	2.603	-0.63	0.3372	0.06018				
29	2005	13.00	13	0.749	0.251	2.565	-0.70	0.3228	0.07201				
30	2006	14.40	12.8	0.775	0.225	2.549	-0.72	0.2946	0.07005				
31	2007	23.40	12.6	0.802	0.198	2.534	-0.75	0.2776	0.07928				
32	2008	20.70	12.4	0.828	0.172	2.518	-0.78	0.2546	0.08251				
33	2009	9.90	9.9	0.854	0.146	2.293	-1.18	0.2358	0.08994				
34	2010	9.70	9.7	0.880	0.120	2.272	-1.22	0.1492	0.02958				
35	2011	19.20	9.2	0.907	0.093	2.219	-1.31	0.0582	0.03519				
36	2012	39.30	9.2	0.933	0.067	2.219	-1.31	0.0559	0.01126				
37	2013	28.50	6	0.959	0.041	1.792	-2.07	0.0526	0.01168				
38	2014	16.30	3.8	0.985	0.015	1.335	-2.89	0.001	0.01369				
				MEDIA		2.96							
				DESV. ESTANDAR		0.561673221							

Tabla 10. 46 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de Gringorten

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Gringorten Prob. Excedencia $\frac{m-b}{n+1-2b}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Valor Extremo $\exp(\exp(-\frac{\pi K_T}{\sqrt{6}} - 0.5772))$ K_T		T	Prob. Excedencia $P = \frac{1}{T}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X) \rvert$ Δ	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	34.60	48.8	0.015	0.985	2.464	1.024	42.468	0.02355	0.97645	0.00886	0.06105	0.22062	1
2	1978	12.80	44	0.041	0.959	2.022	1.043	24.327	0.04111	0.95889	0.00018			SI
3	1979	24.80	39.3	0.067	0.933	1.590	1.076	14.191	0.07047	0.92953	0.00331			0
4	1980	12.40	37.9	0.093	0.907	1.461	1.090	12.109	0.08258	0.91742	0.01080			NO
5	1981	28.90	36.2	0.120	0.880	1.305	1.111	10.002	0.09998	0.90002	0.01965			
6	1982	9.20	35.3	0.146	0.854	1.222	1.124	9.047	0.11053	0.88947	0.03532			
7	1983	3.80	34.6	0.172	0.828	1.158	1.136	8.371	0.11945	0.88055	0.05263			
8	1984	21.00	32.2	0.198	0.802	0.937	1.184	6.437	0.15536	0.84464	0.04296			
9	1985	20.30	30.4	0.225	0.775	0.771	1.232	5.307	0.18843	0.81157	0.03613			
10	1986	37.90	28.9	0.251	0.749	0.633	1.283	4.534	0.22057	0.77943	0.03022			
11	1987	30.40	28.5	0.277	0.723	0.597	1.299	4.350	0.22989	0.77011	0.04713			
12	1988	22.70	25	0.303	0.697	0.275	1.484	3.066	0.32615	0.67385	0.02290			
13	1989	32.20	24.8	0.329	0.671	0.256	1.498	3.008	0.33247	0.66753	0.00298			
14	1990	18.90	24.3	0.356	0.644	0.210	1.535	2.868	0.34866	0.65134	0.00706			
15	1991	13.50	23.4	0.382	0.618	0.128	1.611	2.637	0.37920	0.62080	0.00276			
16	1992	6.00	22.7	0.408	0.592	0.063	1.678	2.474	0.40415	0.59585	0.00403			
17	1993	21.80	21.8	0.434	0.566	-0.020	1.778	2.285	0.43773	0.56227	0.00331			
18	1994	35.30	21	0.461	0.539	-0.093	1.883	2.133	0.46887	0.53113	0.00822			
19	1995	48.80	20.9	0.487	0.513	-0.102	1.897	2.115	0.47284	0.52716	0.01404			
20	1996	15.90	20.7	0.513	0.487	-0.121	1.926	2.080	0.48084	0.51916	0.03228			
21	1997	44.00	20.3	0.539	0.461	-0.158	1.988	2.012	0.49702	0.50298	0.04233			
22	1998	12.60	19.2	0.566	0.434	-0.259	2.187	1.843	0.54270	0.45730	0.02288			
23	1999	25.00	18.9	0.592	0.408	-0.286	2.249	1.800	0.55541	0.44459	0.03641			
24	2000	36.20	18.7	0.618	0.382	-0.305	2.293	1.773	0.56393	0.43607	0.05412			
25	2001	20.90	16.3	0.644	0.356	-0.525	3.009	1.498	0.66764	0.33236	0.02336			
26	2002	24.30	15.9	0.671	0.329	-0.562	3.173	1.460	0.68486	0.31514	0.01435			
27	2003	9.20	14.4	0.697	0.303	-0.700	3.968	1.337	0.74798	0.25202	0.05123			
28	2004	18.70	13.5	0.723	0.277	-0.783	4.630	1.275	0.78403	0.21597	0.06105			
29	2005	13.00	13	0.749	0.251	-0.829	5.082	1.245	0.80323	0.19677	0.05402			
30	2006	14.40	12.8	0.775	0.225	-0.847	5.283	1.233	0.81072	0.18928	0.03528			
31	2007	23.40	12.6	0.802	0.198	-0.866	5.497	1.222	0.81810	0.18190	0.01642			
32	2008	20.70	12.4	0.828	0.172	-0.884	5.726	1.212	0.82535	0.17465	0.00256			
33	2009	9.90	9.9	0.854	0.146	-1.114	10.417	1.106	0.90400	0.09600	0.04986			
34	2010	9.70	9.7	0.880	0.120	-1.132	11.016	1.100	0.90923	0.09077	0.02885			
35	2011	19.20	9.2	0.907	0.093	-1.178	12.745	1.085	0.92154	0.07846	0.01493			
36	2012	39.30	9.2	0.933	0.067	-1.178	12.745	1.085	0.92154	0.07846	0.01131			
37	2013	28.50	6	0.959	0.041	-1.473	40.947	1.025	0.97558	0.02442	0.01650			
38	2014	16.30	3.8	0.985	0.015	-1.675	122.999	1.008	0.99187	0.00813	0.00656			
MEDIA		22.01	22.01											
DESV. ESTANDAR		10.87313006	10.87313006											

Tabla 10. 47 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de Gringorten

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Gringorten Prob. Excedencia $\frac{m-b}{n+1-2b}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Pearson III F(X)	Pearson III P(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x)-F(X)\rvert$	Δ	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$	
1	1977	34.60	48.8	0.015	0.985	0.00259062	0.9844236	0.00089	0.05777	0.22062	1	
2	1978	12.80	44	0.041	0.959	0.00519165	0.96635652	0.00728			SI	
3	1979	24.80	39.3	0.067	0.933	0.00951386	0.93259439	0.00025			0	
4	1980	12.40	37.9	0.093	0.907	0.01121279	0.91810881	0.01150			NO	
5	1981	28.90	36.2	0.120	0.880	0.0135408	0.89710907	0.01673				
6	1982	9.20	35.3	0.146	0.854	0.01488757	0.88432205	0.03018				
7	1983	3.80	34.6	0.172	0.828	0.01598671	0.8735186	0.04561				
8	1984	21.00	32.2	0.198	0.802	0.02005347	0.83035446	0.02868				
9	1985	20.30	30.4	0.225	0.775	0.0233214	0.79133581	0.01589				
10	1986	37.90	28.9	0.251	0.749	0.02609555	0.75427312	0.00506				
11	1987	30.40	28.5	0.277	0.723	0.02683136	0.7436876	0.02071				
12	1988	22.70	25	0.303	0.697	0.03281588	0.63898021	0.05777				
13	1989	32.20	24.8	0.329	0.671	0.03311557	0.63238696	0.03813				
14	1990	18.90	24.3	0.356	0.644	0.0338357	0.61564735	0.02863				
15	1991	13.50	23.4	0.382	0.618	0.0350144	0.58465274	0.03340				
16	1992	6.00	22.7	0.408	0.592	0.03581182	0.55985702	0.03196				
17	1993	21.80	21.8	0.434	0.566	0.03666154	0.52722836	0.03835				
18	1994	35.30	21	0.461	0.539	0.03723213	0.49765869	0.04169				
19	1995	48.80	20.9	0.487	0.513	0.03729034	0.49393255	0.01918				
20	1996	15.90	20.7	0.513	0.487	0.03739771	0.48646354	0.00042				
21	1997	44.00	20.3	0.539	0.461	0.03757535	0.47146726	0.01082				
22	1998	12.60	19.2	0.566	0.434	0.03779685	0.42997581	0.00444				
23	1999	25.00	18.9	0.592	0.408	0.03778646	0.41863754	0.01045				
24	2000	36.20	18.7	0.618	0.382	0.03776217	0.41108245	0.02913				
25	2001	20.90	16.3	0.644	0.356	0.03635688	0.32172525	0.03399				
26	2002	24.30	15.9	0.671	0.329	0.03592152	0.30726768	0.02222				
27	2003	9.20	14.4	0.697	0.303	0.03379701	0.25488384	0.04837				
28	2004	18.70	13.5	0.723	0.277	0.03217394	0.22517854	0.05184				
29	2005	13.00	13	0.749	0.251	0.03117066	0.20933953	0.04145				
30	2006	14.40	12.8	0.775	0.225	0.03075059	0.20314723	0.02141				
31	2007	23.40	12.6	0.802	0.198	0.03032037	0.19703997	0.00128				
32	2008	20.70	12.4	0.828	0.172	0.02988037	0.19101974	0.01893				
33	2009	9.90	9.9	0.854	0.146	0.02373659	0.12378712	0.02207				
34	2010	9.70	9.7	0.880	0.120	0.02320939	0.11909247	0.00053				
35	2011	19.20	9.2	0.907	0.093	0.02188035	0.10781948	0.01443				
36	2012	39.30	9.2	0.933	0.067	0.02188035	0.10781948	0.04066				
37	2013	28.50	6	0.959	0.041	0.01351031	0.05138063	0.01046				
38	2014	16.30	3.8	0.985	0.015	0.008583	0.02726474	0.01257				
MEDIA		22.01	22.01									
DESV. ESTANDAR		10.8731301	10.87313006									
COEF DE SESGO		0.5265797										

Tabla 10. 48 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de Gringorten

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Logaritmo Precipitación Ordenada Descen.	Gringorten Prob. Excedencia $\frac{m-b}{n+1-2b}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Log Pearson III F(X)	Log Pearson III P(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x)-F(X)\rvert$	Δ	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$	
1	1977	34.60	48.8	1.688419822	0.015	0.985	0.00642794	0.18810033	0.79721	0.90440	0.22062	0	
2	1978	12.80	44	1.643452676	0.041	0.959	0.00639187	0.05467586	0.90440			SI	
3	1979	24.80	39.3	1.59439255	0.067	0.933	0.0063527	0.05431694	0.87853			1	
4	1980	12.40	37.9	1.57863921	0.093	0.907	0.00634017	0.05420213	0.85241			NO	
5	1981	28.90	36.2	1.558708571	0.120	0.880	0.00632434	0.05405718	0.82632				
6	1982	9.20	35.3	1.547774705	0.146	0.854	0.00631567	0.05397781	0.80017				
7	1983	3.80	34.6	1.539076099	0.172	0.828	0.00630878	0.05391474	0.77400				
8	1984	21.00	32.2	1.507855872	0.198	0.802	0.0062841	0.0536889	0.74799				
9	1985	20.30	30.4	1.482873584	0.225	0.775	0.0062644	0.05350879	0.72194				
10	1986	37.90	28.9	1.460897843	0.251	0.749	0.00624712	0.05335079	0.69586				
11	1987	30.40	28.5	1.45484486	0.277	0.723	0.00624237	0.05330734	0.66967				
12	1988	22.70	25	1.397940009	0.303	0.697	0.00619783	0.05290042	0.64385				
13	1989	32.20	24.8	1.394451681	0.329	0.671	0.00619511	0.05287557	0.61764				
14	1990	18.90	24.3	1.385606274	0.356	0.644	0.00618821	0.05281259	0.59147				
15	1991	13.50	23.4	1.369215857	0.382	0.618	0.00617545	0.05269606	0.56535				
16	1992	6.00	22.7	1.356025857	0.408	0.592	0.00616519	0.05260245	0.53921				
17	1993	21.80	21.8	1.338456494	0.434	0.566	0.00615155	0.05247799	0.51310				
18	1994	35.30	21	1.322219295	0.461	0.539	0.00613897	0.0523632	0.48699				
19	1995	48.80	20.9	1.320146286	0.487	0.513	0.00613737	0.05234856	0.46077				
20	1996	15.90	20.7	1.315970345	0.513	0.487	0.00613414	0.05231908	0.43456				
21	1997	44.00	20.3	1.307496038	0.539	0.461	0.00612758	0.0522593	0.40839				
22	1998	12.60	19.2	1.283301229	0.566	0.434	0.0061089	0.05208897	0.38233				
23	1999	25.00	18.9	1.276461804	0.592	0.408	0.00610363	0.0520409	0.35614				
24	2000	36.20	18.7	1.271841607	0.618	0.382	0.00610007	0.05200846	0.32994				
25	2001	20.90	16.3	1.212187604	0.644	0.356	0.00605426	0.05159113	0.30413				
26	2002	24.30	15.9	1.201397124	0.671	0.329	0.00604601	0.05151596	0.27797				
27	2003	9.20	14.4	1.158362492	0.697	0.303	0.00601317	0.05121713	0.25204				
28	2004	18.70	13.5	1.130333768	0.723	0.277	0.00599187	0.05102333	0.22600				
29	2005	13.00	13	1.113943352	0.749	0.251	0.00597944	0.05091029	0.19988				
30	2006	14.40	12.8	1.10720997	0.775	0.225	0.00597434	0.05086392	0.17369				
31	2007	23.40	12.6	1.100370545	0.802	0.198	0.00596916	0.05081686	0.14750				
32	2008	20.70	12.4	1.093421685	0.828	0.172	0.00596391	0.05076908	0.12132				
33	2009	9.90	9.9	0.995635195	0.854	0.146	0.00589035	0.05010096	0.09575				
34	2010	9.70	9.7	0.986771734	0.880	0.120	0.00588372	0.05004078	0.06958				
35	2011	19.20	9.2	0.963787827	0.907	0.093	0.00586656	0.04988505	0.04350				
36	2012	39.30	9.2	0.963787827	0.933	0.067	0.00586656	0.04988505	0.01727				
37	2013	28.50	6	0.77815125	0.959	0.041	0.00572944	0.04864283	0.00772				
38	2014	16.30	3.8	0.579783597	0.985	0.015	0.00558587	0.04734579	0.03266				
MEDIA		22.01		1.28									
DESV. ESTANDAR		10.87313006		0.24393158									
COEF DE SESGO		-0.660											

Tabla 10. 49 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución LogPearson - Probabilidad Empírica de Gringorten

GRINGORTEN	Delta Teorico	Delta tabular
Pearson III	0.05777	0.22062
Gumbel	0.06105	
Lognormal	0.08994	
Normal	0.16028	

Tabla 10. 50 Serie de precipitaciones Chiguata: Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de Gringorten.

Numero Orden	*Año*	*Precipitación Registrada mm*	*Precipitación* Ordenada Descen.	*Weibull* Prob. Excedencia $\frac{m}{n+1}$	Prob. No Excedencia $1-P$	*Z*	*P*	Smirnov Kolmogorov: Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X) \rvert$	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
								Δ			
1	1977	34.60	48.8	0.026	0.974	2.46	0.9957	0.02134	0.15703	0.22062	1
2	1978	12.80	44	0.051	0.949	2.02	0.9941	0.04538			SI
3	1979	24.80	39.3	0.077	0.923	1.59	0.9429	0.01982			0
4	1980	12.40	37.9	0.103	0.897	1.46	0.9177	0.02026			NO
5	1981	28.90	36.2	0.128	0.872	1.30	0.9066	0.03481			
6	1982	9.20	35.3	0.154	0.846	1.22	0.8869	0.04075			
7	1983	3.80	34.6	0.179	0.821	1.16	0.8621	0.04159			
8	1984	21.00	32.2	0.205	0.795	0.94	0.8599	0.06503			
9	1985	20.30	30.4	0.231	0.769	0.77	0.8438	0.07457			
10	1986	37.90	28.9	0.256	0.744	0.63	0.719	0.02459			
11	1987	30.40	28.5	0.282	0.718	0.60	0.6141	0.10385			
12	1988	22.70	25	0.308	0.692	0.27	0.6103	0.08201			
13	1989	32.20	24.8	0.333	0.667	0.26	0.5279	0.13877			
14	1990	18.90	24.3	0.359	0.641	0.21	0.484	0.15703			
15	1991	13.50	23.4	0.385	0.615	0.13	0.4761	0.13928			
16	1992	6.00	22.7	0.410	0.590	0.06	0.4443	0.14544			
17	1993	21.80	21.8	0.436	0.564	-0.02	0.409	0.15510			
18	1994	35.30	21	0.462	0.538	-0.09	0.4052	0.13326			
19	1995	48.80	20.9	0.487	0.513	-0.10	0.3574	0.15542			
20	1996	15.90	20.7	0.513	0.487	-0.12	0.3707	0.11648			
21	1997	44.00	20.3	0.538	0.462	-0.16	0.3264	0.13514			
22	1998	12.60	19.2	0.564	0.436	-0.26	0.3264	0.10950			
23	1999	25.00	18.9	0.590	0.410	-0.29	0.305	0.10526			
24	2000	36.20	18.7	0.615	0.385	-0.30	0.2912	0.09342			
25	2001	20.90	16.3	0.641	0.359	-0.53	0.2912	0.06777			
26	2002	24.30	15.9	0.667	0.333	-0.56	0.2843	0.04903			
27	2003	9.20	14.4	0.692	0.308	-0.70	0.2709	0.03679			
28	2004	18.70	13.5	0.718	0.282	-0.78	0.2676	0.01445			
29	2005	13.00	13	0.744	0.256	-0.83	0.2578	0.00139			
30	2006	14.40	12.8	0.769	0.231	-0.85	0.2451	0.01433			
31	2007	23.40	12.6	0.795	0.205	-0.87	0.2358	0.03067			
32	2008	20.70	12.4	0.821	0.179	-0.88	0.2236	0.04411			
33	2009	9.90	9.9	0.846	0.154	-1.11	0.2119	0.05805			
34	2010	9.70	9.7	0.872	0.128	-1.13	0.1711	0.04289			
35	2011	19.20	9.2	0.897	0.103	-1.18	0.1271	0.02454			
36	2012	39.30	9.2	0.923	0.077	-1.18	0.1271	0.05018			
37	2013	28.50	6	0.949	0.051	-1.47	0.1271	0.07582			
38	2014	16.30	3.8	0.974	0.026	-1.68	0.0793	0.05366			
MEDIA		22.01	22.01								
DESV. ESTANDAR		10.87313006	10.87313006								

Tabla 10. 51 Serie de precipitaciones Chiguata : Distribución Normal-Probabilidad Empírica de Weibull

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Weibull Prob. Excedencia $\frac{m}{n+1}$	Weibull Prob. Excedencia	Ln Caudales registrados	Z	P	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X)\rvert$ Δ	⇓	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	34.60	48.8	0.026	0.974	3.888	1.66	0.9554	0.01896	0.08195	0.22062	1
2	1978	12.80	44	0.051	0.949	3.784	1.47	0.9525	0.00378			SI
3	1979	24.80	39.3	0.077	0.923	3.671	1.27	0.9032	0.01988			0
4	1980	12.40	37.9	0.103	0.897	3.635	1.21	0.8869	0.01054			NO
5	1981	28.90	36.2	0.128	0.872	3.589	1.13	0.881	0.00921			
6	1982	9.20	35.3	0.154	0.846	3.564	1.08	0.8686	0.02245			
7	1983	3.80	34.6	0.179	0.821	3.544	1.05	0.8554	0.03489			
8	1984	21.00	32.2	0.205	0.795	3.472	0.92	0.8531	0.05823			
9	1985	20.30	30.4	0.231	0.769	3.414	0.82	0.8461	0.07687			
10	1986	37.90	28.9	0.256	0.744	3.364	0.73	0.7734	0.02981			
11	1987	30.40	28.5	0.282	0.718	3.350	0.70	0.7088	0.00915			
12	1988	22.70	25	0.308	0.692	3.219	0.47	0.7019	0.00959			
13	1989	32.20	24.8	0.333	0.667	3.211	0.45	0.6406	0.02607			
14	1990	18.90	24.3	0.359	0.641	3.190	0.42	0.6026	0.03843			
15	1991	13.50	23.4	0.385	0.615	3.153	0.35	0.5987	0.01668			
16	1992	6.00	22.7	0.410	0.590	3.122	0.30	0.5675	0.02224			
17	1993	21.80	21.8	0.436	0.564	3.082	0.22	0.5279	0.03620			
18	1994	35.30	21	0.462	0.538	3.045	0.16	0.5279	0.01056			
19	1995	48.80	20.9	0.487	0.513	3.040	0.15	0.512	0.00082			
20	1996	15.90	20.7	0.513	0.487	3.030	0.13	0.484	0.00318			
21	1997	44.00	20.3	0.538	0.462	3.011	0.10	0.4286	0.03294			
22	1998	12.60	19.2	0.564	0.436	2.955	0.00	0.4247	0.01120			
23	1999	25.00	18.9	0.590	0.410	2.939	-0.03	0.3974	0.01286			
24	2000	36.20	18.7	0.615	0.385	2.929	-0.05	0.3783	0.00632			
25	2001	20.90	16.3	0.641	0.359	2.791	-0.29	0.3707	0.01173			
26	2002	24.30	15.9	0.667	0.333	2.766	-0.34	0.3669	0.03357			
27	2003	9.20	14.4	0.692	0.308	2.667	-0.51	0.3409	0.03321			
28	2004	18.70	13.5	0.718	0.282	2.603	-0.63	0.3372	0.05515			
29	2005	13.00	13	0.744	0.256	2.565	-0.70	0.3228	0.06639			
30	2006	14.40	12.8	0.769	0.231	2.549	-0.72	0.2946	0.06383			
31	2007	23.40	12.6	0.795	0.205	2.534	-0.75	0.2776	0.07247			
32	2008	20.70	12.4	0.821	0.179	2.518	-0.78	0.2546	0.07511			
33	2009	9.90	9.9	0.846	0.154	2.293	-1.18	0.2358	0.08195			
34	2010	9.70	9.7	0.872	0.128	2.272	-1.22	0.1492	0.02099			
35	2011	19.20	9.2	0.897	0.103	2.219	-1.31	0.0582	0.04436			
36	2012	39.30	9.2	0.923	0.077	2.219	-1.31	0.0559	0.02102			
37	2013	28.50	6	0.949	0.051	1.792	-2.07	0.0526	0.00132			
38	2014	16.30	3.8	0.974	0.026	1.335	-2.89	0.001	0.02464			
				MEDIA		2.96						
				DESV. ESTANDAR		0.561673221						

Tabla 10. 52 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de Weibull

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Weibull Prob. Excedencia $\frac{m}{n+1}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Valor Extremo $\exp(\exp(\frac{-\pi K_T}{\sqrt{6}} - 0.5772))$ K_T	⇓	T	Prob. Excedencia $P = \frac{1}{T}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X)\rvert$ Δ	⇓	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	34.60	48.8	0.026	0.974	2.464	1.024	42.468	0.02355	0.97645	0.00209	0.06608	0.22062	1
2	1978	12.80	44	0.051	0.949	2.022	1.043	24.327	0.04111	0.95889	0.01018			SI
3	1979	24.80	39.3	0.077	0.923	1.590	1.076	14.191	0.07047	0.92953	0.00646			0
4	1980	12.40	37.9	0.103	0.897	1.461	1.090	12.109	0.08258	0.91742	0.01998			NO
5	1981	28.90	36.2	0.128	0.872	1.305	1.111	10.002	0.09998	0.90002	0.02823			
6	1982	9.20	35.3	0.154	0.846	1.222	1.124	9.047	0.11053	0.88947	0.04331			
7	1983	3.80	34.6	0.179	0.821	1.158	1.136	8.371	0.11945	0.88055	0.06003			
8	1984	21.00	32.2	0.205	0.795	0.937	1.184	6.437	0.15536	0.84464	0.04977			
9	1985	20.30	30.4	0.231	0.769	0.771	1.232	5.307	0.18843	0.81157	0.04234			
10	1986	37.90	28.9	0.256	0.744	0.633	1.283	4.534	0.22057	0.77943	0.03584			
11	1987	30.40	28.5	0.282	0.718	0.597	1.299	4.350	0.22989	0.77011	0.05216			
12	1988	22.70	25	0.308	0.692	0.275	1.484	3.066	0.32615	0.67385	0.01846			
13	1989	32.20	24.8	0.333	0.667	0.256	1.498	3.008	0.33247	0.66753	0.00087			
14	1990	18.90	24.3	0.359	0.641	0.210	1.535	2.868	0.34866	0.65134	0.01032			
15	1991	13.50	23.4	0.385	0.615	0.128	1.611	2.637	0.37920	0.62080	0.00542			
16	1992	6.00	22.7	0.410	0.590	0.063	1.678	2.474	0.40415	0.59585	0.00610			
17	1993	21.80	21.8	0.436	0.564	-0.020	1.778	2.285	0.43773	0.56227	0.00183			
18	1994	35.30	21	0.462	0.538	-0.093	1.883	2.133	0.46887	0.53113	0.00733			
19	1995	48.80	20.9	0.487	0.513	-0.102	1.897	2.115	0.47284	0.52716	0.01434			
20	1996	15.90	20.7	0.513	0.487	-0.121	1.926	2.080	0.48084	0.51916	0.03199			
21	1997	44.00	20.3	0.538	0.462	-0.158	1.988	2.012	0.49702	0.50298	0.04144			
22	1998	12.60	19.2	0.564	0.436	-0.259	2.187	1.843	0.54270	0.45730	0.02140			
23	1999	25.00	18.9	0.590	0.410	-0.286	2.249	1.800	0.55541	0.44459	0.03434			
24	2000	36.20	18.7	0.615	0.385	-0.305	2.293	1.773	0.56393	0.43607	0.05146			
25	2001	20.90	16.3	0.641	0.359	-0.525	3.009	1.498	0.66764	0.33236	0.02661			
26	2002	24.30	15.9	0.667	0.333	-0.562	3.173	1.460	0.68486	0.31514	0.01820			
27	2003	9.20	14.4	0.692	0.308	-0.700	3.968	1.337	0.74798	0.25202	0.05567			
28	2004	18.70	13.5	0.718	0.282	-0.783	4.630	1.275	0.78403	0.21597	0.06608			
29	2005	13.00	13	0.744	0.256	-0.829	5.082	1.245	0.80323	0.19677	0.05964			
30	2006	14.40	12.8	0.769	0.231	-0.847	5.283	1.233	0.81072	0.18928	0.04149			
31	2007	23.40	12.6	0.795	0.205	-0.866	5.497	1.222	0.81810	0.18190	0.02322			
32	2008	20.70	12.4	0.821	0.179	-0.884	5.726	1.212	0.82535	0.17465	0.00483			
33	2009	9.90	9.9	0.846	0.154	-1.114	10.417	1.106	0.90400	0.09600	0.05785			
34	2010	9.70	9.7	0.872	0.128	-1.132	11.016	1.100	0.90923	0.09077	0.03743			
35	2011	19.20	9.2	0.897	0.103	-1.178	12.745	1.085	0.92154	0.07846	0.02410			
36	2012	39.30	9.2	0.923	0.077	-1.178	12.745	1.085	0.92154	0.07846	0.00154			
37	2013	28.50	6	0.949	0.051	-1.473	40.947	1.025	0.97558	0.02442	0.02686			
38	2014	16.30	3.8	0.974	0.026	-1.675	122.999	1.008	0.99187	0.00813	0.01751			
MEDIA		22.01	22.01											
DESV. ESTANDAR		10.87313006	10.87313006											

Tabla 10. 53 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de Weibull

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Weibull Prob. Excedencia $\frac{m}{n+1}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Pearson III F(X)	Pearson III P(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X)\rvert$	Δ	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	34.60	48.8	0.026	0.974	0.0026	0.9844	0.01006	0.05687		0.22062	1
2	1978	12.80	44	0.051	0.949	0.0052	0.9664	0.01764				SI
3	1979	24.80	39.3	0.077	0.923	0.0095	0.9326	0.00952				0
4	1980	12.40	37.9	0.103	0.897	0.0112	0.9181	0.02067				NO
5	1981	28.90	36.2	0.128	0.872	0.0135	0.8971	0.02531				
6	1982	9.20	35.3	0.154	0.846	0.0149	0.8843	0.03817				
7	1983	3.80	34.6	0.179	0.821	0.0160	0.8735	0.05301				
8	1984	21.00	32.2	0.205	0.795	0.0201	0.8304	0.03548				
9	1985	20.30	30.4	0.231	0.769	0.0233	0.7913	0.02211				
10	1986	37.90	28.9	0.256	0.744	0.0261	0.7543	0.01068				
11	1987	30.40	28.5	0.282	0.718	0.0268	0.7437	0.02574				
12	1988	22.70	25	0.308	0.692	0.0328	0.6390	0.05333				
13	1989	32.20	24.8	0.333	0.667	0.0331	0.6324	0.03428				
14	1990	18.90	24.3	0.359	0.641	0.0338	0.6156	0.02538				
15	1991	13.50	23.4	0.385	0.615	0.0350	0.5847	0.03073				
16	1992	6.00	22.7	0.410	0.590	0.0358	0.5599	0.02989				
17	1993	21.80	21.8	0.436	0.564	0.0367	0.5272	0.03687				
18	1994	35.30	21	0.462	0.538	0.0372	0.4977	0.04080				
19	1995	48.80	20.9	0.487	0.513	0.0373	0.4939	0.01889				
20	1996	15.90	20.7	0.513	0.487	0.0374	0.4865	0.00072				
21	1997	44.00	20.3	0.538	0.462	0.0376	0.4715	0.00993				
22	1998	12.60	19.2	0.564	0.436	0.0378	0.4300	0.00592				
23	1999	25.00	18.9	0.590	0.410	0.0378	0.4186	0.00838				
24	2000	36.20	18.7	0.615	0.385	0.0378	0.4111	0.02647				
25	2001	20.90	16.3	0.641	0.359	0.0364	0.3217	0.03725				
26	2002	24.30	15.9	0.667	0.333	0.0359	0.3073	0.02607				
27	2003	9.20	14.4	0.692	0.308	0.0338	0.2549	0.05281				
28	2004	18.70	13.5	0.718	0.282	0.0322	0.2252	0.05687				
29	2005	13.00	13	0.744	0.256	0.0312	0.2093	0.04707				
30	2006	14.40	12.8	0.769	0.231	0.0308	0.2031	0.02762				
31	2007	23.40	12.6	0.795	0.205	0.0303	0.1970	0.00809				
32	2008	20.70	12.4	0.821	0.179	0.0299	0.1910	0.01153				
33	2009	9.90	9.9	0.846	0.154	0.0237	0.1238	0.03006				
34	2010	9.70	9.7	0.872	0.128	0.0232	0.1191	0.00911				
35	2011	19.20	9.2	0.897	0.103	0.0219	0.1078	0.00526				
36	2012	39.30	9.2	0.923	0.077	0.0219	0.1078	0.03090				
37	2013	28.50	6	0.949	0.051	0.0135	0.0514	0.00010				
38	2014	16.30	3.8	0.974	0.026	0.0086	0.0273	0.00162				
MEDIA		22.01	22.01									
DESV. ESTANDAR		10.87313006	10.87313006									
COEF DE SESGO		0.5265797										

Tabla 10. 54 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de Weibull

Numero Orden	*Año*	*Precipitación Registrada mm*	*Precipitación* Ordenada Descen.	*Logaritmo Precipitación* Ordenada Descen.	*Weibull* Prob. Excedencia $\frac{m}{n+1}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Log Pearson III F(X)	Log Pearson III P(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X)\rvert$	Δ	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	34.60	48.8	1.688	0.038	0.962	0.00642794	0.18810033	0.77344	0.86840		0.22062	0
2	1978	12.80	44	1.643	0.077	0.923	0.00639187	0.05467586	0.86840				SI
3	1979	24.80	39.3	1.594	0.115	0.885	0.0063527	0.05431694	0.83030				1
4	1980	12.40	37.9	1.579	0.154	0.846	0.00634017	0.05420213	0.79195				NO
5	1981	28.90	36.2	1.559	0.192	0.808	0.00632434	0.05405718	0.75364				
6	1982	9.20	35.3	1.548	0.231	0.769	0.00631567	0.05397781	0.71525				
7	1983	3.80	34.6	1.539	0.269	0.731	0.00630878	0.05391474	0.67685				
8	1984	21.00	32.2	1.508	0.308	0.692	0.0062841	0.0536889	0.63862				
9	1985	20.30	30.4	1.483	0.346	0.654	0.0062644	0.05350879	0.60034				
10	1986	37.90	28.9	1.461	0.385	0.615	0.00624712	0.05335079	0.56203				
11	1987	30.40	28.5	1.455	0.423	0.577	0.00624237	0.05330734	0.52362				
12	1988	22.70	25	1.398	0.462	0.538	0.00619783	0.05290042	0.48556				
13	1989	32.20	24.8	1.394	0.500	0.500	0.00619511	0.05287557	0.44712				
14	1990	18.90	24.3	1.386	0.538	0.462	0.00618821	0.05281259	0.40873				
15	1991	13.50	23.4	1.369	0.577	0.423	0.00617545	0.05269606	0.37038				
16	1992	6.00	22.7	1.356	0.615	0.385	0.00616519	0.05260245	0.33201				
17	1993	21.80	21.8	1.338	0.654	0.346	0.00615155	0.05247799	0.29368				
18	1994	35.30	21	1.322	0.692	0.308	0.00613897	0.0523632	0.25533				
19	1995	48.80	20.9	1.320	0.731	0.269	0.00613737	0.05234856	0.21688				
20	1996	15.90	20.7	1.316	0.769	0.231	0.00613414	0.05231908	0.17845				
21	1997	44.00	20.3	1.307	0.808	0.192	0.00612758	0.0522593	0.14005				
22	1998	12.60	19.2	1.283	0.846	0.154	0.0061089	0.05208897	0.10176				
23	1999	25.00	18.9	1.276	0.885	0.115	0.00610363	0.0520409	0.06334				
24	2000	36.20	18.7	1.272	0.923	0.077	0.00610007	0.05200846	0.02491				
25	2001	20.90	16.3	1.212	0.962	0.038	0.00605426	0.05159113	0.01313				
26	2002	24.30	15.9	1.201	1.000	0.000	0.00604601	0.05151596	0.05152				
27	2003	9.20	14.4	1.158	1.038	-0.038	0.00601317	0.05121713	0.08968				
28	2004	18.70	13.5	1.130	1.077	-0.077	0.00599187	0.05102333	0.12795				
29	2005	13.00	13	1.114	1.115	-0.115	0.00597944	0.05091029	0.16629				
30	2006	14.40	12.8	1.107	1.154	-0.154	0.00597434	0.05086392	0.20471				
31	2007	23.40	12.6	1.100	1.192	-0.192	0.00596916	0.05081686	0.24312				
32	2008	20.70	12.4	1.093	1.231	-0.231	0.00596391	0.05076908	0.28154				
33	2009	9.90	9.9	0.996	1.269	-0.269	0.00589035	0.05010096	0.31933				
34	2010	9.70	9.7	0.987	1.308	-0.308	0.00588372	0.05004078	0.35773				
35	2011	19.20	9.2	0.964	1.346	-0.346	0.00586656	0.04988505	0.39604				
36	2012	39.30	9.2	0.964	1.385	-0.385	0.00586656	0.04988505	0.43450				
37	2013	28.50	6	0.778	1.423	-0.423	0.00572944	0.04864283	0.47172				
38	2014	16.30	3.8	0.580	1.462	-0.462	0.00558587	0.04734579	0.50888				
MEDIA		22.01		1.28									
DESV. ESTANDAR		10.87313006		0.24393158									
COEF DE SESGO		-0.660											

Tabla 10. 55 Serie de precipitaciones Chiguata: Distribución LogPearson - Probabilidad Empírica de Weibull

WEIBULL	Delta Teorico	Delta tabular
Pearson III	0.05687	0.22062
Gumbel	0.06608	
Lognormal	0.08195	
Normal	0.15703	

Tabla 10. 56 Serie de precipitaciones Chiguata: Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de Weibull.

CHIGUATA PRUEBA S.K.		Delta Teórico	Delta tabular
WEIBULL	**Pearson III**	**0.056872743**	0.2206211
	Gumbel	0.0660817	
	Lognormal	0.081953846	
	Normal	0.157025641	
BLOM	Pearson III	0.057098223	
	Gumbel	0.061808196	
	Lognormal	0.088741176	
	Normal	0.15979085	
GRINGORTEN	Pearson III	0.057766906	
	Gumbel	0.061050355	
	Lognormal	0.089944806	
	Normal	0.160281217	
CALIFORNIA	Pearson III	0.057729126	
	Gumbel	0.067651362	
	Lognormal	0.104221053	
	Normal	0.147578947	

Tabla 10. 57 Serie de precipitaciones Chiguata: Combinación de Distribución de probabilidad Teórica y probabilidad empírica de menor delta de Smirnov.

10.6 Análisis de Frecuencia para Serie de Precipitaciones Estación Characato

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Bloom Prob. Excedencia $\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Z	P	Smirnov Kolmogorov: Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x)-F(X)\rvert$	Δ	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	62.70	83.6	0.016	0.984	2.63	0.9957	0.01204	0.15979	0.22062	1
2	1978	15.00	81.4	0.042	0.958	2.52	0.9941	0.03658			SI
3	1979	28.10	62.7	0.069	0.931	1.58	0.9429	0.01153			0
4	1980	18.70	58.9	0.095	0.905	1.39	0.9177	0.01247			NO
5	1981	55.40	57.5	0.121	0.879	1.32	0.9066	0.02752			
6	1982	8.10	55.4	0.147	0.853	1.22	0.8869	0.03396			
7	1983	8.20	52.9	0.173	0.827	1.09	0.8621	0.03530			
8	1984	19.60	52.6	0.199	0.801	1.08	0.8599	0.05925			
9	1985	24.30	51.3	0.225	0.775	1.01	0.8438	0.06929			
10	1986	26.20	42.6	0.252	0.748	0.58	0.719	0.02937			
11	1987	83.60	36.8	0.278	0.722	0.29	0.6141	0.10812			
12	1988	22.00	36.5	0.304	0.696	0.28	0.6103	0.08578			
13	1989	51.30	32.3	0.330	0.670	0.07	0.5279	0.14203			
14	1990	18.50	30.1	0.356	0.644	-0.04	0.484	0.15979			
15	1991	2.80	29.8	0.382	0.618	-0.06	0.4761	0.14155			
16	1992	18.00	28.1	0.408	0.592	-0.14	0.4443	0.14720			
17	1993	17.10	26.3	0.435	0.565	-0.23	0.409	0.15636			
18	1994	21.90	26.2	0.461	0.539	-0.24	0.4052	0.13402			
19	1995	81.40	25.5	0.487	0.513	-0.27	0.3574	0.15567			
20	1996	20.75	24.3	0.513	0.487	-0.33	0.3707	0.11623			
21	1997	58.90	22	0.539	0.461	-0.45	0.3264	0.13438			
22	1998	19.90	21.9	0.565	0.435	-0.45	0.3264	0.10824			
23	1999	52.60	20.75	0.592	0.408	-0.51	0.305	0.10350			
24	2000	42.60	20	0.618	0.382	-0.55	0.2912	0.09115			
25	2001	57.50	19.9	0.644	0.356	-0.55	0.2912	0.06501			
26	2002	26.30	19.6	0.670	0.330	-0.57	0.2843	0.04577			
27	2003	15.70	18.7	0.696	0.304	-0.61	0.2709	0.03302			
28	2004	29.80	18.5	0.722	0.278	-0.62	0.2676	0.01018			
29	2005	12.00	18	0.748	0.252	-0.65	0.2578	0.00617			
30	2006	25.50	17.1	0.775	0.225	-0.69	0.2451	0.01961			
31	2007	30.10	16.5	0.801	0.199	-0.72	0.2358	0.03645			
32	2008	36.50	15.7	0.827	0.173	-0.76	0.2236	0.05040			
33	2009	16.50	15	0.853	0.147	-0.80	0.2119	0.06484			
34	2010	8.00	12	0.879	0.121	-0.95	0.1711	0.05018			
35	2011	20.00	8.2	0.905	0.095	-1.14	0.1271	0.03233			
36	2012	52.90	8.1	0.931	0.069	-1.14	0.1271	0.05847			
37	2013	32.30	8	0.958	0.042	-1.15	0.1271	0.08462			
38	2014	36.80	2.8	0.984	0.016	-1.41	0.0793	0.06296			
MEDIA		30.99	30.99								
DESV. ESTANDAR		20.01335849	20.01335849								

Tabla 10. 58 Serie de precipitaciones Characato : Distribución Normal-Probabilidad Empírica de Bloom

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Bloom Prob. Excedencia $\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Weibull Prob. Excedencia	Ln Caudales registrados	Z	P	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X)\rvert$ Δ	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	62.70	83.6	0.016	0.984	4.426	1.70	0.9554	0.02826	0.08874	0.22062	1
2	1978	15.00	81.4	0.042	0.958	4.399	1.67	0.9525	0.00502			SI
3	1979	28.10	62.7	0.069	0.931	4.138	1.30	0.9032	0.02817			0
4	1980	18.70	58.9	0.095	0.905	4.076	1.21	0.8869	0.01833			NO
5	1981	55.40	57.5	0.121	0.879	4.052	1.18	0.881	0.00192			
6	1982	8.10	55.4	0.147	0.853	4.015	1.12	0.8686	0.01566			
7	1983	8.20	52.9	0.173	0.827	3.968	1.06	0.8554	0.02860			
8	1984	19.60	52.6	0.199	0.801	3.963	1.05	0.8531	0.05245			
9	1985	24.30	51.3	0.225	0.775	3.938	1.02	0.8461	0.07159			
10	1986	26.20	42.6	0.252	0.748	3.752	0.75	0.7734	0.02503			
11	1987	83.60	36.8	0.278	0.722	3.605	0.55	0.7088	0.01342			
12	1988	22.00	36.5	0.304	0.696	3.597	0.53	0.7019	0.00582			
13	1989	51.30	32.3	0.330	0.670	3.475	0.36	0.6406	0.02933			
14	1990	18.50	30.1	0.356	0.644	3.405	0.26	0.6026	0.04119			
15	1991	2.80	29.8	0.382	0.618	3.395	0.25	0.5987	0.01895			
16	1992	18.00	28.1	0.408	0.592	3.336	0.17	0.5675	0.02400			
17	1993	17.10	26.3	0.435	0.565	3.270	0.07	0.5279	0.03746			
18	1994	21.90	26.2	0.461	0.539	3.266	0.07	0.5279	0.01132			
19	1995	81.40	25.5	0.487	0.513	3.239	0.03	0.512	0.00107			
20	1996	20.75	24.3	0.513	0.487	3.190	-0.04	0.484	0.00293			
21	1997	58.90	22	0.539	0.461	3.091	-0.18	0.4286	0.03218			
22	1998	19.90	21.9	0.565	0.435	3.086	-0.19	0.4247	0.00994			
23	1999	52.60	20.75	0.592	0.408	3.033	-0.26	0.3974	0.01110			
24	2000	42.60	20	0.618	0.382	2.996	-0.31	0.3783	0.00405			
25	2001	57.50	19.9	0.644	0.356	2.991	-0.32	0.3707	0.01449			
26	2002	26.30	19.6	0.670	0.330	2.976	-0.34	0.3669	0.03683			
27	2003	15.70	18.7	0.696	0.304	2.929	-0.41	0.3409	0.03698			
28	2004	29.80	18.5	0.722	0.278	2.918	-0.42	0.3372	0.05942			
29	2005	12.00	18	0.748	0.252	2.890	-0.46	0.3228	0.07117			
30	2006	25.50	17.1	0.775	0.225	2.839	-0.54	0.2946	0.06911			
31	2007	30.10	16.5	0.801	0.199	2.803	-0.59	0.2776	0.07825			
32	2008	36.50	15.7	0.827	0.173	2.754	-0.66	0.2546	0.08140			
33	2009	16.50	15	0.853	0.147	2.708	-0.72	0.2358	0.08874			
34	2010	8.00	12	0.879	0.121	2.485	-1.04	0.1492	0.02828			
35	2011	20.00	8.2	0.905	0.095	2.104	-1.57	0.0582	0.03657			
36	2012	52.90	8.1	0.931	0.069	2.092	-1.59	0.0559	0.01273			
37	2013	32.30	8	0.958	0.042	2.079	-1.61	0.0526	0.01012			
38	2014	36.80	2.8	0.984	0.016	1.030	-3.09	0.001	0.01534			
				MEDIA		3.22						
				DESV. ESTANDAR		0.70836978						

Tabla 10. 59 Serie de precipitaciones Characato: Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de Bloom

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Bloom Prob. Excedencia $\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Valor Extremo $\exp(\exp(\frac{-\pi K_T}{\sqrt{6}} - 0.5772))$ K_T	$\Downarrow$	T	Prob. Excedencia $P = \frac{1}{T}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X)\rvert$ Δ	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	62.70	83.6	0.016	0.984	2.629	1.019	52.375	0.01909	0.98091	0.00275	0.09687	0.22062	1
2	1978	15.00	81.4	0.042	0.958	2.519	1.022	45.554	0.02195	0.97805	0.02053			SI
3	1979	28.10	62.7	0.069	0.931	1.585	1.076	14.098	0.07093	0.92907	0.00231			0
4	1980	18.70	58.9	0.095	0.905	1.395	1.098	11.162	0.08959	0.91041	0.00518			NO
5	1981	55.40	57.5	0.121	0.879	1.325	1.108	10.248	0.09758	0.90242	0.02334			
6	1982	8.10	55.4	0.147	0.853	1.220	1.125	9.023	0.11083	0.88917	0.03623			
7	1983	8.20	52.9	0.173	0.827	1.095	1.148	7.764	0.12879	0.87121	0.04441			
8	1984	19.60	52.6	0.199	0.801	1.080	1.151	7.627	0.13112	0.86888	0.06823			
9	1985	24.30	51.3	0.225	0.775	1.015	1.165	7.059	0.14167	0.85833	0.08382			
10	1986	26.20	42.6	0.252	0.748	0.580	1.306	4.271	0.23416	0.76584	0.01748			
11	1987	83.60	36.8	0.278	0.722	0.290	1.472	3.117	0.32082	0.67918	0.04305			
12	1988	22.00	36.5	0.304	0.696	0.275	1.483	3.068	0.32591	0.67409	0.02198			
13	1989	51.30	32.3	0.330	0.670	0.066	1.676	2.480	0.40321	0.59679	0.07315			
14	1990	18.50	30.1	0.356	0.644	-0.044	1.812	2.232	0.44808	0.55192	0.09187			
15	1991	2.80	29.8	0.382	0.618	-0.059	1.833	2.201	0.45441	0.54559	0.07206			
16	1992	18.00	28.1	0.408	0.592	-0.144	1.965	2.036	0.49116	0.50884	0.08267			
17	1993	17.10	26.3	0.435	0.565	-0.234	2.135	1.881	0.53151	0.46849	0.09687			
18	1994	21.90	26.2	0.461	0.539	-0.239	2.145	1.873	0.53379	0.46621	0.07300			
19	1995	81.40	25.5	0.487	0.513	-0.274	2.221	1.819	0.54983	0.45017	0.06290			
20	1996	20.75	24.3	0.513	0.487	-0.334	2.368	1.731	0.57765	0.42235	0.06458			
21	1997	58.90	22	0.539	0.461	-0.449	2.715	1.583	0.63168	0.36832	0.09246			
22	1998	19.90	21.9	0.565	0.435	-0.454	2.733	1.577	0.63404	0.36596	0.06868			
23	1999	52.60	20.75	0.592	0.408	-0.512	2.951	1.513	0.66112	0.33888	0.06962			
24	2000	42.60	20	0.618	0.382	-0.549	3.112	1.473	0.67870	0.32130	0.06105			
25	2001	57.50	19.9	0.644	0.356	-0.554	3.135	1.468	0.68104	0.31896	0.03725			
26	2002	26.30	19.6	0.670	0.330	-0.569	3.205	1.453	0.68804	0.31196	0.01810			
27	2003	15.70	18.7	0.696	0.304	-0.614	3.435	1.411	0.70888	0.29112	0.01280			
28	2004	29.80	18.5	0.722	0.278	-0.624	3.490	1.402	0.71348	0.28652	0.00874			
29	2005	12.00	18	0.748	0.252	-0.649	3.635	1.379	0.72491	0.27509	0.02346			
30	2006	25.50	17.1	0.775	0.225	-0.694	3.925	1.342	0.74520	0.25480	0.02931			
31	2007	30.10	16.5	0.801	0.199	-0.724	4.141	1.318	0.75850	0.24150	0.04216			
32	2008	36.50	15.7	0.827	0.173	-0.764	4.462	1.289	0.77589	0.22411	0.05091			
33	2009	16.50	15	0.853	0.147	-0.799	4.779	1.265	0.79075	0.20925	0.06219			
34	2010	8.00	12	0.879	0.121	-0.949	6.658	1.177	0.84980	0.15020	0.02928			
35	2011	20.00	8.2	0.905	0.095	-1.139	11.230	1.098	0.91095	0.08905	0.00572			
36	2012	52.90	8.1	0.931	0.069	-1.144	11.406	1.096	0.91232	0.08768	0.01905			
37	2013	32.30	8	0.958	0.042	-1.149	11.586	1.094	0.91369	0.08631	0.04383			
38	2014	36.80	2.8	0.984	0.016	-1.408	30.526	1.034	0.96724	0.03276	0.01642			
MEDIA		30.99	30.99											
DESV. ESTANDAR		20.01335849	20.01335849											

Tabla 10. 60 Serie de precipitaciones Characato: Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de Bloom

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Bloom Prob. Excedencia $\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Pearson III F(X)	Pearson III P(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x)-F(X)\rvert$	Δ	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	62.70	83.6	0.016	0.984	0.00125593	0.9825228	0.00114	0.09629		0.22062	1
2	1978	15.00	81.4	0.042	0.958	0.00145737	0.97954322	0.02203				SI
3	1979	28.10	62.7	0.069	0.931	0.00474268	0.92676432	0.00461				0
4	1980	18.70	58.9	0.095	0.905	0.00589273	0.90662075	0.00139				NO
5	1981	55.40	57.5	0.121	0.879	0.00636834	0.89804135	0.01896				
6	1982	8.10	55.4	0.147	0.853	0.00713631	0.88387304	0.03093				
7	1983	8.20	52.9	0.173	0.827	0.00813735	0.8648007	0.03800				
8	1984	19.60	52.6	0.199	0.801	0.00826383	0.86234055	0.06169				
9	1985	24.30	51.3	0.225	0.775	0.00882754	0.8512339	0.07672				
10	1986	26.20	42.6	0.252	0.748	0.01319047	0.75613621	0.00777				
11	1987	83.60	36.8	0.278	0.722	0.01645022	0.6702162	0.05201				
12	1988	22.00	36.5	0.304	0.696	0.01661874	0.66525584	0.03082				
13	1989	51.30	32.3	0.330	0.670	0.01888751	0.59061736	0.07932				
14	1990	18.50	30.1	0.356	0.644	0.01995292	0.54787129	0.09592				
15	1991	2.80	29.8	0.382	0.618	0.02008833	0.54186503	0.07578				
16	1992	18.00	28.1	0.408	0.592	0.02080029	0.50709564	0.08441				
17	1993	17.10	26.3	0.435	0.565	0.02143263	0.46906521	0.09629				
18	1994	21.90	26.2	0.461	0.539	0.02146354	0.4669204	0.07230				
19	1995	81.40	25.5	0.487	0.513	0.02166621	0.45182357	0.06125				
20	1996	20.75	24.3	0.513	0.487	0.02195409	0.42564355	0.06128				
21	1997	58.90	22	0.539	0.461	0.02226657	0.37472544	0.08606				
22	1998	19.90	21.9	0.565	0.435	0.02227228	0.3724985	0.06214				
23	1999	52.60	20.75	0.592	0.408	0.02228666	0.34686791	0.06163				
24	2000	42.60	20	0.618	0.382	0.02224287	0.33016663	0.05219				
25	2001	57.50	19.9	0.644	0.356	0.02223373	0.32794279	0.02827				
26	2002	26.30	19.6	0.670	0.330	0.02220154	0.32127732	0.00879				
27	2003	15.70	18.7	0.696	0.304	0.02206113	0.30135413	0.00257				
28	2004	29.80	18.5	0.722	0.278	0.02202078	0.29694588	0.01917				
29	2005	12.00	18	0.748	0.252	0.02190504	0.28596353	0.03433				
30	2006	25.50	17.1	0.775	0.225	0.02164192	0.26636206	0.04087				
31	2007	30.10	16.5	0.801	0.199	0.02142647	0.25343992	0.05409				
32	2008	36.50	15.7	0.827	0.173	0.02108829	0.2364301	0.06323				
33	2009	16.50	15	0.853	0.147	0.02074393	0.22178617	0.07473				
34	2010	8.00	12	0.879	0.121	0.01875093	0.16233473	0.04142				
35	2011	20.00	8.2	0.905	0.095	0.01509095	0.09766554	0.00289				
36	2012	52.90	8.1	0.931	0.069	0.0149798	0.096162	0.02753				
37	2013	32.30	8	0.958	0.042	0.01486799	0.0946696	0.05219				
38	2014	36.80	2.8	0.984	0.016	0.00848218	0.03362852	0.01729				
MEDIA		30.99	30.99									
DESV. ESTANDAR		20.0133585	20.01335849									
COEF DE SESGO		0.98315497										

Tabla 10. 61 Serie de precipitaciones Characato: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de Bloom

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Logaritmo Precipitación Ordenada Descen.	Bloom Prob. Excedencia $\frac{m-3/8}{n+1/4}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Log Pearson III F(X)	Log Pearson III P(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x)-F(X)\rvert$ Δ	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	62.70	83.6	1.922206277	0.016	0.984	0.00317357	0.07715262	0.90651	0.90651	0.22062	0
2	1978	15.00	81.4	1.910624405	0.042	0.958	0.00317189	0.07711587	0.88040			SI
3	1979	28.10	62.7	1.797267541	0.069	0.931	0.00315547	0.07675725	0.85462			1
4	1980	18.70	58.9	1.770115295	0.095	0.905	0.00315155	0.07667163	0.82856			NO
5	1981	55.40	57.5	1.759667845	0.121	0.879	0.00315005	0.07663871	0.80245			
6	1982	8.10	55.4	1.743509765	0.147	0.853	0.00314772	0.07658783	0.77635			
7	1983	8.20	52.9	1.723455672	0.173	0.827	0.00314483	0.07652473	0.75027			
8	1984	19.60	52.6	1.720985744	0.199	0.801	0.00314448	0.07651696	0.72414			
9	1985	24.30	51.3	1.710117365	0.225	0.775	0.00314292	0.0764828	0.69803			
10	1986	26.20	42.6	1.629409599	0.252	0.748	0.00313134	0.07622961	0.67214			
11	1987	83.60	36.8	1.565847819	0.278	0.722	0.00312226	0.07603086	0.64619			
12	1988	22.00	36.5	1.562292864	0.304	0.696	0.00312175	0.07601976	0.62006			
13	1989	51.30	32.3	1.509202522	0.330	0.670	0.00311419	0.07585423	0.59408			
14	1990	18.50	30.1	1.478566496	0.356	0.644	0.00310984	0.07575889	0.56803			
15	1991	2.80	29.8	1.474216264	0.382	0.618	0.00310922	0.07574536	0.54190			
16	1992	18.00	28.1	1.44870632	0.408	0.592	0.00310561	0.07566609	0.51584			
17	1993	17.10	26.3	1.419955748	0.435	0.565	0.00310154	0.07557686	0.48978			
18	1994	21.90	26.2	1.418301291	0.461	0.539	0.0031013	0.07557173	0.46364			
19	1995	81.40	25.5	1.40654018	0.487	0.513	0.00309964	0.07553527	0.43754			
20	1996	20.75	24.3	1.385606274	0.513	0.487	0.00309668	0.07547041	0.41146			
21	1997	58.90	22	1.342422681	0.539	0.461	0.00309059	0.07533682	0.38545			
22	1998	19.90	21.9	1.340444115	0.565	0.435	0.00309031	0.0753307	0.35931			
23	1999	52.60	20.75	1.317018101	0.592	0.408	0.00308701	0.07525835	0.33324			
24	2000	42.60	20	1.301029996	0.618	0.382	0.00308476	0.07520901	0.30714			
25	2001	57.50	19.9	1.298853076	0.644	0.356	0.00308445	0.07520229	0.28101			
26	2002	26.30	19.6	1.292256071	0.670	0.330	0.00308353	0.07518195	0.25488			
27	2003	15.70	18.7	1.271841607	0.696	0.304	0.00308066	0.07511903	0.22880			
28	2004	29.80	18.5	1.267171728	0.722	0.278	0.00308	0.07510465	0.20267			
29	2005	12.00	18	1.255272505	0.748	0.252	0.00307833	0.07506801	0.17657			
30	2006	25.50	17.1	1.23299611	0.775	0.225	0.00307521	0.07499947	0.15049			
31	2007	30.10	16.5	1.217483944	0.801	0.199	0.00307304	0.07495178	0.12439			
32	2008	36.50	15.7	1.195899652	0.827	0.173	0.00307002	0.07488548	0.09832			
33	2009	16.50	15	1.176091259	0.853	0.147	0.00306725	0.0748247	0.07223			
34	2010	8.00	12	1.079181246	0.879	0.121	0.00305375	0.07452811	0.04639			
35	2011	20.00	8.2	0.913813852	0.905	0.095	0.00303087	0.07402501	0.02075			
36	2012	52.90	8.1	0.908485019	0.931	0.069	0.00303013	0.07400886	0.00538			
37	2013	32.30	8	0.903089987	0.958	0.042	0.00302939	0.07399252	0.03151			
38	2014	36.80	2.8	0.447158031	0.984	0.016	0.00296737	0.07262552	0.05629			
MEDIA		30.99										
DESV. ESTANDAR		20.0133585										
COEF DE SESGO		-3.2331609										

Tabla 10. 62 Serie de precipitaciones Characato: Distribución LogPearson - Probabilidad Empírica de Bloom

BLOM	Delta Teorico	Delta tabular
Lognormal	0.08874	0.22062
Pearson III	0.09629	
Gumbel	0.09687	
Normal	0.15979	

Tabla 10. 63 Serie de precipitaciones Characato: Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de Bloom.

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	California Prob. Excedencia m/n	Prob. No Excedencia $1-P$	Z	P	Smirnov Kolmogorov: Max Diferencia $\Delta = \max\|P(x)-F(X)\|$	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	62.70	83.6	0.026	0.974	2.63	0.9957	0.02202	0.14758	0.22062	1
2	1978	15.00	81.4	0.053	0.947	2.52	0.9941	0.04673			SI
3	1979	28.10	62.7	0.079	0.921	1.58	0.9429	0.02185			0
4	1980	18.70	58.9	0.105	0.895	1.39	0.9177	0.02296			NO
5	1981	55.40	57.5	0.132	0.868	1.32	0.9066	0.03818			
6	1982	8.10	55.4	0.158	0.842	1.22	0.8869	0.04479			
7	1983	8.20	52.9	0.184	0.816	1.09	0.8621	0.04631			
8	1984	19.60	52.6	0.211	0.789	1.08	0.8599	0.07043			
9	1985	24.30	51.3	0.237	0.763	1.01	0.8438	0.08064			
10	1986	26.20	42.6	0.263	0.737	0.58	0.719	0.01784			
11	1987	83.60	36.8	0.289	0.711	0.29	0.6141	0.09643			
12	1988	22.00	36.5	0.316	0.684	0.28	0.6103	0.07391			
13	1989	51.30	32.3	0.342	0.658	0.07	0.5279	0.12999			
14	1990	18.50	30.1	0.368	0.632	-0.04	0.484	0.14758			
15	1991	2.80	29.8	0.395	0.605	-0.06	0.4761	0.12916			
16	1992	18.00	28.1	0.421	0.579	-0.14	0.4443	0.13465			
17	1993	17.10	26.3	0.447	0.553	-0.23	0.409	0.14363			
18	1994	21.90	26.2	0.474	0.526	-0.24	0.4052	0.12112			
19	1995	81.40	25.5	0.500	0.500	-0.27	0.3574	0.14260			
20	1996	20.75	24.3	0.526	0.474	-0.33	0.3707	0.10298			
21	1997	58.90	22	0.553	0.447	-0.45	0.3264	0.12097			
22	1998	19.90	21.9	0.579	0.421	-0.45	0.3264	0.09465			
23	1999	52.60	20.75	0.605	0.395	-0.51	0.305	0.08974			
24	2000	42.60	20	0.632	0.368	-0.55	0.2912	0.07722			
25	2001	57.50	19.9	0.658	0.342	-0.55	0.2912	0.05091			
26	2002	26.30	19.6	0.684	0.316	-0.57	0.2843	0.03149			
27	2003	15.70	18.7	0.711	0.289	-0.61	0.2709	0.01857			
28	2004	29.80	18.5	0.737	0.263	-0.62	0.2676	0.00444			
29	2005	12.00	18	0.763	0.237	-0.65	0.2578	0.02096			
30	2006	25.50	17.1	0.789	0.211	-0.69	0.2451	0.03457			
31	2007	30.10	16.5	0.816	0.184	-0.72	0.2358	0.05159			
32	2008	36.50	15.7	0.842	0.158	-0.76	0.2236	0.06571			
33	2009	16.50	15	0.868	0.132	-0.80	0.2119	0.08032			
34	2010	8.00	12	0.895	0.105	-0.95	0.1711	0.06584			
35	2011	20.00	8.2	0.921	0.079	-1.14	0.1271	0.04815			
36	2012	52.90	8.1	0.947	0.053	-1.14	0.1271	0.07447			
37	2013	32.30	8	0.974	0.026	-1.15	0.1271	0.10078			
38	2014	36.80	2.8	1.000	0.000	-1.41	0.0793	0.07930			
MEDIA		30.99	30.99								
DESV. ESTANDAR		20.01335849	20.01335849								

Tabla 10. 64 Serie de precipitaciones Characato : Distribución Normal-Probabilidad Empírica de California

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	California Prob. Excedencia m/n	Prob. Excedencia	Ln Caudales registrados	Z	P	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X)\rvert$	Δ	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	62.70	83.6	0.026	0.974	4.426	1.70	0.9554	0.01828	0.10422	0.22062	1
2	1978	15.00	81.4	0.053	0.947	4.399	1.67	0.9525	0.00513			SI
3	1979	28.10	62.7	0.079	0.921	4.138	1.30	0.9032	0.01785			0
4	1980	18.70	58.9	0.105	0.895	4.076	1.21	0.8869	0.00784			NO
5	1981	55.40	57.5	0.132	0.868	4.052	1.18	0.881	0.01258			
6	1982	8.10	55.4	0.158	0.842	4.015	1.12	0.8686	0.02649			
7	1983	8.20	52.9	0.184	0.816	3.968	1.06	0.8554	0.03961			
8	1984	19.60	52.6	0.211	0.789	3.963	1.05	0.8531	0.06363			
9	1985	24.30	51.3	0.237	0.763	3.938	1.02	0.8461	0.08294			
10	1986	26.20	42.6	0.263	0.737	3.752	0.75	0.7734	0.03656			
11	1987	83.60	36.8	0.289	0.711	3.605	0.55	0.7088	0.00173			
12	1988	22.00	36.5	0.316	0.684	3.597	0.53	0.7019	0.01769			
13	1989	51.30	32.3	0.342	0.658	3.475	0.36	0.6406	0.01729			
14	1990	18.50	30.1	0.368	0.632	3.405	0.26	0.6026	0.02898			
15	1991	2.80	29.8	0.395	0.605	3.395	0.25	0.5987	0.00656			
16	1992	18.00	28.1	0.421	0.579	3.336	0.17	0.5675	0.01145			
17	1993	17.10	26.3	0.447	0.553	3.270	0.07	0.5279	0.02473			
18	1994	21.90	26.2	0.474	0.526	3.266	0.07	0.5279	0.00158			
19	1995	81.40	25.5	0.500	0.500	3.239	0.03	0.512	0.01200			
20	1996	20.75	24.3	0.526	0.474	3.190	-0.04	0.484	0.01032			
21	1997	58.90	22	0.553	0.447	3.091	-0.18	0.4286	0.01877			
22	1998	19.90	21.9	0.579	0.421	3.086	-0.19	0.4247	0.00365			
23	1999	52.60	20.75	0.605	0.395	3.033	-0.26	0.3974	0.00266			
24	2000	42.60	20	0.632	0.368	2.996	-0.31	0.3783	0.00988			
25	2001	57.50	19.9	0.658	0.342	2.991	-0.32	0.3707	0.02859			
26	2002	26.30	19.6	0.684	0.316	2.976	-0.34	0.3669	0.05111			
27	2003	15.70	18.7	0.711	0.289	2.929	-0.41	0.3409	0.05143			
28	2004	29.80	18.5	0.737	0.263	2.918	-0.42	0.3372	0.07404			
29	2005	12.00	18	0.763	0.237	2.890	-0.46	0.3228	0.08596			
30	2006	25.50	17.1	0.789	0.211	2.839	-0.54	0.2946	0.08407			
31	2007	30.10	16.5	0.816	0.184	2.803	-0.59	0.2776	0.09339			
32	2008	36.50	15.7	0.842	0.158	2.754	-0.66	0.2546	0.09671			
33	2009	16.50	15	0.868	0.132	2.708	-0.72	0.2358	0.10422			
34	2010	8.00	12	0.895	0.105	2.485	-1.04	0.1492	0.04394			
35	2011	20.00	8.2	0.921	0.079	2.104	-1.57	0.0582	0.02075			
36	2012	52.90	8.1	0.947	0.053	2.092	-1.59	0.0559	0.00327			
37	2013	32.30	8	0.974	0.026	2.079	-1.61	0.0526	0.02628			
38	2014	36.80	2.8	1.000	0.000	1.030	-3.09	0.001	0.00100			
				MEDIA		3.22						
				DESV. ESTANDAR		0.70836978						

Tabla 10. 65 Serie de precipitaciones Characato: Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de California

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	California Prob. Excedencia m/n	Prob. No Excedencia $1-P$	Valor Extremo $\exp(\exp(\frac{-\pi K_T}{\sqrt{6}} - 0.5772))$ K_T	$\Downarrow$	T	Prob. Excedencia $P = \frac{1}{T}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X)\rvert$	Δ	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	62.70	83.6	0.026	0.974	2.629	1.019	52.375	0.01909	0.98091	0.00722	0.09518	0.22062	1
2	1978	15.00	81.4	0.053	0.947	2.519	1.022	45.554	0.02195	0.97805	0.03068			SI
3	1979	28.10	62.7	0.079	0.921	1.585	1.076	14.098	0.07093	0.92907	0.00801			0
4	1980	18.70	58.9	0.105	0.895	1.395	1.098	11.162	0.08959	0.91041	0.01567			NO
5	1981	55.40	57.5	0.132	0.868	1.325	1.108	10.248	0.09758	0.90242	0.03400			
6	1982	8.10	55.4	0.158	0.842	1.220	1.125	9.023	0.11083	0.88917	0.04707			
7	1983	8.20	52.9	0.184	0.816	1.095	1.148	7.764	0.12879	0.87121	0.05542			
8	1984	19.60	52.6	0.211	0.789	1.080	1.151	7.627	0.13112	0.86888	0.07941			
9	1985	24.30	51.3	0.237	0.763	1.015	1.165	7.059	0.14167	0.85833	0.09518			
10	1986	26.20	42.6	0.263	0.737	0.580	1.306	4.271	0.23416	0.76584	0.02900			
11	1987	83.60	36.8	0.289	0.711	0.290	1.472	3.117	0.32082	0.67918	0.03135			
12	1988	22.00	36.5	0.316	0.684	0.275	1.483	3.068	0.32591	0.67409	0.01012			
13	1989	51.30	32.3	0.342	0.658	0.066	1.676	2.480	0.40321	0.59679	0.06111			
14	1990	18.50	30.1	0.368	0.632	-0.044	1.812	2.232	0.44808	0.55192	0.07966			
15	1991	2.80	29.8	0.395	0.605	-0.059	1.833	2.201	0.45441	0.54559	0.05967			
16	1992	18.00	28.1	0.421	0.579	-0.144	1.965	2.036	0.49116	0.50884	0.07011			
17	1993	17.10	26.3	0.447	0.553	-0.234	2.135	1.881	0.53151	0.46849	0.08414			
18	1994	21.90	26.2	0.474	0.526	-0.239	2.145	1.873	0.53379	0.46621	0.06010			
19	1995	81.40	25.5	0.500	0.500	-0.274	2.221	1.819	0.54983	0.45017	0.04983			
20	1996	20.75	24.3	0.526	0.474	-0.334	2.368	1.731	0.57765	0.42235	0.05133			
21	1997	58.90	22	0.553	0.447	-0.449	2.715	1.583	0.63168	0.36832	0.07905			
22	1998	19.90	21.9	0.579	0.421	-0.454	2.733	1.577	0.63404	0.36596	0.05509			
23	1999	52.60	20.75	0.605	0.395	-0.512	2.951	1.513	0.66112	0.33888	0.05586			
24	2000	42.60	20	0.632	0.368	-0.549	3.112	1.473	0.67870	0.32130	0.04712			
25	2001	57.50	19.9	0.658	0.342	-0.554	3.135	1.468	0.68104	0.31896	0.02314			
26	2002	26.30	19.6	0.684	0.316	-0.569	3.205	1.453	0.68804	0.31196	0.00383			
27	2003	15.70	18.7	0.711	0.289	-0.614	3.435	1.411	0.70888	0.29112	0.00164			
28	2004	29.80	18.5	0.737	0.263	-0.624	3.490	1.402	0.71348	0.28652	0.02336			
29	2005	12.00	18	0.763	0.237	-0.649	3.635	1.379	0.72491	0.27509	0.03825			
30	2006	25.50	17.1	0.789	0.211	-0.694	3.925	1.342	0.74520	0.25480	0.04427			
31	2007	30.10	16.5	0.816	0.184	-0.724	4.141	1.318	0.75850	0.24150	0.05729			
32	2008	36.50	15.7	0.842	0.158	-0.764	4.462	1.289	0.77589	0.22411	0.06622			
33	2009	16.50	15	0.868	0.132	-0.799	4.779	1.265	0.79075	0.20925	0.07767			
34	2010	8.00	12	0.895	0.105	-0.949	6.658	1.177	0.84980	0.15020	0.04493			
35	2011	20.00	8.2	0.921	0.079	-1.139	11.230	1.098	0.91095	0.08905	0.01010			
36	2012	52.90	8.1	0.947	0.053	-1.144	11.406	1.096	0.91232	0.08768	0.03504			
37	2013	32.30	8	0.974	0.026	-1.149	11.586	1.094	0.91369	0.08631	0.06000			
38	2014	36.80	2.8	1.000	0.000	-1.408	30.526	1.034	0.96724	0.03276	0.03276			
MEDIA		30.99	30.99											
DESV. ESTANDAR		20.01335849	20.01335849											

Tabla 10. 66 Serie de precipitaciones Characato: Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de California

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	California Prob. Excedencia m/n	Prob. No Excedencia $1-P$		Pearson III F(X)	Pearson III P(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X) \rvert$ Δ	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	62.70	83.6	0.026	0.974	0.47808708	0.00125593	0.9825228	0.00884	0.09021	0.22062	1
2	1978	15.00	81.4	0.053	0.947	0.42058539	0.00145737	0.97954322	0.03217			SI
3	1979	28.10	62.7	0.079	0.921	0.10469378	0.00474268	0.92676432	0.00571			0
4	1980	18.70	58.9	0.105	0.895	0.07138747	0.00589273	0.90662075	0.01188			NO
5	1981	55.40	57.5	0.132	0.868	0.06117531	0.00636834	0.89804135	0.02962			
6	1982	8.10	55.4	0.158	0.842	0.04775932	0.00713631	0.88387304	0.04177			
7	1983	8.20	52.9	0.184	0.816	0.03453768	0.00813735	0.8648007	0.04901			
8	1984	19.60	52.6	0.211	0.789	0.03313842	0.00826383	0.86234055	0.07287			
9	1985	24.30	51.3	0.237	0.763	0.02751088	0.00882754	0.8512339	0.08808			
10	1986	26.20	42.6	0.263	0.737	0.00513996	0.01319047	0.75613621	0.01929			
11	1987	83.60	36.8	0.289	0.711	0.00064446	0.01645022	0.6702162	0.04031			
12	1988	22.00	36.5	0.316	0.684	0.00054973	0.01661874	0.66525584	0.01895			
13	1989	51.30	32.3	0.342	0.658	7.4114E-06	0.01888751	0.59061736	0.06728			
14	1990	18.50	30.1	0.368	0.632	-2.3E-06	0.01995292	0.54787129	0.08371			
15	1991	2.80	29.8	0.395	0.605	-5.5065E-06	0.02008833	0.54186503	0.06340			
16	1992	18.00	28.1	0.421	0.579	-7.909E-05	0.02080029	0.50709564	0.07185			
17	1993	17.10	26.3	0.447	0.553	-0.00033827	0.02143263	0.46906521	0.08357			
18	1994	21.90	26.2	0.474	0.526	-0.00036038	0.02146354	0.4669204	0.05940			
19	1995	81.40	25.5	0.500	0.500	-0.00054267	0.02166621	0.45182357	0.04818			
20	1996	20.75	24.3	0.526	0.474	-0.00098215	0.02195409	0.42564355	0.04804			
21	1997	58.90	22	0.553	0.447	-0.00238379	0.02226657	0.37472544	0.07264			
22	1998	19.90	21.9	0.579	0.421	-0.00246425	0.02227228	0.3724985	0.04855			
23	1999	52.60	20.75	0.605	0.395	-0.00352308	0.02228666	0.34686791	0.04787			
24	2000	42.60	20	0.632	0.368	-0.00435543	0.02224287	0.33016663	0.03825			
25	2001	57.50	19.9	0.658	0.342	-0.00447543	0.02223373	0.32794279	0.01416			
26	2002	26.30	19.6	0.684	0.316	-0.00484861	0.02220154	0.32127732	0.00549			
27	2003	15.70	18.7	0.711	0.289	-0.0060914	0.02206113	0.30135413	0.01188			
28	2004	29.80	18.5	0.737	0.263	-0.00639369	0.02202078	0.29694588	0.03379			
29	2005	12.00	18	0.763	0.237	-0.00719282	0.02190504	0.28596353	0.04912			
30	2006	25.50	17.1	0.789	0.211	-0.00879408	0.02164192	0.26636206	0.05584			
31	2007	30.10	16.5	0.816	0.184	-0.0099838	0.02142647	0.25343992	0.06923			
32	2008	36.50	15.7	0.842	0.158	-0.01173065	0.02108829	0.2364301	0.07854			
33	2009	16.50	15	0.868	0.132	-0.01341689	0.02074393	0.22178617	0.09021			
34	2010	8.00	12	0.895	0.105	-0.02247527	0.01875093	0.16233473	0.05707			
35	2011	20.00	8.2	0.921	0.079	-0.03884938	0.01509095	0.09766554	0.01872			
36	2012	52.90	8.1	0.947	0.053	-0.03936307	0.0149798	0.096162	0.04353			
37	2013	32.30	8	0.974	0.026	-0.03988127	0.01486799	0.0946696	0.06835			
38	2014	36.80	2.8	1.000	0.000	-0.07352865	0.00848218	0.03362852	0.03363			
MEDIA		30.99	30.99									
DESV. ESTANDAR		20.0133585	20.01335849									
COEF DE SESGO		0.98315497										

Tabla 10. 67 Serie de precipitaciones Characato: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de California

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Logaritmo Precipitación Ordenada Descen.	California Prob. Excedencia m/n	Prob. No Excedencia $1-P$		Log Pearson III F(X)	Log Pearson III P(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X) \rvert$ Δ	$\Downarrow$	Δ_tablas $\frac{1.36}{\sqrt{n}}$ $\alpha = 0.05$ $n = 38$	
1	1977	62.70	83.6	1.922206277	0.026	0.974	-0.08061393	0.00317357	0.07715262	0.89653	0.89653	0.22062	0
2	1978	15.00	81.4	1.910624405	0.053	0.947	-0.08071034	0.00317189	0.07711587	0.87025			SI
3	1979	28.10	62.7	1.797267541	0.079	0.921	-0.08165796	0.00315547	0.07675725	0.84430			1
4	1980	18.70	58.9	1.770115295	0.105	0.895	-0.08188603	0.00315155	0.07667163	0.81807			NO
5	1981	55.40	57.5	1.759667845	0.132	0.868	-0.0819739	0.00315005	0.07663871	0.79178			
6	1982	8.10	55.4	1.743509765	0.158	0.842	-0.08210993	0.00314772	0.07658783	0.76552			
7	1983	8.20	52.9	1.723455672	0.184	0.816	-0.08227896	0.00314483	0.07652473	0.73926			
8	1984	19.60	52.6	1.720985744	0.211	0.789	-0.0822998	0.00314448	0.07651696	0.71296			
9	1985	24.30	51.3	1.710117365	0.237	0.763	-0.08239152	0.00314292	0.0764828	0.68668			
10	1986	26.20	42.6	1.629409599	0.263	0.737	-0.08307476	0.00313134	0.07622961	0.66061			
11	1987	83.60	36.8	1.565847819	0.289	0.711	-0.0836155	0.00312226	0.07603086	0.63450			
12	1988	22.00	36.5	1.562292864	0.316	0.684	-0.08364581	0.00312175	0.07601976	0.60819			
13	1989	51.30	32.3	1.509202522	0.342	0.658	-0.08409937	0.00311419	0.07585423	0.58204			
14	1990	18.50	30.1	1.478566496	0.368	0.632	-0.08436184	0.00310984	0.07575889	0.55582			
15	1991	2.80	29.8	1.474216264	0.395	0.605	-0.08439916	0.00310922	0.07574536	0.52952			
16	1992	18.00	28.1	1.44870632	0.421	0.579	-0.0846182	0.00310561	0.07566609	0.50328			
17	1993	17.10	26.3	1.419955748	0.447	0.553	-0.08486551	0.00310154	0.07557686	0.47705			
18	1994	21.90	26.2	1.418301291	0.474	0.526	-0.08487976	0.0031013	0.07557173	0.45074			
19	1995	81.40	25.5	1.40654018	0.500	0.500	-0.08498108	0.00309964	0.07553527	0.42446			
20	1996	20.75	24.3	1.385606274	0.526	0.474	-0.08516162	0.00309668	0.07547041	0.39821			
21	1997	58.90	22	1.342422681	0.553	0.447	-0.08553486	0.00309059	0.07533682	0.37203			
22	1998	19.90	21.9	1.340444115	0.579	0.421	-0.08555199	0.00309031	0.0753307	0.34572			
23	1999	52.60	20.75	1.317018101	0.605	0.395	-0.08575494	0.00308701	0.07525835	0.31948			
24	2000	42.60	20	1.301029996	0.632	0.368	-0.08589364	0.00308476	0.07520901	0.29321			
25	2001	57.50	19.9	1.298853076	0.658	0.342	-0.08591254	0.00308445	0.07520229	0.26690			
26	2002	26.30	19.6	1.292256071	0.684	0.316	-0.08596982	0.00308353	0.07518195	0.24061			
27	2003	15.70	18.7	1.271841607	0.711	0.289	-0.08614725	0.00308066	0.07511903	0.21435			
28	2004	29.80	18.5	1.267171728	0.737	0.263	-0.08618787	0.00308	0.07510465	0.18805			
29	2005	12.00	18	1.255272505	0.763	0.237	-0.08629143	0.00307833	0.07506801	0.16177			
30	2006	25.50	17.1	1.23299611	0.789	0.211	-0.08648553	0.00307521	0.07499947	0.13553			
31	2007	30.10	16.5	1.217483944	0.816	0.184	-0.08662086	0.00307304	0.07495178	0.10926			
32	2008	36.50	15.7	1.195899652	0.842	0.158	-0.0868094	0.00307002	0.07488548	0.08301			
33	2009	16.50	15	1.176091259	0.868	0.132	-0.08698267	0.00306725	0.0748247	0.05675			
34	2010	8.00	12	1.079181246	0.895	0.105	-0.08783369	0.00305375	0.07452811	0.03074			
35	2011	20.00	8.2	0.913813852	0.921	0.079	-0.08929867	0.00303087	0.07402501	0.00492			
36	2012	52.90	8.1	0.908485019	0.947	0.053	-0.08934614	0.00303013	0.07400886	0.02138			
37	2013	32.30	8	0.903089987	0.974	0.026	-0.08939423	0.00302939	0.07399252	0.04768			
38	2014	36.80	2.8	0.447158031	1.000	0.000	-0.09352037	0.00296737	0.07262552	0.07263			
MEDIA		30.99											
DESV. ESTANDAR		20.0133585											
COEF DE SESGO		-3.2331609											

Tabla 10. 68 Serie de precipitaciones Characato: Distribución LogPearson - Probabilidad Empírica de California

CALIFORNIA	Delta Teorico	Delta tabular
Pearson III	0.09021	0.22062
Gumbel	0.09518	
Lognormal	0.10422	
Normal	0.14758	

Tabla 10. 69 Serie de precipitaciones Characato: Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de California.

Numero Orden	*Año*	*Precipitación Registrada mm*	*Precipitación* Ordenada Descen.	*Gringorten* Prob. Excedencia $\frac{m-b}{n+1-2b}$	Prob. No Excedencia $1-P$	*Z*	*P*	Smirnov Kolmogorov: Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x)-F(X)\rvert$	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	62.70	83.6	0.015	0.985	2.63	0.9957	0.01039	0.16028	0.22062	1
2	1978	15.00	81.4	0.041	0.959	2.52	0.9941	0.03502			SI
3	1979	28.10	62.7	0.067	0.933	1.58	0.9429	0.01006			0
4	1980	18.70	58.9	0.093	0.907	1.39	0.9177	0.01109			NO
5	1981	55.40	57.5	0.120	0.880	1.32	0.9066	0.02622			
6	1982	8.10	55.4	0.146	0.854	1.22	0.8869	0.03276			
7	1983	8.20	52.9	0.172	0.828	1.09	0.8621	0.03419			
8	1984	19.60	52.6	0.198	0.802	1.08	0.8599	0.05822			
9	1985	24.30	51.3	0.225	0.775	1.01	0.8438	0.06835			
10	1986	26.20	42.6	0.251	0.749	0.58	0.719	0.03021			
11	1987	83.60	36.8	0.277	0.723	0.29	0.6141	0.10888			
12	1988	22.00	36.5	0.303	0.697	0.28	0.6103	0.08645			
13	1989	51.30	32.3	0.329	0.671	0.07	0.5279	0.14261			
14	1990	18.50	30.1	0.356	0.644	-0.04	0.484	0.16028			
15	1991	2.80	29.8	0.382	0.618	-0.06	0.4761	0.14195			
16	1992	18.00	28.1	0.408	0.592	-0.14	0.4443	0.14752			
17	1993	17.10	26.3	0.434	0.566	-0.23	0.409	0.15658			
18	1994	21.90	26.2	0.461	0.539	-0.24	0.4052	0.13415			
19	1995	81.40	25.5	0.487	0.513	-0.27	0.3574	0.15572			
20	1996	20.75	24.3	0.513	0.487	-0.33	0.3707	0.11618			
21	1997	58.90	22	0.539	0.461	-0.45	0.3264	0.13425			
22	1998	19.90	21.9	0.566	0.434	-0.45	0.3264	0.10802			
23	1999	52.60	20.75	0.592	0.408	-0.51	0.305	0.10318			
24	2000	42.60	20	0.618	0.382	-0.55	0.2912	0.09075			
25	2001	57.50	19.9	0.644	0.356	-0.55	0.2912	0.06452			
26	2002	26.30	19.6	0.671	0.329	-0.57	0.2843	0.04519			
27	2003	15.70	18.7	0.697	0.303	-0.61	0.2709	0.03235			
28	2004	29.80	18.5	0.723	0.277	-0.62	0.2676	0.00942			
29	2005	12.00	18	0.749	0.251	-0.65	0.2578	0.00701			
30	2006	25.50	17.1	0.775	0.225	-0.69	0.2451	0.02055			
31	2007	30.10	16.5	0.802	0.198	-0.72	0.2358	0.03748			
32	2008	36.50	15.7	0.828	0.172	-0.76	0.2236	0.05151			
33	2009	16.50	15	0.854	0.146	-0.80	0.2119	0.06604			
34	2010	8.00	12	0.880	0.120	-0.95	0.1711	0.05148			
35	2011	20.00	8.2	0.907	0.093	-1.14	0.1271	0.03371			
36	2012	52.90	8.1	0.933	0.067	-1.14	0.1271	0.05994			
37	2013	32.30	8	0.959	0.041	-1.15	0.1271	0.08618			
38	2014	36.80	2.8	0.985	0.015	-1.41	0.0793	0.06461			
MEDIA		30.99	30.99								
DESV. ESTANDAR		20.01335849	20.01335849								

Tabla 10. 70 Serie de precipitaciones Characato: Distribución Normal-Probabilidad Empírica de Gringorten

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Gringorten Prob. Excedencia $\frac{m-b}{n+1-2b}$	Weibull Prob. Excedencia	Ln Caudales registrados	Z	P	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X)\rvert$	⇓	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	62.70	83.6	0.015	0.985	4.426	1.70	0.9554	0.02991	0.08994	0.22062	1
2	1978	15.00	81.4	0.041	0.959	4.399	1.67	0.9525	0.00658			SI
3	1979	28.10	62.7	0.067	0.933	4.138	1.30	0.9032	0.02964			0
4	1980	18.70	58.9	0.093	0.907	4.076	1.21	0.8869	0.01971			NO
5	1981	55.40	57.5	0.120	0.880	4.052	1.18	0.881	0.00062			
6	1982	8.10	55.4	0.146	0.854	4.015	1.12	0.8686	0.01446			
7	1983	8.20	52.9	0.172	0.828	3.968	1.06	0.8554	0.02749			
8	1984	19.60	52.6	0.198	0.802	3.963	1.05	0.8531	0.05142			
9	1985	24.30	51.3	0.225	0.775	3.938	1.02	0.8461	0.07065			
10	1986	26.20	42.6	0.251	0.749	3.752	0.75	0.7734	0.02419			
11	1987	83.60	36.8	0.277	0.723	3.605	0.55	0.7088	0.01418			
12	1988	22.00	36.5	0.303	0.697	3.597	0.53	0.7019	0.00515			
13	1989	51.30	32.3	0.329	0.671	3.475	0.36	0.6406	0.02991			
14	1990	18.50	30.1	0.356	0.644	3.405	0.26	0.6026	0.04168			
15	1991	2.80	29.8	0.382	0.618	3.395	0.25	0.5987	0.01935			
16	1992	18.00	28.1	0.408	0.592	3.336	0.17	0.5675	0.02432			
17	1993	17.10	26.3	0.434	0.566	3.270	0.07	0.5279	0.03768			
18	1994	21.90	26.2	0.461	0.539	3.266	0.07	0.5279	0.01145			
19	1995	81.40	25.5	0.487	0.513	3.239	0.03	0.512	0.00112			
20	1996	20.75	24.3	0.513	0.487	3.190	-0.04	0.484	0.00288			
21	1997	58.90	22	0.539	0.461	3.091	-0.18	0.4286	0.03205			
22	1998	19.90	21.9	0.566	0.434	3.086	-0.19	0.4247	0.00972			
23	1999	52.60	20.75	0.592	0.408	3.033	-0.26	0.3974	0.01078			
24	2000	42.60	20	0.618	0.382	2.996	-0.31	0.3783	0.00365			
25	2001	57.50	19.9	0.644	0.356	2.991	-0.32	0.3707	0.01498			
26	2002	26.30	19.6	0.671	0.329	2.976	-0.34	0.3669	0.03741			
27	2003	15.70	18.7	0.697	0.303	2.929	-0.41	0.3409	0.03765			
28	2004	29.80	18.5	0.723	0.277	2.918	-0.42	0.3372	0.06018			
29	2005	12.00	18	0.749	0.251	2.890	-0.46	0.3228	0.07201			
30	2006	25.50	17.1	0.775	0.225	2.839	-0.54	0.2946	0.07005			
31	2007	30.10	16.5	0.802	0.198	2.803	-0.59	0.2776	0.07928			
32	2008	36.50	15.7	0.828	0.172	2.754	-0.66	0.2546	0.08251			
33	2009	16.50	15	0.854	0.146	2.708	-0.72	0.2358	0.08994			
34	2010	8.00	12	0.880	0.120	2.485	-1.04	0.1492	0.02958			
35	2011	20.00	8.2	0.907	0.093	2.104	-1.57	0.0582	0.03519			
36	2012	52.90	8.1	0.933	0.067	2.092	-1.59	0.0559	0.01126			
37	2013	32.30	8	0.959	0.041	2.079	-1.61	0.0526	0.01168			
38	2014	36.80	2.8	0.985	0.015	1.030	-3.09	0.001	0.01369			
				MEDIA		3.22						
				DESV. ESTANDAR		0.70836978						

Tabla 10. 71 Serie de precipitaciones Characato : Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de Gringorten

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Gringorten Prob. Excedencia $\frac{m-b}{n+1-2b}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Valor Extremo $\exp(\exp(\frac{-\pi K_T}{\sqrt{6}} - 0.5772))$ K_T	⇓	T	Prob. Excedencia $P = \frac{1}{T}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X)\rvert$	⇓	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	62.70	83.6	0.015	0.985	2.629	1.019	52.375	0.01909	0.98091	0.00440	0.09709	0.22062	1
2	1978	15.00	81.4	0.041	0.959	2.519	1.022	45.554	0.02195	0.97805	0.01897			SI
3	1979	28.10	62.7	0.067	0.933	1.585	1.076	14.098	0.07093	0.92907	0.00378			0
4	1980	18.70	58.9	0.093	0.907	1.395	1.098	11.162	0.08959	0.91041	0.00380			NO
5	1981	55.40	57.5	0.120	0.880	1.325	1.108	10.248	0.09758	0.90242	0.02204			
6	1982	8.10	55.4	0.146	0.854	1.220	1.125	9.023	0.11083	0.88917	0.03503			
7	1983	8.20	52.9	0.172	0.828	1.095	1.148	7.764	0.12879	0.87121	0.04330			
8	1984	19.60	52.6	0.198	0.802	1.080	1.151	7.627	0.13112	0.86888	0.06720			
9	1985	24.30	51.3	0.225	0.775	1.015	1.165	7.059	0.14167	0.85833	0.08289			
10	1986	26.20	42.6	0.251	0.749	0.580	1.306	4.271	0.23416	0.76584	0.01663			
11	1987	83.60	36.8	0.277	0.723	0.290	1.472	3.117	0.32082	0.67918	0.04381			
12	1988	22.00	36.5	0.303	0.697	0.275	1.483	3.068	0.32591	0.67409	0.02265			
13	1989	51.30	32.3	0.329	0.671	0.066	1.676	2.480	0.40321	0.59679	0.07373			
14	1990	18.50	30.1	0.356	0.644	-0.044	1.812	2.232	0.44808	0.55192	0.09236			
15	1991	2.80	29.8	0.382	0.618	-0.059	1.833	2.201	0.45441	0.54559	0.07246			
16	1992	18.00	28.1	0.408	0.592	-0.144	1.965	2.036	0.49116	0.50884	0.08298			
17	1993	17.10	26.3	0.434	0.566	-0.234	2.135	1.881	0.53151	0.46849	0.09709			
18	1994	21.90	26.2	0.461	0.539	-0.239	2.145	1.873	0.53379	0.46621	0.07314			
19	1995	81.40	25.5	0.487	0.513	-0.274	2.221	1.819	0.54983	0.45017	0.06294			
20	1996	20.75	24.3	0.513	0.487	-0.334	2.368	1.731	0.57765	0.42235	0.06453			
21	1997	58.90	22	0.539	0.461	-0.449	2.715	1.583	0.63168	0.36832	0.09233			
22	1998	19.90	21.9	0.566	0.434	-0.454	2.733	1.577	0.63404	0.36596	0.06846			
23	1999	52.60	20.75	0.592	0.408	-0.512	2.951	1.513	0.66112	0.33888	0.06930			
24	2000	42.60	20	0.618	0.382	-0.549	3.112	1.473	0.67870	0.32130	0.06065			
25	2001	57.50	19.9	0.644	0.356	-0.554	3.135	1.468	0.68104	0.31896	0.03676			
26	2002	26.30	19.6	0.671	0.329	-0.569	3.205	1.453	0.68804	0.31196	0.01752			
27	2003	15.70	18.7	0.697	0.303	-0.614	3.435	1.411	0.70888	0.29112	0.01213			
28	2004	29.80	18.5	0.723	0.277	-0.624	3.490	1.402	0.71348	0.28652	0.00950			
29	2005	12.00	18	0.749	0.251	-0.649	3.635	1.379	0.72491	0.27509	0.02431			
30	2006	25.50	17.1	0.775	0.225	-0.694	3.925	1.342	0.74520	0.25480	0.03025			
31	2007	30.10	16.5	0.802	0.198	-0.724	4.141	1.318	0.75850	0.24150	0.04318			
32	2008	36.50	15.7	0.828	0.172	-0.764	4.462	1.289	0.77589	0.22411	0.05202			
33	2009	16.50	15	0.854	0.146	-0.799	4.779	1.265	0.79075	0.20925	0.06339			
34	2010	8.00	12	0.880	0.120	-0.949	6.658	1.177	0.84980	0.15020	0.03057			
35	2011	20.00	8.2	0.907	0.093	-1.139	11.230	1.098	0.91095	0.08905	0.00434			
36	2012	52.90	8.1	0.933	0.067	-1.144	11.406	1.096	0.91232	0.08768	0.02052			
37	2013	32.30	8	0.959	0.041	-1.149	11.586	1.094	0.91369	0.08631	0.04539			
38	2014	36.80	2.8	0.985	0.015	-1.408	30.526	1.034	0.96724	0.03276	0.01807			
MEDIA		30.99	30.99											
DESV. ESTANDAR		20.01335849	20.01335849											

Tabla 10. 72 Serie de precipitaciones Characato: Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de Gringorten

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Gringorten Prob. Excedencia $\frac{m-b}{n+1-2b}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Pearson III F(X)	Pearson III P(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X)\rvert$ Δ	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	62.70	83.6	0.015	0.985	0.00125593	0.9825228	0.00279	0.09652	0.22062	1
2	1978	15.00	81.4	0.041	0.959	0.00145737	0.97954322	0.02047			SI
3	1979	28.10	62.7	0.067	0.933	0.00474268	0.92676432	0.00608			0
4	1980	18.70	58.9	0.093	0.907	0.00589273	0.90662075	0.00001			NO
5	1981	55.40	57.5	0.120	0.880	0.00636834	0.89804135	0.01766			
6	1982	8.10	55.4	0.146	0.854	0.00713631	0.88387304	0.02973			
7	1983	8.20	52.9	0.172	0.828	0.00813735	0.8648007	0.03689			
8	1984	19.60	52.6	0.198	0.802	0.00826383	0.86234055	0.06066			
9	1985	24.30	51.3	0.225	0.775	0.00882754	0.8512339	0.07579			
10	1986	26.20	42.6	0.251	0.749	0.01319047	0.75613621	0.00692			
11	1987	83.60	36.8	0.277	0.723	0.01645022	0.6702162	0.05276			
12	1988	22.00	36.5	0.303	0.697	0.01661874	0.66525584	0.03149			
13	1989	51.30	32.3	0.329	0.671	0.01888751	0.59061736	0.07990			
14	1990	18.50	30.1	0.356	0.644	0.01995292	0.54787129	0.09641			
15	1991	2.80	29.8	0.382	0.618	0.02008833	0.54186503	0.07618			
16	1992	18.00	28.1	0.408	0.592	0.02080029	0.50709564	0.08472			
17	1993	17.10	26.3	0.434	0.566	0.02143263	0.46906521	0.09652			
18	1994	21.90	26.2	0.461	0.539	0.02146354	0.4669204	0.07243			
19	1995	81.40	25.5	0.487	0.513	0.02166621	0.45182357	0.06129			
20	1996	20.75	24.3	0.513	0.487	0.02195409	0.42564355	0.06124			
21	1997	58.90	22	0.539	0.461	0.02226657	0.37472544	0.08593			
22	1998	19.90	21.9	0.566	0.434	0.02227228	0.3724985	0.06192			
23	1999	52.60	20.75	0.592	0.408	0.02228666	0.34686791	0.06132			
24	2000	42.60	20	0.618	0.382	0.02224287	0.33016663	0.05179			
25	2001	57.50	19.9	0.644	0.356	0.02223373	0.32794279	0.02778			
26	2002	26.30	19.6	0.671	0.329	0.02220154	0.32127732	0.00821			
27	2003	15.70	18.7	0.697	0.303	0.02206113	0.30135413	0.00190			
28	2004	29.80	18.5	0.723	0.277	0.02202078	0.29694588	0.01993			
29	2005	12.00	18	0.749	0.251	0.02190504	0.28596353	0.03518			
30	2006	25.50	17.1	0.775	0.225	0.02164192	0.26636206	0.04181			
31	2007	30.10	16.5	0.802	0.198	0.02142647	0.25343992	0.05512			
32	2008	36.50	15.7	0.828	0.172	0.02108829	0.2364301	0.06434			
33	2009	16.50	15	0.854	0.146	0.02074393	0.22178617	0.07593			
34	2010	8.00	12	0.880	0.120	0.01875093	0.16233473	0.04271			
35	2011	20.00	8.2	0.907	0.093	0.01509095	0.09766554	0.00428			
36	2012	52.90	8.1	0.933	0.067	0.0149798	0.096162	0.02901			
37	2013	32.30	8	0.959	0.041	0.01486799	0.0946696	0.05375			
38	2014	36.80	2.8	0.985	0.015	0.00848218	0.03362852	0.01894			
MEDIA		30.99	30.99								
DESV. ESTANDAR		20.0133585	20.01335849								
COEF DE SESGO		0.98315497									

Tabla 10. 73 Serie de precipitaciones Characato: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de Gringorten

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Logaritmo Precipitación Ordenada Descen.	Gringorten Prob. Excedencia $\frac{m-b}{n+1-2b}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Log Pearson III F(X)	Log Pearson III P(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x)-F(X)\rvert$	Δ	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	62.70	83.6	1.922206277	0.015	0.985	0.00317357	0.07715262	0.90816	0.90816	0.22062	0
2	1978	15.00	81.4	1.910624405	0.041	0.959	0.00317189	0.07711587	0.88196			SI
3	1979	28.10	62.7	1.797267541	0.067	0.933	0.00315547	0.07675725	0.85609			1
4	1980	18.70	58.9	1.770115295	0.093	0.907	0.00315155	0.07667163	0.82994			NO
5	1981	55.40	57.5	1.759667845	0.120	0.880	0.00315005	0.07663871	0.80374			
6	1982	8.10	55.4	1.743509765	0.146	0.854	0.00314772	0.07658783	0.77756			
7	1983	8.20	52.9	1.723455672	0.172	0.828	0.00314483	0.07652473	0.75139			
8	1984	19.60	52.6	1.720985744	0.198	0.802	0.00314448	0.07651696	0.72516			
9	1985	24.30	51.3	1.710117365	0.225	0.775	0.00314292	0.0764828	0.69896			
10	1986	26.20	42.6	1.629409599	0.251	0.749	0.00313134	0.07622961	0.67298			
11	1987	83.60	36.8	1.565847819	0.277	0.723	0.00312226	0.07603086	0.64695			
12	1988	22.00	36.5	1.562292864	0.303	0.697	0.00312175	0.07601976	0.62073			
13	1989	51.30	32.3	1.509202522	0.329	0.671	0.00311419	0.07585423	0.59466			
14	1990	18.50	30.1	1.478566496	0.356	0.644	0.00310984	0.07575889	0.56852			
15	1991	2.80	29.8	1.474216264	0.382	0.618	0.00310922	0.07574536	0.54230			
16	1992	18.00	28.1	1.44870632	0.408	0.592	0.00310561	0.07566609	0.51615			
17	1993	17.10	26.3	1.419955748	0.434	0.566	0.00310154	0.07557686	0.49001			
18	1994	21.90	26.2	1.418301291	0.461	0.539	0.0031013	0.07557173	0.46378			
19	1995	81.40	25.5	1.40654018	0.487	0.513	0.00309964	0.07553527	0.43758			
20	1996	20.75	24.3	1.385606274	0.513	0.487	0.00309668	0.07547041	0.41141			
21	1997	58.90	22	1.342422681	0.539	0.461	0.00309059	0.07533682	0.38531			
22	1998	19.90	21.9	1.340444115	0.566	0.434	0.00309031	0.0753307	0.35909			
23	1999	52.60	20.75	1.317018101	0.592	0.408	0.00308701	0.07525835	0.33293			
24	2000	42.60	20	1.301029996	0.618	0.382	0.00308476	0.07520901	0.30674			
25	2001	57.50	19.9	1.298853076	0.644	0.356	0.00308445	0.07520229	0.28052			
26	2002	26.30	19.6	1.292256071	0.671	0.329	0.00308353	0.07518195	0.25430			
27	2003	15.70	18.7	1.271841607	0.697	0.303	0.00308066	0.07511903	0.22813			
28	2004	29.80	18.5	1.267171728	0.723	0.277	0.00308	0.07510465	0.20192			
29	2005	12.00	18	1.255272505	0.749	0.251	0.00307833	0.07506801	0.17572			
30	2006	25.50	17.1	1.23299611	0.775	0.225	0.00307521	0.07499947	0.14955			
31	2007	30.10	16.5	1.217483944	0.802	0.198	0.00307304	0.07495178	0.12337			
32	2008	36.50	15.7	1.195899652	0.828	0.172	0.00307002	0.07488548	0.09720			
33	2009	16.50	15	1.176091259	0.854	0.146	0.00306725	0.0748247	0.07103			
34	2010	8.00	12	1.079181246	0.880	0.120	0.00305375	0.07452811	0.04509			
35	2011	20.00	8.2	0.913813852	0.907	0.093	0.00303087	0.07402501	0.01936			
36	2012	52.90	8.1	0.908485019	0.933	0.067	0.00303013	0.07400886	0.00685			
37	2013	32.30	8	0.903089987	0.959	0.041	0.00302939	0.07399252	0.03307			
38	2014	36.80	2.8	0.447158031	0.985	0.015	0.00296737	0.07262552	0.05794			
MEDIA		30.99										
DESV. ESTANDAR		20.0133585										
COEF DE SESGO		-3.2331609										

Tabla 10. 74 Serie de precipitaciones Characato: Distribución LogPearson - Probabilidad Empírica de Gringorten

GRINGORTEN	Delta Teorico	Delta tabular
Lognormal	0.08994	0.22062
Pearson III	0.09652	
Gumbel	0.09709	
Normal	0.16028	

Tabla 10. 75 Serie de precipitaciones Characato: Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de Gringorten.

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Weibull Prob. Excedencia $\frac{m}{n+1}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Z	P	Smirnov Kolmogorov: Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X) \rvert$	⇓	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
								Δ			
1	1977	62.70	83.6	0.026	0.974	2.63	0.9957	0.02134	0.15703	0.22062	1
2	1978	15.00	81.4	0.051	0.949	2.52	0.9941	0.04538			SI
3	1979	28.10	62.7	0.077	0.923	1.58	0.9429	0.01982			0
4	1980	18.70	58.9	0.103	0.897	1.39	0.9177	0.02026			NO
5	1981	55.40	57.5	0.128	0.872	1.32	0.9066	0.03481			
6	1982	8.10	55.4	0.154	0.846	1.22	0.8869	0.04075			
7	1983	8.20	52.9	0.179	0.821	1.09	0.8621	0.04159			
8	1984	19.60	52.6	0.205	0.795	1.08	0.8599	0.06503			
9	1985	24.30	51.3	0.231	0.769	1.01	0.8438	0.07457			
10	1986	26.20	42.6	0.256	0.744	0.58	0.719	0.02459			
11	1987	83.60	36.8	0.282	0.718	0.29	0.6141	0.10385			
12	1988	22.00	36.5	0.308	0.692	0.28	0.6103	0.08201			
13	1989	51.30	32.3	0.333	0.667	0.07	0.5279	0.13877			
14	1990	18.50	30.1	0.359	0.641	-0.04	0.484	0.15703			
15	1991	2.80	29.8	0.385	0.615	-0.06	0.4761	0.13928			
16	1992	18.00	28.1	0.410	0.590	-0.14	0.4443	0.14544			
17	1993	17.10	26.3	0.436	0.564	-0.23	0.409	0.15510			
18	1994	21.90	26.2	0.462	0.538	-0.24	0.4052	0.13326			
19	1995	81.40	25.5	0.487	0.513	-0.27	0.3574	0.15542			
20	1996	20.75	24.3	0.513	0.487	-0.33	0.3707	0.11648			
21	1997	58.90	22	0.538	0.462	-0.45	0.3264	0.13514			
22	1998	19.90	21.9	0.564	0.436	-0.45	0.3264	0.10950			
23	1999	52.60	20.75	0.590	0.410	-0.51	0.305	0.10526			
24	2000	42.60	20	0.615	0.385	-0.55	0.2912	0.09342			
25	2001	57.50	19.9	0.641	0.359	-0.55	0.2912	0.06777			
26	2002	26.30	19.6	0.667	0.333	-0.57	0.2843	0.04903			
27	2003	15.70	18.7	0.692	0.308	-0.61	0.2709	0.03679			
28	2004	29.80	18.5	0.718	0.282	-0.62	0.2676	0.01445			
29	2005	12.00	18	0.744	0.256	-0.65	0.2578	0.00139			
30	2006	25.50	17.1	0.769	0.231	-0.69	0.2451	0.01433			
31	2007	30.10	16.5	0.795	0.205	-0.72	0.2358	0.03067			
32	2008	36.50	15.7	0.821	0.179	-0.76	0.2236	0.04411			
33	2009	16.50	15	0.846	0.154	-0.80	0.2119	0.05805			
34	2010	8.00	12	0.872	0.128	-0.95	0.1711	0.04289			
35	2011	20.00	8.2	0.897	0.103	-1.14	0.1271	0.02454			
36	2012	52.90	8.1	0.923	0.077	-1.14	0.1271	0.05018			
37	2013	32.30	8	0.949	0.051	-1.15	0.1271	0.07582			
38	2014	36.80	2.8	0.974	0.026	-1.41	0.0793	0.05366			
MEDIA		30.99	30.99								
DESV. ESTANDAR		20.01335849	20.01335849								

Tabla 10. 76 Serie de precipitaciones Characato : Distribución Normal-Probabilidad Empírica de Weibull

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Weibull Prob. Excedencia $\frac{m}{n+1}$	Weibull Prob. Excedencia	Ln Caudales registrados	Z	P	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X)\rvert$ Δ	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$	
1	1977	62.70	83.6	0.026	0.974	4.426	1.70	0.9554	0.01896	0.08195	0.22062	1	
2	1978	15.00	81.4	0.051	0.949	4.399	1.67	0.9525	0.00378			SI	
3	1979	28.10	62.7	0.077	0.923	4.138	1.30	0.9032	0.01988			0	
4	1980	18.70	58.9	0.103	0.897	4.076	1.21	0.8869	0.01054			NO	
5	1981	55.40	57.5	0.128	0.872	4.052	1.18	0.881	0.00921				
6	1982	8.10	55.4	0.154	0.846	4.015	1.12	0.8686	0.02245				
7	1983	8.20	52.9	0.179	0.821	3.968	1.06	0.8554	0.03489				
8	1984	19.60	52.6	0.205	0.795	3.963	1.05	0.8531	0.05823				
9	1985	24.30	51.3	0.231	0.769	3.938	1.02	0.8461	0.07687				
10	1986	26.20	42.6	0.256	0.744	3.752	0.75	0.7734	0.02981				
11	1987	83.60	36.8	0.282	0.718	3.605	0.55	0.7088	0.00915				
12	1988	22.00	36.5	0.308	0.692	3.597	0.53	0.7019	0.00959				
13	1989	51.30	32.3	0.333	0.667	3.475	0.36	0.6406	0.02607				
14	1990	18.50	30.1	0.359	0.641	3.405	0.26	0.6026	0.03843				
15	1991	2.80	29.8	0.385	0.615	3.395	0.25	0.5987	0.01668				
16	1992	18.00	28.1	0.410	0.590	3.336	0.17	0.5675	0.02224				
17	1993	17.10	26.3	0.436	0.564	3.270	0.07	0.5279	0.03620				
18	1994	21.90	26.2	0.462	0.538	3.266	0.07	0.5279	0.01056				
19	1995	81.40	25.5	0.487	0.513	3.239	0.03	0.512	0.00082				
20	1996	20.75	24.3	0.513	0.487	3.190	-0.04	0.484	0.00318				
21	1997	58.90	22	0.538	0.462	3.091	-0.18	0.4286	0.03294				
22	1998	19.90	21.9	0.564	0.436	3.086	-0.19	0.4247	0.01120				
23	1999	52.60	20.75	0.590	0.410	3.033	-0.26	0.3974	0.01286				
24	2000	42.60	20	0.615	0.385	2.996	-0.31	0.3783	0.00632				
25	2001	57.50	19.9	0.641	0.359	2.991	-0.32	0.3707	0.01173				
26	2002	26.30	19.6	0.667	0.333	2.976	-0.34	0.3669	0.03357				
27	2003	15.70	18.7	0.692	0.308	2.929	-0.41	0.3409	0.03321				
28	2004	29.80	18.5	0.718	0.282	2.918	-0.42	0.3372	0.05515				
29	2005	12.00	18	0.744	0.256	2.890	-0.46	0.3228	0.06639				
30	2006	25.50	17.1	0.769	0.231	2.839	-0.54	0.2946	0.06383				
31	2007	30.10	16.5	0.795	0.205	2.803	-0.59	0.2776	0.07247				
32	2008	36.50	15.7	0.821	0.179	2.754	-0.66	0.2546	0.07511				
33	2009	16.50	15	0.846	0.154	2.708	-0.72	0.2358	0.08195				
34	2010	8.00	12	0.872	0.128	2.485	-1.04	0.1492	0.02099				
35	2011	20.00	8.2	0.897	0.103	2.104	-1.57	0.0582	0.04436				
36	2012	52.90	8.1	0.923	0.077	2.092	-1.59	0.0559	0.02102				
37	2013	32.30	8	0.949	0.051	2.079	-1.61	0.0526	0.00132				
38	2014	36.80	2.8	0.974	0.026	1.030	-3.09	0.001	0.02464				
				MEDIA		3.22							
				DESV. ESTANDAR		0.70836978							

Tabla 10. 77 Serie de precipitaciones Characato: Distribución LogNormal-Probabilidad Empírica de Weibull

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Weibull Prob. Excedencia $\frac{m}{n+1}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Valor Extremo $\exp(\exp(-\frac{\pi K_T}{\sqrt{6}} - 0.5772))$ K_T	$\Downarrow$	T	Prob. Excedencia $P = \frac{1}{T}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X)\rvert$ Δ	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	62.70	83.6	0.026	0.974	2.629	1.019	52.375	0.01909	0.98091	0.00655	0.09561	0.22062	1
2	1978	15.00	81.4	0.051	0.949	2.519	1.022	45.554	0.02195	0.97805	0.02933			SI
3	1979	28.10	62.7	0.077	0.923	1.585	1.076	14.098	0.07093	0.92907	0.00599			0
4	1980	18.70	58.9	0.103	0.897	1.395	1.098	11.162	0.08959	0.91041	0.01297			NO
5	1981	55.40	57.5	0.128	0.872	1.325	1.108	10.248	0.09758	0.90242	0.03063			
6	1982	8.10	55.4	0.154	0.846	1.220	1.125	9.023	0.11083	0.88917	0.04302			
7	1983	8.20	52.9	0.179	0.821	1.095	1.148	7.764	0.12879	0.87121	0.05070			
8	1984	19.60	52.6	0.205	0.795	1.080	1.151	7.627	0.13112	0.86888	0.07401			
9	1985	24.30	51.3	0.231	0.769	1.015	1.165	7.059	0.14167	0.85833	0.08910			
10	1986	26.20	42.6	0.256	0.744	0.580	1.306	4.271	0.23416	0.76584	0.02225			
11	1987	83.60	36.8	0.282	0.718	0.290	1.472	3.117	0.32082	0.67918	0.03877			
12	1988	22.00	36.5	0.308	0.692	0.275	1.483	3.068	0.32591	0.67409	0.01821			
13	1989	51.30	32.3	0.333	0.667	0.066	1.676	2.480	0.40321	0.59679	0.06988			
14	1990	18.50	30.1	0.359	0.641	-0.044	1.812	2.232	0.44808	0.55192	0.08911			
15	1991	2.80	29.8	0.385	0.615	-0.059	1.833	2.201	0.45441	0.54559	0.06980			
16	1992	18.00	28.1	0.410	0.590	-0.144	1.965	2.036	0.49116	0.50884	0.08091			
17	1993	17.10	26.3	0.436	0.564	-0.234	2.135	1.881	0.53151	0.46849	0.09561			
18	1994	21.90	26.2	0.462	0.538	-0.239	2.145	1.873	0.53379	0.46621	0.07225			
19	1995	81.40	25.5	0.487	0.513	-0.274	2.221	1.819	0.54983	0.45017	0.06265			
20	1996	20.75	24.3	0.513	0.487	-0.334	2.368	1.731	0.57765	0.42235	0.06483			
21	1997	58.90	22	0.538	0.462	-0.449	2.715	1.583	0.63168	0.36832	0.09322			
22	1998	19.90	21.9	0.564	0.436	-0.454	2.733	1.577	0.63404	0.36596	0.06994			
23	1999	52.60	20.75	0.590	0.410	-0.512	2.951	1.513	0.66112	0.33888	0.07138			
24	2000	42.60	20	0.615	0.385	-0.549	3.112	1.473	0.67870	0.32130	0.06332			
25	2001	57.50	19.9	0.641	0.359	-0.554	3.135	1.468	0.68104	0.31896	0.04001			
26	2002	26.30	19.6	0.667	0.333	-0.569	3.205	1.453	0.68804	0.31196	0.02137			
27	2003	15.70	18.7	0.692	0.308	-0.614	3.435	1.411	0.70888	0.29112	0.01657			
28	2004	29.80	18.5	0.718	0.282	-0.624	3.490	1.402	0.71348	0.28652	0.00447			
29	2005	12.00	18	0.744	0.256	-0.649	3.635	1.379	0.72491	0.27509	0.01868			
30	2006	25.50	17.1	0.769	0.231	-0.694	3.925	1.342	0.74520	0.25480	0.02403			
31	2007	30.10	16.5	0.795	0.205	-0.724	4.141	1.318	0.75850	0.24150	0.03638			
32	2008	36.50	15.7	0.821	0.179	-0.764	4.462	1.289	0.77589	0.22411	0.04462			
33	2009	16.50	15	0.846	0.154	-0.799	4.779	1.265	0.79075	0.20925	0.05540			
34	2010	8.00	12	0.872	0.128	-0.949	6.658	1.177	0.84980	0.15020	0.02199			
35	2011	20.00	8.2	0.897	0.103	-1.139	11.230	1.098	0.91095	0.08905	0.01351			
36	2012	52.90	8.1	0.923	0.077	-1.144	11.406	1.096	0.91232	0.08768	0.01075			
37	2013	32.30	8	0.949	0.051	-1.149	11.586	1.094	0.91369	0.08631	0.03503			
38	2014	36.80	2.8	0.974	0.026	-1.408	30.526	1.034	0.96724	0.03276	0.00712			
MEDIA		30.99	30.99											
DESV. ESTANDAR		20.01335849	20.01335849											

Tabla 10. 78 Serie de precipitaciones Characato : Distribución Gumbel-Probabilidad Empírica de Weibull

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Weibull Prob. Excedencia $\frac{m}{n+1}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Pearson III F(X)	Pearson III P(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X)\rvert$	Δ	$\Downarrow$	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	62.70	83.6	0.026	0.974	0.00125593	0.9825228	0.00816	0.09504		0.22062	1
2	1978	15.00	81.4	0.051	0.949	0.00145737	0.97954322	0.03083				SI
3	1979	28.10	62.7	0.077	0.923	0.00474268	0.92676432	0.00369				0
4	1980	18.70	58.9	0.103	0.897	0.00589273	0.90662075	0.00918				NO
5	1981	55.40	57.5	0.128	0.872	0.00636834	0.89804135	0.02625				
6	1982	8.10	55.4	0.154	0.846	0.00713631	0.88387304	0.03772				
7	1983	8.20	52.9	0.179	0.821	0.00813735	0.8648007	0.04429				
8	1984	19.60	52.6	0.205	0.795	0.00826383	0.86234055	0.06747				
9	1985	24.30	51.3	0.231	0.769	0.00882754	0.8512339	0.08200				
10	1986	26.20	42.6	0.256	0.744	0.01319047	0.75613621	0.01255				
11	1987	83.60	36.8	0.282	0.718	0.01645022	0.6702162	0.04773				
12	1988	22.00	36.5	0.308	0.692	0.01661874	0.66525584	0.02705				
13	1989	51.30	32.3	0.333	0.667	0.01888751	0.59061736	0.07605				
14	1990	18.50	30.1	0.359	0.641	0.01995292	0.54787129	0.09315				
15	1991	2.80	29.8	0.385	0.615	0.02008833	0.54186503	0.07352				
16	1992	18.00	28.1	0.410	0.590	0.02080029	0.50709564	0.08265				
17	1993	17.10	26.3	0.436	0.564	0.02143263	0.46906521	0.09504				
18	1994	21.90	26.2	0.462	0.538	0.02146354	0.4669204	0.07154				
19	1995	81.40	25.5	0.487	0.513	0.02166621	0.45182357	0.06100				
20	1996	20.75	24.3	0.513	0.487	0.02195409	0.42564355	0.06154				
21	1997	58.90	22	0.538	0.462	0.02226657	0.37472544	0.08681				
22	1998	19.90	21.9	0.564	0.436	0.02227228	0.3724985	0.06340				
23	1999	52.60	20.75	0.590	0.410	0.02228666	0.34686791	0.06339				
24	2000	42.60	20	0.615	0.385	0.02224287	0.33016663	0.05445				
25	2001	57.50	19.9	0.641	0.359	0.02223373	0.32794279	0.03103				
26	2002	26.30	19.6	0.667	0.333	0.02220154	0.32127732	0.01206				
27	2003	15.70	18.7	0.692	0.308	0.02206113	0.30135413	0.00634				
28	2004	29.80	18.5	0.718	0.282	0.02202078	0.29694588	0.01489				
29	2005	12.00	18	0.744	0.256	0.02190504	0.28596353	0.02955				
30	2006	25.50	17.1	0.769	0.231	0.02164192	0.26636206	0.03559				
31	2007	30.10	16.5	0.795	0.205	0.02142647	0.25343992	0.04831				
32	2008	36.50	15.7	0.821	0.179	0.02108829	0.2364301	0.05694				
33	2009	16.50	15	0.846	0.154	0.02074393	0.22178617	0.06794				
34	2010	8.00	12	0.872	0.128	0.01875093	0.16233473	0.03413				
35	2011	20.00	8.2	0.897	0.103	0.01509095	0.09766554	0.00490				
36	2012	52.90	8.1	0.923	0.077	0.0149798	0.096162	0.01924				
37	2013	32.30	8	0.949	0.051	0.01486799	0.0946696	0.04339				
38	2014	36.80	2.8	0.974	0.026	0.00848218	0.03362852	0.00799				
MEDIA		30.99	30.99									
DESV. ESTANDAR		20.0133585	20.01335849									
COEF DE SESGO		0.98315497										

Tabla 10. 79 Serie de precipitaciones Characato: Distribución Pearson III-Probabilidad Empírica de Weibull

Numero Orden	Año	Precipitación Registrada mm	Precipitación Ordenada Descen.	Logaritmo Precipitación Ordenada Descen.	Weibull Prob. Excedencia $\frac{m}{n+1}$	Prob. No Excedencia $1-P$	Log Pearson III F(X)	Log Pearson III P(X)	Smirnov Kolmogorov Max Diferencia $\Delta = \max\lvert P(x) - F(X)\rvert$	Δ	Δ_tablas $\alpha = 0.05$ $n = 38$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$
1	1977	62.70	83.6	1.922206277	0.038	0.962	0.0032	0.0772	0.88439	0.88439	0.22062	0
2	1978	15.00	81.4	1.910624405	0.077	0.923	0.0032	0.0771	0.84596			SI
3	1979	28.10	62.7	1.797267541	0.115	0.885	0.0032	0.0768	0.80786			0
4	1980	18.70	58.9	1.770115295	0.154	0.846	0.0032	0.0767	0.76948			NO
5	1981	55.40	57.5	1.759667845	0.192	0.808	0.0032	0.0766	0.73105			
6	1982	8.10	55.4	1.743509765	0.231	0.769	0.0031	0.0766	0.69264			
7	1983	8.20	52.9	1.723455672	0.269	0.731	0.0031	0.0765	0.65424			
8	1984	19.60	52.6	1.720985744	0.308	0.692	0.0031	0.0765	0.61579			
9	1985	24.30	51.3	1.710117365	0.346	0.654	0.0031	0.0765	0.57736			
10	1986	26.20	42.6	1.629409599	0.385	0.615	0.0031	0.0762	0.53916			
11	1987	83.60	36.8	1.565847819	0.423	0.577	0.0031	0.0760	0.50089			
12	1988	22.00	36.5	1.562292864	0.462	0.538	0.0031	0.0760	0.46244			
13	1989	51.30	32.3	1.509202522	0.500	0.500	0.0031	0.0759	0.42415			
14	1990	18.50	30.1	1.478566496	0.538	0.462	0.0031	0.0758	0.38578			
15	1991	2.80	29.8	1.474216264	0.577	0.423	0.0031	0.0757	0.34733			
16	1992	18.00	28.1	1.44870632	0.615	0.385	0.0031	0.0757	0.30895			
17	1993	17.10	26.3	1.419955748	0.654	0.346	0.0031	0.0756	0.27058			
18	1994	21.90	26.2	1.418301291	0.692	0.308	0.0031	0.0756	0.23212			
19	1995	81.40	25.5	1.40654018	0.731	0.269	0.0031	0.0755	0.19370			
20	1996	20.75	24.3	1.385606274	0.769	0.231	0.0031	0.0755	0.15530			
21	1997	58.90	22	1.342422681	0.808	0.192	0.0031	0.0753	0.11697			
22	1998	19.90	21.9	1.340444115	0.846	0.154	0.0031	0.0753	0.07852			
23	1999	52.60	20.75	1.317018101	0.885	0.115	0.0031	0.0753	0.04013			
24	2000	42.60	20	1.301029996	0.923	0.077	0.0031	0.0752	0.00171			
25	2001	57.50	19.9	1.298853076	0.962	0.038	0.0031	0.0752	0.03674			
26	2002	26.30	19.6	1.292256071	1.000	0.000	0.0031	0.0752	0.07518			
27	2003	15.70	18.7	1.271841607	1.038	-0.038	0.0031	0.0751	0.11358			
28	2004	29.80	18.5	1.267171728	1.077	-0.077	0.0031	0.0751	0.15203			
29	2005	12.00	18	1.255272505	1.115	-0.115	0.0031	0.0751	0.19045			
30	2006	25.50	17.1	1.23299611	1.154	-0.154	0.0031	0.0750	0.22885			
31	2007	30.10	16.5	1.217483944	1.192	-0.192	0.0031	0.0750	0.26726			
32	2008	36.50	15.7	1.195899652	1.231	-0.231	0.0031	0.0749	0.30565			
33	2009	16.50	15	1.176091259	1.269	-0.269	0.0031	0.0748	0.34406			
34	2010	8.00	12	1.079181246	1.308	-0.308	0.0031	0.0745	0.38222			
35	2011	20.00	8.2	0.913813852	1.346	-0.346	0.0030	0.0740	0.42018			
36	2012	52.90	8.1	0.908485019	1.385	-0.385	0.0030	0.0740	0.45862			
37	2013	32.30	8	0.903089987	1.423	-0.423	0.0030	0.0740	0.49707			
38	2014	36.80	2.8	0.447158031	1.462	-0.462	0.0030	0.0726	0.53416			
MEDIA		30.99										
DESV. ESTANDAR		20.0133585										
COEF DE SESGO		-3.2331609										

Tabla 10. 80 Serie de precipitaciones Characato Distribución LogPearson - Probabilidad Empírica de Weibull

WEIBULL	Delta Teorico	Delta tabular
Lognormal	0.08195	0.22062
Pearson III	0.09504	
Gumbel	0.09561	
Normal	0.15703	

Tabla 10. 81 Serie de precipitaciones Characato: Comparación del Delta Teórico de las Distribuciones de Probabilidad Teórica con respecto a la probabilidad empírica de Weibull.

CHARACATO PRUEBA S.K.		Delta Teórico	Delta tabular
WEIBULL	Lognormal	0.081953846	0.2206211
	Pearson III	**0.095037349**	
	Gumbel	0.09561035	
	Normal	0.157025641	
BLOM	Lognormal	0.088741176	
	Pearson III	0.096294262	
	Gumbel	0.096867263	
	Normal	0.15979085	
GRINGORTEN	Lognormal	0.089944806	
	Pearson III	0.096517157	
	Gumbel	0.097090157	
	Normal	0.160281217	
CALIFORNIA	Pearson III	0.090207224	
	Gumbel	0.095176602	
	Lognormal	0.104221053	
	Normal	0.147578947	

Tabla 10. 82 Serie de precipitaciones Characato: Combinación de Distribución de probabilidad Teórica y probabilidad empírica de menor delta de Smirnov.

10.7 Patrón de lluvia del Proyecto

10.7.1 Illa-Senamhi

METODO IILA

Descripción:

$i_{(t,T)} = a\,(1 + K\ \text{Log}\ T)\,(t+b)^{n-1}$

$a = (1/t_g)^n . \varepsilon_g$ $\quad K = K'_g$

Donde:

$i_{(t,T)}$	: Intensidad de la lluvia (mm/hora)	**n**	: Parámetro de duración
a	: parámetro de intensidad (mm)	**t**	: duración (hora)
K	: Parámetro de frecuencia	**T**	: Tiempo de retorno
b	: Parámetro (hora)	ε_g	: Parámetro que define la dist. de probabilidad

Considerando la ubicación del área de interés en el territorio peruano, y la zonificación Pluviométrica realizada en el Estudio de Hidrología del Perú, SENAMHI-IILA-UNI, se obtienen los siguientes valores:

Y =	2850	msnm	**a =**	11.45	
ε_g **=**	15.50		K'_g **=**	1.071	
t_g **=**	15.2	para Peru	**b =**	0.40	
n =	0.301				
Dc =	34	km			

Tabla 10. 83 Valores para el Método Illa-Senamhi

CURVA INTENSIDAD - DURACIÓN - FRECUENCIA (MÉTODO DEL IILA - SENAMHI)							
Duración t (min)	INTENSIDAD (mm/hr)						
	2.5 AÑOS	5 AÑOS	10 AÑOS	25 AÑOS	50 AÑOS	100 AÑOS	200 AÑOS
5	27.14	33.27	39.40	47.51	53.64	59.78	65.91
10	24.28	29.77	35.26	42.51	48.00	53.49	58.97
15	22.06	27.05	32.03	38.62	43.61	48.59	53.58
20	20.28	24.86	29.44	35.50	40.08	44.67	49.25
25	18.81	23.06	27.31	32.93	37.18	41.43	45.68
30	17.57	21.54	25.52	30.77	34.74	38.71	42.68
35	16.52	20.25	23.98	28.92	32.65	36.38	40.12
40	15.60	19.13	22.66	27.32	30.85	34.37	37.90
45	14.81	18.15	21.50	25.92	29.27	32.61	35.96
50	14.10	17.29	20.47	24.68	27.87	31.06	34.24
55	13.47	16.51	19.56	23.58	26.62	29.67	32.71
60	12.90	15.82	18.74	22.59	25.51	28.42	31.34
65	12.39	15.19	17.99	21.70	24.50	27.30	30.10
70	11.93	14.62	17.32	20.88	23.58	26.27	28.97
75	11.50	14.10	16.70	20.14	22.74	25.34	27.94
80	11.11	13.63	16.14	19.46	21.97	24.48	26.99
85	10.76	13.19	15.62	18.83	21.26	23.69	26.12
90	10.42	12.78	15.13	18.25	20.60	22.96	25.32
95	10.12	12.40	14.69	17.71	20.00	22.28	24.57
100	9.83	12.05	14.27	17.21	19.43	21.65	23.87
105	9.56	11.72	13.88	16.74	18.90	21.06	23.22
110	9.31	11.41	13.52	16.30	18.40	20.51	22.61
115	9.07	11.13	13.18	15.89	17.94	19.99	22.04
120	8.85	10.85	12.85	15.50	17.50	19.50	21.50
125	8.64	10.60	12.55	15.13	17.09	19.04	20.99
130	8.45	10.36	12.27	14.79	16.70	18.61	20.52
135	8.26	10.13	11.99	14.46	16.33	18.20	20.06
140	8.08	9.91	11.74	14.15	15.98	17.81	19.63
145	7.92	9.70	11.49	13.86	15.65	17.44	19.22
150	7.76	9.51	11.26	13.58	15.33	17.08	18.84
155	7.60	9.32	11.04	13.31	15.03	16.75	18.47
160	7.46	9.14	10.83	13.06	14.74	16.43	18.12
165	7.32	8.97	10.63	12.82	14.47	16.12	17.78
170	7.19	8.81	10.44	12.58	14.21	15.83	17.46
175	7.06	8.66	10.25	12.36	13.96	15.55	17.15
180	6.94	8.51	10.08	12.15	13.72	15.29	16.85

Tabla 10. 84 Datos para la Curva Intensidad- Duración- Frecuencia para diferentes periodos de Retorno.

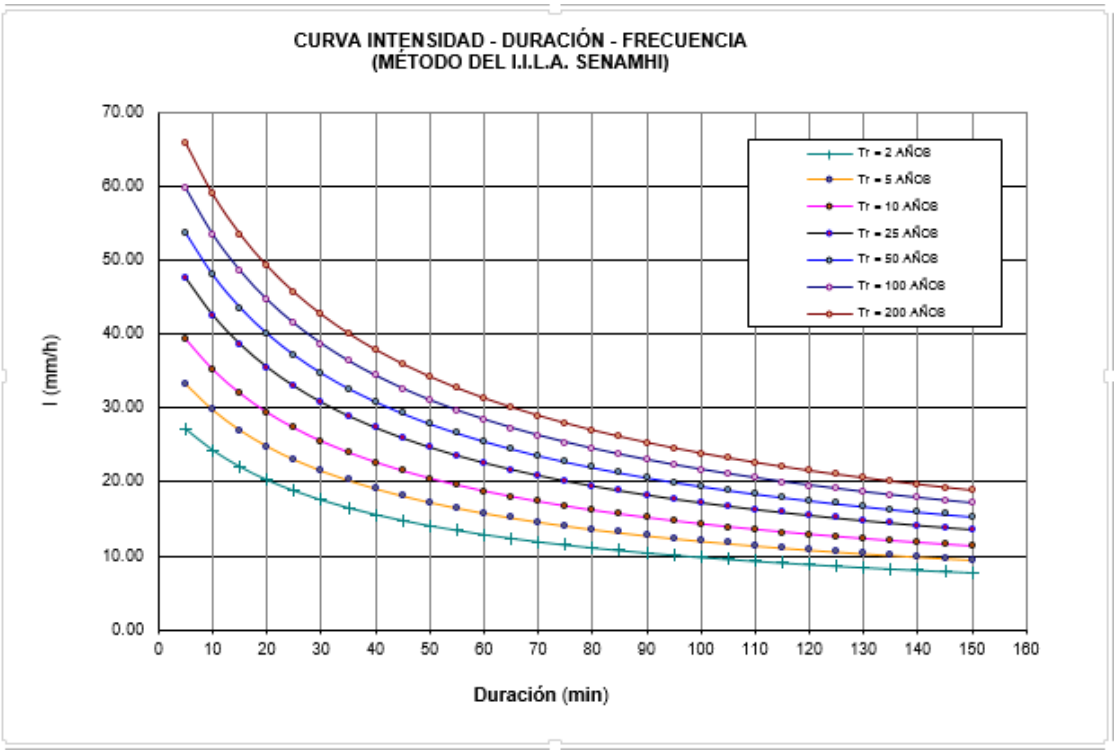


Gráfico 10. 1 Curva Intensidad- Duración- Frecuencia

Duración t (min)	INTENSIDAD DEL BLOQUE (ORDENADO)	PRECIP DEL BLOQUE (ORDENADO)
00:05	15.29	1.27
00:10	15.83	1.32
00:15	16.43	1.37
00:20	17.08	1.42
00:25	17.81	1.48
00:30	18.61	1.55
00:35	19.50	1.63
00:40	20.51	1.71
00:45	21.65	1.80
00:50	22.96	1.91
00:55	24.48	2.04
01:00	26.27	2.19
01:05	28.42	2.37
01:10	31.06	2.59
01:15	34.37	2.86
01:20	38.71	3.23
01:25	44.67	3.72
01:30	53.49	4.46

Duración t (min)	INTENSIDAD DEL BLOQUE (ORDENADO)	PRECIP DEL BLOQUE (ORDENADO)
01:35	48.59	4.05
01:40	41.43	3.45
01:45	36.38	3.03
01:50	32.61	2.72
01:55	29.67	2.47
02:00	27.30	2.27
02:05	25.34	2.11
02:10	23.69	1.97
02:15	22.28	1.86
02:20	21.06	1.75
02:25	19.99	1.67
02:30	19.04	1.59
02:35	18.20	1.52
02:40	17.44	1.45
02:45	16.75	1.40
02:50	16.12	1.34
02:55	15.55	1.30
		74.88

Tabla 10. 85 Hidrograma T=100 años Método Illa- Senamhi

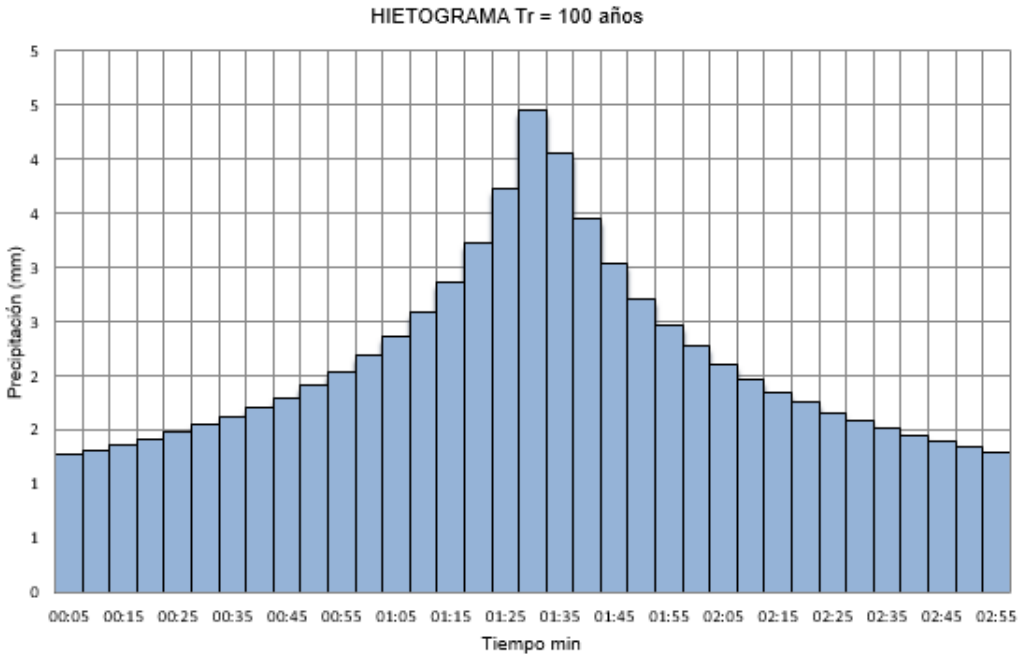


Gráfico 10.2 Hietograma Método Illa-Senamhi

10.7.2 Dick Peschke

PRECIPITACIÓN-DURACIÓN-PERIODO DE RETORNO																		
Periodo de Retorno	P. máxima en 24 horas	Duración de tormenta (Minutos)																
		1440	1080	720	360	180	120	60	50	45	40	35	30	25	20	15	10	5
(años)	(mm)	Precipitación (mm)																
500	112.4	112.4	86.8	65.0	51.7	51.0	52.0	50.8	48.5	47.3	45.9	44.4	42.7	40.8	38.6	35.9	32.4	27.3
200	100.5	100.5	77.6	58.1	46.2	45.6	46.5	45.4	43.4	42.3	41.0	39.7	38.2	36.5	34.5	32.1	29.0	24.4
100	91.3	91.3	70.5	52.8	42.0	41.4	42.3	41.2	39.4	38.4	37.3	36.0	34.7	33.1	31.3	29.2	26.4	22.2
75	87.3	87.3	67.4	50.5	40.2	39.6	40.4	39.4	37.7	36.7	35.6	34.5	33.2	31.7	30.0	27.9	25.2	21.2
50	81.7	81.7	63.1	47.3	37.6	37.1	37.8	36.9	35.3	34.4	33.4	32.3	31.0	29.7	28.0	26.1	23.6	19.8
10	57.8	57.8	44.6	33.4	26.6	26.2	26.8	26.1	25.0	24.3	23.6	22.8	22.0	21.0	19.8	18.5	16.7	14.0
5	46.2	46.2	35.7	26.7	21.3	21.0	21.4	20.9	19.9	19.4	18.9	18.2	17.6	16.8	15.9	14.8	13.3	11.2
2	27.8	27.8	21.5	16.1	12.8	12.6	12.9	12.6	12.0	11.7	11.3	11.0	10.6	10.1	9.5	8.9	8.0	6.7

Tabla 10.86 Precipitaciones acumuladas para diferentes intervalos de tiempo

DICK PESHCKE 24 HRS							
t (min)	t/ta	P acum	P	P correg (-)	P	t (min)	Bloques
0			22.16	21.33	13.11	0	0.00
5	0.00	22.16	4.19	4.19	12.80	5	0.62
10	0.01	26.36	2.81	2.81	10.86	10	0.68
15	0.01	29.17	2.18	2.18	6.64	15	0.84
20	0.01	31.34	1.80	1.80	2.58	20	1.11
25	0.02	33.14	1.55	1.55	1.73	25	1.34
30	0.02	34.69	1.36	1.36	1.34	30	2.58
35	0.02	36.05	1.22	1.22	1.13	35	10.86
40	0.03	37.27	1.11	1.11	1.11	40	13.11
45	0.03	38.39	1.02	1.02	0.95	45	12.80
50	0.03	39.41	1.84	1.84	0.84	50	6.64
60	0.04	41.25	1.01	1.01	0.75	60	1.73
120	0.08	42.26	-0.83	0.00	0.68	120	1.13
180	0.13	41.43	0.58	0.58	0.63	180	0.95
360	0.25	42.01	10.80	10.80	0.62	360	0.75
720	0.50	52.80	17.67	17.67	0.36	720	0.63
1080	0.75	70.47	20.83	20.83	0.00	1080	0.36
1440	1.00	91.30		91.30		TOTAL	56.12

Tabla 10.87 Hietograma de precipitaciones según fórmula de Dick Peschke

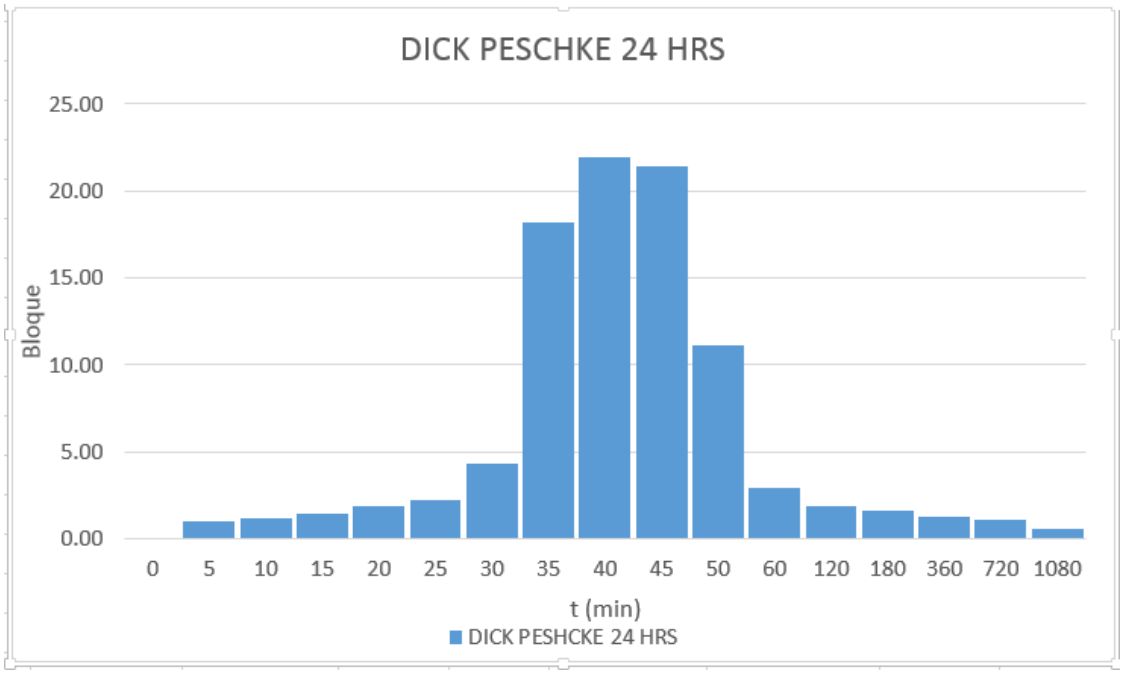


Gráfico 10.3 Hietograma de precipitaciones según fórmula de Dick Peschke

10.7.3 Análisis pluviométrico

PATRÓN CHIGUATA	
TIEMPO	PRECIPITACIÓN
0.007	0.001
0.014	0.009
0.021	0.023
0.028	0.223
0.035	0.400
0.042	0.557
0.049	0.765
0.056	0.901
0.063	0.924
0.069	0.956
0.076	0.969
0.083	0.973
0.090	0.975
0.097	0.976
0.104	0.983
0.111	0.990
0.118	0.994
0.125	0.999
0.132	1.000

Tabla 10.88 Valores del Patrón Chiguata para Análisis Pluviometrico

PATRÓN JORDI	
TIEMPO	PRECIPITACIÓN
0.001	0.001
0.001	0.003
0.002	0.004
0.003	0.005
0.003	0.007
0.004	0.008
0.005	0.009
0.006	0.011
0.006	0.012
0.007	0.013
0.008	0.015
0.008	0.016
0.009	0.017
0.010	0.018
0.010	0.019
0.011	0.021
0.012	0.022
0.013	0.023
0.013	0.024
0.014	0.025
0.015	0.027
0.015	0.030
0.016	0.032
0.017	0.034
0.017	0.036
0.018	0.038
0.019	0.040
0.019	0.042
0.020	0.044
0.021	0.047
0.022	0.049
0.022	0.051
0.023	0.052
0.024	0.053
0.024	0.055
0.025	0.056
0.026	0.057
0.026	0.058
0.027	0.059
0.028	0.060
0.028	0.062
0.029	0.063

PATRÓN JORDI	
TIEMPO	PRECIPITACIÓN
0.030	0.064
0.031	0.075
0.031	0.086
0.032	0.098
0.033	0.110
0.033	0.119
0.034	0.127
0.035	0.135
0.035	0.144
0.036	0.154
0.037	0.160
0.038	0.166
0.038	0.175
0.039	0.190
0.040	0.201
0.040	0.207
0.041	0.211
0.042	0.215
0.042	0.219
0.043	0.232
0.044	0.247
0.044	0.287
0.045	0.315
0.046	0.350
0.047	0.384
0.047	0.401
0.048	0.412
0.049	0.419
0.049	0.429
0.050	0.441
0.051	0.456
0.051	0.476
0.052	0.494
0.053	0.508
0.053	0.518
0.054	0.527
0.055	0.538
0.056	0.543
0.056	0.549
0.057	0.554
0.058	0.558
0.058	0.562
0.059	0.568

PATRÓN JORDI	
TIEMPO	PRECIPITACIÓN
0.060	0.575
0.060	0.583
0.061	0.590
0.062	0.597
0.063	0.605
0.063	0.614
0.064	0.622
0.065	0.630
0.065	0.642
0.066	0.653
0.067	0.663
0.067	0.672
0.068	0.680
0.069	0.687
0.069	0.694
0.070	0.704
0.071	0.711
0.072	0.718
0.072	0.727
0.073	0.734
0.074	0.741
0.074	0.746
0.075	0.751
0.076	0.756
0.076	0.764
0.077	0.772
0.078	0.778
0.078	0.786
0.079	0.795
0.080	0.802
0.081	0.810
0.081	0.819
0.082	0.826
0.083	0.832
0.083	0.839
0.084	0.846
0.085	0.853
0.085	0.859
0.086	0.866
0.087	0.872
0.088	0.880
0.088	0.888
0.089	0.896

PATRÓN JORDI	
TIEMPO	PRECIPITACIÓN
0.090	0.904
0.090	0.912
0.091	0.919
0.092	0.925
0.092	0.928
0.093	0.932
0.094	0.935
0.094	0.939
0.095	0.942
0.096	0.946
0.097	0.949
0.097	0.954
0.098	0.959
0.099	0.964
0.099	0.968
0.100	0.973
0.101	0.977
0.101	0.980
0.102	0.983
0.103	0.986
0.103	0.988
0.104	0.988
0.105	0.989
0.106	0.990
0.106	0.990
0.107	0.991
0.108	0.992
0.108	0.992
0.109	0.993
0.110	0.994
0.110	0.994
0.111	0.995
0.112	0.996
0.113	0.996
0.113	0.997
0.114	0.998
0.115	0.998
0.115	0.999
0.116	1.000
0.117	1.000
0.117	1.000

Tabla 10.89 Valores del Patrón Jordi para Análisis Pluviométrico

PATRÓN PAMPILLA I	
TIEMPO	PRECIPITACIÓN
0.007	0.017
0.014	0.044
0.021	0.124
0.028	0.165
0.035	0.200
0.042	0.229
0.049	0.257
0.056	0.292
0.063	0.327
0.069	0.676
0.076	0.721
0.083	0.759
0.090	0.803
0.097	0.844
0.104	0.883
0.111	0.921
0.118	0.933
0.125	0.956
0.132	0.971
0.139	0.994
0.146	1.000

Tabla 10.90 Valores del Patrón Pampilla I para Análisis Pluviométrico

PATRÓN PAMPILLA II	
TIEMPO	PRECIPITACIÓN
0.013	0.044
0.065	0.352
0.077	0.626
0.110	0.921
0.122	0.969
0.138	1.000

Tabla 10.91 Valores del Patrón Pampilla II para Análisis Pluviométrico

PATRÓN MIRAFLORES	
TIEMPO	PRECIPITACIÓN
0.007	0.007
0.014	0.009
0.021	0.180
0.028	0.319

PATRÓN MIRAFLORES	
TIEMPO	PRECIPITACIÓN
0.035	0.419
0.042	0.515
0.049	0.558
0.056	0.594
0.063	0.616
0.069	0.725
0.076	0.772
0.083	0.836
0.090	0.848
0.097	0.872
0.104	0.924
0.111	0.951
0.118	0.968
0.125	0.972
0.132	0.980
0.139	0.993
0.146	0.998
0.153	1.000

Tabla 10.92 Valores del Patrón Miraflores para Análisis Pluviométrico

PATRÓN ILLA SENHAMI	
TIEMPO	PRECIPITACIÓN
0.003	0.027
0.007	0.054
0.010	0.084
0.014	0.115
0.017	0.149
0.021	0.185
0.024	0.225
0.028	0.268
0.031	0.316
0.035	0.371
0.038	0.435
0.042	0.515
0.045	0.586
0.049	0.645
0.052	0.696
0.056	0.742
0.059	0.783
0.063	0.821
0.066	0.855
0.069	0.888

PATRÓN ILLA SENHAMI	
TIEMPO	PRECIPITACIÓN
0.073	0.918
0.076	0.947
0.080	0.974
0.083	1.000

Tabla 10.93 Valores del Patrón Illa Senamhi para Análisis Pluviométrico

PATRÓN DICK PESCHKE 24 hrs	
TIEMPO	PRECIPITACIÓN
0.000	0.000
0.021	0.380
0.042	0.452
0.083	0.463
0.125	0.454
0.167	0.455
0.208	0.456
0.250	0.460
0.292	0.502
0.333	0.495
0.375	0.534
0.417	0.528
0.458	0.566
0.500	0.578
0.542	0.616
0.583	0.639
0.625	0.677
0.667	0.703
0.708	0.741
0.750	0.772
0.792	0.810
0.833	0.844
0.875	0.883
0.917	0.919
0.958	0.960
1.000	1.000

Tabla 10.94 Valores del Patrón Dick Peschke 24 hrs para Análisis Pluviométrico

PATRÓN DICK PESCHKE 3 hrs	
TIEMPO	PRECIPITACIÓN
0.004166667	0.023

PATRÓN DICK PESCHKE 3 hrs	
TIEMPO	PRECIPITACIÓN
0.008333333	0.051
0.0125	0.081
0.016666667	0.112
0.020833333	0.144
0.025	0.176
0.029166667	0.210
0.033333333	0.244
0.0375	0.279
0.041666667	0.314
0.045833333	0.350
0.05	0.388
0.054166667	0.426
0.058333333	0.465
0.0625	0.505
0.066666667	0.545
0.070833333	0.584
0.075	0.622
0.079166667	0.659
0.083333333	0.694
0.0875	0.730
0.091666667	0.764
0.095833333	0.798
0.1	0.831
0.104166667	0.863
0.108333333	0.895
0.1125	0.925
0.116666667	0.955
0.120833333	0.980
0.125	1.000

Tabla 10.95 Valores del Patrón Dick Peschke 3 hrs para Análisis Pluviométrico

PATRÓN SCS TIPO I	
TIEMPO	PRECIPITACIÓN
0.000	0.000
0.083	0.035
0.167	0.076
0.250	0.125
0.292	0.156
0.333	0.194
0.354	0.219
0.375	0.254

PATRÓN SCS TIPO I	
TIEMPO	PRECIPITACIÓN
0.396	0.303
0.406	0.362
0.417	0.515
0.438	0.583
0.458	0.624
0.479	0.654
0.490	0.669
0.500	0.682
0.521	0.706
0.542	0.727
0.563	0.748
0.583	0.767
0.667	0.830
0.833	0.926
1.000	1.000

Tabla 10.96 Valores del Patrón SCS Tipo 1 para Análisis Pluviométrico

PATRÓN SCS TIPO IA	
TIEMPO	PRECIPITACIÓN
0.000	0.000
0.083	0.050
0.167	0.116
0.250	0.206
0.292	0.268
0.333	0.425
0.354	0.480
0.375	0.520
0.396	0.550
0.406	0.564
0.417	0.577
0.438	0.601
0.458	0.624
0.479	0.645
0.490	0.655
0.500	0.664
0.521	0.683
0.542	0.701
0.563	0.719
0.583	0.736
0.667	0.800
0.833	0.906

PATRÓN SCS TIPO IA	
TIEMPO	PRECIPITACIÓN
1.000	1.000

Tabla 10.97 Valores del Patrón SCS Tipo 1A para Análisis Pluviométrico

PATRÓN SCS TIPO II	
TIEMPO	PRECIPITACIÓN
0.000	0.000
0.083	0.022
0.167	0.048
0.250	0.080
0.292	0.098
0.333	0.120
0.354	0.133
0.375	0.147
0.396	0.163
0.406	0.172
0.417	0.181
0.438	0.204
0.458	0.235
0.479	0.283
0.490	0.357
0.500	0.663
0.521	0.735
0.542	0.772
0.563	0.799
0.583	0.820
0.667	0.880
0.833	0.952
1.000	1.000

Tabla 10.98 Valores del Patrón SCS Tipo II para Análisis Pluviométrico

PATRÓN SCS TIPO III	
TIEMPO	PRECIPITACIÓN
0.000	0.000
0.083	0.020
0.167	0.043
0.250	0.072
0.292	0.089
0.333	0.115
0.354	0.130
0.375	0.148

PATRÓN SCS TIPO III	
TIEMPO	PRECIPITACIÓN
0.396	0.167
0.406	0.178
0.417	0.189
0.438	0.216
0.458	0.250
0.479	0.298
0.490	0.339
0.500	0.500
0.521	0.702
0.542	0.751
0.563	0.785
0.583	0.811
0.667	0.886
0.833	0.957
1.000	1.000

Tabla 10.99 Valores del Patrón SCS Tipo III para Análisis Pluviométrico

PATRÓN SCS 6hrs	
TIEMPO	PRECIPITACIÓN
0.000	0.000
0.025	0.040
0.050	0.100
0.063	0.140
0.075	0.190
0.088	0.310
0.095	0.440
0.100	0.530
0.105	0.600
0.110	0.630
0.115	0.660
0.125	0.700
0.138	0.750
0.150	0.790
0.163	0.830
0.175	0.860
0.188	0.890
0.200	0.910
0.225	0.960
0.250	1.000

Tabla 10.100 Valores del Patrón SCS 6 hrs para Análisis Pluviométrico

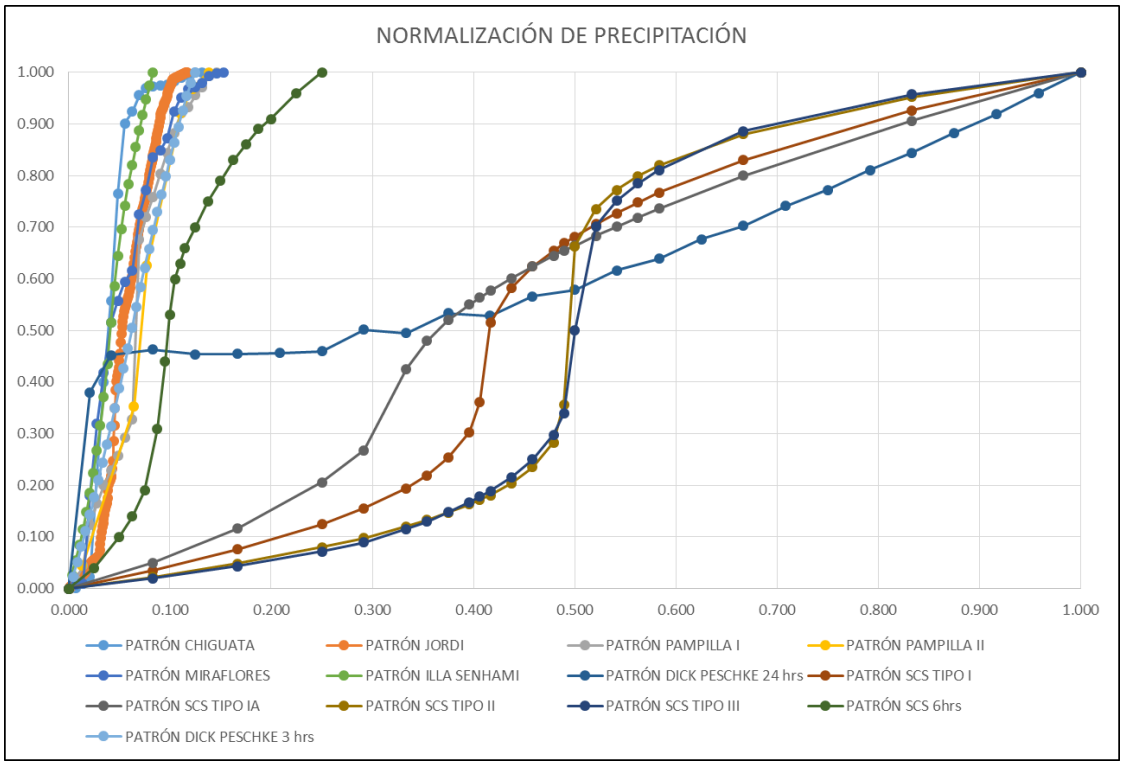


Gráfico 10.4 Análisis de tormentas por doble normalización

10.8 Características de la cuenca

10.8.1 Discretización: 3 subcuencas

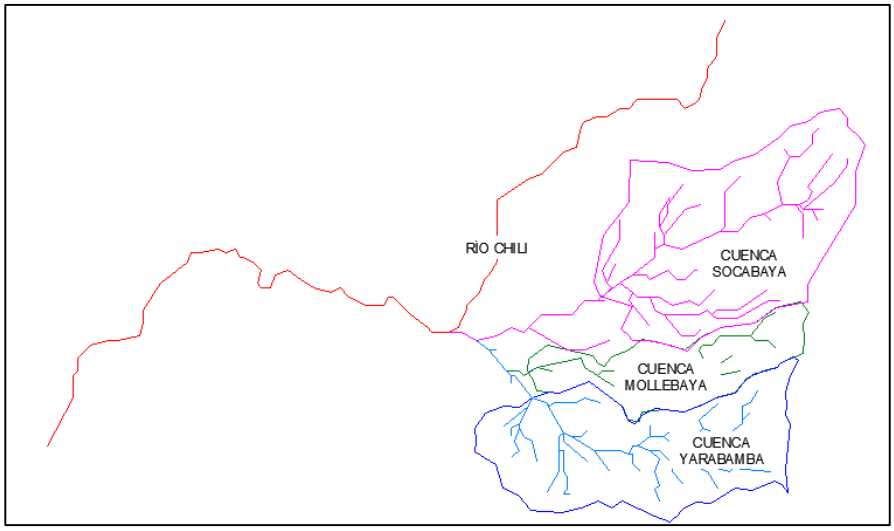


Figura 10.1 Discretización de la cuenca en 3 subcuencas

PARAMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA SUBCUENCA 1

PARAMETROS BASICOS

Área de una cuenca(A):	419.61	km^2
Perímetro de la cuenca (P):	88.55	km
Longitud de la cuenca (L):	31.30	km
Longitud del Cauce Principal (L_p)	31.04	km
Longitud Total de Cauces L_t	144.96	km
Pendiente Media de la Cuenca (S):	0.0746	m/m
Ancho de cuenca (w):	***13.41***	**km**

$$w = \frac{A}{L}$$

PARÁMETROS GEOMORFOLICOS DE UNA CUENCA

Factor de forma de una Cuenca (F): ***0.43***

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

Índice de Compacidad o Índice de Gravelious (K): ***1.21***

$$K = 0,28\frac{P}{\sqrt{A}}$$

PARÁMETROS DE LA RED HIDROGRÁFICA

Densidad de drenaje (D_d): ***0.35***

L_t: Longitud total de Cauces

A: Área de la cuenca

Tabla 10.101 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 1

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SUBCUENCA 1

Tiempo de concentración de Kirpich: 2.552 hrs

$$t_c = \frac{0.06628 * L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Tiempo de concentración Ven Te Chow: 9.580 hrs

$$t_c = \frac{L}{3\,600\ v}$$

Tiempo de concentración Hathaway: 4.003 hrs

$$t_c = \frac{0.606(Ln)^{0.467}}{S^{0.234}}$$

Tabla 10.102 Tiempo de concentración de la subcuenca 1

PARAMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA SUBCUENCA 2

PARAMETROS BÁSICOS

Área de una cuenca(A):	157.53	km^2
Perímetro de la cuenca (P):	72.74	km
Longitud de la cuenca (L):	28.75	km
Longitud del Cauce Principal (L_p)	31.47	km
Longitud Total de Cauces L_t	54.84	km
Pendiente Media de la Cuenca (S):	0.0718	m/m
Ancho de cuenca (w):	***5.48***	**km**

$$w = \frac{A}{L}$$

PARÁMETROS GEOMORFOLICOS DE UNA CUENCA

Factor de forma de una Cuenca (F):	***0.19***
Índice de Compacidad o Índice de Gravelious (K):	***1.62***

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

$$K = 0,28\frac{P}{\sqrt{A}}$$

PARÁMETROS DE LA RED HIDROGRÁFICA

Densidad de drenaje (D_d):	***0.35***

L_t: Longitud total de Cauces

A: Área de la cuenca

Tabla 10.103 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 2

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SUBCUENCA 2

Tiempo de concentración de Kirpich:	2.426	hrs

$$t_c = \frac{0.06628 * L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Tiempo de concentración Ven Te Chow:	9.713	hrs

$$t_c = \frac{L}{3\,600\ v}$$

Tiempo de concentración Hathaway:	4.065	hrs

$$t_c = \frac{0.606(\mathrm{Ln})^{0.467}}{S^{0.234}}$$

Tabla 10.104 Tiempo de concentración de la subcuenca 2

PARAMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA SUBCUENCA 3

PARAMETROS BASICOS

Área de una cuenca(A):	335.57	km^2
Perímetro de la cuenca (P):	93.68	km
Longitud de la cuenca (L):	28.12	km
Longitud del Cauce Principal (L_p)	29.59	km
Longitud Total de Cauces L_t	116.25	km
Pendiente Media de la Cuenca (S):	0.0414	m/m
Ancho de cuenca (w):	***11.93***	**km**

$$w = \frac{A}{L}$$

PARÁMETROS GEOMORFOLICOS DE UNA CUENCA

Factor de forma de una Cuenca (F): ***0.42***

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

Índice de Compacidad o Índice de Gravelious (K): ***1.43***

$$K = 0,28\frac{P}{\sqrt{A}}$$

PARÁMETROS DE LA RED HIDROGRÁFICA

Densidad de drenaje (D_d): ***0.35***

L_t: Longitud total de Cauces

A: Área de la cuenca

Tabla 10.105 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 3

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SUBCUENCA 3

Tiempo de concentración de Kirpich: 2.948 hrs

$$t_c = \frac{0.06628 * L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Tiempo de concentración Ven Te Chow: 9.133 hrs

$$t_c = \frac{L}{3\ 600\ v}$$

Tiempo de concentración Hathaway: 4.493 hrs

$$t_c = \frac{0.606\,(Ln)^{0.467}}{S^{0.234}}$$

Tabla 10.106 Tiempo de concentración de la subcuenca 3

10.8.2 Discretización: 4 subcuencas

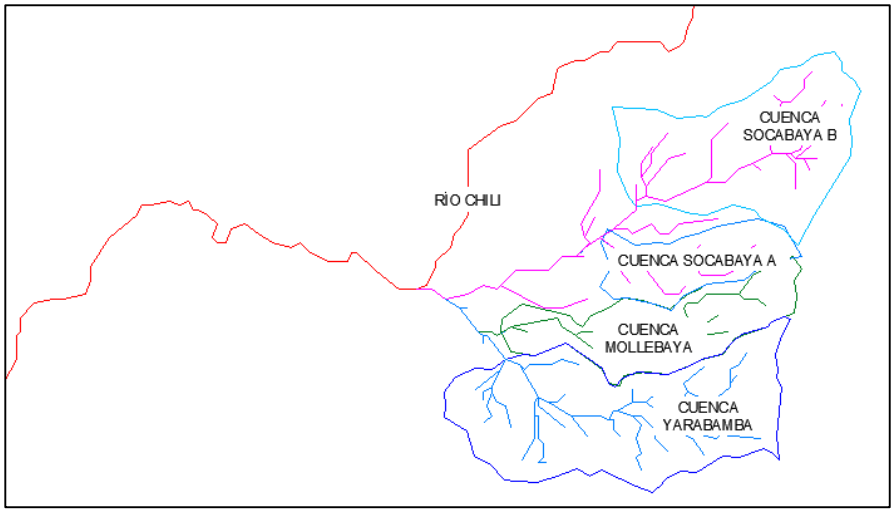


Figura 10.2 Discretización de la cuenca en 4 subcuencas

PARAMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA SUBCUENCA 1a

PARAMETROS BASICOS

Área de una cuenca(A):	96.24	km^2
Perímetro de la cuenca (P):	49.25	km
Longitud de la cuenca (L):	19.67	km
Longitud del Cauce Principal (L_p)	18.91	km
Longitud Total de Cauces L_t	43.97	km
Pendiente Media de la Cuenca (S):	0.0706	m/m
Ancho de cuenca (w):	***4.89***	**km**

$$w = \frac{A}{L}$$

PARÁMETROS GEOMORFOLICOS DE UNA CUENCA

Factor de forma de una Cuenca (F):	***0.25***
Índice de Compacidad o Índice de Gravelious (K):	***1.41***

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

$$K = 0,28\frac{P}{\sqrt{A}}$$

PARÁMETROS DE LA RED HIDROGRÁFICA

Densidad de drenaje (D_d):	***0.46***

L_t: Longitud total de Cauces

A: Área de la cuenca

Tabla 10.107 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 1a

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SUBCUENCA 1a

Tiempo de concentración de Kirpich:	1.823	hrs

$$t_c = \frac{0.06628 * L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Tiempo de concentración Ven Te Chow:	5.836	hrs

$$t_c = \frac{L}{3\ 600\ v}$$

Tiempo de concentración Hathaway:	3.217	hrs

$$t_c = \frac{0.606(\mathrm{Ln})^{0.467}}{S^{0.234}}$$

Tabla 10.108 Tiempo de concentración de la subcuenca 1a

PARAMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA SUBCUENCA 1b

PARAMETROS BASICOS

Área de una cuenca(A):	253.31	km^2
Perímetro de la cuenca (P):	71.88	km
Longitud de la cuenca (L):	24.29	km
Longitud del Cauce Principal (L_p)	23.61	km
Longitud Total de Cauces L_t	76.87	km
Pendiente Media de la Cuenca (S):	0.0671	m/m
Ancho de cuenca (w):	***10.43***	**km**

$$w = \frac{A}{L}$$

PARÁMETROS GEOMORFOLICOS DE UNA CUENCA

Factor de forma de una Cuenca (F):	***0.43***

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

Índice de Compacidad o Índice de Gravelious (K):	***1.26***

$$K = 0,28\frac{P}{\sqrt{A}}$$

PARÁMETROS DE LA RED HIDROGRÁFICA

Densidad de drenaje (D_d):	***0.30***

L_t: Longitud total de Cauces

A: Área de la cuenca

Tabla 10.109 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 1b

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SUBCUENCA 1b

Tiempo de concentración de Kirpich:	2.187	hrs

$$t_c = \frac{0.06628 * L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Tiempo de concentración Ven Te Chow:	7.287	hrs

$$t_c = \frac{L}{3\ 600\ v}$$

Tiempo de concentración Hathaway:	3.611	hrs

$$t_c = \frac{0.606(Ln)^{0.467}}{S^{0.234}}$$

Tabla 10.110 Tiempo de concentración de la subcuenca 1b

PARAMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA SUBCUENCA 2

PARAMETROS BÁSICOS

Área de una cuenca(A):	157.53	km^2
Perímetro de la cuenca (P):	72.74	km
Longitud de la cuenca (L):	28.75	km
Longitud del Cauce Principal (L_p)	31.47	km
Longitud Total de Cauces L_t	54.84	km
Pendiente Media de la Cuenca (S):	0.0718	m/m
Ancho de cuenca (w):	***5.48***	**km**

$$w = \frac{A}{L}$$

PARÁMETROS GEOMORFOLICOS DE UNA CUENCA

Factor de forma de una Cuenca (F):	***0.19***

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

Índice de Compacidad o Índice de Gravelious (K):	***1.62***

$$K = 0,28\frac{P}{\sqrt{A}}$$

PARÁMETROS DE LA RED HIDROGRÁFICA

Densidad de drenaje (D_d):	***0.35***

L_t: Longitud total de Cauces

A: Área de la cuenca

Tabla 10.111 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 2

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SUBCUENCA 2

Tiempo de concentración de Kirpich:	2.426	hrs

$$t_c = \frac{0.06628 * L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Tiempo de concentración Ven Te Chow:	9.713	hrs

$$t_c = \frac{L}{3\,600\ v}$$

Tiempo de concentración Hathaway:	4.065	hrs

$$t_c = \frac{0.606(\mathrm{Ln})^{0.467}}{S^{0.234}}$$

Tabla 10.112 Tiempo de concentración de la subcuenca 2

PARAMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA SUBCUENCA 3

PARAMETROS BASICOS

Área de una cuenca(A):	335.57	km^2
Perímetro de la cuenca (P):	93.68	km
Longitud de la cuenca (L):	28.12	km
Longitud del Cauce Principal (L_p)	29.59	km
Longitud Total de Cauces L_t	116.25	km
Pendiente Media de la Cuenca (S):	0.0414	m/m
Ancho de cuenca (w):	***11.93***	**km**

$$w = \frac{A}{L}$$

PARÁMETROS GEOMORFOLICOS DE UNA CUENCA

Factor de forma de una Cuenca (F):	***0.42***

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

Índice de Compacidad o Índice de Gravelious (K):	***1.43***

$$K = 0,28\frac{P}{\sqrt{A}}$$

PARÁMETROS DE LA RED HIDROGRÁFICA

Densidad de drenaje (D_d):	***0.35***

L_t: Longitud total de Cauces

A: Área de la cuenca

Tabla 10.113 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 3

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SUBCUENCA 3

Tiempo de concentración de Kirpich: 2.948 hrs

$$t_c = \frac{0.06628 * L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Tiempo de concentración Ven Te Chow: 9.133 hrs

$$t_c = \frac{L}{3\ 600\ v}$$

Tiempo de concentración Hathaway: 4.493 hrs

$$t_c = \frac{0.606(\mathrm{Ln})^{0.467}}{S^{0.234}}$$

Tabla 10.114 Tiempo de concentración de la subcuenca 3

10.8.3 Discretización: 8 subcuencas

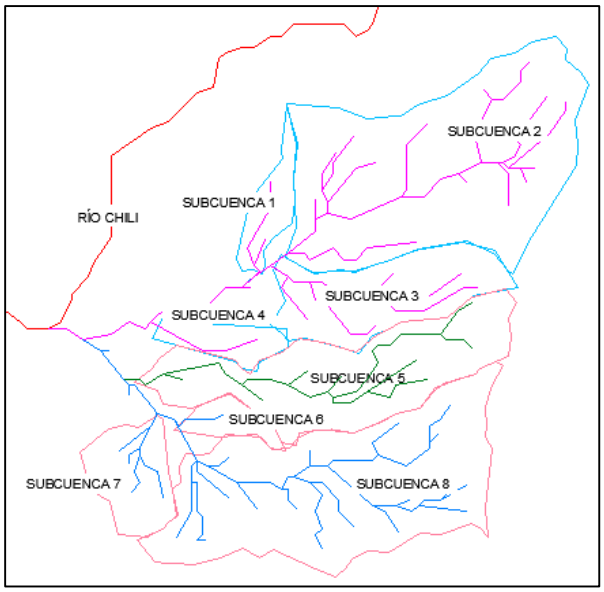


Figura 10.3 Discretización de la cuenca en 8 subcuencas

PARAMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA SUBCUENCA 1

PARAMETROS BASICOS

Área de una cuenca(A):	26.05	km^2
Perímetro de la cuenca (P):	30.04	km
Longitud de la cuenca (L):	12.86	km
Longitud del Cauce Principal (L_p)	7.85	km
Cota Incial Cauce Principal	3361.89	m.s.n.m.
Cota Final Cauce Principal	2750.00	m.s.n.m.
Longitud Total de Cauces L_t	10.46	km
Pendiente Media de la Cuenca (S):	0.0564	m/m
Ancho de cuenca (w):	***2.03***	**km**

$$w = \frac{A}{L}$$

PARÁMETROS GEOMORFOLICOS DE UNA CUENCA

Factor de forma de una Cuenca (F):	***0.16***
Índice de Compacidad o Índice de Gravelious (K):	***1.65***

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

$$K = 0,28\frac{P}{\sqrt{A}}$$

Pendiente media del cauce principal: ***7.79*** %

PARÁMETROS DE LA RED HIDROGRÁFICA

Densidad de drenaje (D_d): ***0.40***

L_t: Longitud total de Cauces

A: Área de la cuenca

Tabla 10.115 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 1

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SUBCUENCA 1

Tiempo de concentración de Kirpich: 1.433 hrs

$$t_c = \frac{0.06628 * L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Tiempo de concentración Ven Te Chow: 2.423 hrs

$$t_c = \frac{L}{3\,600\ v}$$

Tiempo de concentración Hathaway: 2.249 hrs

$$t_c = \frac{0.606(\mathrm{Ln})^{0.467}}{S^{0.234}}$$

Tabla 10.116 Tiempo de concentración de la subcuenca 1

PARAMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA SUBCUENCA 2

PARAMETROS BASICOS

Área de una cuenca(A):	288.38	km^2
Perímetro de la cuenca (P):	76.36	km
Longitud de la cuenca (L):	27.01	km
Longitud del Cauce Principal (L_p)	18.25	km
Cota Incial Cauce Principal	4682.20	m.s.n.m.
Cota Final Cauce Principal	2850.00	m.s.n.m.
Longitud Total de Cauces L_t	88.20	km
Pendiente Media de la Cuenca (S):	0.0645	m/m
Ancho de cuenca (w):	***10.68***	**km**

$$w = \frac{A}{L}$$

PARÁMETROS GEOMORFOLICOS DE UNA CUENCA

Factor de forma de una Cuenca (F): ***0.40***

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

Índice de Compacidad o Índice de Gravelious (K): ***1.26***

$$K = 0,28\frac{P}{\sqrt{A}}$$

Pendiente media del cauce principal: ***10.04*** %

PARÁMETROS DE LA RED HIDROGRÁFICA

Densidad de drenaje (D_d): ***0.31***

L_t: Longitud total de Cauces

A: Área de la cuenca

Tabla 10.117 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 2

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SUBCUENCA 2

Tiempo de concentración de Kirpich: 2.410 hrs

$$t_c = \frac{0.06628 * L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Tiempo de concentración Ven Te Chow: 5.632 hrs

$$t_c = \frac{L}{3\,600\ v}$$

Tiempo de concentración Hathaway: 3.232 hrs

$$t_c = \frac{0.606(\mathrm{Ln})^{0.467}}{S^{0.234}}$$

Tabla 10.118 Tiempo de concentración de la subcuenca 2

PARAMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA SUBCUENCA 3

PARAMETROS BASICOS

Área de una cuenca(A):	96.24	km^2
Perímetro de la cuenca (P):	49.25	km
Longitud de la cuenca (L):	17.65	km
Longitud del Cauce Principal (L_p)	18.53	km
Cota Incial Cauce Principal	4536.89	m.s.n.m.
Cota Final Cauce Principal	2837.81	m.s.n.m.
Longitud Total de Cauces L_t	42.55	km
Pendiente Media de la Cuenca (S):	0.0747	m/m
Ancho de cuenca (w):	***5.45***	**km**

$$w = \frac{A}{L}$$

PARÁMETROS GEOMORFOLICOS DE UNA CUENCA

Factor de forma de una Cuenca (F):	***0.31***

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

Índice de Compacidad o Índice de Gravelious (K):	***1.41***

$$K = 0,28\frac{P}{\sqrt{A}}$$

Pendiente media del cauce principal: ***9.17*** %

PARÁMETROS DE LA RED HIDROGRÁFICA

Densidad de drenaje (D_d): ***0.44***

L_t: Longitud total de Cauces

A: Área de la cuenca

Tabla 10.119 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 3

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SUBCUENCA 3

Tiempo de concentración de Kirpich: 1.641 hrs

$$t_c = \frac{0.06628 * L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Tiempo de concentración Ven Te Chow: 5.721 hrs

$$t_c = \frac{L}{3\ 600\ v}$$

Tiempo de concentración Hathaway: 3.145 hrs

$$t_c = \frac{0.606(Ln)^{0.467}}{S^{0.234}}$$

Tiempo de concentración: 1.641 hrs

$$t_c = \frac{0.06628 * L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Tabla 10.120 Tiempo de concentración de la subcuenca 3

PARAMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA SUBCUENCA 4

PARAMETROS BASICOS

Área de una cuenca(A):	25.50	km^2
Perímetro de la cuenca (P):	25.40	km
Longitud de la cuenca (L):	10.46	km
Longitud del Cauce Principal (L_p)	8.47	km
Cota Incial Cauce Principal	2786.84	m.s.n.m.
Cota Final Cauce Principal	2368.83	m.s.n.m.
Longitud Total de Cauces L_t	8.47	km
Pendiente Media de la Cuenca (S):	0.0485	m/m
Ancho de cuenca (w):	***2.44***	**km**

$$w = \frac{A}{L}$$

PARÁMETROS GEOMORFOLICOS DE UNA CUENCA

Factor de forma de una Cuenca (F): ***0.23***

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

Índice de Compacidad o Índice de Gravelious (K): ***1.41***

$$K = 0,28\frac{P}{\sqrt{A}}$$

Pendiente media del cauce principal: ***4.94*** %

PARÁMETROS DE LA RED HIDROGRÁFICA

Densidad de drenaje (D_d): ***0.33***

L_t: Longitud total de Cauces

A: Área de la cuenca

Tabla 10.121 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 4

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SUBCUENCA 4

Tiempo de concentración de Kirpich: 1.296 hrs

$$t_c = \frac{0.06628 * L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Tiempo de concentración Ven Te Chow: 2.614 hrs

$$t_c = \frac{L}{3\,600\ v}$$

Tiempo de concentración Hathaway: 2.414 hrs

$$t_c = \frac{0.606(Ln)^{0.467}}{S^{0.234}}$$

Tabla 10.122 Tiempo de concentración de la subcuenca 4

PARAMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA SUBCUENCA 5

PARAMETROS BASICOS

Área de una cuenca(A):	158.54	km^2
Perímetro de la cuenca (P):	74.25	km
Longitud de la cuenca (L):	29.43	km
Longitud del Cauce Principal (L_p)	32.87	km
Cota Incial Cauce Principal	4473.49	m.s.n.m.
Cota Final Cauce Principal	2338.69	m.s.n.m.
Longitud Total de Cauces L_t	56.26	km
Pendiente Media de la Cuenca (S):	0.0720	m/m
Ancho de cuenca (w):	***5.39***	**km**

$$w = \frac{A}{L}$$

PARÁMETROS GEOMORFOLICOS DE UNA CUENCA

Factor de forma de una Cuenca (F):	***0.18***

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

Índice de Compacidad o Índice de Gravelious (K):	***1.65***

$$K = 0,28\frac{P}{\sqrt{A}}$$

Pendiente media del cauce principal: ***6.49*** %

PARÁMETROS DE LA RED HIDROGRÁFICA

Densidad de drenaje (D_d): ***0.35***

L_t: Longitud total de Cauces

A: Área de la cuenca

Tabla 10.123 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 5

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SUBCUENCA 5

Tiempo de concentración de Kirpich: 2.468 hrs

$$t_c = \frac{0.06628 * L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Tiempo de concentración Ven Te Chow: 10.146 hrs

$$t_c = \frac{L}{3600 * v}$$

Tiempo de concentración Hathaway: 4.146 hrs

$$t_c = \frac{0.606 * (Ln)^{0.467}}{S^{0.234}}$$

Tabla 10.124 Tiempo de concentración de la subcuenca 5

PARAMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA SUBCUENCA 6

PARAMETROS BASICOS

Área de una cuenca(A):	17.94	km^2
Perímetro de la cuenca (P):	21.17	km
Longitud de la cuenca (L):	7.49	km
Longitud del Cauce Principal (L_p)	5.58	km
Cota Incial Cauce Principal	2877.37	m.s.n.m.
Cota Final Cauce Principal	2414.26	m.s.n.m.
Longitud Total de Cauces L_t	5.96	km
Pendiente Media de la Cuenca (S):	0.0467	m/m
Ancho de cuenca (w):	***2.39***	**km**

$$w = \frac{A}{L}$$

PARÁMETROS GEOMORFOLICOS DE UNA CUENCA

Factor de forma de una Cuenca (F): ***0.32***

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

Índice de Compacidad o Índice de Gravelious (K): ***1.40***

$$K = 0,28\frac{P}{\sqrt{A}}$$

Pendiente media del cauce principal: ***8.30*** %

PARÁMETROS DE LA RED HIDROGRÁFICA

Densidad de drenaje (D_d): ***0.33***

L_t: Longitud total de Cauces

A: Área de la cuenca

Tabla 10.125 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 6

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SUBCUENCA 6

Tiempo de concentración de Kirpich: 1.017 hrs

$$t_c = \frac{0.06628 * L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Tiempo de concentración Ven Te Chow: 1.723 hrs

$$t_c = \frac{L}{3\,600\ v}$$

Tiempo de concentración Hathaway: 2.005 hrs

$$t_c = \frac{0.606(\mathrm{Ln})^{0.467}}{S^{0.234}}$$

Tabla 10.126 Tiempo de concentración de la subcuenca 6

PARAMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA SUBCUENCA 7

PARAMETROS BASICOS

Área de una cuenca(A):	49.44	km^2
Perímetro de la cuenca (P):	28.72	km
Longitud de la cuenca (L):	9.74	km
Longitud del Cauce Principal (L_p)	6.70	km
Cota Incial Cauce Principal	2600.00	m.s.n.m.
Cota Final Cauce Principal	2400.00	m.s.n.m.
Longitud Total de Cauces L_t	15.66	km
Pendiente Media de la Cuenca (S):	0.0207	m/m
Ancho de cuenca (w):	***5.08***	**km**

$$w = \frac{A}{L}$$

PARÁMETROS GEOMORFOLICOS DE UNA CUENCA

Factor de forma de una Cuenca (F): ***0.52***

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

Índice de Compacidad o Índice de Gravelious (K): ***1.14***

$$K = 0,28\frac{P}{\sqrt{A}}$$

Pendiente media del cauce principal: ***2.98*** %

PARÁMETROS DE LA RED HIDROGRÁFICA

Densidad de drenaje (D_d): ***0.32***

L_t: Longitud total de Cauces

A: Área de la cuenca

Tabla 10.127 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 7

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SUBCUENCA 7

Tiempo de concentración de Kirpich: 1.702 hrs

$$t_c = \frac{0.06628 * L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Tiempo de concentración Ven Te Chow: 2.069 hrs

$$t_c = \frac{L}{3\,600\ v}$$

Tiempo de concentración Hathaway: 2.641 hrs

$$t_c = \frac{0.606(Ln)^{0.467}}{S^{0.234}}$$

Tabla 10.128 Tiempo de concentración de la subcuenca 7

PARAMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA SUBCUENCA 8

PARAMETROS BASICOS

Área de una cuenca(A):	255.66	km^2
Perímetro de la cuenca (P):	83.33	km
Longitud de la cuenca (L):	23.18	km
Longitud del Cauce Principal (L_p)	22.91	km
Cota Incial Cauce Principal	3825.75	m.s.n.m.
Cota Final Cauce Principal	2453.70	m.s.n.m.
Longitud Total de Cauces L_t	89.72	km
Pendiente Media de la Cuenca (S):	0.0450	m/m
Ancho de cuenca (w):	***11.03***	**km**

$$w = \frac{A}{L}$$

PARÁMETROS GEOMORFOLICOS DE UNA CUENCA

Factor de forma de una Cuenca (F):	***0.48***
Índice de Compacidad o Índice de Gravelious (K):	***1.46***

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

$$K = 0,28\frac{P}{\sqrt{A}}$$

Pendiente media del cauce principal: ***5.99*** %

PARÁMETROS DE LA RED HIDROGRÁFICA

Densidad de drenaje (D_d): ***0.35***

L_t: Longitud total de Cauces

A: Área de la cuenca

Tabla 10.129 Parámetros Geomorfológicos de la subcuenca 8

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SUBCUENCA 8

Tiempo de concentración de Kirpich: 2.462 hrs

$$t_c = \frac{0.06628 * L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Tiempo de concentración Ven Te Chow: 7.070 hrs

$$t_c = \frac{L}{3\,600\ v}$$

Tiempo de concentración Hathaway: 3.911 hrs

$$t_c = \frac{0.606(Ln)^{0.467}}{S^{0.234}}$$

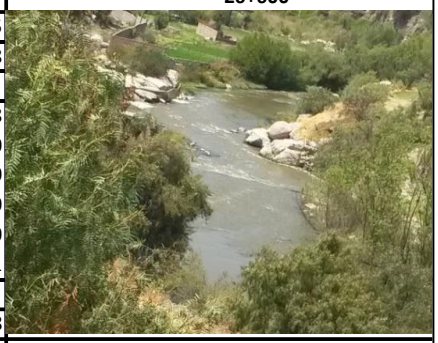
Tabla 10.130 Tiempo de concentración de la subcuenca 8

10.9 Coeficiente de Rugosidad de Manning

10.9.1 Estimación del Coeficiente de Rugosidad de Manning-Ecuación de Cowan

PROGRESIVA				**26+800**
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8191703	
		X: ESTE (m)	229153	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**	

PROGRESIVA				**26+700**
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8191267	
		X: ESTE (m)	229090	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.010	0.000	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	**0.048**	**0.053**	**0.048**	

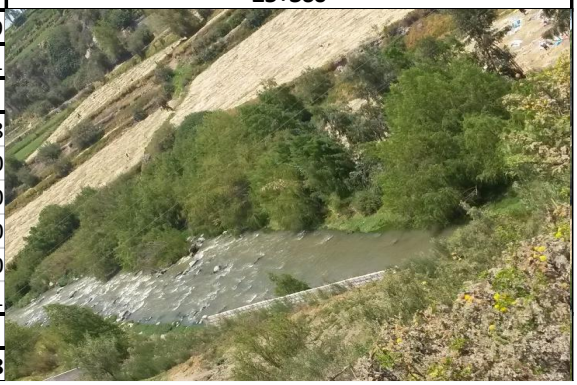
PROGRESIVA				**26+600**
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8190955	
		X: ESTE (m)	229078	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.010	0.000	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	**0.048**	**0.053**	**0.048**	

PROGRESIVA				**26+500**
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**		
		X: ESTE (m)	**229078**	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.010	0.000	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	**0.048**	**0.053**	**0.048**	

PROGRESIVA				26+430
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8190209	
		X: ESTE (m)	228925	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.010	0.010	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	**0.053**	**0.053**	**0.053**	

PROGRESIVA				26+080
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8189884	
		X: ESTE (m)	229094	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	**0.043**	**0.043**	**0.043**	

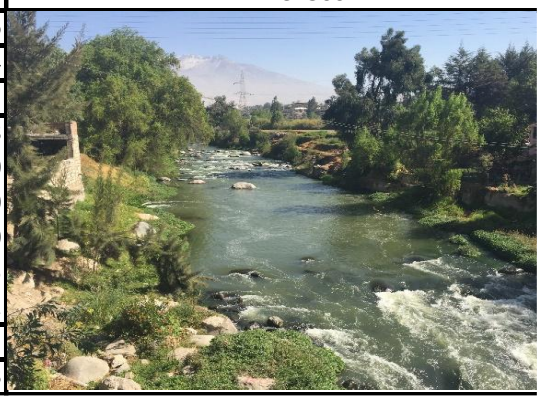
PROGRESIVA				25+750
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	818966	
		X: ESTE (m)	228963	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	**0.043**	**0.043**	**0.043**	

PROGRESIVA				25+360
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8189209	
		X: ESTE (m)	229021	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.010	0.010	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	**0.058**	**0.053**	**0.058**	

PROGRESIVA				24+900
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8188799	
		X: ESTE (m)	229066	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.010	0.010	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	**0.058**	**0.053**	**0.058**	

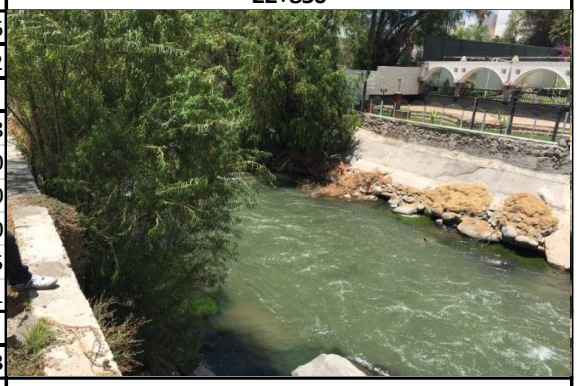
PROGRESIVA				24+450
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8188799	
		X: ESTE (m)	229066	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.010	0.010	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	**0.053**	**0.053**	**0.053**	

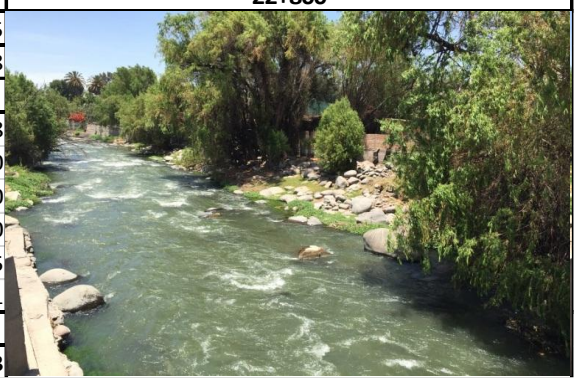
PROGRESIVA				24+000
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8188081	
		X: ESTE (m)	229269	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**	

PROGRESIVA				23+500
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8187596	
		X: ESTE (m)	229374	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$				
n	**0.043**	**0.043**	**0.043**	

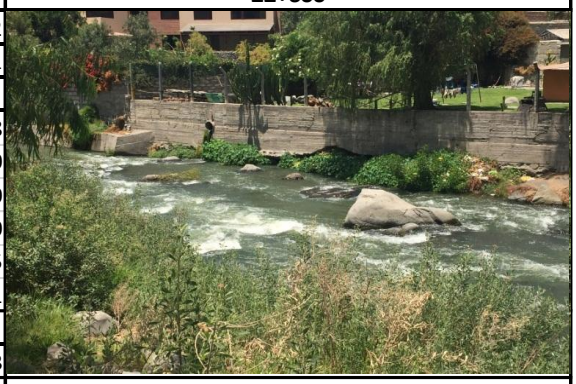
PROGRESIVA			23+000
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8187128	
	X: ESTE (m)	229252	
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.043**	**0.043**	**0.043**

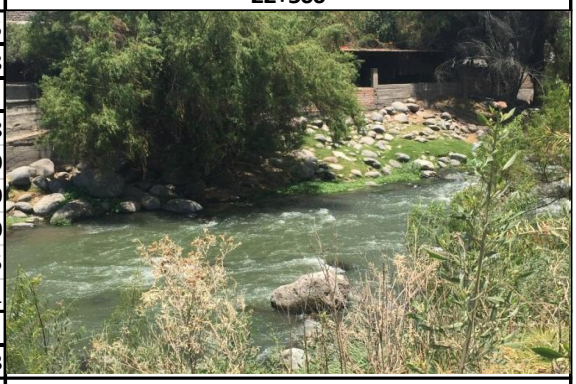
PROGRESIVA			22+950
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8187013	
	X: ESTE (m)	229240	
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.043**	**0.043**	**0.043**

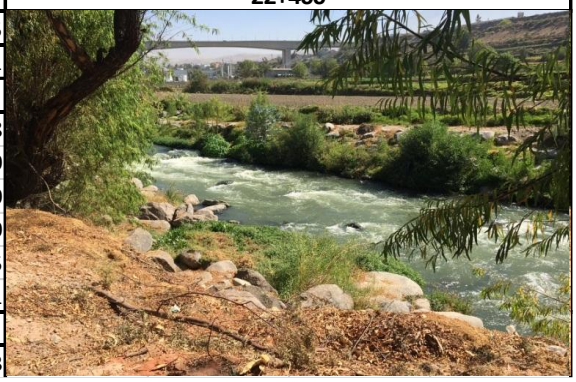
PROGRESIVA			22+850
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8186926	
	X: ESTE (m)	229192	
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.043**	**0.043**	**0.043**

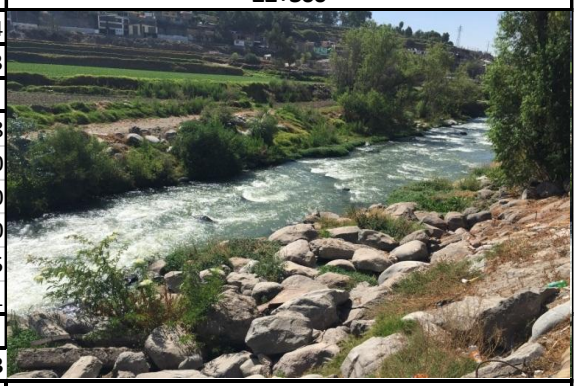
PROGRESIVA			22+800
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8186835	
	X: ESTE (m)	229148	
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**

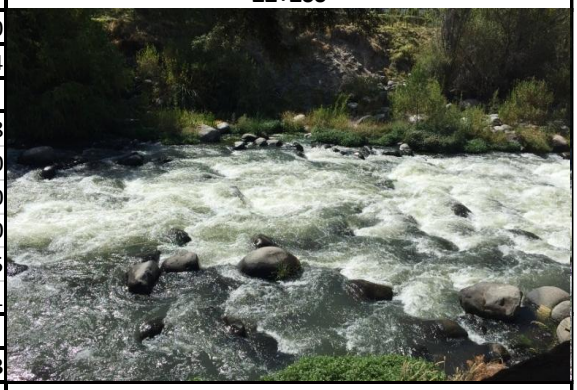
PROGRESIVA			22+700
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8186730	
	X: ESTE (m)	229120	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**

PROGRESIVA			22+600
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8186622	
	X: ESTE (m)	229131	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.010	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.053**	**0.053**	**0.053**

PROGRESIVA			22+500
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8186525	
	X: ESTE (m)	229158	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**

PROGRESIVA			22+400
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8186425	
	X: ESTE (m)	229161	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**

PROGRESIVA				22+300
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8186344	
		X: ESTE (m)	229103	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**	

PROGRESIVA				22+200
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8186250	
		X: ESTE (m)	229074	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.010	0.010	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.053**	**0.053**	**0.053**	

PROGRESIVA				22+100
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8186157	
		X: ESTE (m)	229028	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**	

PROGRESIVA				22+000
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8186082	
		X: ESTE (m)	228960	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.010	0.010	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.053**	**0.053**	**0.053**	

PROGRESIVA			21+900
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8186028	
	X: ESTE (m)	228880	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.010	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.053**	**0.053**	**0.053**

PROGRESIVA			21+800
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8185979	
	X: ESTE (m)	228826	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**

PROGRESIVA			21+700
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8185906	
	X: ESTE (m)	228826	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.043**	**0.043**	**0.043**

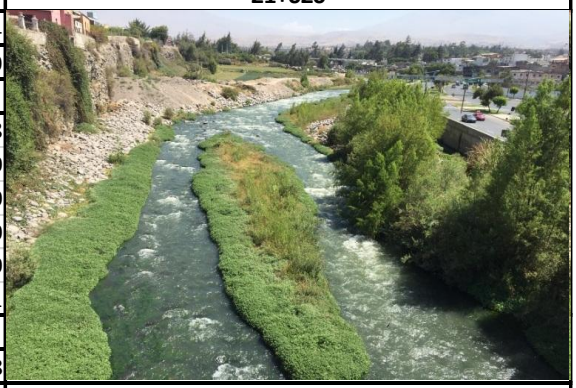
PROGRESIVA			21+650
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8185817	
	X: ESTE (m)	228795	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.010	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.053**	**0.053**	**0.053**

PROGRESIVA			21+450
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8185630	
	X: ESTE (m)	228713	

	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**

PROGRESIVA			21+250
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8185559	
	X: ESTE (m)	228639	

	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.005	0.010	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.053**	**0.048**	**0.053**

PROGRESIVA			21+020
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8185394	
	X: ESTE (m)	228530	

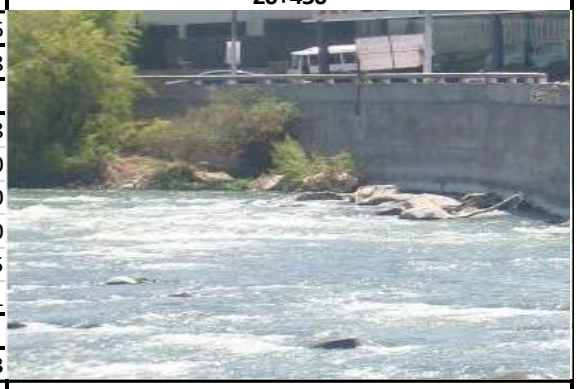
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.010	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.048**	**0.048**	**0.048**

PROGRESIVA			20+850
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8185294	
	X: ESTE (m)	228493	

	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.010	0.010
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.058**	**0.053**	**0.058**

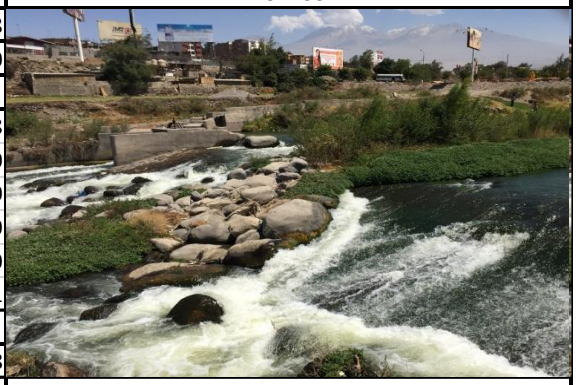
PROGRESIVA				20+750
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8185189	
		X: ESTE (m)	228469	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.010	0.010	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.058**	**0.053**	**0.058**	

PROGRESIVA				20+650
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8185005	
		X: ESTE (m)	228383	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.010	0.010	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.058**	**0.053**	**0.058**	

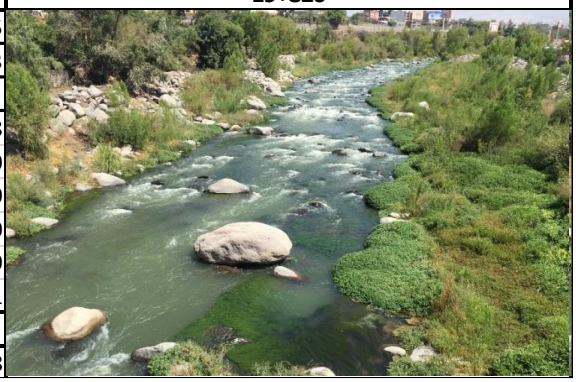
PROGRESIVA				20+450
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8184906	
		X: ESTE (m)	228368	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**	

PROGRESIVA				20+250
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8184697	
		X: ESTE (m)	228329	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**	

PROGRESIVA			20+150
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8184553	
	X: ESTE (m)	228216	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.010	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.048**	**0.048**	**0.048**

PROGRESIVA			20+100
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8184568	
	X: ESTE (m)	228470	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.010	0.010
n4	0.010	0.010	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.058**	**0.058**	**0.058**

PROGRESIVA			20+000
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8184466	
	X: ESTE (m)	228135	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**

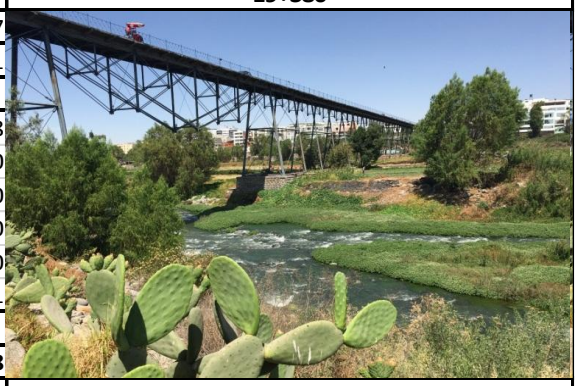
PROGRESIVA			19+820
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8184365	
	X: ESTE (m)	228133	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.010	0.010
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.058**	**0.053**	**0.058**

PROGRESIVA			19+720
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8184269	
	X: ESTE (m)	228109	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.043**	**0.043**	**0.043**

PROGRESIVA			19+650
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8184220	
	X: ESTE (m)	228106	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**

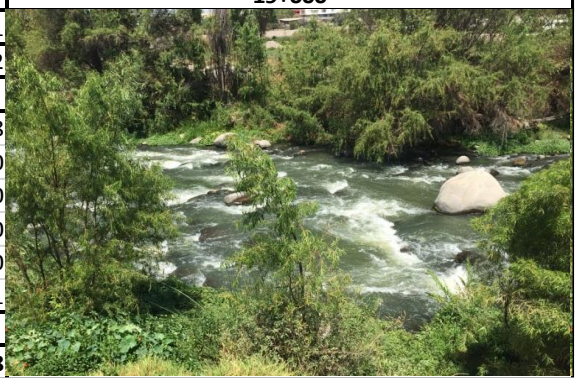
PROGRESIVA			19+600
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8184152	
	X: ESTE (m)	228033	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**

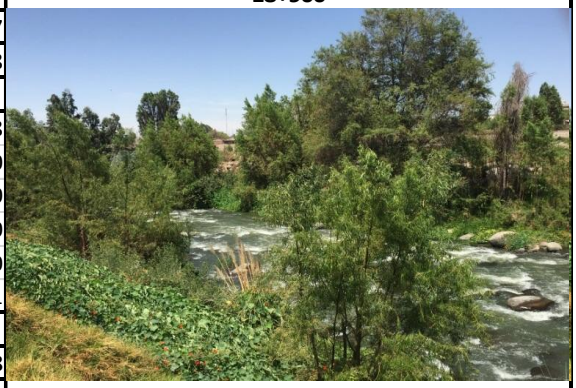
PROGRESIVA			19+500
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	81840902	
	X: ESTE (m)	227952	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.010	0.010	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.058**	**0.048**	**0.058**

PROGRESIVA				19+380
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8183977	
		X: ESTE (m)	227931	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.010	0.010	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.058**	**0.048**	**0.058**	

PROGRESIVA				19+200
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8183977	
		X: ESTE (m)	227945	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**	

PROGRESIVA				19+100
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8183839	
		X: ESTE (m)	227783	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**	

PROGRESIVA				19+000
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8183771	
		X: ESTE (m)	227732	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.010	0.010	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.058**	**0.053**	**0.058**	

PROGRESIVA			18+900
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8183657	
	X: ESTE (m)	227698	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.010	0.010
n4	0.010	0.005	0.010
m	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.058**	**0.053**	**0.058**

PROGRESIVA			18+800
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8183557	
	X: ESTE (m)	227689	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**

PROGRESIVA			18+700
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8183514	
	X: ESTE (m)	227696	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.058**	**0.043**	**0.058**

PROGRESIVA			18+620
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8183353	
	X: ESTE (m)	227608	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**

PROGRESIVA			18+500
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8183196	
	X: ESTE (m)	227426	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**

PROGRESIVA			18+250
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8183023	
	X: ESTE (m)	227364	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**

PROGRESIVA			18+000
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8182897	
	X: ESTE (m)	227192	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**

PROGRESIVA			17+820
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8182696	
	X: ESTE (m)	227062	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**

PROGRESIVA			17+520
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8182499	
	X: ESTE (m)	226908	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**

PROGRESIVA			17+320
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8182357	
	X: ESTE (m)	226705	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**

PROGRESIVA			17+070
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8182202	
	X: ESTE (m)	226504	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**

PROGRESIVA			16+720
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8181992	
	X: ESTE (m)	226363	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**

PROGRESIVA			16+500
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8181776	
	X: ESTE (m)	226248	

	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**

PROGRESIVA			16+250
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8181576	
	X: ESTE (m)	226095	

	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.010	0.010	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.058**	**0.048**	**0.058**

PROGRESIVA			16+000
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8181376	
	X: ESTE (m)	225955	

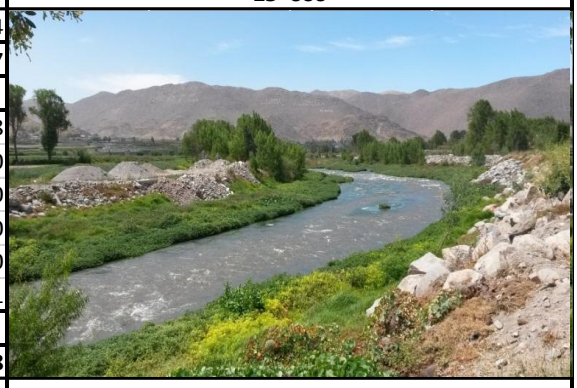
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.010	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.048**	**0.048**	**0.048**

PROGRESIVA			15+750
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8181161	
	X: ESTE (m)	225851	

	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.005	0.010	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.053**	**0.048**	**0.053**

PROGRESIVA			15+500
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8180983	
	X: ESTE (m)	225703	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**

PROGRESIVA			15+250
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8180785	
	X: ESTE (m)	225610	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**

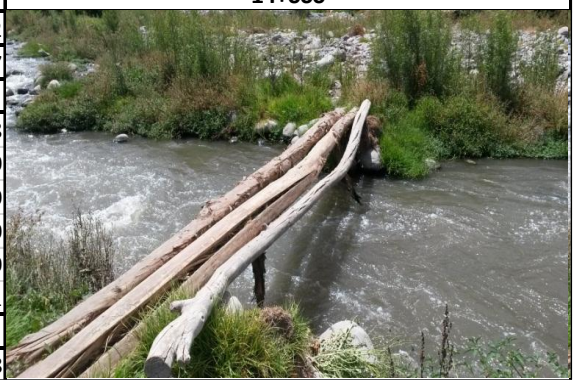
PROGRESIVA			15+000
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8180684	
	X: ESTE (m)	225527	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**

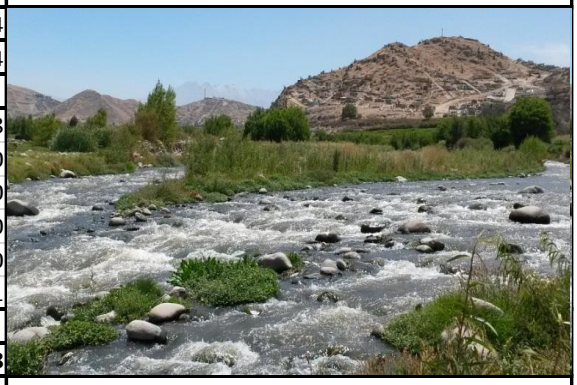
PROGRESIVA			14+750
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8180475	
	X: ESTE (m)	225498	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.010	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.048**	**0.048**	**0.048**

PROGRESIVA				14+500
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8180269	
		X: ESTE (m)	225357	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**	

PROGRESIVA				14+400
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8180036	
		X: ESTE (m)	225295	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**	

PROGRESIVA				14+250
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8179858	
		X: ESTE (m)	225122	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**	

PROGRESIVA				14+000
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8179652	
		X: ESTE (m)	224967	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**	

PROGRESIVA			13+750
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8179494	
	X: ESTE (m)	224774	
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.010	0.010
n4	0.010	0.010	0.010
m5	1	1	1
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.058**	**0.058**	**0.058**

PROGRESIVA			13+720
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8179358	
	X: ESTE (m)	224611	
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.000	0.010
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.058**	**0.043**	**0.058**

PROGRESIVA			13+250
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8179161	
	X: ESTE (m)	224512	
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**

PROGRESIVA			13+150
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8174032	
	X: ESTE (m)	224468	
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.010	0.010
n4	0.010	0.010	0.010
m5	1	1	1
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.058**	**0.058**	**0.058**

PROGRESIVA				13+000
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8178812	
		X: ESTE (m)	224338	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.043**	**0.043**	**0.043**	

PROGRESIVA				12+750
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8178721	
		X: ESTE (m)	224112	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**	

PROGRESIVA				12+500
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8178640	
		X: ESTE (m)	223871	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.043**	**0.043**	**0.043**	

PROGRESIVA				12+250
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8178692	
		X: ESTE (m)	223663	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.058**	**0.043**	**0.058**	

PROGRESIVA			12+000
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8178781	
	X: ESTE (m)	223450	
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**

PROGRESIVA			11+750
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8178833	
	X: ESTE (m)	223216	
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**

PROGRESIVA			11+500
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8178756	
	X: ESTE (m)	222964	
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**

PROGRESIVA			11+150
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8178869	
	X: ESTE (m)	222753	
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.010	0.010
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.053**	**0.053**	**0.053**

PROGRESIVA			11+100
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8179032	
	X: ESTE (m)	222576	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.010	0.010
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.058**	**0.053**	**0.058**

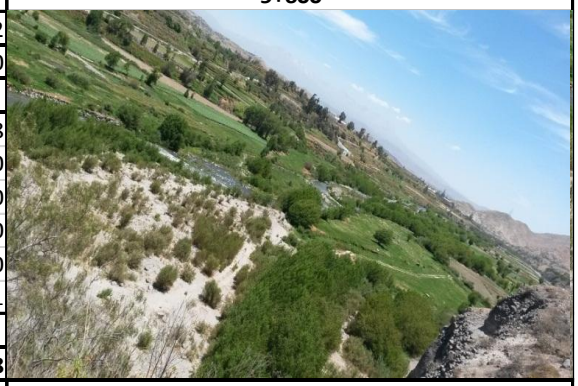
PROGRESIVA			10+850
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8179211	
	X: ESTE (m)	222405	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**

PROGRESIVA			10+600
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8179327	
	X: ESTE (m)	222175	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**

PROGRESIVA			10+350
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**	8179373	
	X: ESTE (m)	222010	
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.010	0.010
n4	0.010	0.010	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.058**	**0.058**	**0.058**

PROGRESIVA				10+100
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8179453	
		X: ESTE (m)	221776	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**	

PROGRESIVA				9+850
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8179531	
		X: ESTE (m)	221533	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.043**	**0.043**	**0.043**	

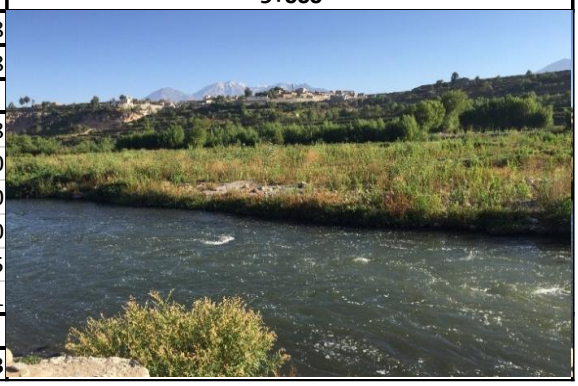
PROGRESIVA				9+600
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8179622	
		X: ESTE (m)	221320	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**	

PROGRESIVA				9+500
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8179661	
		X: ESTE (m)	221123	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**	

PROGRESIVA				9+350
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8179747	
		X: ESTE (m)	221037	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**	

PROGRESIVA				9+250
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8179857	
		X: ESTE (m)	220930	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**	

PROGRESIVA				9+200
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8180093	
		X: ESTE (m)	220887	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.053**	**0.043**	**0.053**	

PROGRESIVA				9+000
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8180298	
		X: ESTE (m)	220748	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.043**	**0.043**	**0.043**	

PROGRESIVA				8+750
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8180339	
		X: ESTE (m)	220532	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.010	0.010	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.058**	**0.053**	**0.058**	

PROGRESIVA				8+500
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8180454	
		X: ESTE (m)	220347	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**	

PROGRESIVA				8+250
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8180621	
		X: ESTE (m)	220145	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**	

PROGRESIVA				8+000
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8180746	
		X: ESTE (m)	220004	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.043**	**0.043**	**0.043**	

PROGRESIVA			
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**		8180841
	X: ESTE (m)		220010
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**

7+750



PROGRESIVA			
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**		8180952
	X: ESTE (m)		219796
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**

7+500



PROGRESIVA			
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**		8181135
	X: ESTE (m)		219654
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**

7+250



PROGRESIVA			
COORDENADAS UTM	**Y: NORTE (m)**		8181301
	X: ESTE (m)		219538
	Izq	**Centro**	**Der**
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**

7+000

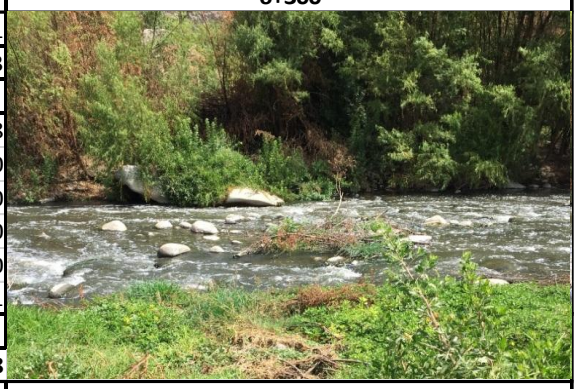


PROGRESIVA			6+750
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8181495	
	X: ESTE (m)	219479	

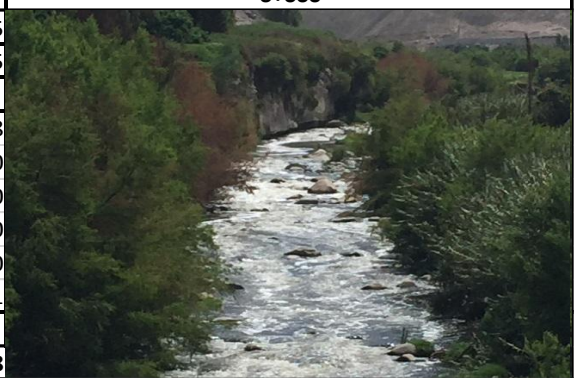
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**

PROGRESIVA			6+500
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8181618	
	X: ESTE (m)	219281	

	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**

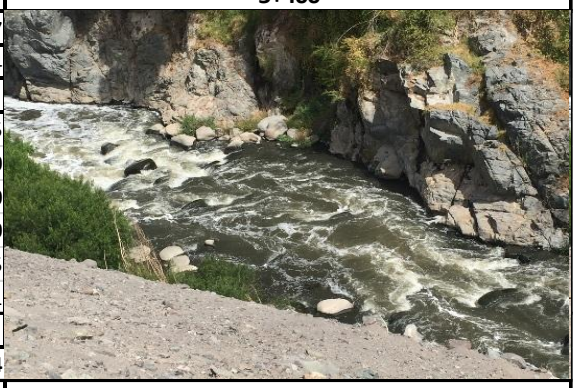
PROGRESIVA			6+300
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8181691	
	X: ESTE (m)	219133	

	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**

PROGRESIVA			6+000
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8181935	
	X: ESTE (m)	219065	

	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**

PROGRESIVA				5+750
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8182148	
		X: ESTE (m)	218987	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.025	0.025	0.025	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.010	0.010	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.05**	**0.05**	**0.05**	

PROGRESIVA				5+400
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8182307	
		X: ESTE (m)	218824	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.025	0.025	0.025	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.04**	**0.04**	**0.04**	

PROGRESIVA				5+150
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8182392	
		X: ESTE (m)	218719	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.025	0.025	0.025	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.05**	**0.04**	**0.05**	

PROGRESIVA				4+650
COORDENADAS UTM		**Y: NORTE (m)**	8182573	
		X: ESTE (m)	218662	
	Izq	**Centro**	**Der**	
n0	0.025	0.025	0.025	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.04**	**0.04**	**0.04**	

PROGRESIVA				4+250
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8182665	
		X: ESTE (m)	218431	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.025	0.025	0.025	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.04**	**0.04**	**0.04**	

PROGRESIVA				4+000
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8181645	
		X: ESTE (m)	217249	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.025	0.025	0.025	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.04**	**0.04**	**0.04**	

PROGRESIVA				3+750
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8181613	
		X: ESTE (m)	217001	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**	

PROGRESIVA				3+500
COORDENADAS		SUR	8181562	
		ESTE	216789	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**	

PROGRESIVA				3+250
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8181604	
		X: ESTE (m)	216546	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**	

PROGRESIVA				3+000
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8181590	
		X: ESTE (m)	216335	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**	

PROGRESIVA				2+750
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8181667	
		X: ESTE (m)	216078	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.043**	**0.043**	**0.043**	

PROGRESIVA				2+500
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8183557	
		X: ESTE (m)	227689	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**	

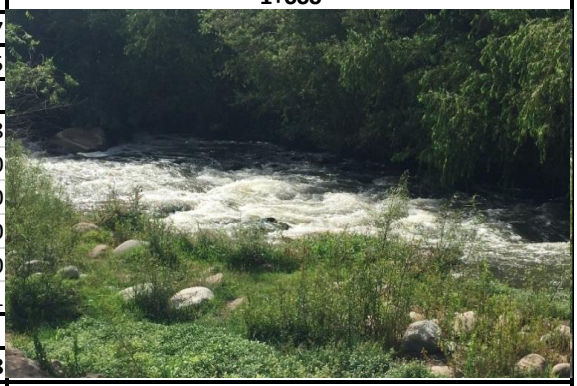
PROGRESIVA				2+250
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8181676	
		X: ESTE (m)	215834	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**	

PROGRESIVA				2+000
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8181673	
		X: ESTE (m)	215601	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**	

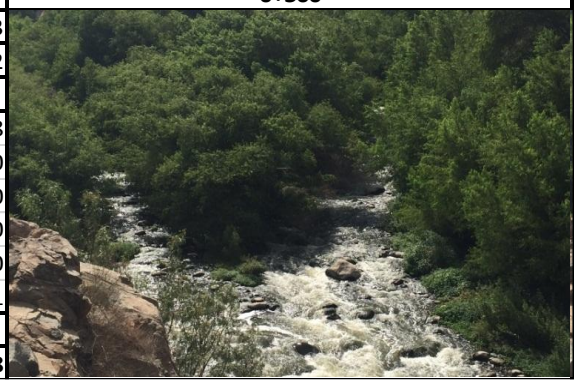
PROGRESIVA				1+750
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8181713	
		X: ESTE (m)	215537	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.010	0.005	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.058**	**0.043**	**0.058**	

PROGRESIVA				1+500
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8181781	
		X: ESTE (m)	215521	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.000	0.000	0.000	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	**0.043**	**0.043**	**0.043**	

PROGRESIVA			1+250
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8181811	
	X: ESTE (m)	215334	
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.005	0.005	0.005
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.043**	**0.043**	**0.043**

PROGRESIVA			1+000
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8181807	
	X: ESTE (m)	215085	
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**

PROGRESIVA			0+750
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8181858	
	X: ESTE (m)	214847	
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.000	0.000	0.000
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.048**	**0.043**	**0.048**

PROGRESIVA			0+500
COORDENADAS UTM	Y: NORTE (m)	8181923	
	X: ESTE (m)	214712	
	Izq	Centro	Der
n0	0.028	0.028	0.028
n1	0.010	0.010	0.010
n2	0.000	0.000	0.000
n3	0.010	0.010	0.010
n4	0.010	0.010	0.010
m5	1	1	1
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$		
n	**0.058**	**0.058**	**0.058**

PROGRESIVA				0+300
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8181966	
		X: ESTE (m)	214362	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.010	0.010	
n4	0.010	0.010	0.010	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	0.058	0.058	0.058	
PROGRESIVA				0+150
COORDENADAS UTM		Y: NORTE (m)	8182049	
		X: ESTE (m)	214282	
	Izq	Centro	Der	
n0	0.028	0.028	0.028	
n1	0.010	0.010	0.010	
n2	0.000	0.000	0.000	
n3	0.010	0.000	0.010	
n4	0.005	0.005	0.005	
m5	1	1	1	
	$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$			
n	0.053	0.043	0.053	

Tabla 10.131 Estimación del Coeficiente de Rugosidad de Manning.

10.9.2 Validación del Coeficiente de Rugosidad de Manning

El coeficiente de rugosidad del tramo del río Chili en estudio se estimó con ayuda de la ecuación de Cowan y las observaciones del cauce en el campo, los valores obtenidos deben ser validados para poder obtener resultados lo más reales posibles.

Los valores de la rugosidad de Manning que le pertenecen a cada sección según la ecuación de Cowan se muestran en la tabla 10.132. Estos valores se utilizaron para el modelamiento del Escenario 13.

Escenario 13	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
1	26800	0.04	0.053	0.048
2	26700	0.048	0.053	0.048

Escenario 13	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
3	26600	0.048	0.053	0.048
4	26500	0.048	0.053	0.048
5	26400	0.053	0.053	0.053
6	26300	0.053	0.053	0.053
7	26200	0.053	0.053	0.053
8	26100	0.053	0.053	0.053
9	26000	0.043	0.043	0.043
10	25900	0.043	0.043	0.043
11	25800	0.043	0.043	0.043
12	25699.78	0.043	0.043	0.043
13	25600	0.043	0.043	0.043
14	25500	0.043	0.043	0.043
15	25400	0.043	0.043	0.043
16	25300	0.058	0.053	0.058
17	25200	0.058	0.053	0.058
18	25100	0.058	0.053	0.058
19	25000	0.058	0.053	0.058
20	24900	0.058	0.053	0.058
21	24800	0.058	0.053	0.058
22	24700	0.058	0.053	0.058
23	24600	0.058	0.053	0.058
24	24500	0.058	0.053	0.058
25	24400	0.053	0.053	0.053
26	24300	0.053	0.053	0.053
27	24200	0.053	0.053	0.053
28	24100	0.053	0.053	0.053
29	24000	0.053	0.043	0.053
30	23900	0.053	0.043	0.053
31	23800	0.053	0.043	0.053
32	23700	0.053	0.043	0.053
33	23600	0.053	0.043	0.053
34	23500	0.043	0.043	0.043
35	23400	0.043	0.043	0.043
36	23300	0.043	0.043	0.043
37	23200	0.043	0.043	0.043
38	23100	0.043	0.043	0.043
39	23000	0.043	0.043	0.043
40	22900	0.043	0.043	0.043
41	22800	0.053	0.043	0.053

Escenario 13	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
42	22700	0.053	0.043	0.053
43	22600	0.053	0.053	0.053
44	22500	0.053	0.043	0.053
45	22400	0.053	0.043	0.053
46	22300	0.053	0.043	0.053
47	22200	0.053	0.053	0.053
48	22100	0.053	0.043	0.053
49	22000	0.053	0.053	0.053
50	21900	0.053	0.053	0.053
51	21800	0.053	0.043	0.053
52	21790	0.053	0.043	0.053
53	21700	0.053	0.043	0.053
54	21666.1	0.043	0.043	0.043
55	21645.4	0.026	0.023	0.026
56	21640	Puente		
57	21634.7	0.043	0.043	0.043
58	21611.2	0.043	0.043	0.043
59	21610.45	0.053	0.053	0.053
60	21551.13	0.053	0.053	0.053
61	21541.1	0.053	0.053	0.053
62	21531.4	0.053	0.053	0.053
63	21525	Puente		
64	21518.6	0.053	0.053	0.053
65	21507.7	0.053	0.053	0.053
66	21480.34	0.053	0.043	0.053
67	21400	0.053	0.043	0.053
68	21300	0.053	0.043	0.053
69	21200	0.053	0.048	0.053
70	21100	0.053	0.048	0.053
71	21029.15	0.048	0.048	0.048
72	21025.4	0.048	0.048	0.048
73	21016.3	0.048	0.048	0.048
74	21010	Puente		
75	21003.8	0.048	0.048	0.048
76	20992.9	0.048	0.048	0.048
77	20900	0.048	0.048	0.048
78	20800	0.058	0.053	0.058
79	20795.4	0.058	0.053	0.058
80	20791	0.058	0.053	0.058

Escenario 13	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
81	20790	0.058	0.053	0.058
82	20780	Puente		
83	20770	0.058	0.053	0.058
84	20764.05	0.058	0.053	0.058
85	20700	0.058	0.053	0.058
86	20600	0.058	0.053	0.058
87	20500	0.058	0.053	0.058
88	20400	0.053	0.043	0.053
89	20283.2	0.053	0.043	0.053
90	20266.6	0.053	0.043	0.053
91	20260.6	0.053	0.043	0.053
92	20255	Puente		
93	20249.5	0.053	0.043	0.053
94	20242.6	0.053	0.043	0.053
95	20201.43	0.053	0.043	0.053
96	20100	0.058	0.058	0.058
97	20000	0.053	0.043	0.053
98	19871.49	0.053	0.043	0.053
99	19841.1	0.053	0.043	0.053
100	19836.3	0.053	0.043	0.053
101	19830	Puente		
102	19823.7	0.053	0.043	0.053
103	19818.4	0.053	0.043	0.053
104	19802.01	0.058	0.053	0.058
105	19692.22	0.043	0.043	0.043
106	19600	0.053	0.043	0.053
107	19500	0.058	0.048	0.058
108	19400	0.058	0.048	0.058
109	19300	0.058	0.048	0.058
110	19200	0.053	0.043	0.053
111	19100	0.048	0.043	0.048
112	19000	0.058	0.053	0.058
113	18900	0.058	0.053	0.058
114	18800	0.048	0.043	0.048
115	18700	0.058	0.043	0.058
116	18612.2	0.058	0.043	0.058
117	18601.5	0.058	0.043	0.058
118	18595	Puente		
119	18588.5	0.053	0.043	0.053

Escenario 13	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
120	18576.5	0.053	0.043	0.053
121	18500	0.053	0.043	0.053
122	18400	0.053	0.043	0.053
123	18300	0.053	0.043	0.053
124	18200	0.053	0.043	0.053
125	18100	0.053	0.043	0.053
126	18000	0.053	0.043	0.053
127	17900	0.053	0.043	0.053
128	17821.92	0.053	0.043	0.053
129	17789.8	0.053	0.043	0.053
130	17782.5	0.053	0.043	0.053
131	17780	Puente		
132	17777.5	0.053	0.043	0.053
133	17769.2	0.053	0.043	0.053
134	17700	0.053	0.043	0.053
135	17600	0.053	0.043	0.053
136	17500	0.053	0.043	0.053
137	17400	0.053	0.043	0.053
138	17300	0.053	0.043	0.053
139	17200	0.053	0.043	0.053
140	17100	0.053	0.043	0.053
141	17000	0.053	0.043	0.053
142	16900	0.053	0.043	0.053
143	16800	0.053	0.043	0.053
144	16700	0.053	0.043	0.053
145	16600	0.053	0.043	0.053
146	16500	0.048	0.043	0.048
147	16400	0.048	0.043	0.048
148	16300	0.058	0.048	0.058
149	16274.7	0.058	0.048	0.058
150	16265	0.058	0.048	0.058
151	16260	Puente		
152	16255	0.058	0.048	0.058
153	16244.1	0.058	0.048	0.058
154	16200	0.058	0.048	0.058
155	16100	0.058	0.048	0.058
156	16000	0.048	0.048	0.048
157	15900.97	0.048	0.048	0.048
158	15800	0.048	0.048	0.048

Escenario 13	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
159	15700	0.053	0.048	0.053
160	15600	0.053	0.048	0.053
161	15500	0.048	0.043	0.048
162	15400	0.048	0.043	0.048
163	15300	0.048	0.043	0.048
164	15200	0.048	0.043	0.048
165	15100	0.048	0.043	0.048
166	15000	0.048	0.043	0.048
167	14900	0.048	0.043	0.048
168	14800	0.048	0.043	0.048
169	14700	0.048	0.048	0.048
170	14600	0.048	0.048	0.048
171	14500	0.048	0.043	0.048
172	14400	0.048	0.043	0.048
173	14300.27	0.048	0.043	0.048
174	14200	0.048	0.043	0.048
175	14100	0.048	0.043	0.048
176	14001.69	0.048	0.043	0.048
177	13900	0.048	0.043	0.048
178	13800	0.058	0.058	0.058
179	13700	0.058	0.043	0.058
180	13600.07	0.058	0.043	0.058
181	13500	0.058	0.043	0.058
182	13400	0.058	0.043	0.058
183	13300	0.058	0.043	0.058
184	13200	0.048	0.043	0.048
185	13100	0.058	0.058	0.058
186	13000	0.043	0.043	0.043
187	12897.16	0.043	0.043	0.043
188	12700	0.048	0.043	0.048
189	12600	0.048	0.043	0.048
190	12500	0.043	0.043	0.043
191	12400	0.043	0.043	0.043
192	12300	0.043	0.043	0.043
193	12200	0.058	0.043	0.058
194	12000	0.048	0.043	0.048
195	11900	0.048	0.043	0.048
196	11800	0.048	0.043	0.048
197	11700	0.048	0.043	0.048

Escenario 13	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
198	11600.85	0.048	0.043	0.048
199	11400	0.048	0.043	0.048
200	11300	0.048	0.043	0.048
201	11200	0.048	0.043	0.048
202	11147.4	0.048	0.043	0.048
203	11130	0.048	0.043	0.048
204	11125	Puente		
205	11120	0.048	0.043	0.048
206	11099.1	0.048	0.043	0.048
207	11072.7	0.058	0.053	0.058
208	11000	0.058	0.053	0.058
209	10900	0.058	0.053	0.058
210	10800	0.048	0.043	0.048
211	10700	0.048	0.043	0.048
212	10600	0.048	0.043	0.048
213	10500	0.048	0.043	0.048
214	10400	0.058	0.058	0.058
215	10300	0.058	0.058	0.058
216	10201.2	0.048	0.043	0.048
217	10100	0.048	0.043	0.048
218	10000	0.048	0.043	0.048
219	9900	0.043	0.043	0.043
220	9804.151	0.043	0.043	0.043
221	9700.654	0.048	0.043	0.048
222	9600	0.053	0.043	0.053
223	9500	0.053	0.043	0.053
224	9400	0.053	0.043	0.053
225	9300	0.053	0.043	0.053
226	9199.999	0.043	0.043	0.043
227	8998.299	0.043	0.043	0.043
228	8899.999	0.058	0.053	0.058
229	8700	0.058	0.053	0.058
230	8600	0.048	0.043	0.048
231	8300	0.048	0.043	0.048
232	8200	0.048	0.043	0.048
233	8100	0.043	0.043	0.043
234	7900.251	0.043	0.043	0.043
235	7800	0.048	0.043	0.048
236	7601.505	0.048	0.043	0.048

Escenario 13	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
237	7500	0.048	0.043	0.048
238	7400	0.048	0.043	0.048
239	6900	0.048	0.043	0.048
240	6800	0.048	0.043	0.048
241	6700	0.048	0.043	0.048
242	6600	0.048	0.043	0.048
243	6498.558	0.048	0.043	0.048
244	6400	0.048	0.043	0.048
245	6300	0.048	0.043	0.048
246	6200	0.048	0.043	0.048
247	6099.466	0.048	0.043	0.048
248	6000	0.048	0.043	0.048
249	5900	0.048	0.043	0.048
250	5800	0.05	0.05	0.05
251	5701.501	0.05	0.05	0.05
252	5600	0.05	0.05	0.05
253	5495.095	0.043	0.043	0.043
254	5423.41	0.042	0.042	0.042
255	5413	0.042	0.042	0.042
256	5410	Puente		
257	5406	0.041	0.041	0.041
258	5394.6	0.04	0.04	0.04
259	5391.751	0.04	0.04	0.04
260	5300	0.04	0.04	0.04
261	5200	0.04	0.04	0.04
262	5100	0.05	0.04	0.05
263	5000	0.05	0.04	0.05
264	4900	0.05	0.04	0.05
265	4800	0.05	0.04	0.05
266	4700	0.05	0.04	0.05
267	4600	0.04	0.04	0.04
268	4500	0.04	0.04	0.04
269	4400	0.04	0.04	0.04
270	4300	0.04	0.04	0.04
271	4200	0.04	0.04	0.04
272	4100.091	0.04	0.04	0.04
273	3999.644	0.04	0.04	0.04
274	3900	0.04	0.04	0.04
275	3800	0.04	0.04	0.04

Escenario 13	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
276	3700	0.048	0.043	0.048
277	3600	0.048	0.043	0.048
278	3500	0.048	0.043	0.048
279	3400	0.048	0.043	0.048
280	3300	0.048	0.043	0.048
281	3200	0.048	0.043	0.048
282	3100	0.048	0.043	0.048
283	3000	0.048	0.043	0.048
284	2900	0.048	0.043	0.048
285	2800	0.048	0.043	0.048
286	2698.835	0.043	0.043	0.043
287	2600.159	0.043	0.043	0.043
288	2500	0.048	0.043	0.048
289	2400	0.048	0.043	0.048
290	2300	0.048	0.043	0.048
291	2200	0.048	0.043	0.048
292	2100	0.048	0.043	0.048
293	2000	0.048	0.043	0.048
294	1898.734	0.048	0.043	0.048
295	1800	0.048	0.043	0.048
296	1700	0.058	0.043	0.058
297	1533.971	0.043	0.043	0.043
298	1404.765	0.043	0.043	0.043
299	1300	0.043	0.043	0.043
300	1200.52	0.043	0.043	0.043
301	1100	0.043	0.043	0.043
302	1000	0.048	0.043	0.048
303	900	0.048	0.043	0.048
304	800	0.048	0.043	0.048
305	599.9998	0.048	0.043	0.048
306	500.0001	0.058	0.058	0.058
307	400.0001	0.058	0.058	0.058
308	300.244	0.058	0.058	0.058
309	254.9	0.058	0.058	0.058
310	242.5	0.058	0.058	0.058
311	240	Puente		
312	237.5	0.058	0.058	0.058
313	223.5	0.058	0.058	0.058
314	204.0533	0.058	0.058	0.058

Escenario 13	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
315	158.1024	0.058	0.058	0.058
316	146.2	0.04	0.053	0.048
317	135	0.058	0.058	0.058
318	130	Puente		
319	125	0.058	0.058	0.058
320	112.5	0.058	0.058	0.058
321	85.06265	0.058	0.058	0.058
322	17.60287	0.058	0.058	0.058

Tabla 10. 132 Coeficientes de Rugosidad estimados con la fórmula de Cowan.

Para poder validar los coeficientes de rugosidad se procedió a hacer correlaciones en torno a la media de los valores que es de 0.058 y se generó tablas para obtener un promedio de 0.03 (Escenario 23), 0.04 (Escenario 24), 0.05 (escenario 25) y 0.06 (Escenario 26).

Las tablas 10.134, 10.135, 10.136 y 10.137 pertenecen a los valores de rugosidad utilizados en los escenarios 23, 24, 25 y 26 respectivamente.

Escenario 23	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
1	26800	0.028	0.029	0.028
2	26700	0.028	0.029	0.028
3	26600	0.028	0.029	0.028
4	26500	0.028	0.029	0.028
5	26400	0.031	0.029	0.031
6	26300	0.031	0.029	0.031
7	26200	0.031	0.029	0.031
8	26100	0.031	0.029	0.031
9	26000	0.026	0.023	0.026
10	25900	0.026	0.023	0.026
11	25800	0.026	0.023	0.026
12	25699.78	0.026	0.023	0.026
13	25600	0.026	0.023	0.026
14	25500	0.026	0.023	0.026
15	25400	0.026	0.023	0.026
16	25300	0.034	0.029	0.034

Escenario 23	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
17	25200	0.034	0.029	0.034
18	25100	0.034	0.029	0.034
19	25000	0.034	0.029	0.034
20	24900	0.034	0.029	0.034
21	24800	0.034	0.029	0.034
22	24700	0.034	0.029	0.034
23	24600	0.034	0.029	0.034
24	24500	0.034	0.029	0.034
25	24400	0.031	0.029	0.031
26	24300	0.031	0.029	0.031
27	24200	0.031	0.029	0.031
28	24100	0.031	0.029	0.031
29	24000	0.031	0.023	0.031
30	23900	0.031	0.023	0.031
31	23800	0.031	0.023	0.031
32	23700	0.031	0.023	0.031
33	23600	0.031	0.023	0.031
34	23500	0.026	0.023	0.026
35	23400	0.026	0.023	0.026
36	23300	0.026	0.023	0.026
37	23200	0.026	0.023	0.026
38	23100	0.026	0.023	0.026
39	23000	0.026	0.023	0.026
40	22900	0.026	0.023	0.026
41	22800	0.031	0.023	0.031
42	22700	0.031	0.023	0.031
43	22600	0.031	0.029	0.031
44	22500	0.031	0.023	0.031
45	22400	0.031	0.023	0.031
46	22300	0.031	0.023	0.031
47	22200	0.031	0.029	0.031
48	22100	0.031	0.023	0.031
49	22000	0.031	0.029	0.031
50	21900	0.031	0.029	0.031
51	21800	0.031	0.023	0.031
52	21790	0.031	0.023	0.031
53	21700	0.031	0.023	0.031
54	21666.1	0.026	0.023	0.026
55	21645.4	0.026	0.023	0.026

Escenario 23	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
56	21640	Puente		
57	21634.7	0.026	0.023	0.026
58	21611.2	0.026	0.023	0.026
59	21610.45	0.031	0.029	0.031
60	21551.13	0.031	0.029	0.031
61	21541.1	0.031	0.029	0.031
62	21531.4	0.031	0.029	0.031
63	21525	Puente		
64	21518.6	0.031	0.029	0.031
65	21507.7	0.031	0.029	0.031
66	21480.34	0.031	0.023	0.031
67	21400	0.031	0.023	0.031
68	21300	0.031	0.023	0.031
69	21200	0.031	0.026	0.031
70	21100	0.031	0.026	0.031
71	21029.15	0.028	0.026	0.028
72	21025.4	0.028	0.026	0.028
73	21016.3	0.028	0.026	0.028
74	21010	Puente		
75	21003.8	0.028	0.026	0.028
76	20992.9	0.028	0.026	0.028
77	20900	0.028	0.026	0.028
78	20800	0.034	0.029	0.034
79	20795.4	0.034	0.029	0.034
80	20791	0.034	0.029	0.034
81	20790	0.034	0.029	0.034
82	20780	Puente		
83	20770	0.034	0.029	0.034
84	20764.05	0.034	0.029	0.034
85	20700	0.034	0.029	0.034
86	20600	0.034	0.029	0.034
87	20500	0.034	0.029	0.034
88	20400	0.031	0.023	0.031
89	20283.2	0.031	0.023	0.031
90	20266.6	0.031	0.023	0.031
91	20260.6	0.031	0.023	0.031
92	20255	Puente		
93	20249.5	0.031	0.023	0.031
94	20242.6	0.031	0.023	0.031

Escenario 23	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
95	20201.43	0.031	0.023	0.031
96	20100	0.034	0.032	0.034
97	20000	0.031	0.023	0.031
98	19871.49	0.031	0.023	0.031
99	19841.1	0.031	0.023	0.031
100	19836.3	0.031	0.023	0.031
101	19830	Puente		
102	19823.7	0.031	0.023	0.031
103	19818.4	0.031	0.023	0.031
104	19802.01	0.034	0.029	0.034
105	19692.22	0.026	0.023	0.026
106	19600	0.031	0.023	0.031
107	19500	0.034	0.026	0.034
108	19400	0.034	0.026	0.034
109	19300	0.034	0.026	0.034
110	19200	0.031	0.023	0.031
111	19100	0.028	0.023	0.028
112	19000	0.034	0.029	0.034
113	18900	0.034	0.029	0.034
114	18800	0.028	0.023	0.028
115	18700	0.034	0.023	0.034
116	18612.2	0.034	0.023	0.034
117	18601.5	0.034	0.023	0.034
118	18595	Puente		
119	18588.5	0.031	0.023	0.031
120	18576.5	0.031	0.023	0.031
121	18500	0.031	0.023	0.031
122	18400	0.031	0.023	0.031
123	18300	0.031	0.023	0.031
124	18200	0.031	0.023	0.031
125	18100	0.031	0.023	0.031
126	18000	0.031	0.023	0.031
127	17900	0.031	0.023	0.031
128	17821.92	0.031	0.023	0.031
129	17789.8	0.031	0.023	0.031
130	17782.5	0.031	0.023	0.031
131	17780	Puente		
132	17777.5	0.031	0.023	0.031
133	17769.2	0.031	0.023	0.031

Escenario 23	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
134	17700	0.031	0.023	0.031
135	17600	0.031	0.023	0.031
136	17500	0.031	0.023	0.031
137	17400	0.031	0.023	0.031
138	17300	0.031	0.023	0.031
139	17200	0.031	0.023	0.031
140	17100	0.031	0.023	0.031
141	17000	0.031	0.023	0.031
142	16900	0.031	0.023	0.031
143	16800	0.031	0.023	0.031
144	16700	0.031	0.023	0.031
145	16600	0.031	0.023	0.031
146	16500	0.028	0.023	0.028
147	16400	0.028	0.023	0.028
148	16300	0.034	0.026	0.034
149	16274.7	0.034	0.026	0.034
150	16265	0.034	0.026	0.034
151	16260	Puente		
152	16255	0.034	0.026	0.034
153	16244.1	0.034	0.026	0.034
154	16200	0.034	0.026	0.034
155	16100	0.034	0.026	0.034
156	16000	0.028	0.026	0.028
157	15900.97	0.028	0.026	0.028
158	15800	0.028	0.026	0.028
159	15700	0.031	0.026	0.031
160	15600	0.031	0.026	0.031
161	15500	0.028	0.023	0.028
162	15400	0.028	0.023	0.028
163	15300	0.028	0.023	0.028
164	15200	0.028	0.023	0.028
165	15100	0.028	0.023	0.028
166	15000	0.028	0.023	0.028
167	14900	0.028	0.023	0.028
168	14800	0.028	0.023	0.028
169	14700	0.028	0.026	0.028
170	14600	0.028	0.026	0.028
171	14500	0.028	0.023	0.028
172	14400	0.028	0.023	0.028

Escenario 23	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
173	14300.27	0.028	0.023	0.028
174	14200	0.028	0.023	0.028
175	14100	0.028	0.023	0.028
176	14001.69	0.028	0.023	0.028
177	13900	0.028	0.023	0.028
178	13800	0.034	0.032	0.034
179	13700	0.034	0.023	0.034
180	13600.07	0.034	0.023	0.034
181	13500	0.034	0.023	0.034
182	13400	0.034	0.023	0.034
183	13300	0.034	0.023	0.034
184	13200	0.028	0.023	0.028
185	13100	0.034	0.032	0.034
186	13000	0.026	0.023	0.026
187	12897.16	0.026	0.023	0.026
188	12700	0.028	0.023	0.028
189	12600	0.028	0.023	0.028
190	12500	0.026	0.023	0.026
191	12400	0.026	0.023	0.026
192	12300	0.026	0.023	0.026
193	12200	0.034	0.023	0.034
194	12000	0.028	0.023	0.028
195	11900	0.028	0.023	0.028
196	11800	0.028	0.023	0.028
197	11700	0.028	0.023	0.028
198	11600.85	0.028	0.023	0.028
199	11400	0.028	0.023	0.028
200	11300	0.028	0.023	0.028
201	11200	0.028	0.023	0.028
202	11147.4	0.028	0.023	0.028
203	11130	0.028	0.023	0.028
204	11125	Puente		
205	11120	0.028	0.023	0.028
206	11099.1	0.028	0.023	0.028
207	11072.7	0.034	0.029	0.034
208	11000	0.034	0.029	0.034
209	10900	0.034	0.029	0.034
210	10800	0.028	0.023	0.028
211	10700	0.028	0.023	0.028

Escenario 23	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
212	10600	0.028	0.023	0.028
213	10500	0.028	0.023	0.028
214	10400	0.034	0.032	0.034
215	10300	0.034	0.032	0.034
216	10201.2	0.028	0.023	0.028
217	10100	0.028	0.023	0.028
218	10000	0.028	0.023	0.028
219	9900	0.026	0.023	0.026
220	9804.151	0.026	0.023	0.026
221	9700.654	0.028	0.023	0.028
222	9600	0.031	0.023	0.031
223	9500	0.031	0.023	0.031
224	9400	0.031	0.023	0.031
225	9300	0.031	0.023	0.031
226	9199.999	0.026	0.023	0.026
227	8998.299	0.026	0.023	0.026
228	8899.999	0.034	0.029	0.034
229	8700	0.034	0.029	0.034
230	8600	0.028	0.023	0.028
231	8300	0.028	0.023	0.028
232	8200	0.028	0.023	0.028
233	8100	0.026	0.023	0.026
234	7900.251	0.026	0.023	0.026
235	7800	0.028	0.023	0.028
236	7601.505	0.028	0.023	0.028
237	7500	0.028	0.023	0.028
238	7400	0.028	0.023	0.028
239	6900	0.028	0.023	0.028
240	6800	0.028	0.023	0.028
241	6700	0.028	0.023	0.028
242	6600	0.028	0.023	0.028
243	6498.558	0.028	0.023	0.028
244	6400	0.028	0.023	0.028
245	6300	0.028	0.023	0.028
246	6200	0.028	0.023	0.028
247	6099.466	0.028	0.023	0.028
248	6000	0.028	0.023	0.028
249	5900	0.028	0.023	0.028
250	5800	0.03	0.027	0.03

Escenario 23	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
251	5701.501	0.03	0.027	0.03
252	5600	0.03	0.027	0.03
253	5495.095	0.026	0.023	0.026
254	5423.41	0.025	0.023	0.025
255	5413	0.025	0.023	0.025
256	5410	Puente		
257	5406	0.024	0.022	0.024
258	5394.6	0.024	0.022	0.024
259	5391.751	0.024	0.022	0.024
260	5300	0.024	0.022	0.024
261	5200	0.024	0.022	0.024
262	5100	0.03	0.022	0.03
263	5000	0.03	0.022	0.03
264	4900	0.03	0.022	0.03
265	4800	0.03	0.022	0.03
266	4700	0.03	0.022	0.03
267	4600	0.024	0.022	0.024
268	4500	0.024	0.022	0.024
269	4400	0.024	0.022	0.024
270	4300	0.024	0.022	0.024
271	4200	0.024	0.022	0.024
272	4100.091	0.024	0.022	0.024
273	3999.644	0.024	0.022	0.024
274	3900	0.024	0.022	0.024
275	3800	0.024	0.022	0.024
276	3700	0.028	0.023	0.028
277	3600	0.028	0.023	0.028
278	3500	0.028	0.023	0.028
279	3400	0.028	0.023	0.028
280	3300	0.028	0.023	0.028
281	3200	0.028	0.023	0.028
282	3100	0.028	0.023	0.028
283	3000	0.028	0.023	0.028
284	2900	0.028	0.023	0.028
285	2800	0.028	0.023	0.028
286	2698.835	0.026	0.023	0.026
287	2600.159	0.026	0.023	0.026
288	2500	0.028	0.023	0.028
289	2400	0.028	0.023	0.028

Escenario 23	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
290	2300	0.028	0.023	0.028
291	2200	0.028	0.023	0.028
292	2100	0.028	0.023	0.028
293	2000	0.028	0.023	0.028
294	1898.734	0.028	0.023	0.028
295	1800	0.028	0.023	0.028
296	1700	0.034	0.023	0.034
297	1533.971	0.026	0.023	0.026
298	1404.765	0.026	0.023	0.026
299	1300	0.026	0.023	0.026
300	1200.52	0.026	0.023	0.026
301	1100	0.026	0.023	0.026
302	1000	0.028	0.023	0.028
303	900	0.028	0.023	0.028
304	800	0.028	0.023	0.028
305	599.9998	0.028	0.023	0.028
306	500.0001	0.034	0.032	0.034
307	400.0001	0.034	0.032	0.034
308	300.244	0.034	0.032	0.034
309	254.9	0.034	0.032	0.034
310	242.5	0.034	0.032	0.034
311	240	Puente		
312	237.5	0.034	0.032	0.034
313	223.5	0.034	0.032	0.034
314	204.0533	0.034	0.032	0.034
315	158.1024	0.034	0.032	0.034
316	146.2	0.034	0.032	0.034
317	135	0.034	0.032	0.034
318	130	Puente		
319	125	0.034	0.032	0.034
320	112.5	0.034	0.032	0.034
321	85.06265	0.034	0.032	0.034
322	17.60287	0.034	0.032	0.034

Tabla 10.134 Coeficientes de rugosidad con un promedio de 0.03.

Escenario 24	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
1	26800	0.038	0.041	0.038
2	26700	0.038	0.041	0.038
3	26600	0.038	0.041	0.038
4	26500	0.038	0.041	0.038
5	26400	0.042	0.041	0.042
6	26300	0.042	0.041	0.042
7	26200	0.042	0.041	0.042
8	26100	0.042	0.041	0.042
9	26000	0.034	0.033	0.034
10	25900	0.034	0.033	0.034
11	25800	0.034	0.033	0.034
12	25699.78	0.034	0.033	0.034
13	25600	0.034	0.033	0.034
14	25500	0.034	0.033	0.034
15	25400	0.034	0.033	0.034
16	25300	0.046	0.041	0.046
17	25200	0.046	0.041	0.046
18	25100	0.046	0.041	0.046
19	25000	0.046	0.041	0.046
20	24900	0.046	0.041	0.046
21	24800	0.046	0.041	0.046
22	24700	0.046	0.041	0.046
23	24600	0.046	0.041	0.046
24	24500	0.046	0.041	0.046
25	24400	0.042	0.041	0.042
26	24300	0.042	0.041	0.042
27	24200	0.042	0.041	0.042
28	24100	0.042	0.041	0.042
29	24000	0.042	0.033	0.042
30	23900	0.042	0.033	0.042
31	23800	0.042	0.033	0.042
32	23700	0.042	0.033	0.042
33	23600	0.042	0.033	0.042
34	23500	0.034	0.033	0.034
35	23400	0.034	0.033	0.034
36	23300	0.034	0.033	0.034
37	23200	0.034	0.033	0.034
38	23100	0.034	0.033	0.034
39	23000	0.034	0.033	0.034

Escenario 24	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
40	22900	0.034	0.033	0.034
41	22800	0.042	0.033	0.042
42	22700	0.042	0.033	0.042
43	22600	0.042	0.041	0.042
44	22500	0.042	0.033	0.042
45	22400	0.042	0.033	0.042
46	22300	0.042	0.033	0.042
47	22200	0.042	0.041	0.042
48	22100	0.042	0.033	0.042
49	22000	0.042	0.041	0.042
50	21900	0.042	0.041	0.042
51	21800	0.042	0.033	0.042
52	21790	0.042	0.033	0.042
53	21700	0.042	0.033	0.042
54	21666.1	0.034	0.033	0.034
55	21645.4	0.034	0.033	0.034
56	21640	Puente		
57	21634.7	0.034	0.033	0.034
58	21611.2	0.034	0.033	0.034
59	21610.45	0.042	0.041	0.042
60	21551.13	0.042	0.041	0.042
61	21541.1	0.042	0.041	0.042
62	21531.4	0.042	0.041	0.042
63	21525	Puente		
64	21518.6	0.042	0.041	0.042
65	21507.7	0.042	0.041	0.042
66	21480.34	0.042	0.033	0.042
67	21400	0.042	0.033	0.042
68	21300	0.042	0.033	0.042
69	21200	0.042	0.037	0.042
70	21100	0.042	0.037	0.042
71	21029.15	0.038	0.037	0.038
72	21025.4	0.038	0.037	0.038
73	21016.3	0.038	0.037	0.038
74	21010	Puente		
75	21003.8	0.038	0.037	0.038
76	20992.9	0.038	0.037	0.038
77	20900	0.038	0.037	0.038
78	20800	0.046	0.041	0.046

Escenario 24	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
79	20795.4	0.046	0.041	0.046
80	20791	0.046	0.041	0.046
81	20790	0.046	0.041	0.046
82	20780	Puente		
83	20770	0.046	0.041	0.046
84	20764.05	0.046	0.041	0.046
85	20700	0.046	0.041	0.046
86	20600	0.046	0.041	0.046
87	20500	0.046	0.041	0.046
88	20400	0.042	0.033	0.042
89	20283.2	0.042	0.033	0.042
90	20266.6	0.042	0.033	0.042
91	20260.6	0.042	0.033	0.042
92	20255	Puente		
93	20249.5	0.042	0.033	0.042
94	20242.6	0.042	0.033	0.042
95	20201.43	0.042	0.033	0.042
96	20100	0.046	0.044	0.046
97	20000	0.042	0.033	0.042
98	19871.49	0.042	0.033	0.042
99	19841.1	0.042	0.033	0.042
100	19836.3	0.042	0.033	0.042
101	19830	Puente		
102	19823.7	0.042	0.033	0.042
103	19818.4	0.042	0.033	0.042
104	19802.01	0.046	0.041	0.046
105	19692.22	0.034	0.033	0.034
106	19600	0.042	0.033	0.042
107	19500	0.046	0.037	0.046
108	19400	0.046	0.037	0.046
109	19300	0.046	0.037	0.046
110	19200	0.042	0.033	0.042
111	19100	0.038	0.033	0.038
112	19000	0.046	0.041	0.046
113	18900	0.046	0.041	0.046
114	18800	0.038	0.033	0.038
115	18700	0.046	0.033	0.046
116	18612.2	0.046	0.033	0.046
117	18601.5	0.046	0.033	0.046

Escenario 24	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
118	18595	Puente		
119	18588.5	0.042	0.033	0.042
120	18576.5	0.042	0.033	0.042
121	18500	0.042	0.033	0.042
122	18400	0.042	0.033	0.042
123	18300	0.042	0.033	0.042
124	18200	0.042	0.033	0.042
125	18100	0.042	0.033	0.042
126	18000	0.042	0.033	0.042
127	17900	0.042	0.033	0.042
128	17821.92	0.042	0.033	0.042
129	17789.8	0.042	0.033	0.042
130	17782.5	0.042	0.033	0.042
131	17780	Puente		
132	17777.5	0.042	0.033	0.042
133	17769.2	0.042	0.033	0.042
134	17700	0.042	0.033	0.042
135	17600	0.042	0.033	0.042
136	17500	0.042	0.033	0.042
137	17400	0.042	0.033	0.042
138	17300	0.042	0.033	0.042
139	17200	0.042	0.033	0.042
140	17100	0.042	0.033	0.042
141	17000	0.042	0.033	0.042
142	16900	0.042	0.033	0.042
143	16800	0.042	0.033	0.042
144	16700	0.042	0.033	0.042
145	16600	0.042	0.033	0.042
146	16500	0.038	0.033	0.038
147	16400	0.038	0.033	0.038
148	16300	0.046	0.037	0.046
149	16274.7	0.046	0.037	0.046
150	16265	0.046	0.037	0.046
151	16260	Puente		
152	16255	0.046	0.037	0.046
153	16244.1	0.046	0.037	0.046
154	16200	0.046	0.037	0.046
155	16100	0.046	0.037	0.046
156	16000	0.038	0.037	0.038

Escenario 24	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
157	15900.97	0.038	0.037	0.038
158	15800	0.038	0.037	0.038
159	15700	0.042	0.037	0.042
160	15600	0.042	0.037	0.042
161	15500	0.038	0.033	0.038
162	15400	0.038	0.033	0.038
163	15300	0.038	0.033	0.038
164	15200	0.038	0.033	0.038
165	15100	0.038	0.033	0.038
166	15000	0.038	0.033	0.038
167	14900	0.038	0.033	0.038
168	14800	0.038	0.033	0.038
169	14700	0.038	0.037	0.038
170	14600	0.038	0.037	0.038
171	14500	0.038	0.033	0.038
172	14400	0.038	0.033	0.038
173	14300.27	0.038	0.033	0.038
174	14200	0.038	0.033	0.038
175	14100	0.038	0.033	0.038
176	14001.69	0.038	0.033	0.038
177	13900	0.038	0.033	0.038
178	13800	0.046	0.044	0.046
179	13700	0.046	0.033	0.046
180	13600.07	0.046	0.033	0.046
181	13500	0.046	0.033	0.046
182	13400	0.046	0.033	0.046
183	13300	0.046	0.033	0.046
184	13200	0.038	0.033	0.038
185	13100	0.046	0.044	0.046
186	13000	0.034	0.033	0.034
187	12897.16	0.034	0.033	0.034
188	12700	0.038	0.033	0.038
189	12600	0.038	0.033	0.038
190	12500	0.034	0.033	0.034
191	12400	0.034	0.033	0.034
192	12300	0.034	0.033	0.034
193	12200	0.046	0.033	0.046
194	12000	0.038	0.033	0.038
195	11900	0.038	0.033	0.038

Escenario 24	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
196	11800	0.038	0.033	0.038
197	11700	0.038	0.033	0.038
198	11600.85	0.038	0.033	0.038
199	11400	0.038	0.033	0.038
200	11300	0.038	0.033	0.038
201	11200	0.038	0.033	0.038
202	11147.4	0.038	0.033	0.038
203	11130	0.038	0.033	0.038
204	11125	Puente		
205	11120	0.038	0.033	0.038
206	11099.1	0.038	0.033	0.038
207	11072.7	0.046	0.041	0.046
208	11000	0.046	0.041	0.046
209	10900	0.046	0.041	0.046
210	10800	0.038	0.033	0.038
211	10700	0.038	0.033	0.038
212	10600	0.038	0.033	0.038
213	10500	0.038	0.033	0.038
214	10400	0.046	0.044	0.046
215	10300	0.046	0.044	0.046
216	10201.2	0.038	0.033	0.038
217	10100	0.038	0.033	0.038
218	10000	0.038	0.033	0.038
219	9900	0.034	0.033	0.034
220	9804.151	0.034	0.033	0.034
221	9700.654	0.038	0.033	0.038
222	9600	0.042	0.033	0.042
223	9500	0.042	0.033	0.042
224	9400	0.042	0.033	0.042
225	9300	0.042	0.033	0.042
226	9199.999	0.034	0.033	0.034
227	8998.299	0.034	0.033	0.034
228	8899.999	0.046	0.041	0.046
229	8700	0.046	0.041	0.046
230	8600	0.038	0.033	0.038
231	8300	0.038	0.033	0.038
232	8200	0.038	0.033	0.038
233	8100	0.034	0.033	0.034
234	7900.251	0.034	0.033	0.034

Escenario 24	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
235	7800	0.038	0.033	0.038
236	7601.505	0.038	0.033	0.038
237	7500	0.038	0.033	0.038
238	7400	0.038	0.033	0.038
239	6900	0.038	0.033	0.038
240	6800	0.038	0.033	0.038
241	6700	0.038	0.033	0.038
242	6600	0.038	0.033	0.038
243	6498.558	0.038	0.033	0.038
244	6400	0.038	0.033	0.038
245	6300	0.038	0.033	0.038
246	6200	0.038	0.033	0.038
247	6099.466	0.038	0.033	0.038
248	6000	0.038	0.033	0.038
249	5900	0.038	0.033	0.038
250	5800	0.04	0.038	0.04
251	5701.501	0.04	0.038	0.04
252	5600	0.04	0.038	0.04
253	5495.095	0.034	0.033	0.034
254	5423.41	0.033	0.032	0.033
255	5413	0.033	0.032	0.033
256	5410	Puente		
257	5406	0.032	0.031	0.032
258	5394.6	0.032	0.031	0.032
259	5391.751	0.032	0.031	0.032
260	5300	0.032	0.031	0.032
261	5200	0.032	0.031	0.032
262	5100	0.04	0.031	0.04
263	5000	0.04	0.031	0.04
264	4900	0.04	0.031	0.04
265	4800	0.04	0.031	0.04
266	4700	0.04	0.031	0.04
267	4600	0.032	0.031	0.032
268	4500	0.032	0.031	0.032
269	4400	0.032	0.031	0.032
270	4300	0.032	0.031	0.032
271	4200	0.032	0.031	0.032
272	4100.091	0.032	0.031	0.032
273	3999.644	0.032	0.031	0.032

Escenario 24	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
274	3900	0.032	0.031	0.032
275	3800	0.032	0.031	0.032
276	3700	0.038	0.033	0.038
277	3600	0.038	0.033	0.038
278	3500	0.038	0.033	0.038
279	3400	0.038	0.033	0.038
280	3300	0.038	0.033	0.038
281	3200	0.038	0.033	0.038
282	3100	0.038	0.033	0.038
283	3000	0.038	0.033	0.038
284	2900	0.038	0.033	0.038
285	2800	0.038	0.033	0.038
286	2698.835	0.034	0.033	0.034
287	2600.159	0.034	0.033	0.034
288	2500	0.038	0.033	0.038
289	2400	0.038	0.033	0.038
290	2300	0.038	0.033	0.038
291	2200	0.038	0.033	0.038
292	2100	0.038	0.033	0.038
293	2000	0.038	0.033	0.038
294	1898.734	0.038	0.033	0.038
295	1800	0.038	0.033	0.038
296	1700	0.046	0.033	0.046
297	1533.971	0.034	0.033	0.034
298	1404.765	0.034	0.033	0.034
299	1300	0.034	0.033	0.034
300	1200.52	0.034	0.033	0.034
301	1100	0.034	0.033	0.034
302	1000	0.038	0.033	0.038
303	900	0.038	0.033	0.038
304	800	0.038	0.033	0.038
305	599.9998	0.038	0.033	0.038
306	500.0001	0.046	0.044	0.046
307	400.0001	0.046	0.044	0.046
308	300.244	0.046	0.044	0.046
309	254.9	0.046	0.044	0.046
310	242.5	0.046	0.044	0.046
311	240	Puente		
312	237.5	0.046	0.044	0.046

Escenario 24	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
313	223.5	0.046	0.044	0.046
314	204.0533	0.046	0.044	0.046
315	158.1024	0.046	0.044	0.046
316	146.2	0.046	0.044	0.046
317	135	0.046	0.044	0.046
318	130	Puente		
319	125	0.046	0.044	0.046
320	112.5	0.046	0.044	0.046
321	85.06265	0.046	0.044	0.046
322	17.60287	0.046	0.044	0.046

Tabla 10.135 Coeficientes de rugosidad con un promedio de 0.04.

Escenario 25	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
1	26800	0.047	0.052	0.047
2	26700	0.047	0.052	0.047
3	26600	0.047	0.052	0.047
4	26500	0.047	0.052	0.047
5	26400	0.052	0.052	0.052
6	26300	0.052	0.052	0.052
7	26200	0.052	0.052	0.052
8	26100	0.052	0.052	0.052
9	26000	0.043	0.042	0.043
10	25900	0.043	0.042	0.043
11	25800	0.043	0.042	0.043
12	25699.78	0.043	0.042	0.043
13	25600	0.043	0.042	0.043
14	25500	0.043	0.042	0.043
15	25400	0.043	0.042	0.043
16	25300	0.057	0.052	0.057
17	25200	0.057	0.052	0.057
18	25100	0.057	0.052	0.057
19	25000	0.057	0.052	0.057
20	24900	0.057	0.052	0.057
21	24800	0.057	0.052	0.057
22	24700	0.057	0.052	0.057
23	24600	0.057	0.052	0.057
24	24500	0.057	0.052	0.057

Escenario 25	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
25	24400	0.052	0.052	0.052
26	24300	0.052	0.052	0.052
27	24200	0.052	0.052	0.052
28	24100	0.052	0.052	0.052
29	24000	0.052	0.042	0.052
30	23900	0.052	0.042	0.052
31	23800	0.052	0.042	0.052
32	23700	0.052	0.042	0.052
33	23600	0.052	0.042	0.052
34	23500	0.043	0.042	0.043
35	23400	0.043	0.042	0.043
36	23300	0.043	0.042	0.043
37	23200	0.043	0.042	0.043
38	23100	0.043	0.042	0.043
39	23000	0.043	0.042	0.043
40	22900	0.043	0.042	0.043
41	22800	0.052	0.042	0.052
42	22700	0.052	0.042	0.052
43	22600	0.052	0.052	0.052
44	22500	0.052	0.042	0.052
45	22400	0.052	0.042	0.052
46	22300	0.052	0.042	0.052
47	22200	0.052	0.052	0.052
48	22100	0.052	0.042	0.052
49	22000	0.052	0.052	0.052
50	21900	0.052	0.052	0.052
51	21800	0.052	0.042	0.052
52	21790	0.052	0.042	0.052
53	21700	0.052	0.042	0.052
54	21666.1	0.043	0.042	0.043
55	21645.4	0.051	0.052	0.051
56	21640	Puente		
57	21634.7	0.043	0.042	0.043
58	21611.2	0.043	0.042	0.043
59	21610.45	0.052	0.052	0.052
60	21551.13	0.052	0.052	0.052
61	21541.1	0.052	0.052	0.052
62	21531.4	0.052	0.052	0.052
63	21525			

Escenario 25	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
64	21518.6	0.052	0.052	0.052
65	21507.7	0.052	0.052	0.052
66	21480.34	0.052	0.042	0.052
67	21400	0.052	0.042	0.052
68	21300	0.052	0.042	0.052
69	21200	0.052	0.047	0.052
70	21100	0.052	0.047	0.052
71	21029.15	0.047	0.047	0.047
72	21025.4	0.047	0.047	0.047
73	21016.3	0.047	0.047	0.047
74	21010	Puente		
75	21003.8	0.047	0.047	0.047
76	20992.9	0.047	0.047	0.047
77	20900	0.047	0.047	0.047
78	20800	0.057	0.052	0.057
79	20795.4	0.057	0.052	0.057
80	20791	0.057	0.052	0.057
81	20790	0.057	0.052	0.057
82	20780	Puente		
83	20770	0.057	0.052	0.057
84	20764.05	0.057	0.052	0.057
85	20700	0.057	0.052	0.057
86	20600	0.057	0.052	0.057
87	20500	0.057	0.052	0.057
88	20400	0.052	0.042	0.052
89	20283.2	0.052	0.042	0.052
90	20266.6	0.052	0.042	0.052
91	20260.6	0.052	0.042	0.052
92	20255	Puente		
93	20249.5	0.052	0.042	0.052
94	20242.6	0.052	0.042	0.052
95	20201.43	0.052	0.042	0.052
96	20100	0.057	0.057	0.057
97	20000	0.052	0.042	0.052
98	19871.49	0.052	0.042	0.052
99	19841.1	0.052	0.042	0.052
100	19836.3	0.052	0.042	0.052
101	19830	Puente		
102	19823.7	0.052	0.042	0.052

Escenario 25	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
103	19818.4	0.052	0.042	0.052
104	19802.01	0.057	0.052	0.057
105	19692.22	0.043	0.042	0.043
106	19600	0.052	0.042	0.052
107	19500	0.057	0.047	0.057
108	19400	0.057	0.047	0.057
109	19300	0.057	0.047	0.057
110	19200	0.052	0.042	0.052
111	19100	0.047	0.042	0.047
112	19000	0.057	0.052	0.057
113	18900	0.057	0.052	0.057
114	18800	0.047	0.042	0.047
115	18700	0.057	0.042	0.057
116	18612.2	0.057	0.042	0.057
117	18601.5	0.057	0.042	0.057
118	18595	Puente		
119	18588.5	0.052	0.042	0.052
120	18576.5	0.052	0.042	0.052
121	18500	0.052	0.042	0.052
122	18400	0.052	0.042	0.052
123	18300	0.052	0.042	0.052
124	18200	0.052	0.042	0.052
125	18100	0.052	0.042	0.052
126	18000	0.052	0.042	0.052
127	17900	0.052	0.042	0.052
128	17821.92	0.052	0.042	0.052
129	17789.8	0.052	0.042	0.052
130	17782.5	0.052	0.042	0.052
131	17780	Puente		
132	17777.5	0.052	0.042	0.052
133	17769.2	0.052	0.042	0.052
134	17700	0.052	0.042	0.052
135	17600	0.052	0.042	0.052
136	17500	0.052	0.042	0.052
137	17400	0.052	0.042	0.052
138	17300	0.052	0.042	0.052
139	17200	0.052	0.042	0.052
140	17100	0.052	0.042	0.052
141	17000	0.052	0.042	0.052

Escenario 25	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
142	16900	0.052	0.042	0.052
143	16800	0.052	0.042	0.052
144	16700	0.052	0.042	0.052
145	16600	0.052	0.042	0.052
146	16500	0.047	0.042	0.047
147	16400	0.047	0.042	0.047
148	16300	0.057	0.047	0.057
149	16274.7	0.057	0.047	0.057
150	16265	0.057	0.047	0.057
151	16260	Puente		
152	16255	0.057	0.047	0.057
153	16244.1	0.057	0.047	0.057
154	16200	0.057	0.047	0.057
155	16100	0.057	0.047	0.057
156	16000	0.047	0.047	0.047
157	15900.97	0.047	0.047	0.047
158	15800	0.047	0.047	0.047
159	15700	0.052	0.047	0.052
160	15600	0.052	0.047	0.052
161	15500	0.047	0.042	0.047
162	15400	0.047	0.042	0.047
163	15300	0.047	0.042	0.047
164	15200	0.047	0.042	0.047
165	15100	0.047	0.042	0.047
166	15000	0.047	0.042	0.047
167	14900	0.047	0.042	0.047
168	14800	0.047	0.042	0.047
169	14700	0.047	0.047	0.047
170	14600	0.047	0.047	0.047
171	14500	0.047	0.042	0.047
172	14400	0.047	0.042	0.047
173	14300.27	0.047	0.042	0.047
174	14200	0.047	0.042	0.047
175	14100	0.047	0.042	0.047
176	14001.69	0.047	0.042	0.047
177	13900	0.047	0.042	0.047
178	13800	0.057	0.057	0.057
179	13700	0.057	0.042	0.057
180	13600.07	0.057	0.042	0.057

Escenario 25	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
181	13500	0.057	0.042	0.057
182	13400	0.057	0.042	0.057
183	13300	0.057	0.042	0.057
184	13200	0.047	0.042	0.047
185	13100	0.057	0.057	0.057
186	13000	0.043	0.042	0.043
187	12897.16	0.043	0.042	0.043
188	12700	0.047	0.042	0.047
189	12600	0.047	0.042	0.047
190	12500	0.043	0.042	0.043
191	12400	0.043	0.042	0.043
192	12300	0.043	0.042	0.043
193	12200	0.057	0.042	0.057
194	12000	0.047	0.042	0.047
195	11900	0.047	0.042	0.047
196	11800	0.047	0.042	0.047
197	11700	0.047	0.042	0.047
198	11600.85	0.047	0.042	0.047
199	11400	0.047	0.042	0.047
200	11300	0.047	0.042	0.047
201	11200	0.047	0.042	0.047
202	11147.4	0.047	0.042	0.047
203	11130	0.047	0.042	0.047
204	11125	Puente		
205	11120	0.047	0.042	0.047
206	11099.1	0.047	0.042	0.047
207	11072.7	0.057	0.052	0.057
208	11000	0.057	0.052	0.057
209	10900	0.057	0.052	0.057
210	10800	0.047	0.042	0.047
211	10700	0.047	0.042	0.047
212	10600	0.047	0.042	0.047
213	10500	0.047	0.042	0.047
214	10400	0.057	0.057	0.057
215	10300	0.057	0.057	0.057
216	10201.2	0.047	0.042	0.047
217	10100	0.047	0.042	0.047
218	10000	0.047	0.042	0.047
219	9900	0.043	0.042	0.043

Escenario 25	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
220	9804.151	0.043	0.042	0.043
221	9700.654	0.047	0.042	0.047
222	9600	0.052	0.042	0.052
223	9500	0.052	0.042	0.052
224	9400	0.052	0.042	0.052
225	9300	0.052	0.042	0.052
226	9199.999	0.043	0.042	0.043
227	8998.299	0.043	0.042	0.043
228	8899.999	0.057	0.052	0.057
229	8700	0.057	0.052	0.057
230	8600	0.047	0.042	0.047
231	8300	0.047	0.042	0.047
232	8200	0.047	0.042	0.047
233	8100	0.043	0.042	0.043
234	7900.251	0.043	0.042	0.043
235	7800	0.047	0.042	0.047
236	7601.505	0.047	0.042	0.047
237	7500	0.047	0.042	0.047
238	7400	0.047	0.042	0.047
239	6900	0.047	0.042	0.047
240	6800	0.047	0.042	0.047
241	6700	0.047	0.042	0.047
242	6600	0.047	0.042	0.047
243	6498.558	0.047	0.042	0.047
244	6400	0.047	0.042	0.047
245	6300	0.047	0.042	0.047
246	6200	0.047	0.042	0.047
247	6099.466	0.047	0.042	0.047
248	6000	0.047	0.042	0.047
249	5900	0.047	0.042	0.047
250	5800	0.049	0.049	0.049
251	5701.501	0.049	0.049	0.049
252	5600	0.049	0.049	0.049
253	5495.095	0.043	0.042	0.043
254	5423.41	0.042	0.041	0.042
255	5413	0.05	0.05	0.05
256	5410	Puente		
257	5406	0.041	0.04	0.041
258	5394.6	0.04	0.039	0.04

Escenario 25	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
259	5391.751	0.04	0.039	0.04
260	5300	0.04	0.039	0.04
261	5200	0.04	0.039	0.04
262	5100	0.049	0.039	0.049
263	5000	0.049	0.039	0.049
264	4900	0.049	0.039	0.049
265	4800	0.049	0.039	0.049
266	4700	0.049	0.039	0.049
267	4600	0.04	0.039	0.04
268	4500	0.04	0.039	0.04
269	4400	0.04	0.039	0.04
270	4300	0.04	0.039	0.04
271	4200	0.04	0.039	0.04
272	4100.091	0.04	0.039	0.04
273	3999.644	0.04	0.039	0.04
274	3900	0.04	0.039	0.04
275	3800	0.04	0.039	0.04
276	3700	0.047	0.042	0.047
277	3600	0.047	0.042	0.047
278	3500	0.047	0.042	0.047
279	3400	0.047	0.042	0.047
280	3300	0.047	0.042	0.047
281	3200	0.047	0.042	0.047
282	3100	0.047	0.042	0.047
283	3000	0.047	0.042	0.047
284	2900	0.047	0.042	0.047
285	2800	0.047	0.042	0.047
286	2698.835	0.043	0.042	0.043
287	2600.159	0.043	0.042	0.043
288	2500	0.047	0.042	0.047
289	2400	0.047	0.042	0.047
290	2300	0.047	0.042	0.047
291	2200	0.047	0.042	0.047
292	2100	0.047	0.042	0.047
293	2000	0.047	0.042	0.047
294	1898.734	0.047	0.042	0.047
295	1800	0.047	0.042	0.047
296	1700	0.057	0.042	0.057
297	1533.971	0.043	0.042	0.043

Escenario 25	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
298	1404.765	0.043	0.042	0.043
299	1300	0.043	0.042	0.043
300	1200.52	0.043	0.042	0.043
301	1100	0.043	0.042	0.043
302	1000	0.047	0.042	0.047
303	900	0.047	0.042	0.047
304	800	0.047	0.042	0.047
305	599.9998	0.047	0.042	0.047
306	500.0001	0.057	0.057	0.057
307	400.0001	0.057	0.057	0.057
308	300.244	0.057	0.057	0.057
309	254.9	0.057	0.057	0.057
310	242.5	0.057	0.057	0.057
311	240	Puente		
312	237.5	0.057	0.057	0.057
313	223.5	0.057	0.057	0.057
314	204.0533	0.057	0.057	0.057
315	158.1024	0.057	0.057	0.057
316	146.2	0.057	0.057	0.057
317	135	0.057	0.057	0.057
318	130	Puente		
319	125	0.057	0.057	0.057
320	112.5	0.057	0.057	0.057
321	85.06265	0.057	0.057	0.057
322	17.60287	0.057	0.057	0.057

Tabla 10.136 Coeficientes de rugosidad con un promedio de 0.05.

Escenario 26	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
1	26800	0.057	0.064	0.057
2	26700	0.057	0.064	0.057
3	26600	0.057	0.064	0.057
4	26500	0.057	0.064	0.057
5	26400	0.063	0.064	0.063
6	26300	0.063	0.064	0.063
7	26200	0.063	0.064	0.063
8	26100	0.063	0.064	0.063
9	26000	0.051	0.052	0.051

Escenario 26	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
10	25900	0.051	0.052	0.051
11	25800	0.051	0.052	0.051
12	25699.78	0.051	0.052	0.051
13	25600	0.051	0.052	0.051
14	25500	0.051	0.052	0.051
15	25400	0.051	0.052	0.051
16	25300	0.069	0.064	0.069
17	25200	0.069	0.064	0.069
18	25100	0.069	0.064	0.069
19	25000	0.069	0.064	0.069
20	24900	0.069	0.064	0.069
21	24800	0.069	0.064	0.069
22	24700	0.069	0.064	0.069
23	24600	0.069	0.064	0.069
24	24500	0.069	0.064	0.069
25	24400	0.063	0.064	0.063
26	24300	0.063	0.064	0.063
27	24200	0.063	0.064	0.063
28	24100	0.063	0.064	0.063
29	24000	0.063	0.052	0.063
30	23900	0.063	0.052	0.063
31	23800	0.063	0.052	0.063
32	23700	0.063	0.052	0.063
33	23600	0.063	0.052	0.063
34	23500	0.051	0.052	0.051
35	23400	0.051	0.052	0.051
36	23300	0.051	0.052	0.051
37	23200	0.051	0.052	0.051
38	23100	0.051	0.052	0.051
39	23000	0.051	0.052	0.051
40	22900	0.051	0.052	0.051
41	22800	0.063	0.052	0.063
42	22700	0.063	0.052	0.063
43	22600	0.063	0.064	0.063
44	22500	0.063	0.052	0.063
45	22400	0.063	0.052	0.063
46	22300	0.063	0.052	0.063
47	22200	0.063	0.064	0.063
48	22100	0.063	0.052	0.063

Escenario 26	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
49	22000	0.063	0.064	0.063
50	21900	0.063	0.064	0.063
51	21800	0.063	0.052	0.063
52	21790	0.063	0.052	0.063
53	21700	0.063	0.052	0.063
54	21666.1	0.051	0.052	0.051
55	21645.4	0.051	0.052	0.051
56	21640	Puente		
57	21634.7	0.051	0.052	0.051
58	21611.2	0.051	0.052	0.051
59	21610.45	0.063	0.064	0.063
60	21551.13	0.063	0.064	0.063
61	21541.1	0.063	0.064	0.063
62	21531.4	0.063	0.064	0.063
63	21525	Puente		
64	21518.6	0.063	0.064	0.063
65	21507.7	0.063	0.064	0.063
66	21480.34	0.063	0.052	0.063
67	21400	0.063	0.052	0.063
68	21300	0.063	0.052	0.063
69	21200	0.063	0.058	0.063
70	21100	0.063	0.058	0.063
71	21029.15	0.057	0.058	0.057
72	21025.4	0.057	0.058	0.057
73	21016.3	0.057	0.058	0.057
74	21010	Puente		
75	21003.8	0.057	0.058	0.057
76	20992.9	0.057	0.058	0.057
77	20900	0.057	0.058	0.057
78	20800	0.069	0.064	0.069
79	20795.4	0.069	0.064	0.069
80	20791	0.069	0.064	0.069
81	20790	0.069	0.064	0.069
82	20780	Puente		
83	20770	0.069	0.064	0.069
84	20764.05	0.069	0.064	0.069
85	20700	0.069	0.064	0.069
86	20600	0.069	0.064	0.069
87	20500	0.069	0.064	0.069

Escenario 26	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
88	20400	0.063	0.052	0.063
89	20283.2	0.063	0.052	0.063
90	20266.6	0.063	0.052	0.063
91	20260.6	0.063	0.052	0.063
92	20255	Puente		
93	20249.5	0.063	0.052	0.063
94	20242.6	0.063	0.052	0.063
95	20201.43	0.063	0.052	0.063
96	20100	0.069	0.07	0.069
97	20000	0.063	0.052	0.063
98	19871.49	0.063	0.052	0.063
99	19841.1	0.063	0.052	0.063
100	19836.3	0.063	0.052	0.063
101	19830	Puente		
102	19823.7	0.063	0.052	0.063
103	19818.4	0.063	0.052	0.063
104	19802.01	0.069	0.064	0.069
105	19692.22	0.051	0.052	0.051
106	19600	0.063	0.052	0.063
107	19500	0.069	0.058	0.069
108	19400	0.069	0.058	0.069
109	19300	0.069	0.058	0.069
110	19200	0.063	0.052	0.063
111	19100	0.057	0.052	0.057
112	19000	0.069	0.064	0.069
113	18900	0.069	0.064	0.069
114	18800	0.057	0.052	0.057
115	18700	0.069	0.052	0.069
116	18612.2	0.069	0.052	0.069
117	18601.5	0.069	0.052	0.069
118	18595	Puente		
119	18588.5	0.063	0.052	0.063
120	18576.5	0.063	0.052	0.063
121	18500	0.063	0.052	0.063
122	18400	0.063	0.052	0.063
123	18300	0.063	0.052	0.063
124	18200	0.063	0.052	0.063
125	18100	0.063	0.052	0.063
126	18000	0.063	0.052	0.063

Escenario 26	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
127	17900	0.063	0.052	0.063
128	17821.92	0.063	0.052	0.063
129	17789.8	0.063	0.052	0.063
130	17782.5	0.063	0.052	0.063
131	17780	Puente		
132	17777.5	0.063	0.052	0.063
133	17769.2	0.063	0.052	0.063
134	17700	0.063	0.052	0.063
135	17600	0.063	0.052	0.063
136	17500	0.063	0.052	0.063
137	17400	0.063	0.052	0.063
138	17300	0.063	0.052	0.063
139	17200	0.063	0.052	0.063
140	17100	0.063	0.052	0.063
141	17000	0.063	0.052	0.063
142	16900	0.063	0.052	0.063
143	16800	0.063	0.052	0.063
144	16700	0.063	0.052	0.063
145	16600	0.063	0.052	0.063
146	16500	0.057	0.052	0.057
147	16400	0.057	0.052	0.057
148	16300	0.069	0.058	0.069
149	16274.7	0.069	0.058	0.069
150	16265	0.069	0.058	0.069
151	16260	Puente		
152	16255	0.069	0.058	0.069
153	16244.1	0.069	0.058	0.069
154	16200	0.069	0.058	0.069
155	16100	0.069	0.058	0.069
156	16000	0.057	0.058	0.057
157	15900.97	0.057	0.058	0.057
158	15800	0.057	0.058	0.057
159	15700	0.063	0.058	0.063
160	15600	0.063	0.058	0.063
161	15500	0.057	0.052	0.057
162	15400	0.057	0.052	0.057
163	15300	0.057	0.052	0.057
164	15200	0.057	0.052	0.057
165	15100	0.057	0.052	0.057

Escenario 26	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
166	15000	0.057	0.052	0.057
167	14900	0.057	0.052	0.057
168	14800	0.057	0.052	0.057
169	14700	0.057	0.058	0.057
170	14600	0.057	0.058	0.057
171	14500	0.057	0.052	0.057
172	14400	0.057	0.052	0.057
173	14300.27	0.057	0.052	0.057
174	14200	0.057	0.052	0.057
175	14100	0.057	0.052	0.057
176	14001.69	0.057	0.052	0.057
177	13900	0.057	0.052	0.057
178	13800	0.069	0.07	0.069
179	13700	0.069	0.052	0.069
180	13600.07	0.069	0.052	0.069
181	13500	0.069	0.052	0.069
182	13400	0.069	0.052	0.069
183	13300	0.069	0.052	0.069
184	13200	0.057	0.052	0.057
185	13100	0.069	0.07	0.069
186	13000	0.051	0.052	0.051
187	12897.16	0.051	0.052	0.051
188	12700	0.057	0.052	0.057
189	12600	0.057	0.052	0.057
190	12500	0.051	0.052	0.051
191	12400	0.051	0.052	0.051
192	12300	0.051	0.052	0.051
193	12200	0.069	0.052	0.069
194	12000	0.057	0.052	0.057
195	11900	0.057	0.052	0.057
196	11800	0.057	0.052	0.057
197	11700	0.057	0.052	0.057
198	11600.85	0.057	0.052	0.057
199	11400	0.057	0.052	0.057
200	11300	0.057	0.052	0.057
201	11200	0.057	0.052	0.057
202	11147.4	0.057	0.052	0.057
203	11130	0.057	0.052	0.057
204	11125	Puente		

Escenario 26	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
205	11120	0.057	0.052	0.057
206	11099.1	0.057	0.052	0.057
207	11072.7	0.069	0.064	0.069
208	11000	0.069	0.064	0.069
209	10900	0.069	0.064	0.069
210	10800	0.057	0.052	0.057
211	10700	0.057	0.052	0.057
212	10600	0.057	0.052	0.057
213	10500	0.057	0.052	0.057
214	10400	0.069	0.07	0.069
215	10300	0.069	0.07	0.069
216	10201.2	0.057	0.052	0.057
217	10100	0.057	0.052	0.057
218	10000	0.057	0.052	0.057
219	9900	0.051	0.052	0.051
220	9804.151	0.051	0.052	0.051
221	9700.654	0.057	0.052	0.057
222	9600	0.063	0.052	0.063
223	9500	0.063	0.052	0.063
224	9400	0.063	0.052	0.063
225	9300	0.063	0.052	0.063
226	9199.999	0.051	0.052	0.051
227	8998.299	0.051	0.052	0.051
228	8899.999	0.069	0.064	0.069
229	8700	0.069	0.064	0.069
230	8600	0.057	0.052	0.057
231	8300	0.057	0.052	0.057
232	8200	0.057	0.052	0.057
233	8100	0.051	0.052	0.051
234	7900.251	0.051	0.052	0.051
235	7800	0.057	0.052	0.057
236	7601.505	0.057	0.052	0.057
237	7500	0.057	0.052	0.057
238	7400	0.057	0.052	0.057
239	6900	0.057	0.052	0.057
240	6800	0.057	0.052	0.057
241	6700	0.057	0.052	0.057
242	6600	0.057	0.052	0.057
243	6498.558	0.057	0.052	0.057

Escenario 26	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
244	6400	0.057	0.052	0.057
245	6300	0.057	0.052	0.057
246	6200	0.057	0.052	0.057
247	6099.466	0.057	0.052	0.057
248	6000	0.057	0.052	0.057
249	5900	0.057	0.052	0.057
250	5800	0.059	0.06	0.059
251	5701.501	0.059	0.06	0.059
252	5600	0.059	0.06	0.059
253	5495.095	0.051	0.052	0.051
254	5423.41	0.05	0.05	0.05
255	5413	0.05	0.05	0.05
256	5410	Puente		
257	5406	0.049	0.049	0.049
258	5394.6	0.047	0.048	0.047
259	5391.751	0.047	0.048	0.047
260	5300	0.047	0.048	0.047
261	5200	0.047	0.048	0.047
262	5100	0.059	0.048	0.059
263	5000	0.059	0.048	0.059
264	4900	0.059	0.048	0.059
265	4800	0.059	0.048	0.059
266	4700	0.059	0.048	0.059
267	4600	0.047	0.048	0.047
268	4500	0.047	0.048	0.047
269	4400	0.047	0.048	0.047
270	4300	0.047	0.048	0.047
271	4200	0.047	0.048	0.047
272	4100.091	0.047	0.048	0.047
273	3999.644	0.047	0.048	0.047
274	3900	0.047	0.048	0.047
275	3800	0.047	0.048	0.047
276	3700	0.057	0.052	0.057
277	3600	0.057	0.052	0.057
278	3500	0.057	0.052	0.057
279	3400	0.057	0.052	0.057
280	3300	0.057	0.052	0.057
281	3200	0.057	0.052	0.057
282	3100	0.057	0.052	0.057

Escenario 26	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
283	3000	0.057	0.052	0.057
284	2900	0.057	0.052	0.057
285	2800	0.057	0.052	0.057
286	2698.835	0.051	0.052	0.051
287	2600.159	0.051	0.052	0.051
288	2500	0.057	0.052	0.057
289	2400	0.057	0.052	0.057
290	2300	0.057	0.052	0.057
291	2200	0.057	0.052	0.057
292	2100	0.057	0.052	0.057
293	2000	0.057	0.052	0.057
294	1898.734	0.057	0.052	0.057
295	1800	0.057	0.052	0.057
296	1700	0.069	0.052	0.069
297	1533.971	0.051	0.052	0.051
298	1404.765	0.051	0.052	0.051
299	1300	0.051	0.052	0.051
300	1200.52	0.051	0.052	0.051
301	1100	0.051	0.052	0.051
302	1000	0.057	0.052	0.057
303	900	0.057	0.052	0.057
304	800	0.057	0.052	0.057
305	599.9998	0.057	0.052	0.057
306	500.0001	0.069	0.07	0.069
307	400.0001	0.069	0.07	0.069
308	300.244	0.069	0.07	0.069
309	254.9	0.069	0.07	0.069
310	242.5	0.069	0.07	0.069
311	240	Puente		
312	237.5	0.069	0.07	0.069
313	223.5	0.069	0.07	0.069
314	204.0533	0.069	0.07	0.069
315	158.1024	0.069	0.07	0.069
316	146.2	0.069	0.07	0.069
317	135	0.069	0.07	0.069
318	130	Puente		
319	125	0.069	0.07	0.069
320	112.5	0.069	0.07	0.069
321	85.06265	0.069	0.07	0.069

Escenario 26	Sección	n orilla izquierda	n Cauce	n Orilla derecha
322	17.60287	0.069	0.07	0.069

Tabla 10.137 Coeficientes de rugosidad con un promedio de 0.06.

Los Escenarios 13, 23, 24, 25 y 26 se modelaron para un caudal de 72.5 m3 en la sección 26+800 y un caudal de 91.7 m3 en la sección 13+000, caudales que corresponden a un periodo de retorno de 2 años.

Se generaron mapas de inundación para cada escenario mencionado y se obtuvo el área de inundación de cada escenario que se muestran en la tabla 10-138. Los mapas de inundación se adjuntan en el Capítulo de Planos.

ESCENARIO	ÁREA DE INUNDACIÓN (m2)
13	1105314
23	875727
24	994836
25	1095744
26	1173981

Tabla 10.138 Áreas de inundación para cada Escenario.

Se realiza la comparación del área de inundación del Escenario 13 con los escenarios 23, 24, 25 y 26 como se muestra en la tabla 10.139.

	ÁREA INUNDADA (m2)	DIFERENCIA ENTRE ÁREAS (%)
ESCENARIO 13	1105314	-20.77%
ESCENARIO 23	875727	
ESCENARIO 13	1105314	-10.00%
ESCENARIO 24	994836	
ESCENARIO 13	1105313.92	-0.87%

	ÁREA INUNDADA (m2)	DIFERENCIA ENTRE ÁREAS (%)
ESCENARIO 25	1095744	
ESCENARIO 13	1105313.92	6.21%
ESCENARIO 26	1173981	

Tabla 10.139 Comparación de áreas de inundación.

De esta comparación concluimos que a pesar que el escenario con un promedio de 0.6 tiene la mayor área inundada y sería el más conservador, observamos que los valores de coeficiente de este escenario son muy elevados al compararlos con los valores recomendados por Ven Te Chow para planicies de inundación en áreas cultivadas (tabla 10.140), así que decidimos utilizar los coeficientes que generamos originalmente, calculados con la ecuación de Cowan y basados en la observación de fotografías actualizadas sacadas del Río Chili. Esto nos dará un modelo más conservador que usando escenarios con un valor menor de coeficiente de rugosidad.

Tabla 5-6. Valores del coeficiente de rugosidad *n* (*continuación*)
(las cifras en **negrillas** son los valores generalmente recomendados para el diseño)

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
b. Corrientes montañosas, sin vegetación en el canal, bancas usualmente empinadas, árboles y matorrales a lo largo de las bancas sumergidas en niveles altos			
1. Fondo: gravas, cantos rodados y algunas rocas	0.030	0.040	0.050
2. Fondo: cantos rodados con rocas grandes	0.040	0.050	0.070
D-2. Planicies de inundación			
a. Pastizales, sin matorrales			
1. Pasto corto	0.025	0.030	0.035
2. Pasto alto	0.030	0.035	0.050
b. Áreas cultivadas			
1. Sin cultivo	0.020	0.030	0.040
2. Cultivos en línea maduros	0.025	0.035	0.045
3. Campos de cultivo maduros	0.030	0.040	0.050
c. Matorrales			
1. Matorrales dispersos, mucha maleza	0.035	0.050	0.070
2. Pocos matorrales y árboles, en invierno	0.035	0.050	0.060
3. Pocos matorrales y árboles, en verano	0.040	0.060	0.080
4. Matorrales medios a densos, en invierno	0.045	0.070	0.110
5. Matorrales medios a densos, en verano	0.070	0.100	0.160
d. Árboles			
1: Sauces densos, rectos y en verano	0.110	0.150	0.200
2. Terreno limpio, con troncos sin retoños	0.030	0.040	0.050
3. Igual que el anterior, pero con una gran cantidad de retoños	0.050	0.060	0.080
4. Gran cantidad de árboles, algunos troncos caídos, con poco crecimiento de matorrales, nivel del agua por debajo de las ramas	0.080	0.100	0.120
5. Igual al anterior, pero con nivel de creciente por encima de las ramas	0.100	0.120	0.160
D-3. Corrientes mayores (ancho superficial en nivel de creciente > 100 pies). El valor de *n* es menor que el correspondiente a corrientes menores con descripción similar, debido a que las bancas ofrecen resistencia menos efectiva.			
a. Sección regular, sin cantos rodados ni matorrales	0.025	.....	0.060
b. Sección irregular y rugosa	0.035	.....	0.100

Tabla 10.140 Valores del coeficiente de Rugosidad de Manning n tomada de Hidráulica de Canales abiertos. Chow, V. T. (2004)

Para comprobar y validar nuestra elección utilizamos las fotografías tomadas en la salida a campo después de las lluvias de febrero del presente año, el caudal que transcurrió por el primer tramo del río chili fue de 82 m3/s. Las fotografías muestran el nivel de inundación alcanzado a lo largo del río Chili y se las contrastó con el mapa de inundación generado con los Coeficientes del escenario elegido.



Figura 10.4 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 26+400



Figura 10.5 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 23+000



Figura 10.6 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 21+300



Figura 10.7 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 20+400



Figura 10.8 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 20+100



Figura 10.9 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 19+900



Figura 10.10 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 19+450



Figura 10. 11 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 18+700



Figura 10.12 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 16+260



Figura 10.13 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 13+000



Figura 10.14 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 11+125



Figura 10.15 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 9+400



Figura 10.16 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 8+400



Figura 10.17 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 6+100



Figura 10.18 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 5+410



Figura 10.19 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 1+900



Figura 10.20 Comparación de Inundación en la Sección de la progresiva 0+370

10.10 Geometría de Puentes

10.10.1 Puente Grau

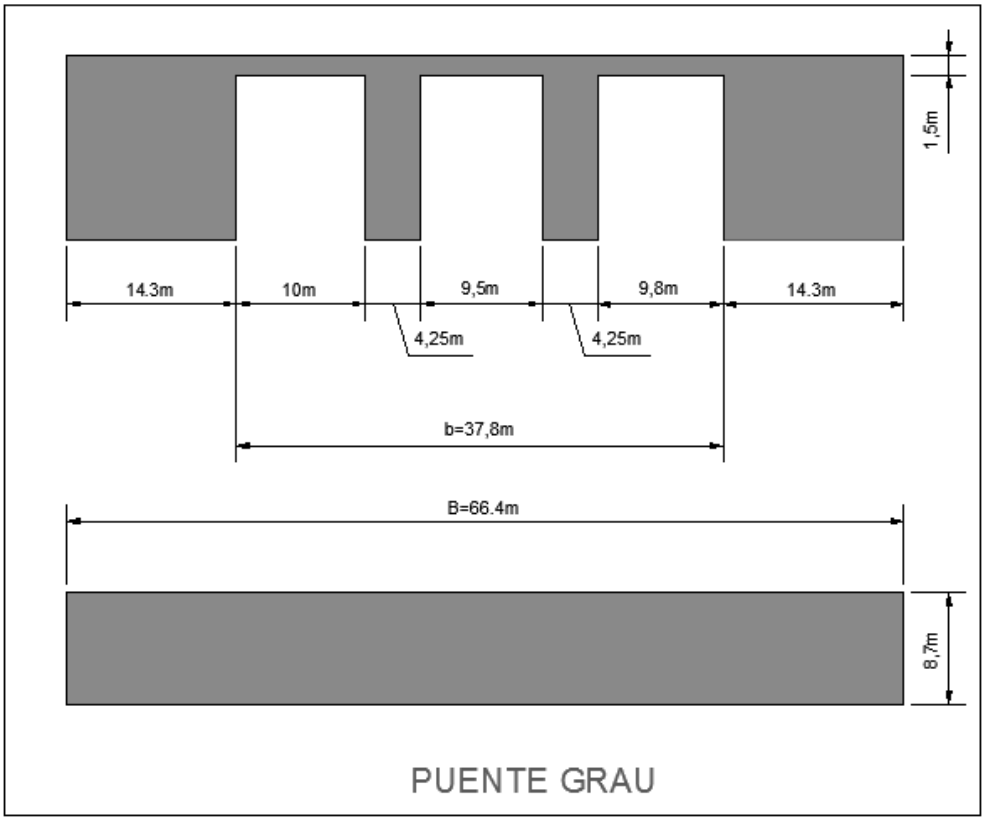


Figura 10.21: Geometría del puente Grau

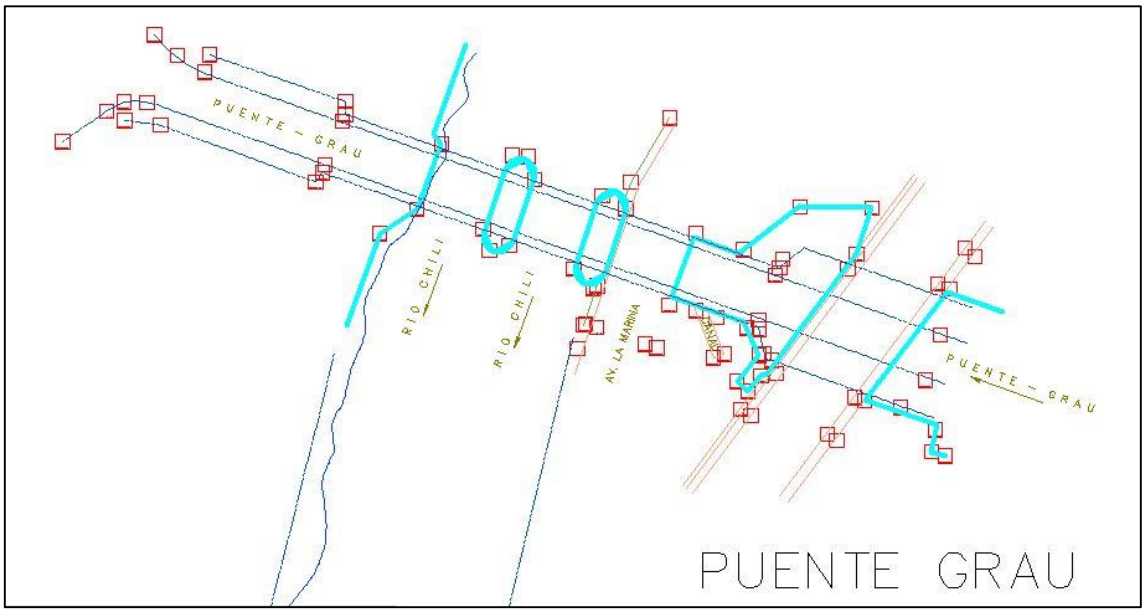


Figura 10.22: Geometría del puente Grau vista en planta.

10.10.2 Puente Bajo Grau

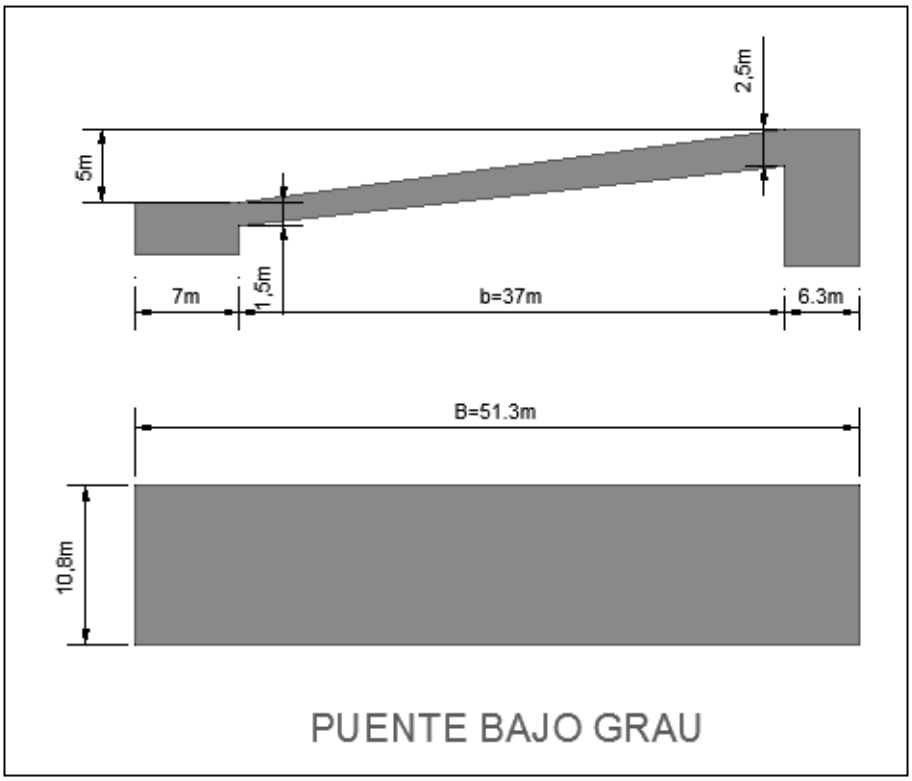


Figura10.23: Geometría del puente Bajo Grau

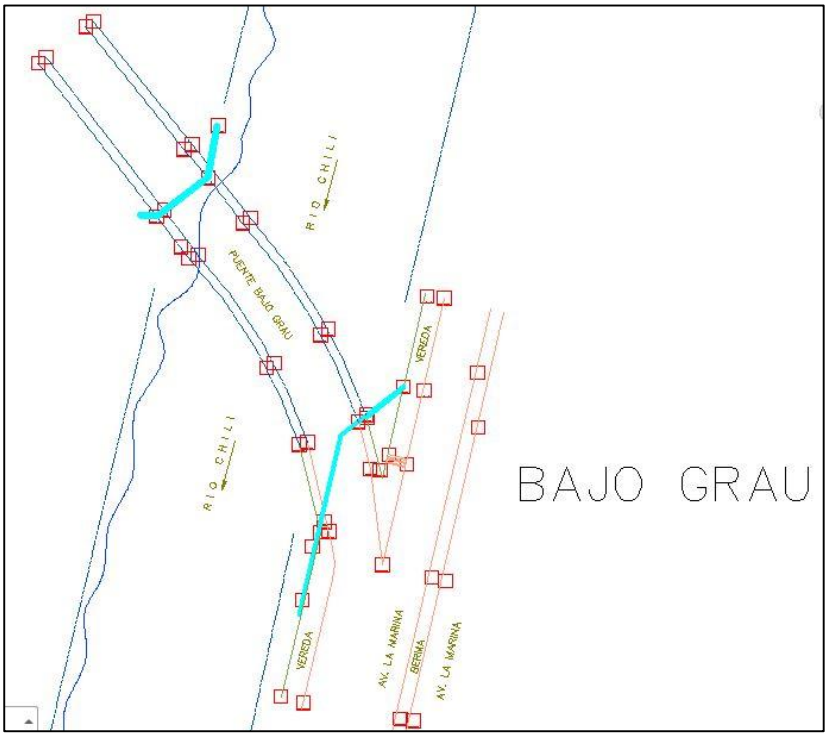


Figura 10.24: Geometría del puente Bajo Grau vista en planta.

10.10.3 Puente Puente Bolognesi

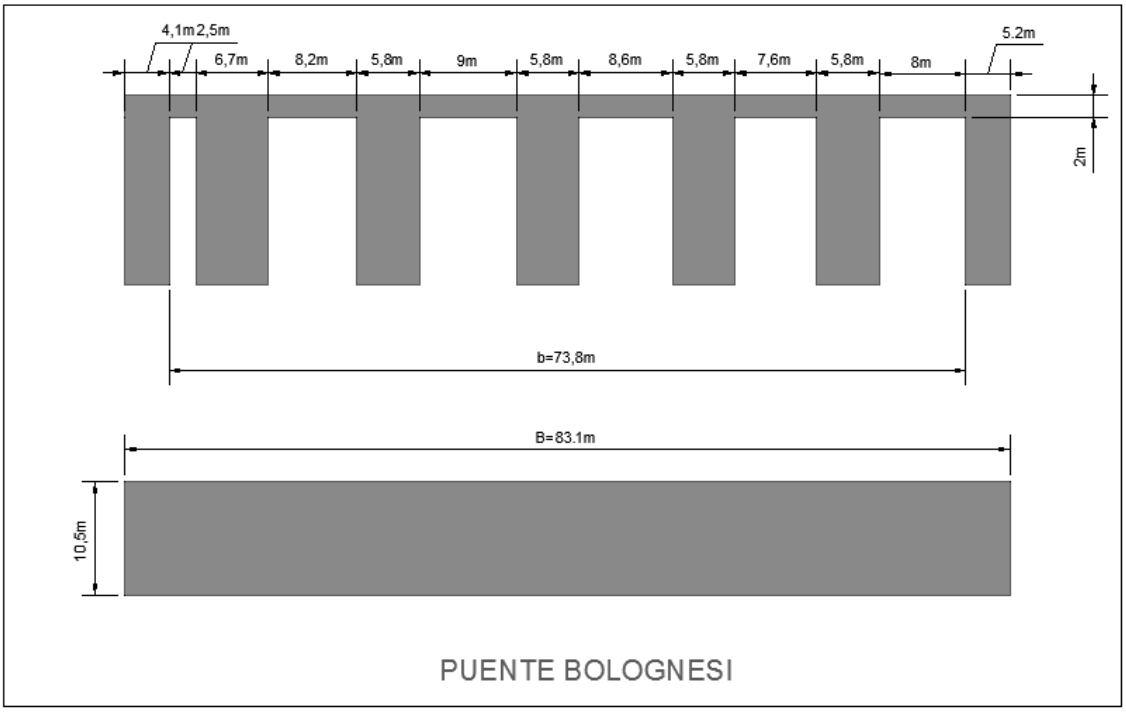


Figura10.25: Geometría del puente Bolognesi

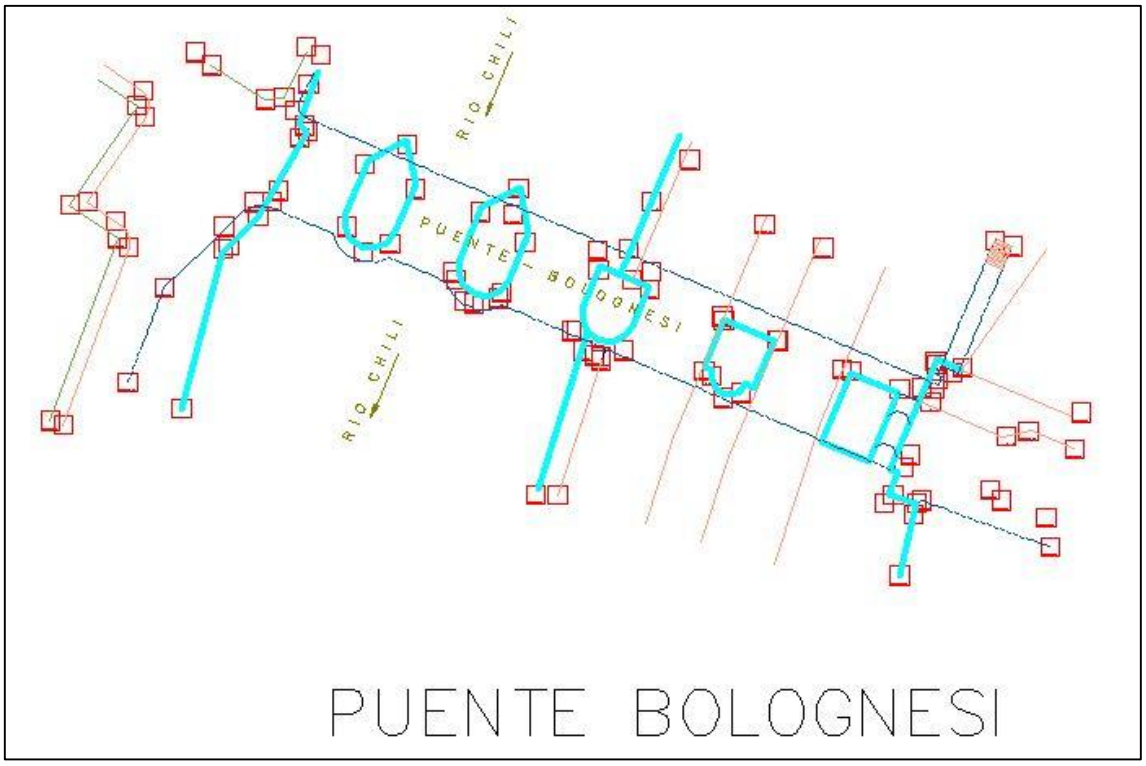


Figura 10.26: Geometría del puente Bolognesi vista en planta.

10.10.4 Puente Quiñones:

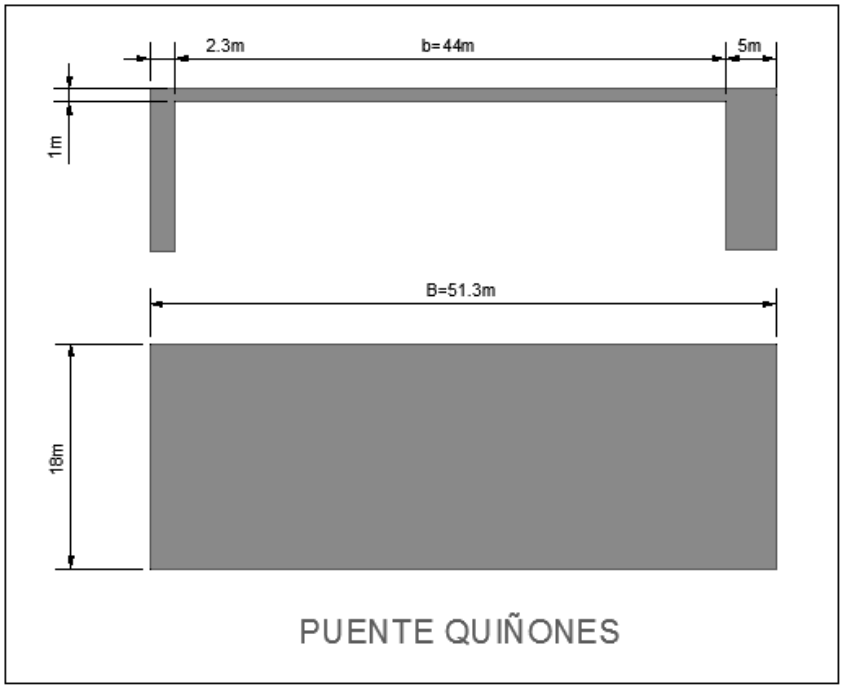


Figura 10.27: Geometría del puente Quiñones

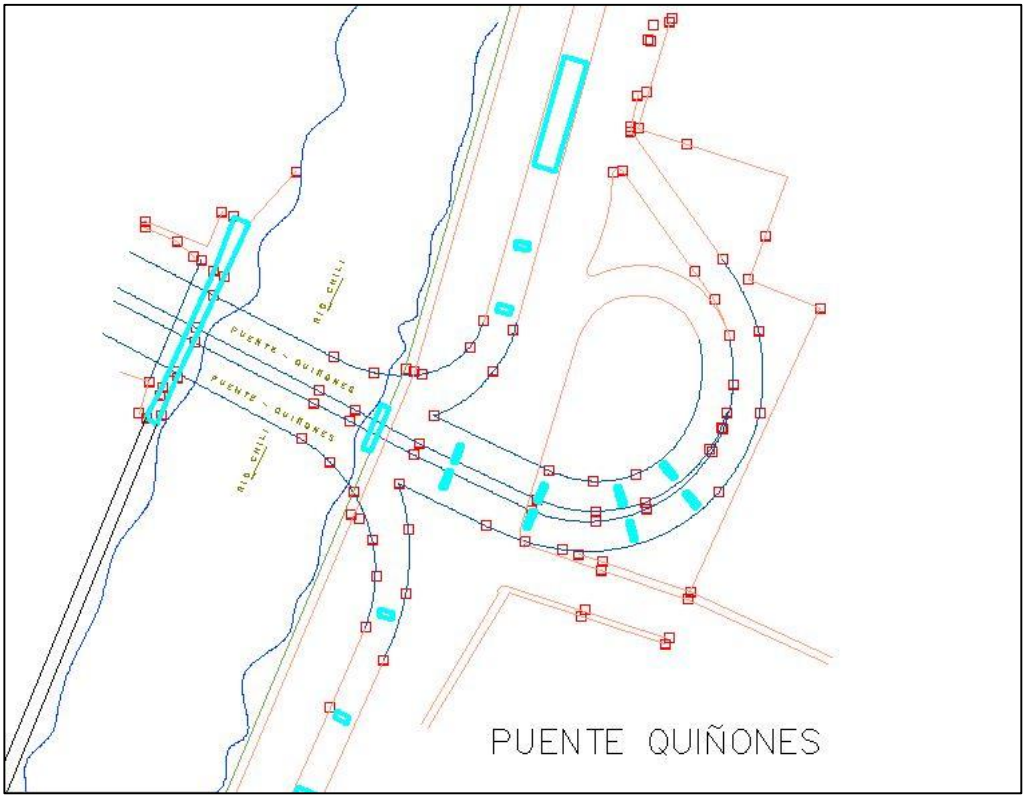


Figura 10.28: Geometría del puente Quiñones vista en planta

10.10.5 Puente San Martín:

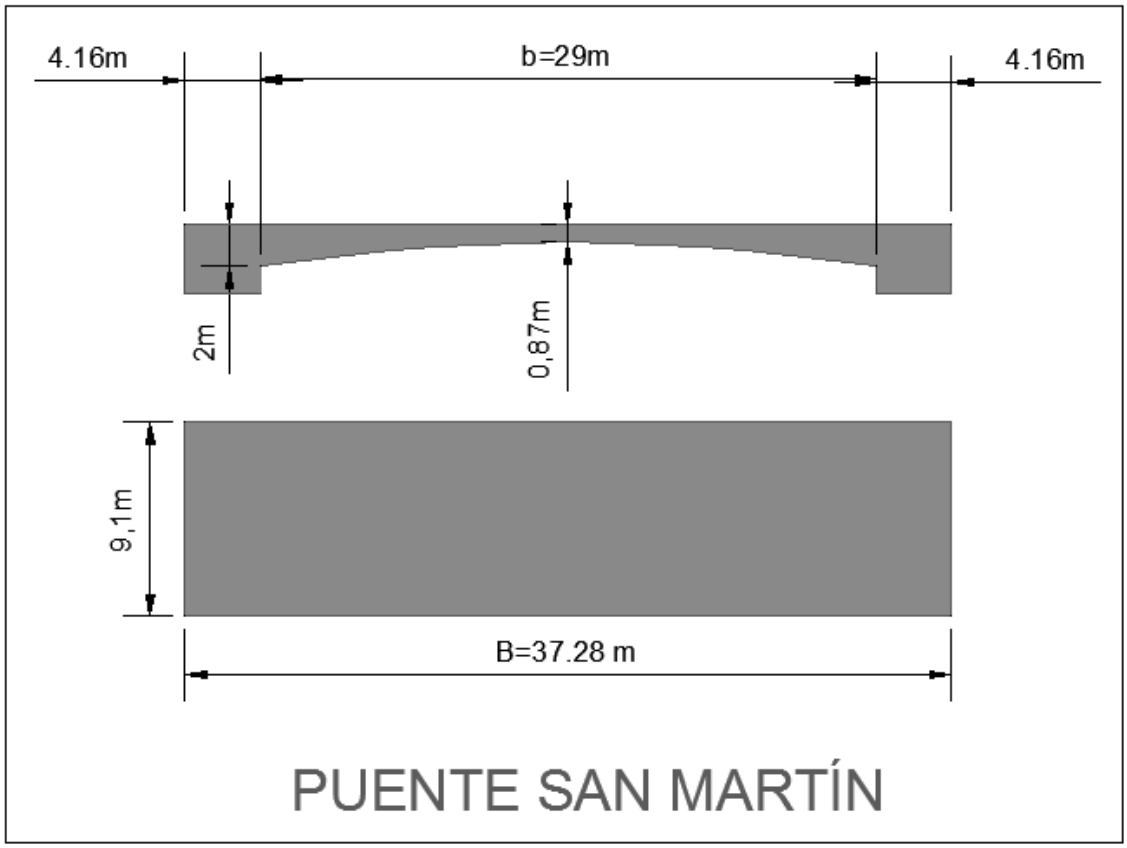


Figura 10.29: Geometría del puente San Martín



Figura 10.30: Fotografía del puente San Martín

10.10.6 Puente de Vallecito:

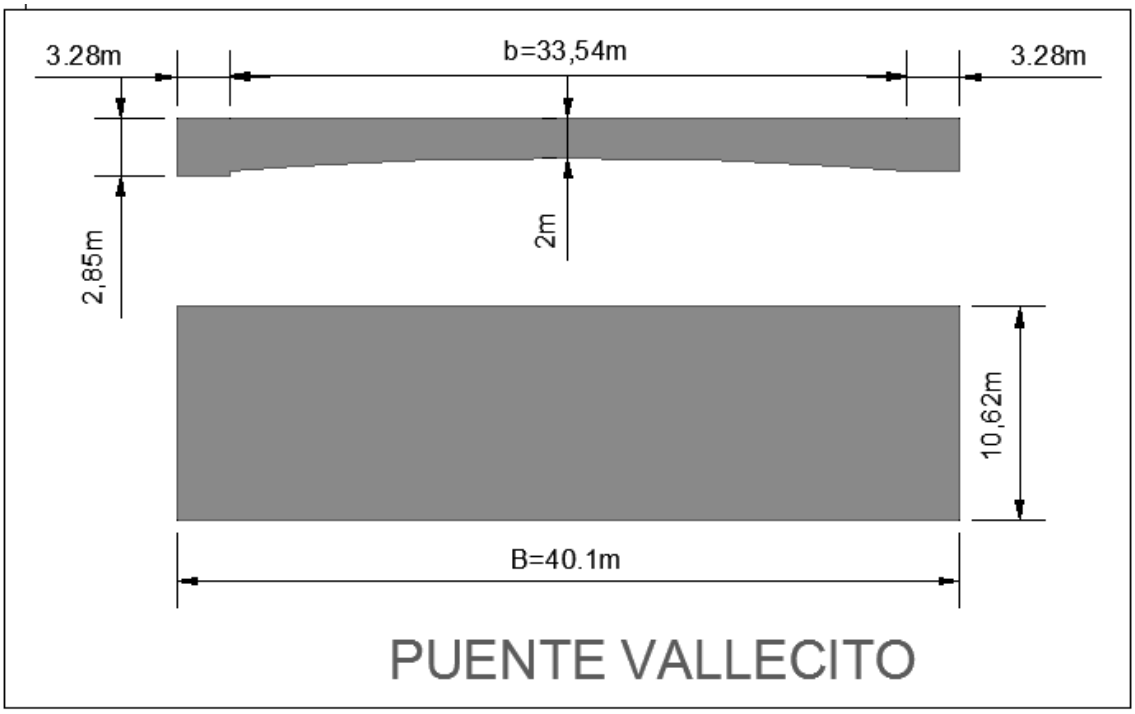


Figura 10.31: Geometría del puente de Vallecito



Figura 10.32: Fotografía del puente de Vallecito

10.10.7 Puente San Isidro:

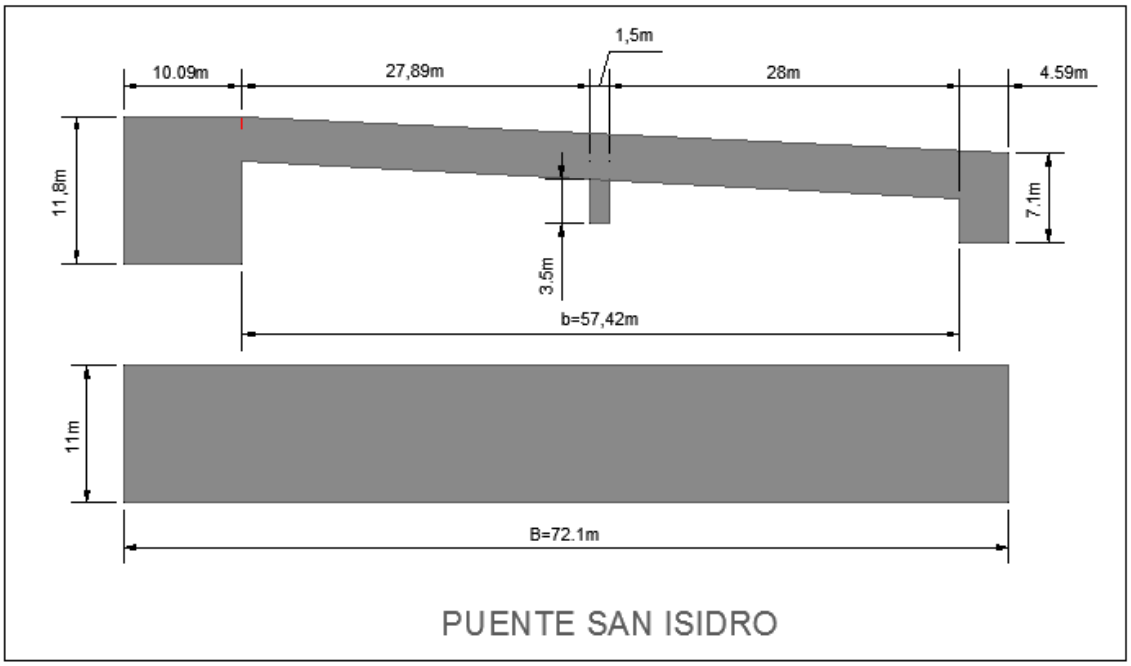


Figura 10.33: Geometría del puente San Isidro



Figura 10.34: Fotografía del tablero del puente San Isidro



Figura 10.35: Fotografía del puente San Isidro

10.10.8 Puente Ferroviario:

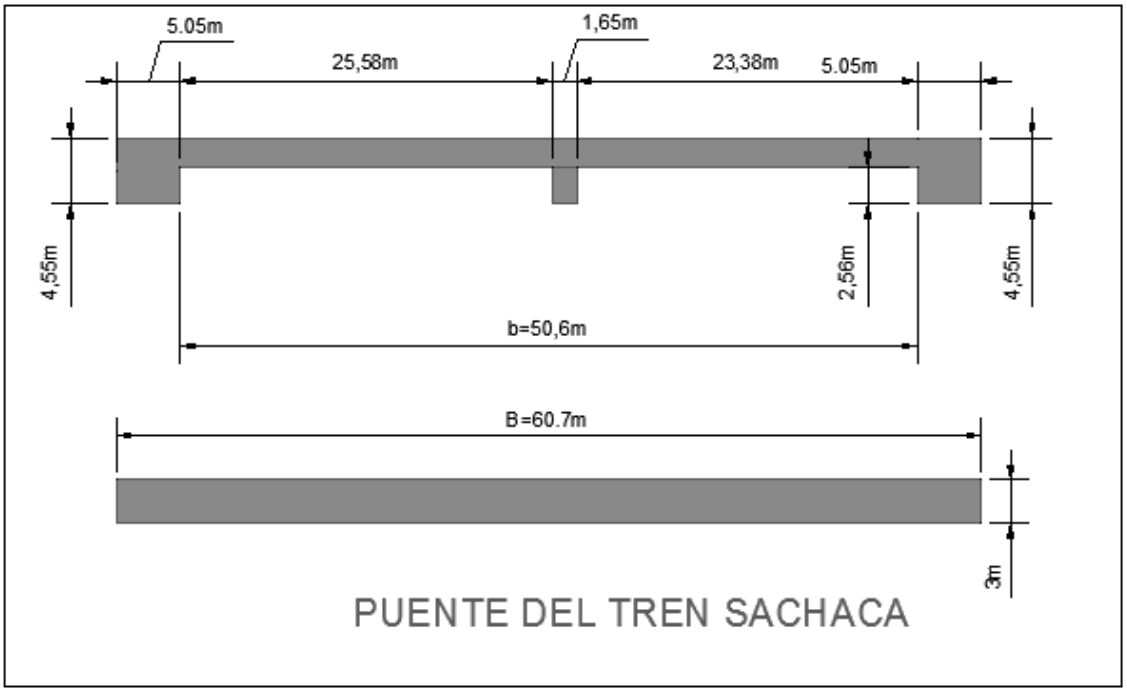


Figura 10.36: Geometría del puente Ferroviario



Figura 10.37: Fotografía del puente Ferroviario

10.10.9 Puente de Tingo:

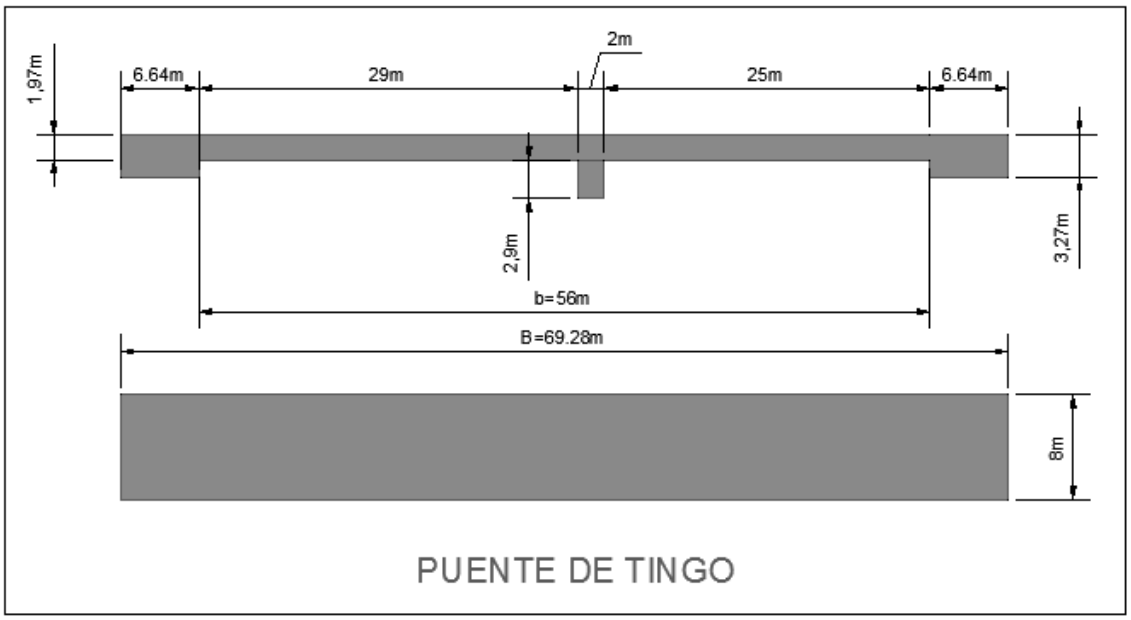


Figura 10.38: Geometría del puente de Tingo

10.10.10 Puente de Tiabaya:

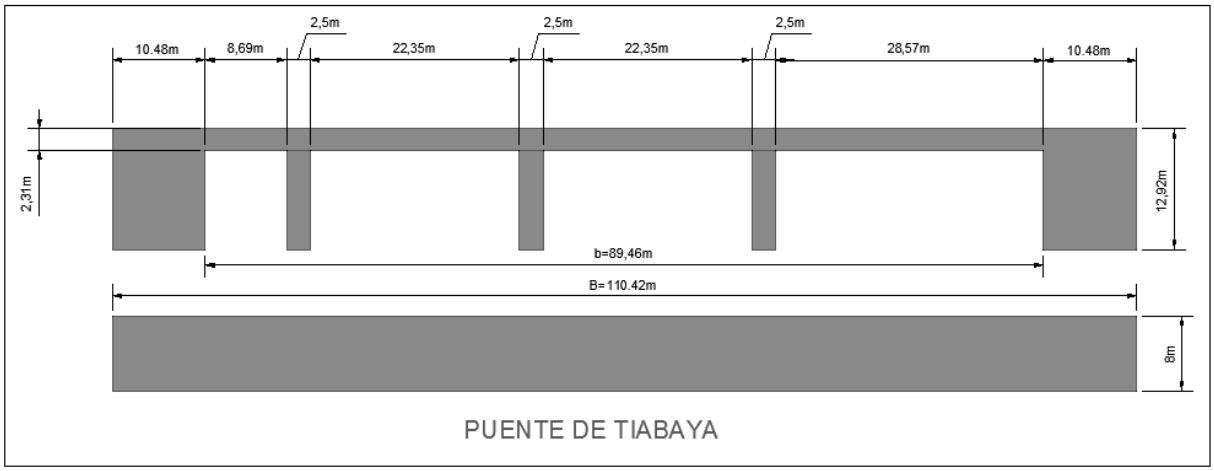


Figura 10.39: Geometría del puente de Tiabaya



Figura 10.40: Fotografía del puente de Tiabaya

10.10.11 Puente el Huayco:

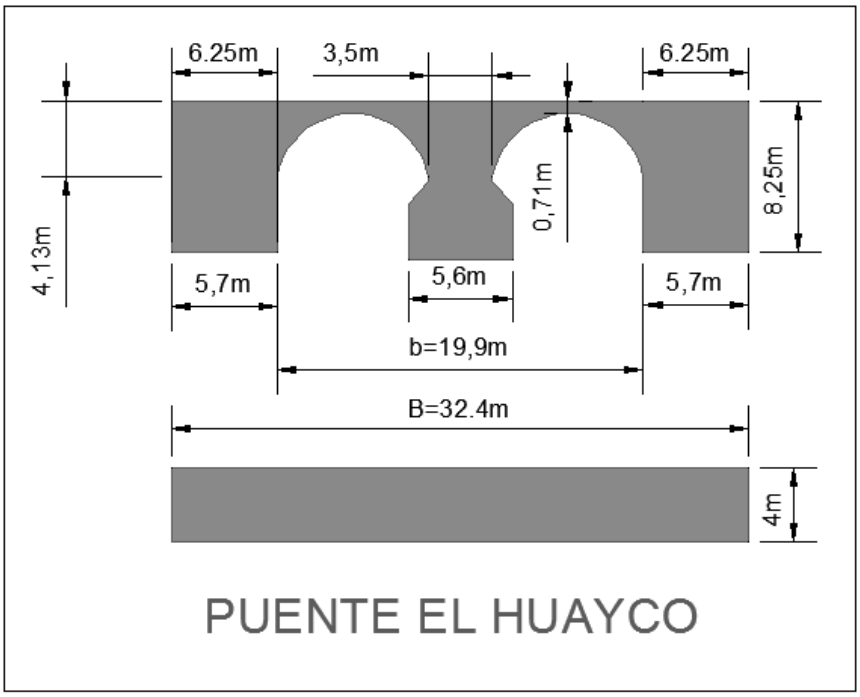


Figura 10.41: Geometría del puente el Huayco



Figura 10.42: Fotografía del puente el Huayco

10.10.12 Puente del Diablo:

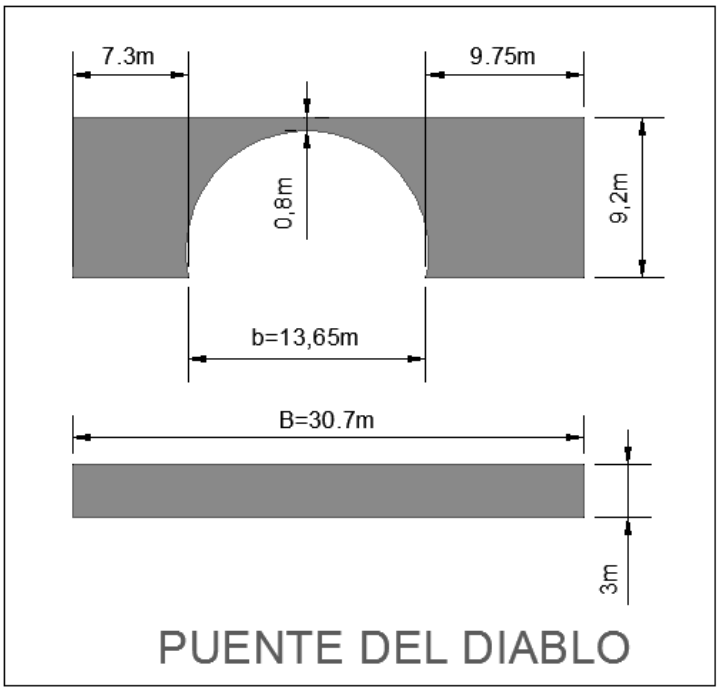


Figura 10.43: Geometría del puente del Diablo

10.10.13 Puente Uchumayo:

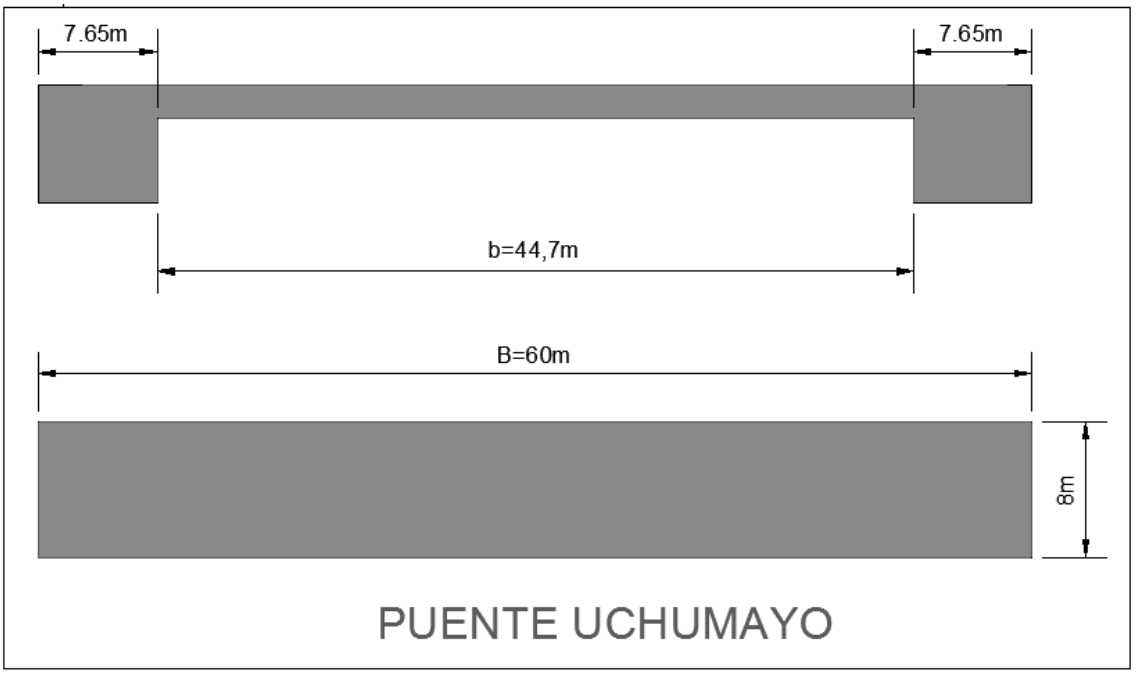


Figura 10. 44: Geometría del puente de uchumayo



Figura 10.45: Fotografía del puente de Uchumayo

10.11 Ejemplo Utilizando el Método del paso Estándar.

Se muestra 3 secciones transversales no prismáticas, incluyendo la distancia entre cada sección, las elevaciones de cada sección y su geometría, los valores de Rugosidad de Manning y las estaciones de las orillas. Usar el método del paso Estándar, para calcular el perfil de la superficie del agua para un caudal de 1000 ft^3/s. Usar C_c = 0.1 y C_e = 0.3. La elevación inicial del agua es 412 ft NGVD (National Geodetic Vertical Datum).

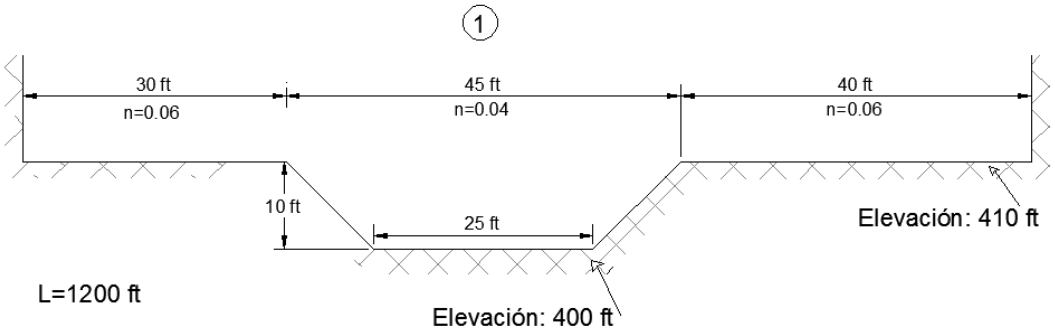


Figura 10.46:Geometría de la Sección Transversal 1

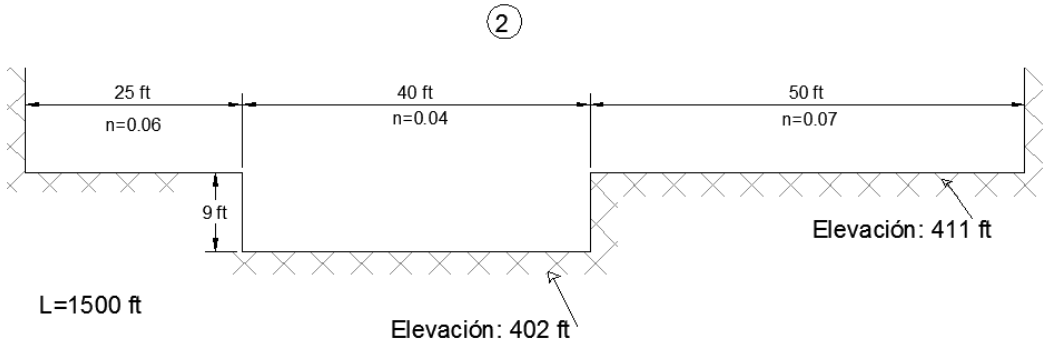


Figura 10.47:Geometría de la Sección Transversal 2

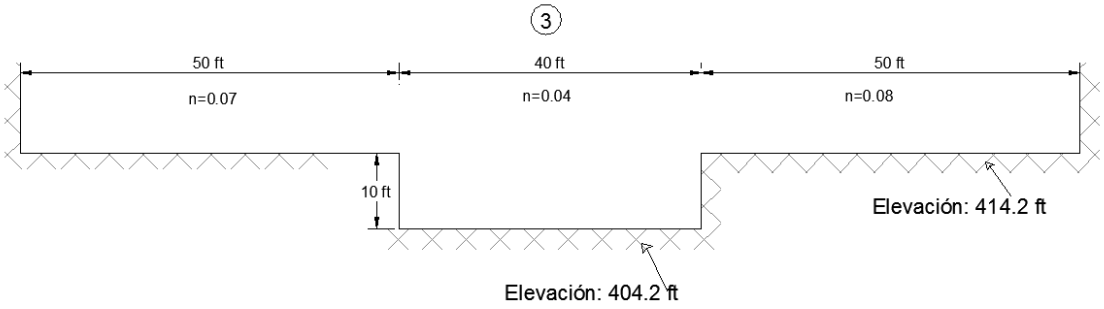


Figura 10.48:Geometría de la Sección Transversal 3

Solución:

Cuando se tiene que calcular el perfil de la superficie del agua manualmente se prepara un cuadro, se realizan cálculos secuenciales en cada sección hasta que se llegue a un balance entre la elevación de la superficie del agua asumida y la elevación de la superficie del agua calculada, con una tolerancia definida.

Columna (1): Número de la sección transversal. Generalmente corresponde a la ubicación de la sección en el tramo.

Columna (2): Elevación de la superficie del agua Asumida. En la primera sección transversal este valor es especificado por el Ingeniero. En las secciones siguientes este valor es una estimación para empezar con los cálculos.

Columna (3): El área bajo la superficie agua de la Llanura de inundación Izquierda.

Columna (4): El área bajo la superficie agua del Cauce.

Columna (5): El área bajo la superficie agua de la Llanura de inundación Derecha.

Columna (6): La suma de los valores de las columnas (3), (4) y (5). Se obtiene el área total del Flujo de agua en la sección.

Columna (7): El perímetro mojado de la Llanura de inundación Izquierda.

Columna (8): El perímetro mojado del Cauce.

Columna (9): El perímetro mojado de la Llanura de inundación Derecha.

Columna (10): La suma de los valores de las columnas (7), (8) y (9). Se obtiene el perímetro Mojado total de la sección transversal.

Columna (11): El valor de la columna (3) se divide por el valor de la columna (7) y se obtiene el Radio Hidráulico de la Llanura de inundación Izquierda.

Columna (12): El valor de la columna (4) se divide por el valor de la columna (8) y se obtiene el Radio Hidráulico del Cauce.

Columna (13): El valor de la columna (5) se divide por el valor de la columna (9) y se obtiene el Radio Hidráulico de la Llanura de inundación Derecha.

Columna (14): El valor de la columna (6) se divide por el valor de la columna (10) y se obtiene el Radio Hidráulico total de la sección transversal.

Columna (15): La conductividad hidráulica de la Llanura de inundación Izquierda se calcula usando los valores de las columnas (3) y (11), y el valor de rugosidad de Manning "n".

Columna (16): Se calcula K^3/A^2 para la llanura de Inundación Izquierda con los valores de las columnas (3) y (15).

Columna (17): La conductividad hidráulica del Cauce se calcula usando los valores de las columnas (4) y (12), y el valor de rugosidad de Manning "n"

Columna (18): Se calcula K^3/A^2 para el cauce con los valores de las columnas (4) y (17).

Columna (19): La conductividad hidráulica de la Llanura de inundación Derecha se calcula usando los valores de las columnas (5) y (13), y el valor de rugosidad de Manning "n".

Columna (20): Se calcula K^3/A^2 para la llanura de Inundación derecha con los valores de las columnas (5) y (19).

Columna (21): Se suma de los valores de las columnas (15), (17) y (19) para obtener La conductividad hidráulica total de la sección transversal.

Columna (22): Se calcula la pendiente de Fricción *(S_f)* para toda la sección usando la siguiente ecuación: $S_f = \frac{Q_{TOT}^2}{K_{TOT}^2}$ usando el valor del caudal y el valor de la conductividad hidráulica de la columna (21).

Columna (23): Se calcula la pendiente de fricción promedio de los valores de la columna (22) de cada sección transversal.

Columna (24): La distancia promedio entre las dos secciones.

Columna (25): Las pérdidas por fricción entre las dos secciones se calculan con la siguiente ecuación $h_f = L\bar{s}_f$ usando los valores de las columnas (23) y (24).

Columna (26): Se calcula el coeficiente de distribución de la velocidad (α) con la siguiente ecuación $\alpha = \frac{A_{TOT}^2\left(\frac{K_{lob}^3}{A_{lob}^2}+\frac{K_{ch}^3}{A_{ch}^2}+\frac{K_{rob}^3}{A_{rob}^2}\right)}{K_{TOT}^3}$ usando los valores de las columnas (6), (16), (18), (20) y (21).

Columna (27): Se calcula la velocidad promedio de toda la sección con el caudal y el valor de la columna (6).

Columna (28): Se calcula la altura de velocidad usando los valores de las columnas (26 y (27).

Columna (29): Se resta el valor de la altura de velocidad de la sección en análisis con la altura de velocidad de la sección con la elevación de agua conocida. Se conserva el signo.

Columna (30): Si el valor de la columna (29) es positivo, se coloca el coeficiente de expansión (generalmente 0.3) y si el valor es negativo, se coloca el coeficiente de contracción (generalmente 0.1).

Columna (31): Se calculan las otras pérdidas (h_0) multiplicando el valor absoluto de la columna (29) con el valor de la columna (30).

Columna (32): Se calculan las pérdidas totales (h_L) sumando las columnas (25) y (31).

Columna (33): Se calcula la elevación de la superficie del agua de la sección analizada utilizando la siguiente ecuación. $WSEL_2 = WSEL_1 + \left(\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}\right) + L\bar{S}_f + \left|\left(\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}\right)\right|$

Columna (34): Se compara el valor de la columna (33) con el valor asumido en la columna (2) para la sección en análisis. Si la diferencia es igual o menor que la tolerancia especificada, se acepta el valor de la columna (2) y se pasa a la siguiente sección. Si la diferencia es mayor que la tolerancia, se selecciona un nuevo valor para la columna (2) y repetir los pasos de la columna (39 a la (34) hasta que el valor cumpla con la tolerancia.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
Número de Sección Transversal, Tanteo	Elevación de la superficie del agua	Área de la planicie de inundación izquierda	Área del Cauce	Área de la planicie de inundación derecha	Área total de la Sección	Perímetro Mojado Llanura de Inundación Izquierda	Perímetro Mojado Cauce	Perímetro Mojado Llanura de Inundación Derecha	Perímetro Mojado de toda la sección	Radio Hidráulico Llanura de inundación Izquierda	Radio Hidráulico Cauce
	(ft)	(ft^2)	(ft^2)	(ft^2)	(ft^2)	(ft)	(ft)	(ft)	(ft)	(ft)	(ft)
1	412	60	440	80	580	32	53.3	42	127.3	1.9	8.3
2, tanteo 1	412.5	37.5	420	75	532.5	26.5	58	51.5	136	1.4	7.2
2, tanteo 2	412.26	31.5	410.4	63	504.9	26.3	58	51.26	135.5	1.2	7.1
3, tanteo 1	412.5	0	332	0	332	0	56.6	0	56.6	0	5.9
3, tanteo 2	412.9	0	348	0	348	0	57.4	0	57.4	0	6.1
3, tanteo 4	412.86	0	349.2	0	349.2	0	57.5	0	57.5	0	6.1

(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)	(20)	(21)	(22)
Radio Hidráulico Llanura de inundación Derecha	Radio Hidráulico de toda la Sección	Conductividad Hidraulica Llanura de inundación Izquierda	K^3/A^2 Llanura de inundación Izquierda	Conductividad Hidraulica (K) Cauce	K^3/A^2 Cauce	Conductividad Hidraulica (K)Llanura de inundación Derecha	K^3/A^2 Llanura de inundación Derecha	Conductividad Hidraulica (K) Total	S_f
(ft)	(ft)	(ft^3/s)		(ft^3/s)		(ft^3/s)		(ft^3/s)	
1.9	4.6	2260	3204472	66780	1538274678	3039	4385429	72079	0.00019
1.5	3.9	1171	1140787	58401	1129177641	2046	1522630	61618	0.00026
1.2	3.7	881	688565	56193	1053493721	1535	911264	58609	0.00029
0	5.9	0	0	40115	585658191.7	0	0	40115	0.00062
0	6.1	0	0	42985	655831549.9	0	0	42985	0.00054
0	6.1	0	0	43182	660328115.6	0	0	43182	0.00054

(23)	(24)	(25)	(26)	(27)	(28)	(29)	(30)	(31)	(32)	(33)	(34)
S_f Promedio	Distancia	h_f	α	Velocidad Promedio	Altura de Velocidad	Variación de Altura de Velocidad	C_e (Positivo) C_c (Negativo)	h_o	h_L	Elevación de la superficie de agua Calculada	Variación Elevación de la superficie de agua Calculada
	(ft)	(ft)		(ft/s)	(ft)	(ft)				(ft)	(ft)
			1.39	1.72	0.064					412	0
0.00023	1200	0.270				0.011	0.3	0.003	0.273		
			1.37	1.88	0.075					412.27	-0.23
0.00024	1200	0.29				0.017	0.3	0.005	0.295		
			1.34	1.98	0.082					412.30	0.035
0.00046	1500	0.680				0.059	0.3	0.018	0.698		
			1	3.01	0.141					412.920	0.420
0.00042	1500	0.620				0.047	0.3	0.014	0.634		
			1	2.87	0.128					412.870	-0.030
0.00042	1500	0.620				0.046	0.3	0.014	0.634		
			1	2.86	0.13					412.860	0.000

Tabla10.141: Cálculo de la elevación de la superficie del agua manualmente.

10.11.1 Comparación de Resultados manuales con HEC-RAS

Se realiza el modelamiento del ejemplo en HecRAS.

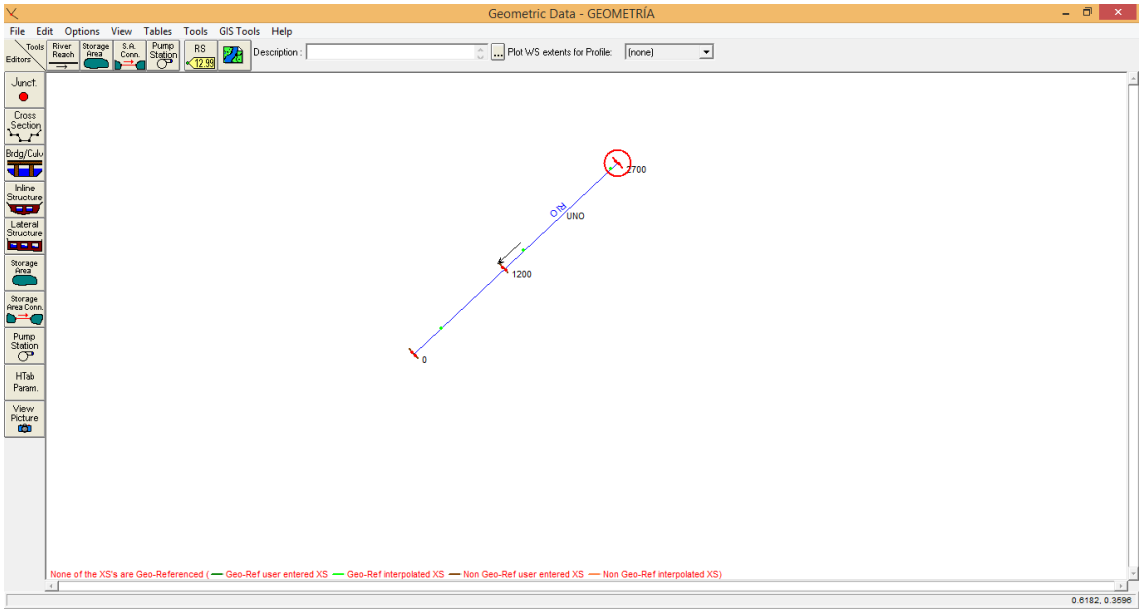


Figura10.49: Geometría del ejemplo.

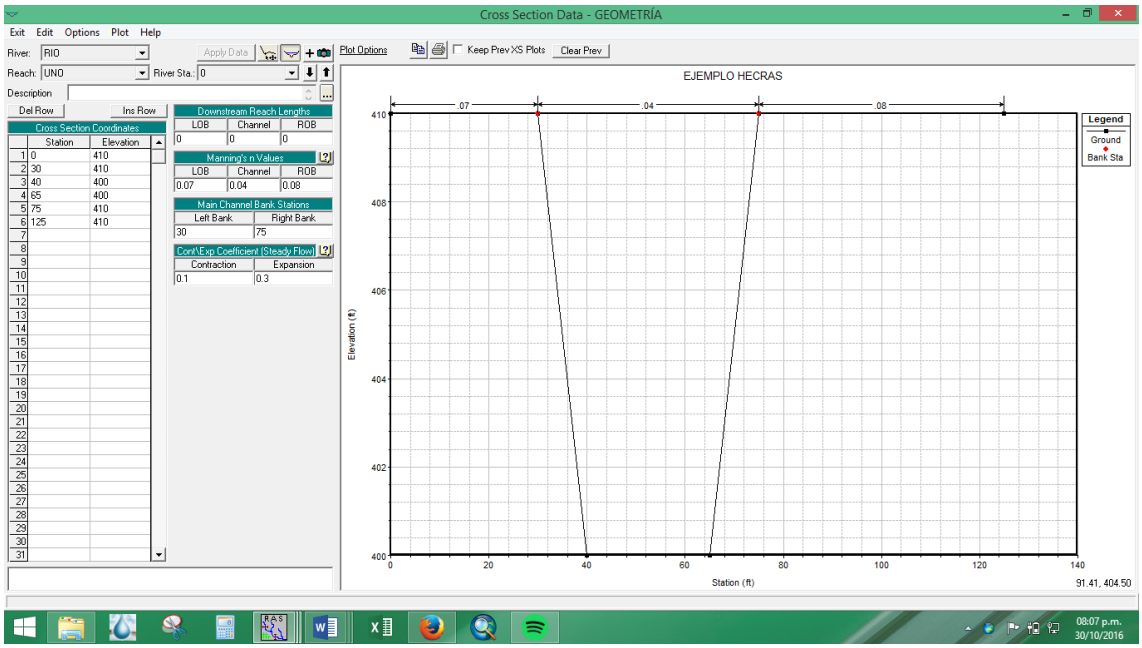


Figura10.50: Geometría de la Sección 1

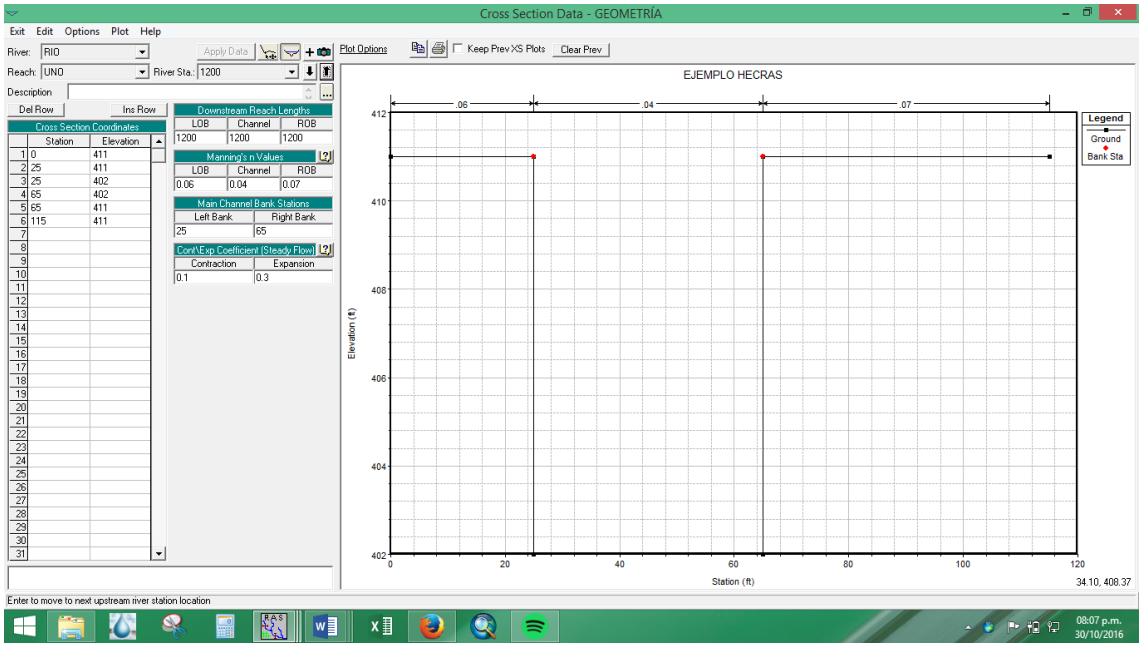


Figura10.51: Geometría de la Sección 2

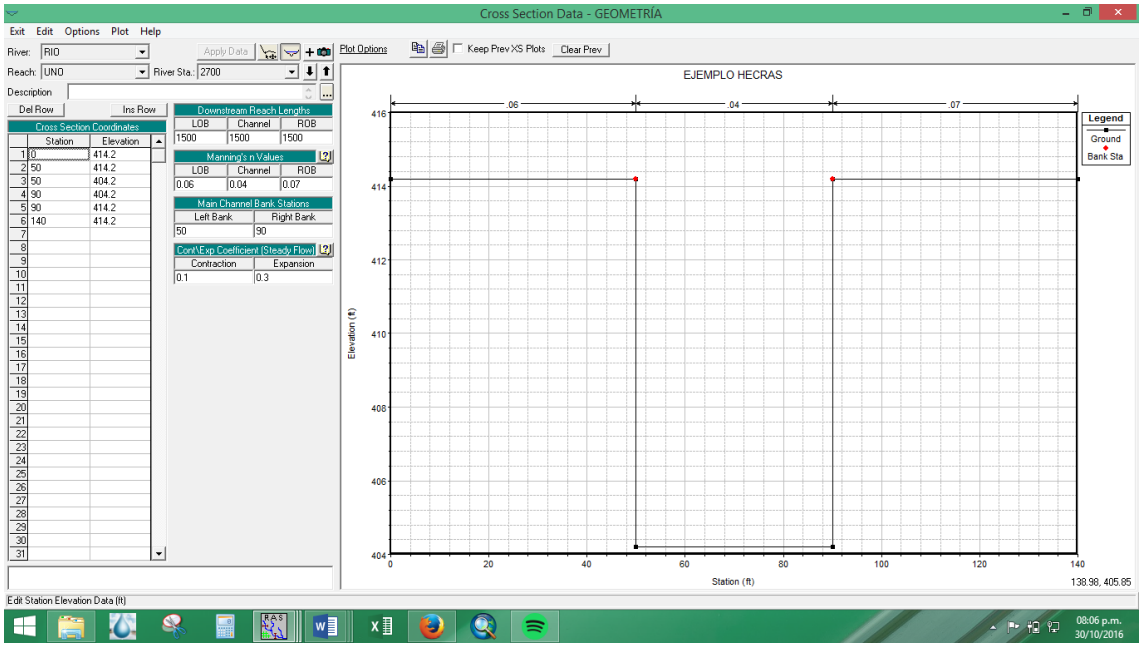


Figura 10.52: Geometría de la Sección 3

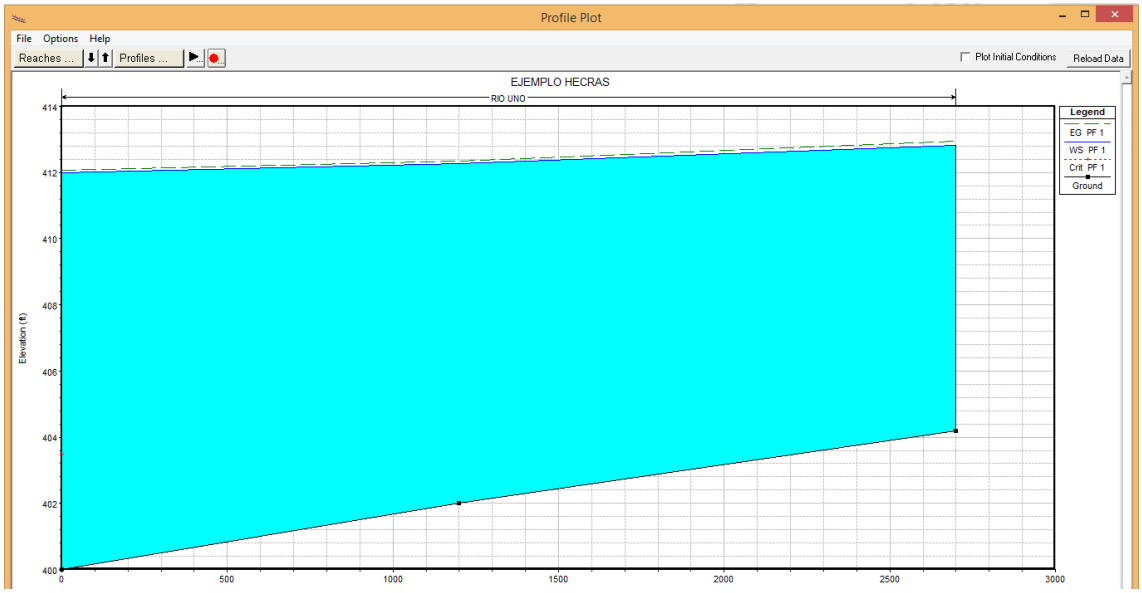


Figura 10. 53: Perfil del canal

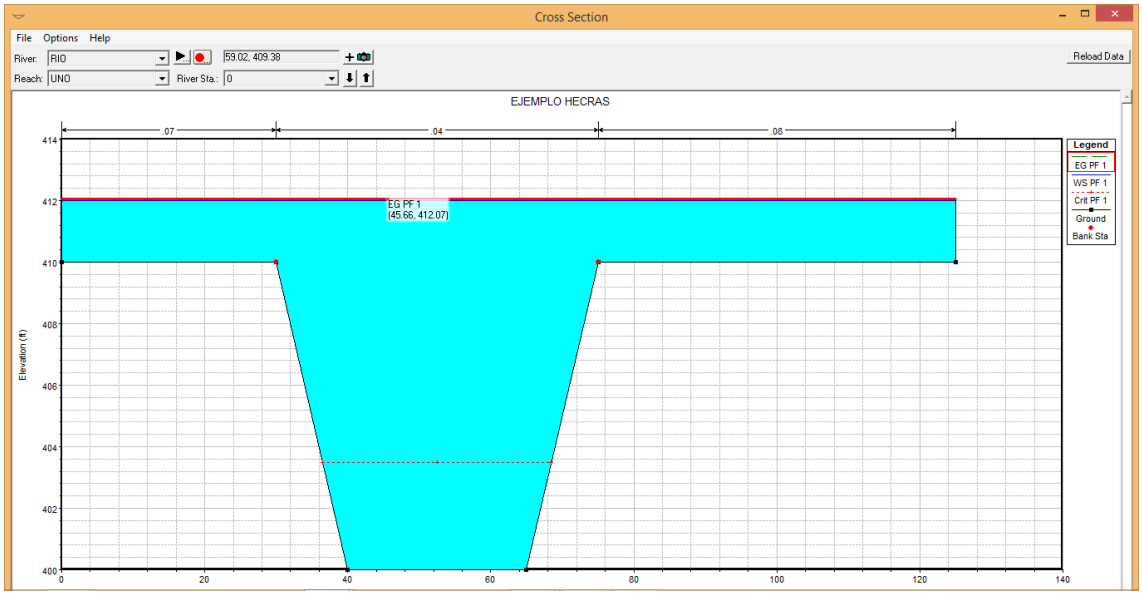


Figura 10.54: Elevación del nivel del agua de la sección 1: 412.07 m.

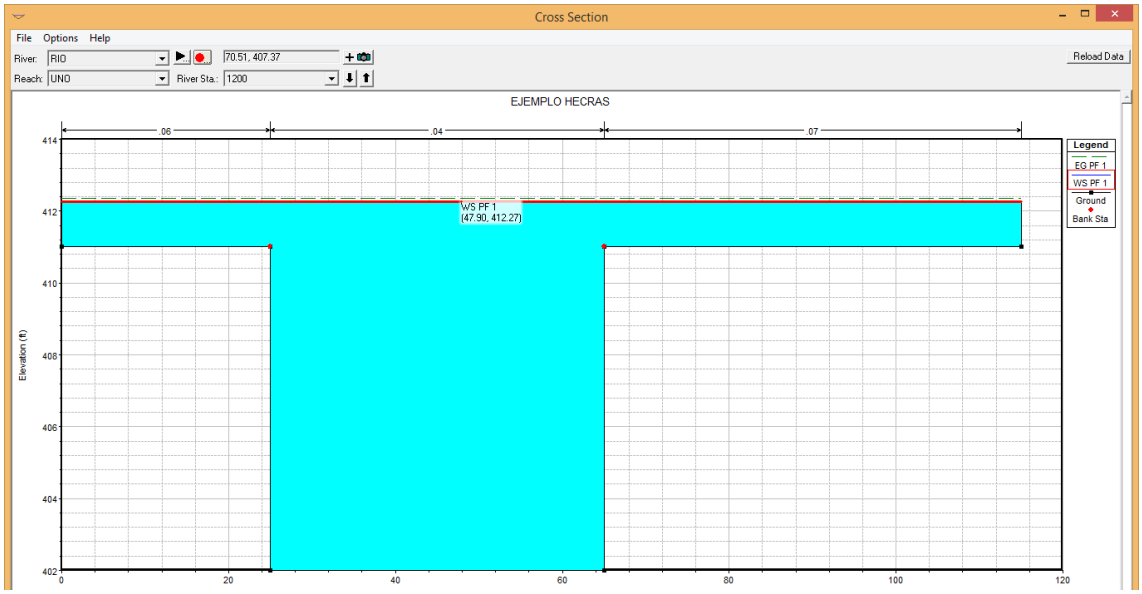


Figura 10.55: Elevación del nivel del agua de la sección 2: 412.27 m.

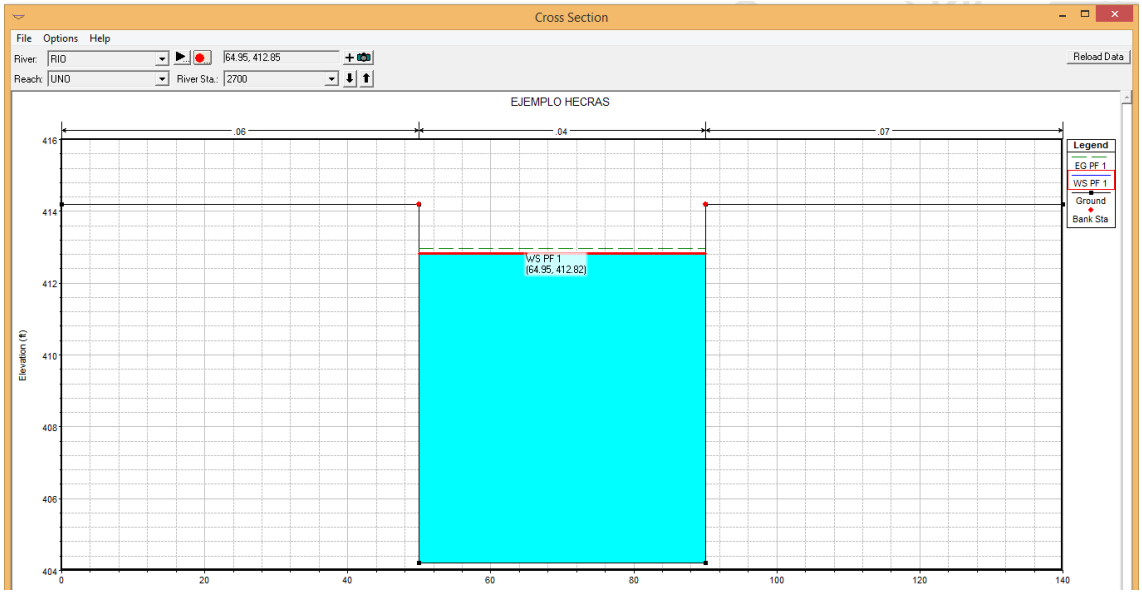


Figura 10.56: Elevación del nivel del agua de la sección 3: 412.82

10.12 Gráficos del Análisis de Riesgo por escenarios.

10.12.1 Escenarios dependientes del patrón de Lluvia.

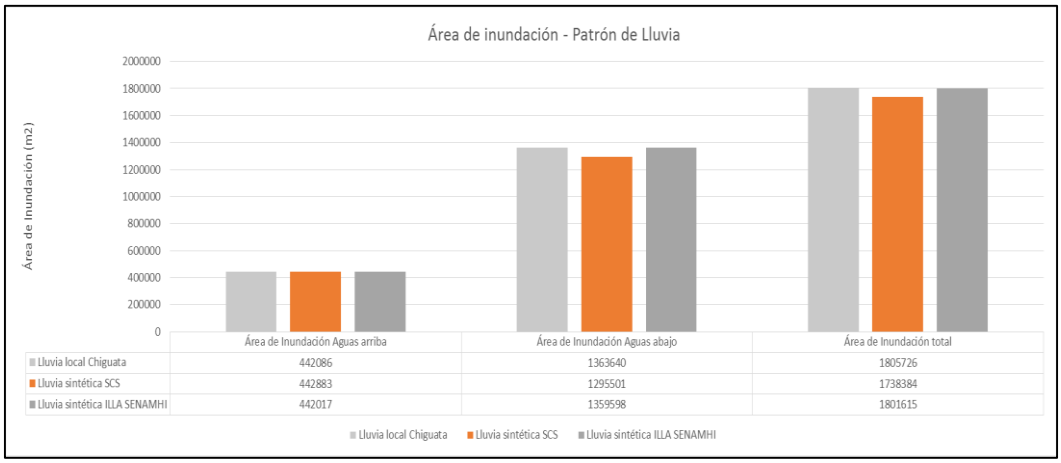


Gráfico 10.5 Áreas de inundación para escenarios dependientes del patrón de lluvia

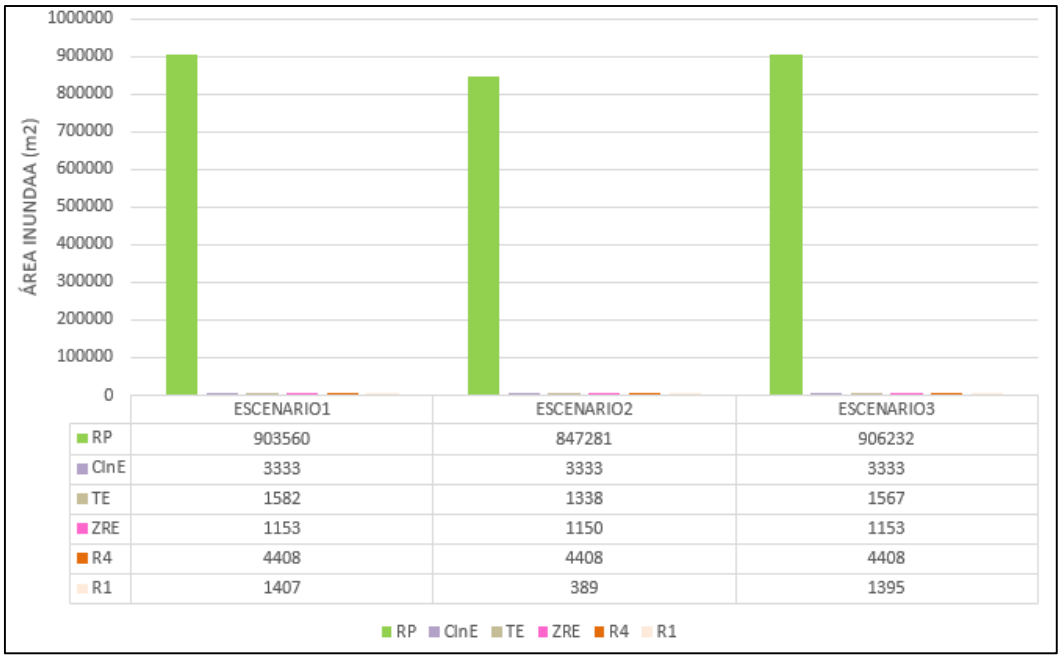


Gráfico 10.6 Análisis de la vulnerabilidad para escenarios dependientes del patrón de lluvia

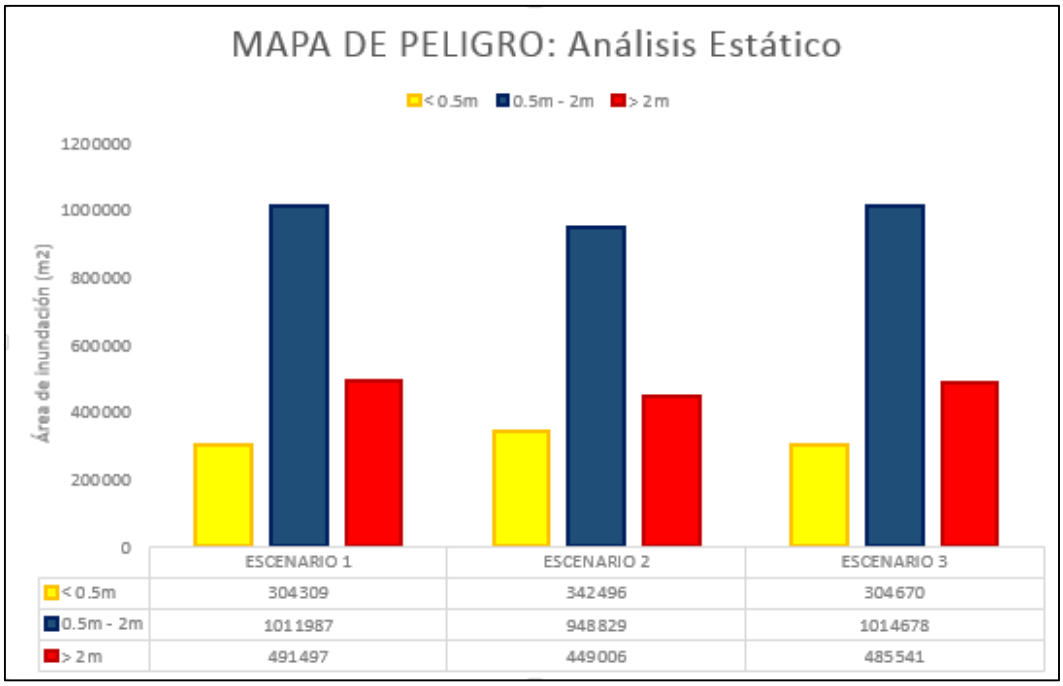


Gráfico 10.7 Análisis del Peligro Estático para escenarios dependientes del patrón de lluvia

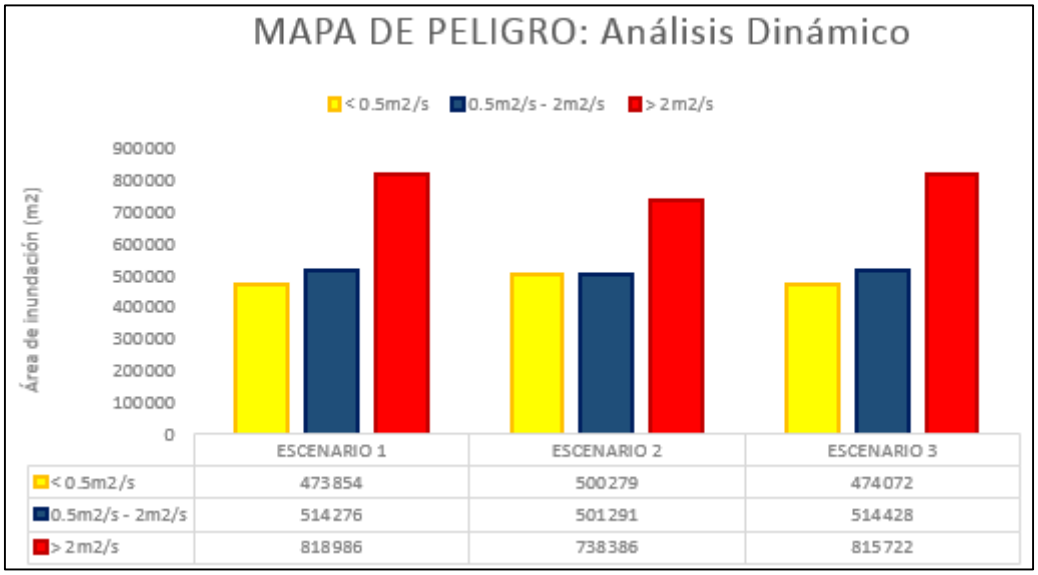


Gráfico 10.8 Análisis del Peligro Dinámico para escenarios dependientes del patrón de lluvia

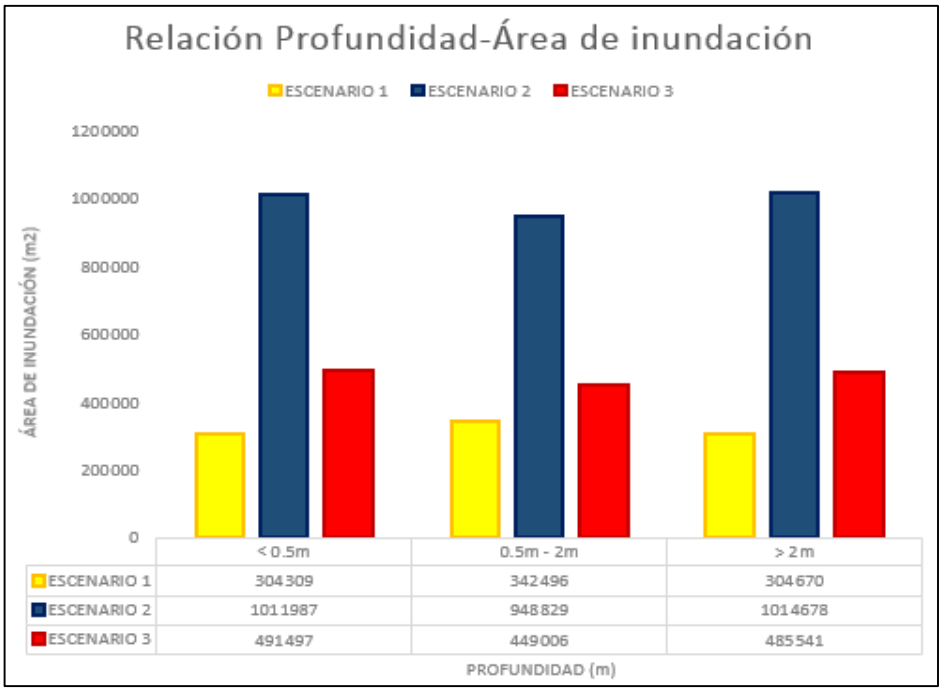


Gráfico 10.9 Relación profundidad- área de para escenarios dependientes del patrón de lluvia

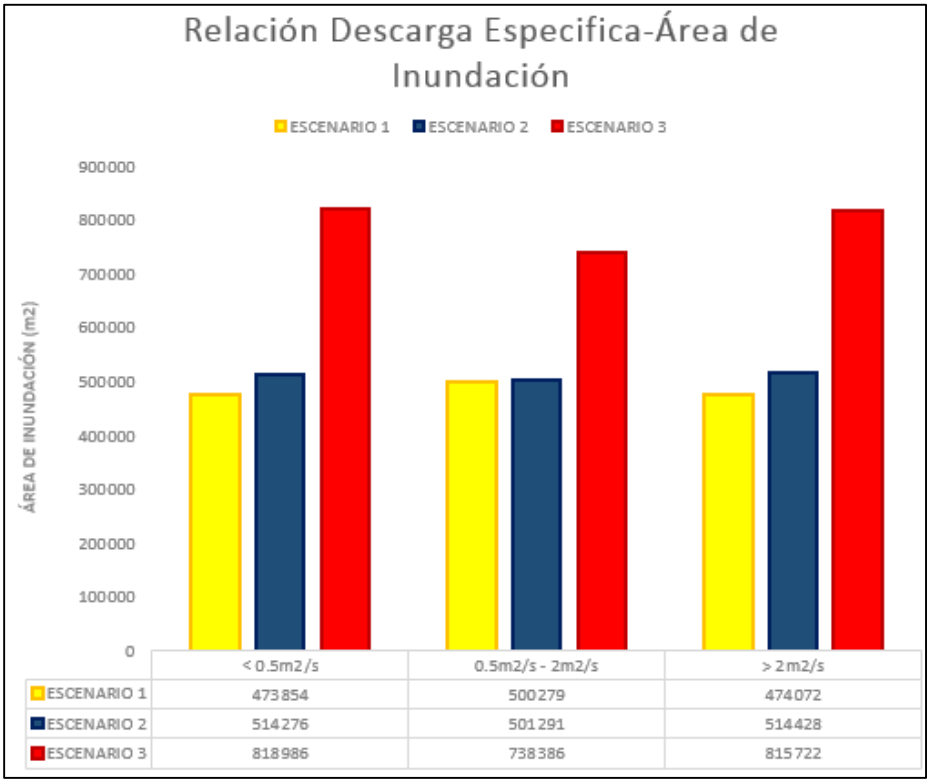


Gráfico 10.10 Relación descarga especifica - área de para escenarios dependientes del patrón de lluvia

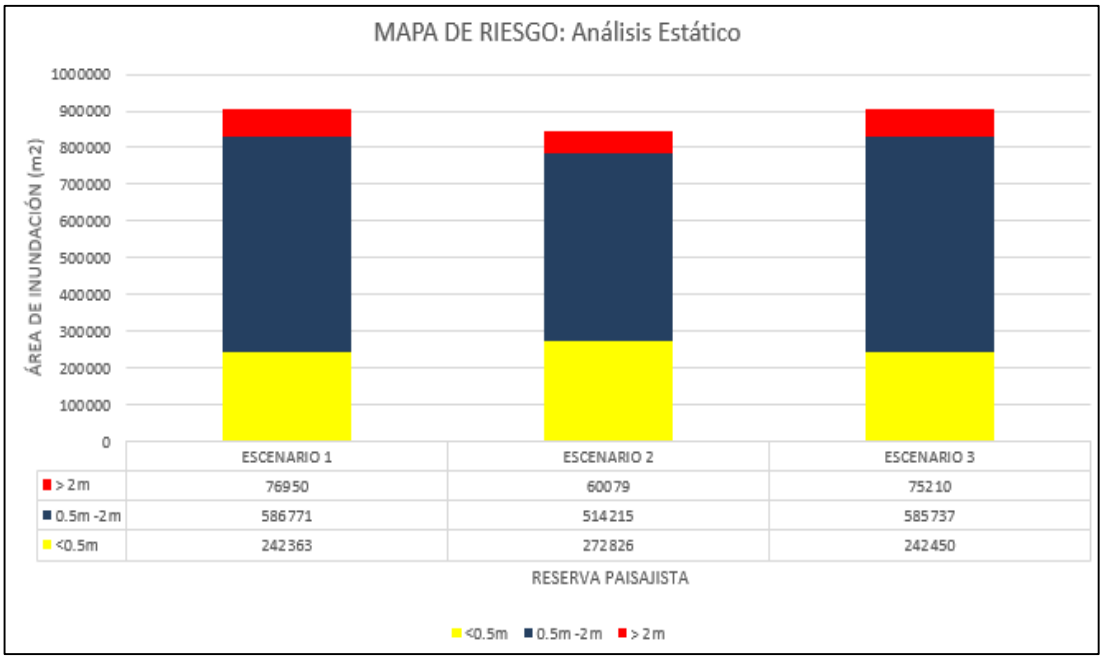


Gráfico 10.11 Análisis estático del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del patrón de lluvia

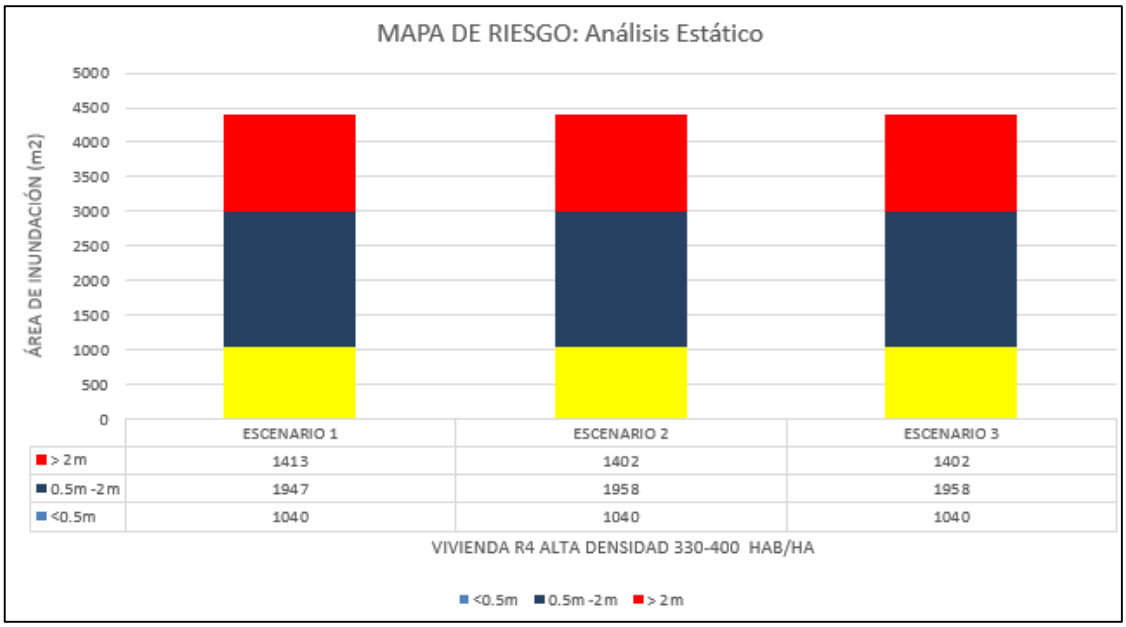


Gráfico 10.12 Análisis estático del riesgo para la zona de Vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes del patrón de lluvia

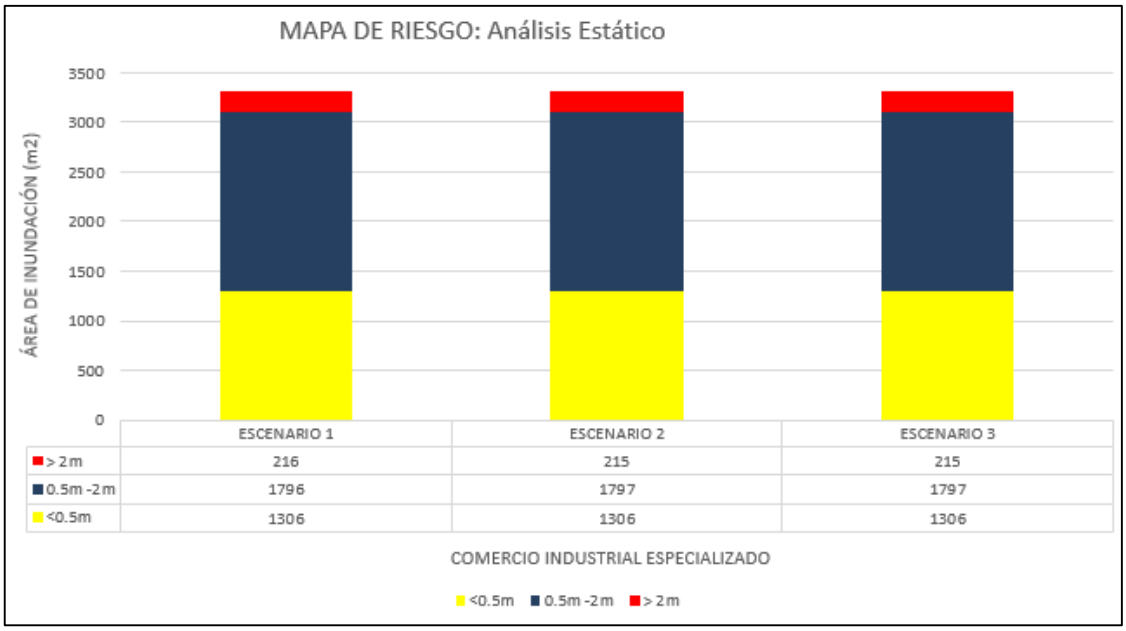


Gráfico 10.13 Análisis estático del riesgo para la zona de Comercio Industrial especializado de los escenarios dependientes del patrón de lluvia

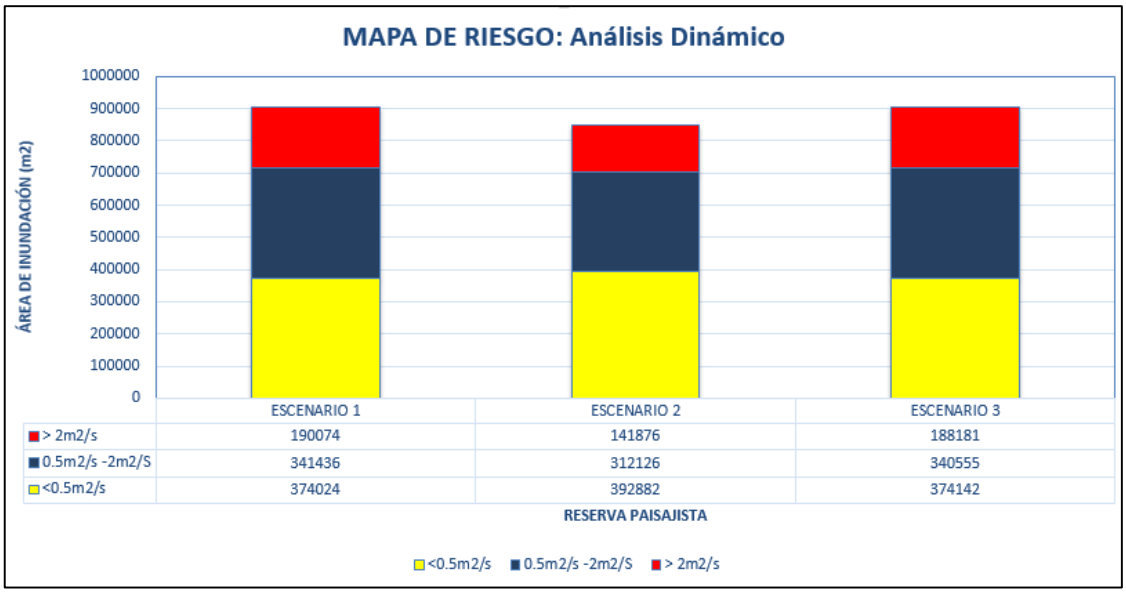


Gráfico 10.14 Análisis dinámico del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del patrón de lluvia

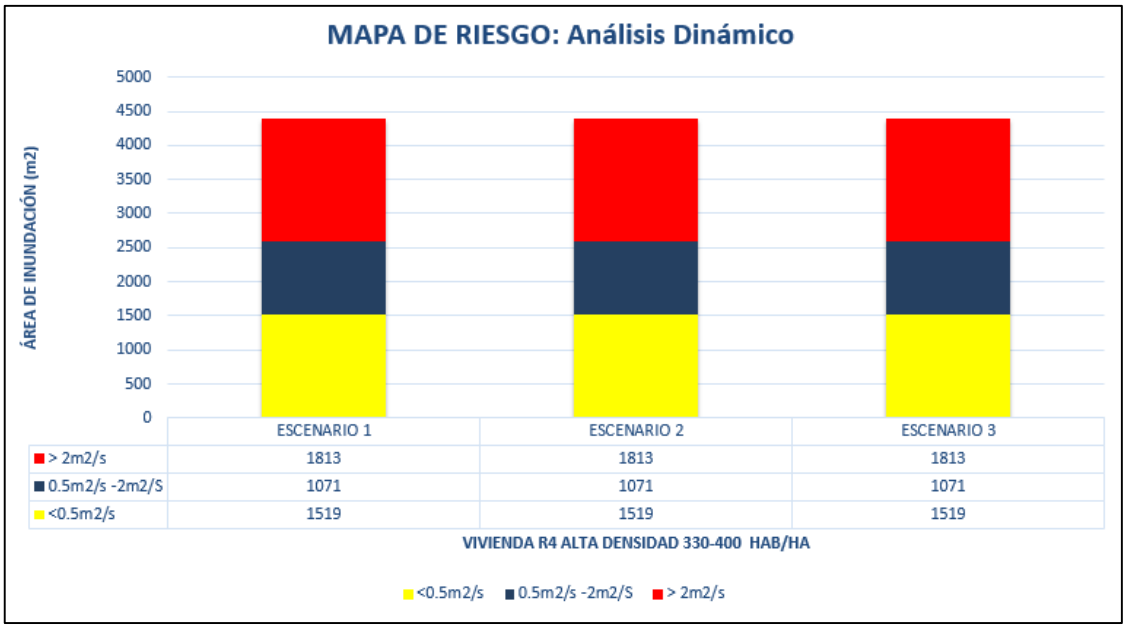


Gráfico 10.15 Análisis dinámico del riesgo para la zona de vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes del patrón de lluvia

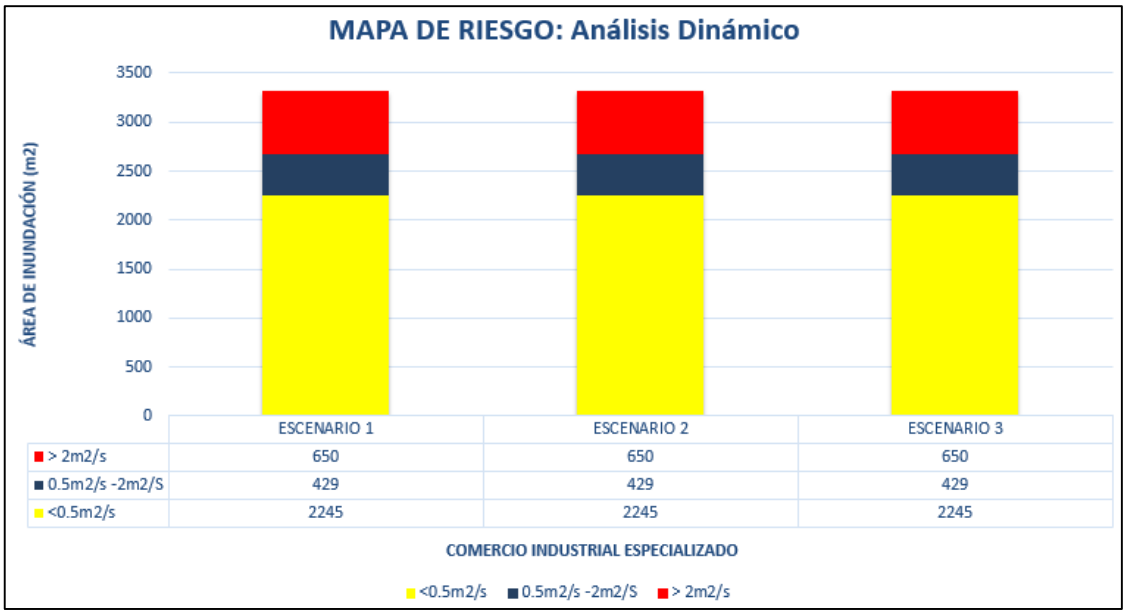


Gráfico 10.16 Análisis dinámico del riesgo para la zona de comercio industrial especializado de los escenarios dependientes del patrón de lluvia

10.12.2 Escenarios dependientes del Tipo de Número de la Curva.

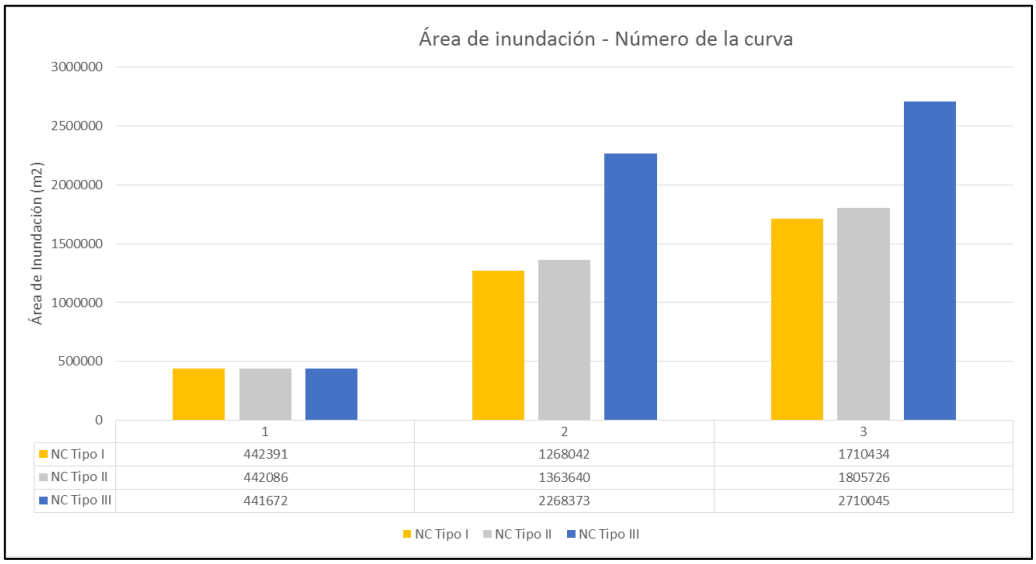


Gráfico 10.17 Áreas de inundación para escenarios dependientes del Tipo de Número de la Curva

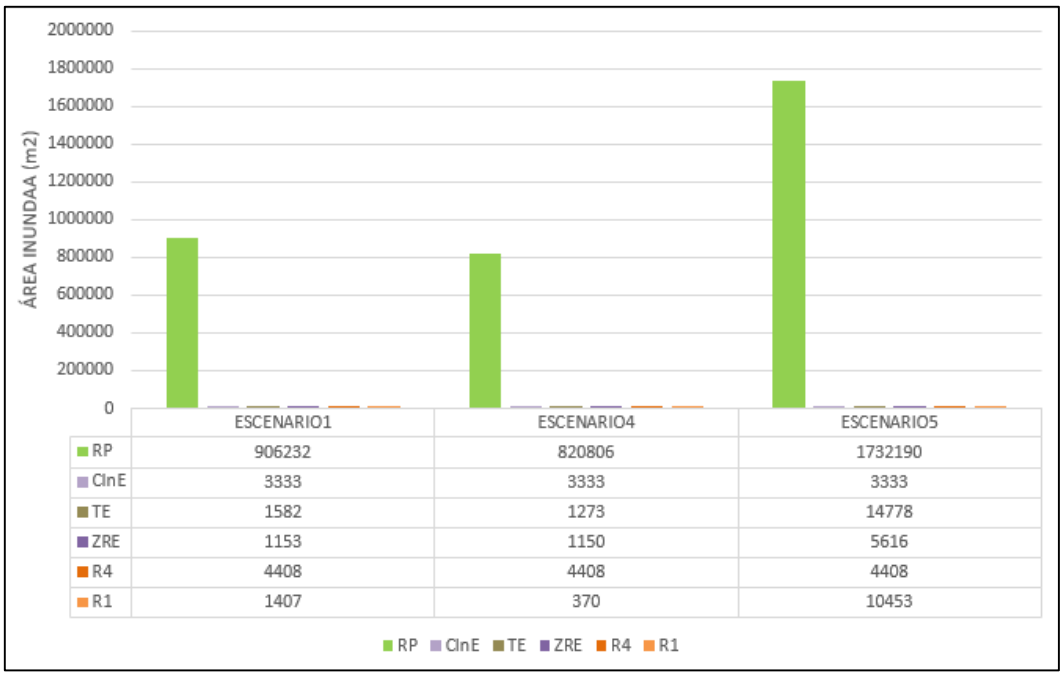


Gráfico 10.18 Análisis de la vulnerabilidad para escenarios dependientes del Tipo de Número de Curva.

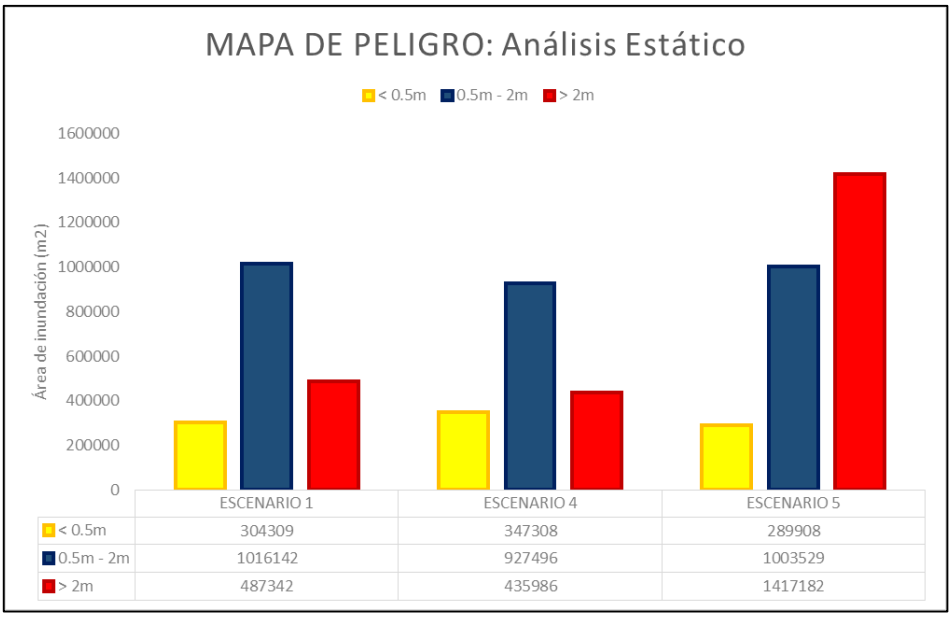


Gráfico 10.19 Análisis del Peligro Estático para escenarios dependientes del Tipo de Número de Curva.

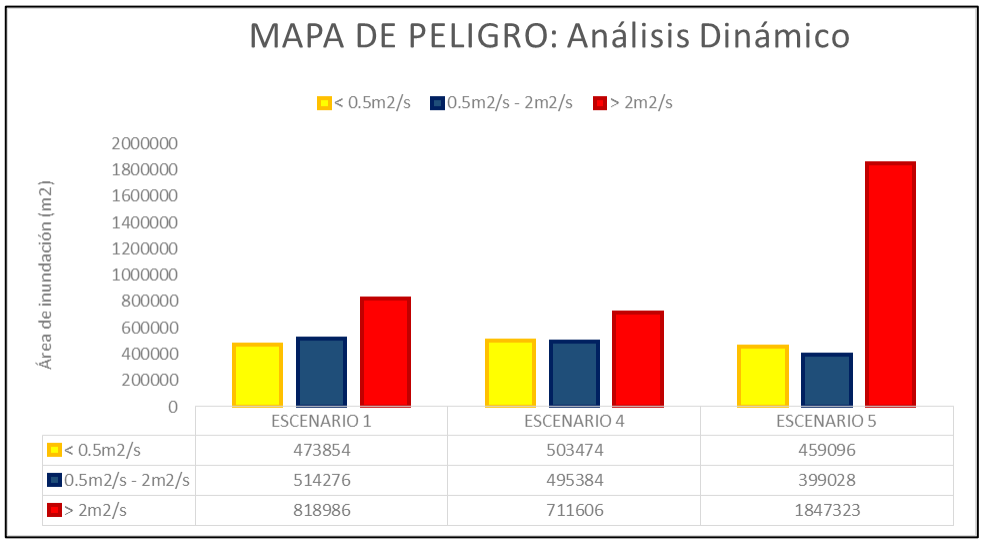


Gráfico 10.20 Análisis del Peligro Dinámico para escenarios dependientes del Tipo de Número de Curva.

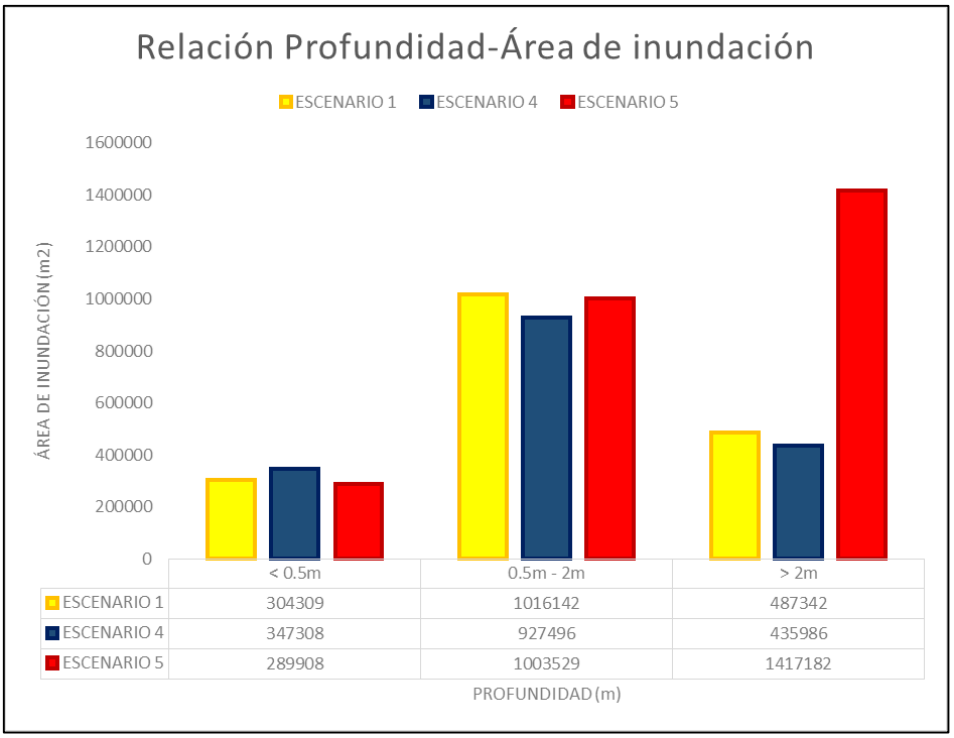


Gráfico 10.21 Relación profundidad- área de para escenarios dependientes del Tipo de Número de Curva.

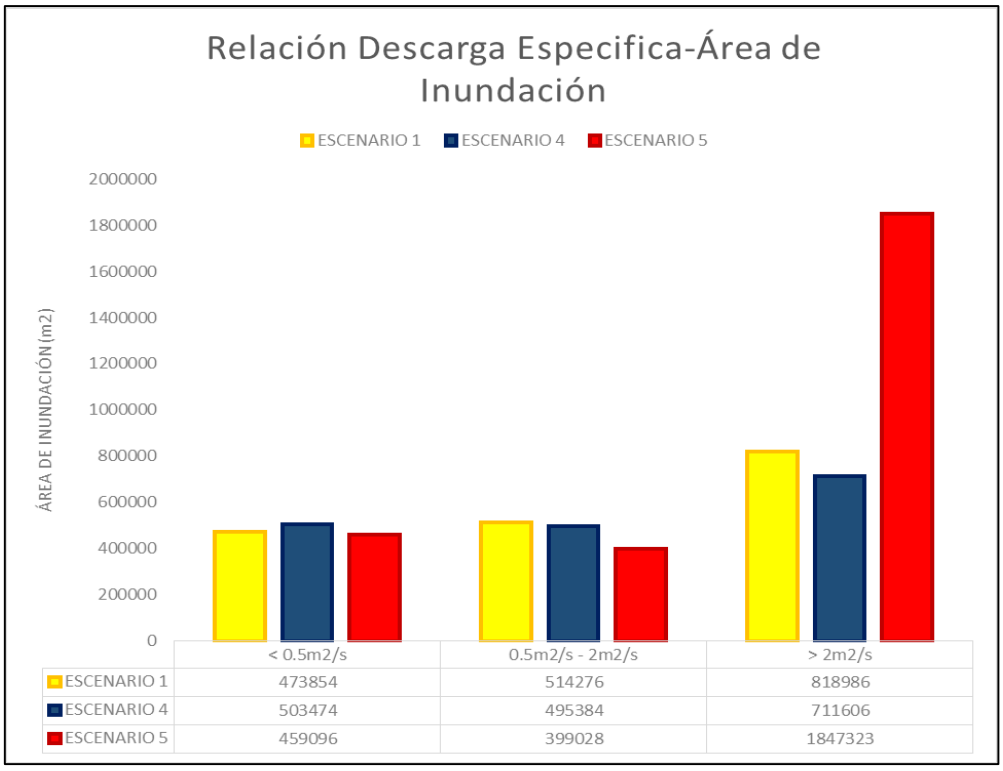


Gráfico 10.22 Relación descarga especifica - área de para escenarios dependientes del Tipo de Número de Curva.

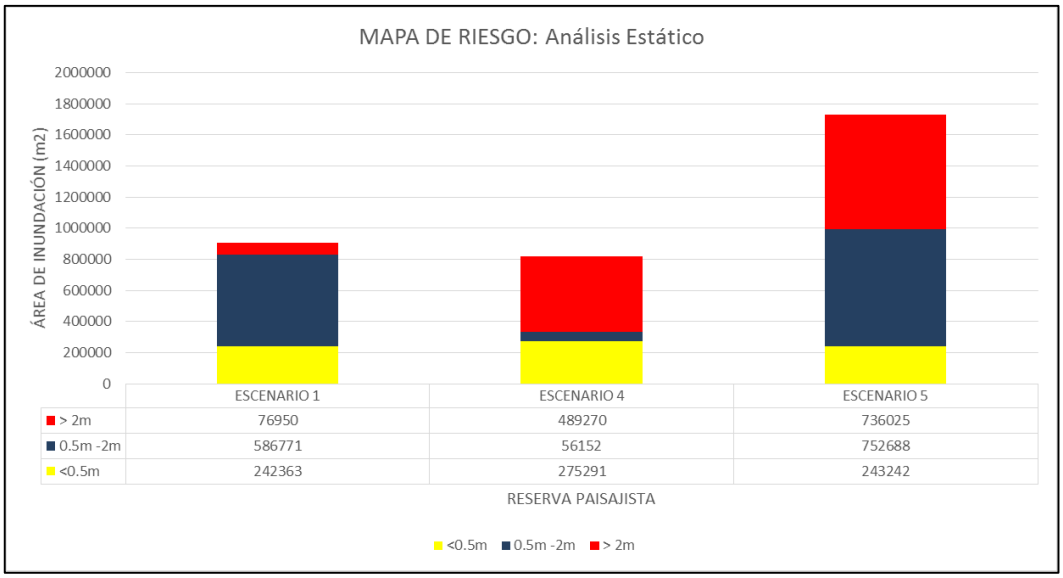


Gráfico 10.23 Análisis estático del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del Tipo de Número de Curva.

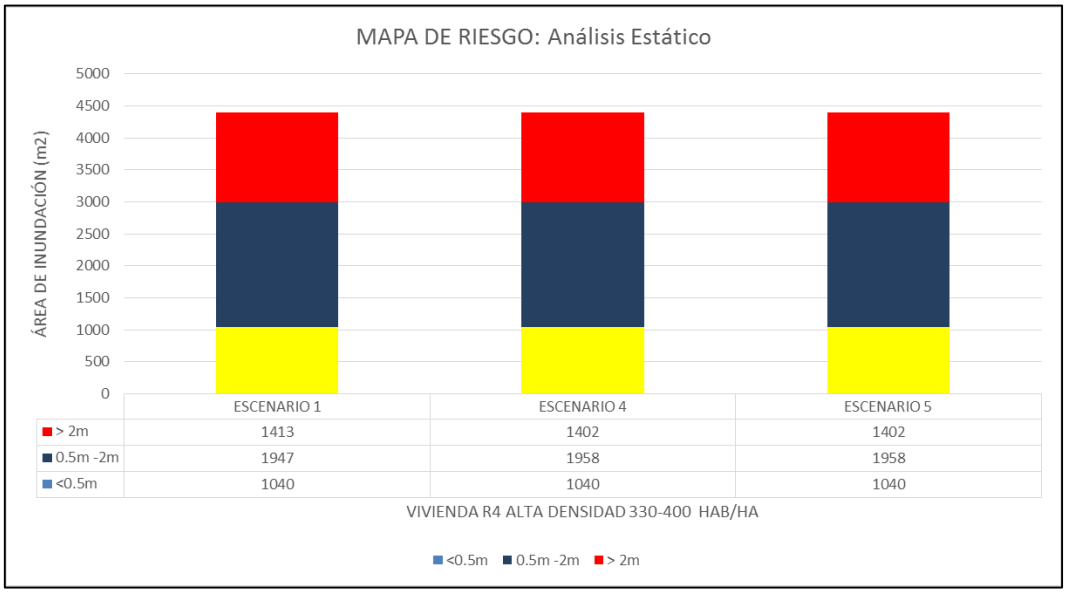


Gráfico 10.24 Análisis estático del riesgo para la zona de Vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes del Tipo de Número de Curva.

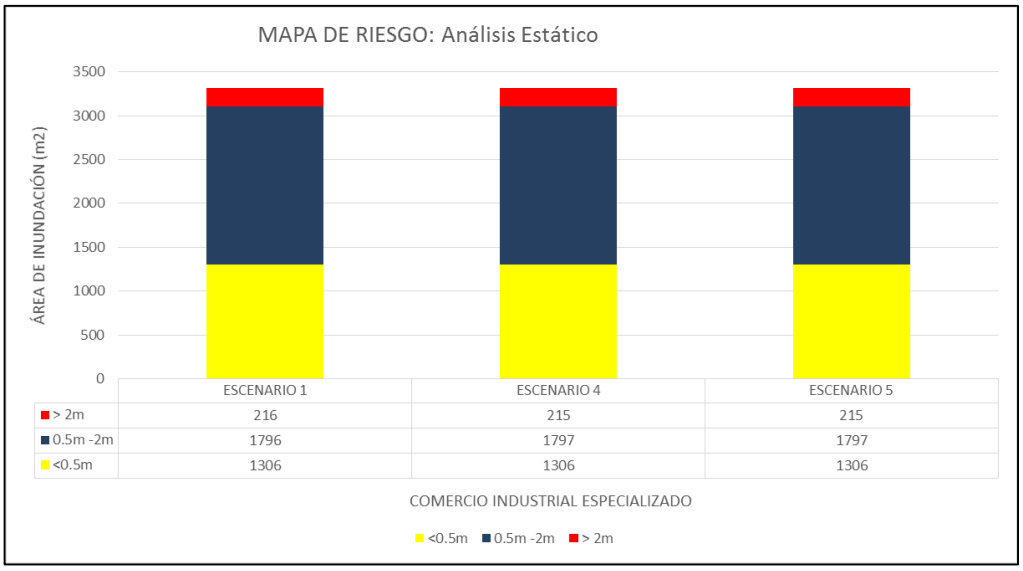


Gráfico 10.25 Análisis estático del riesgo para la zona de Comercio Industrial especializado de los escenarios dependientes del Tipo de Número de Curva.

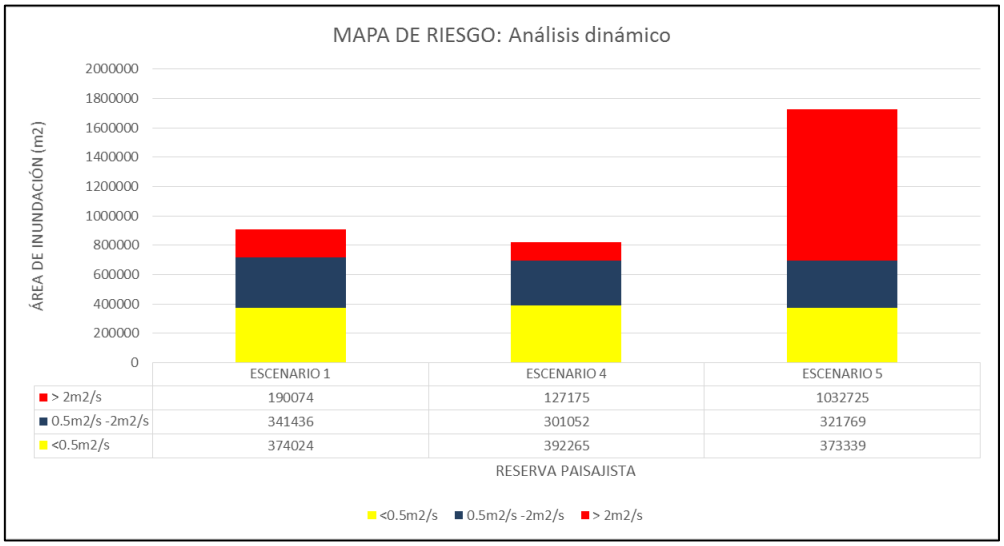


Gráfico 10.26 Análisis dinámico del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del Tipo de Número de Curva.

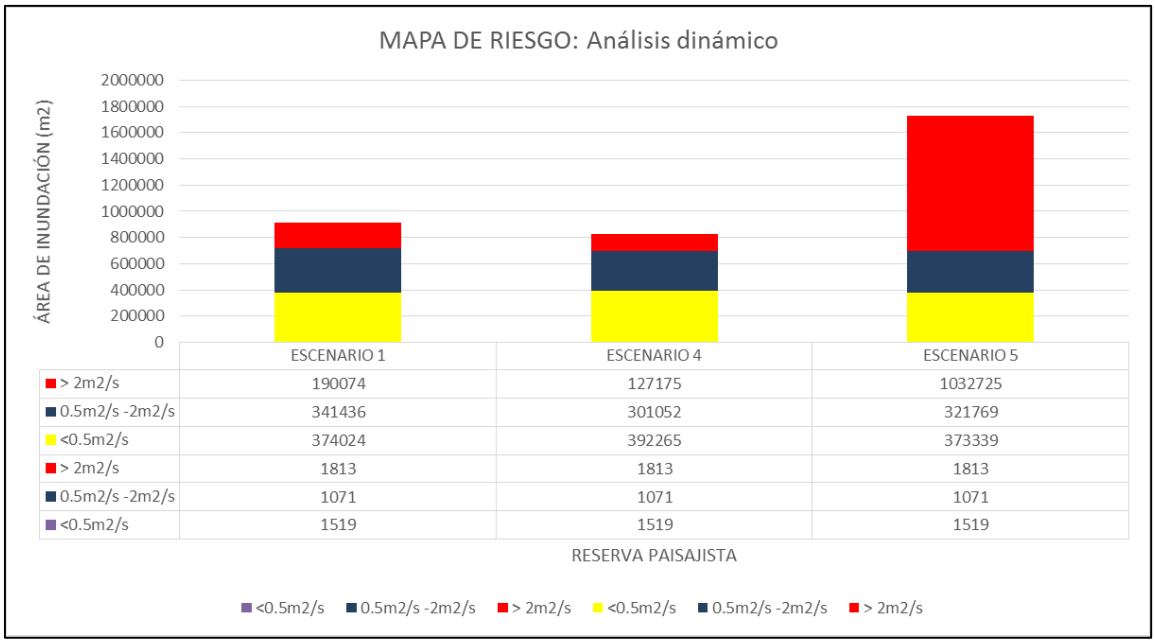


Gráfico 10.27 Análisis dinámico del riesgo para la zona de vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes del Tipo de Número de Curva.

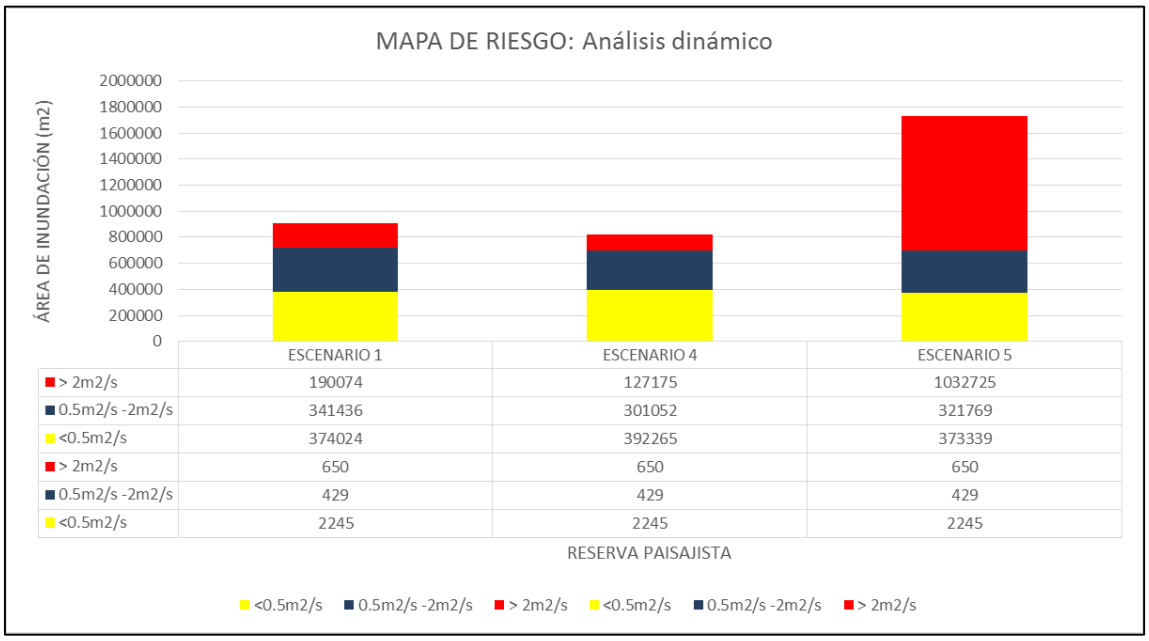
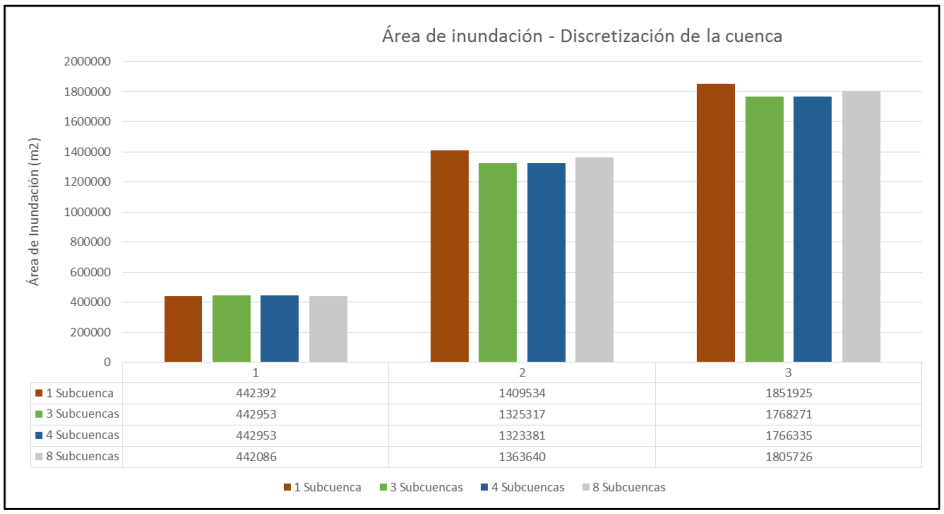


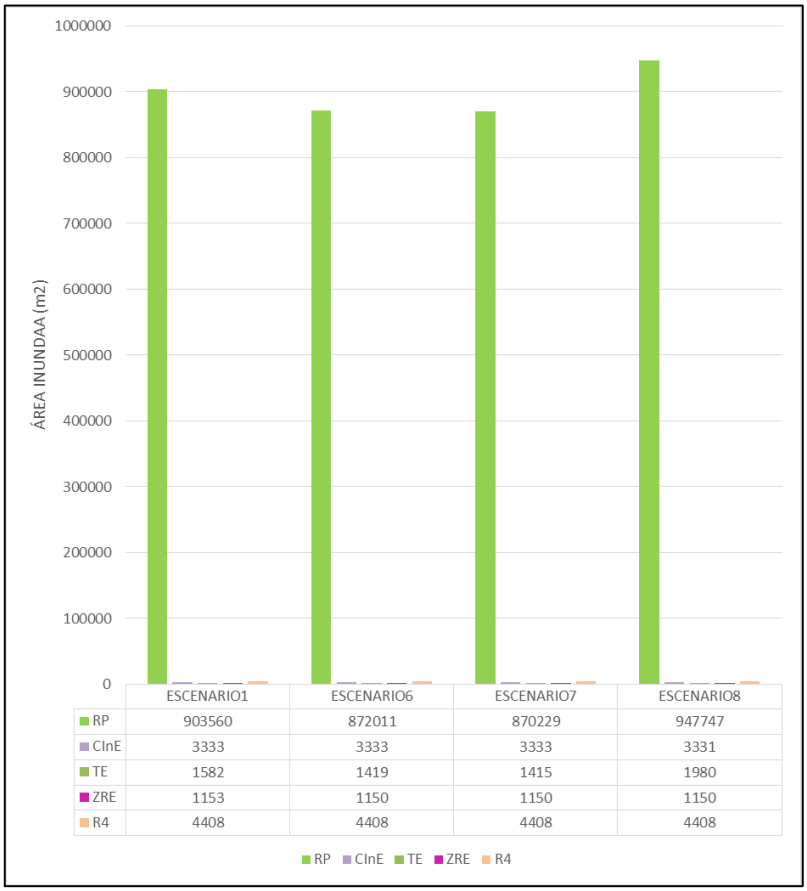
Gráfico 10.28 Análisis dinámico del riesgo para la zona de comercion industrial especializado de los escenarios dependientes del Tipo de Número de Curva.

10.12.3 Escenarios dependientes de la discretización de la cuenca.



	1	2	3
1 Subcuenca	442392	1409534	1851925
3 Subcuencas	442953	1325317	1768271
4 Subcuencas	442953	1323381	1766335
8 Subcuencas	442086	1363640	1805726

Gráfico 10.29 Áreas de inundación para escenarios dependientes de la discretización de la cuenca.



	ESCENARIO1	ESCENARIO6	ESCENARIO7	ESCENARIO8
RP	903560	872011	870229	947747
ClnE	3333	3333	3333	3331
TE	1582	1419	1415	1980
ZRE	1153	1150	1150	1150
R4	4408	4408	4408	4408

Gráfico 10.30 Análisis de la vulnerabilidad para escenarios dependientes de la discretización de la cuenca

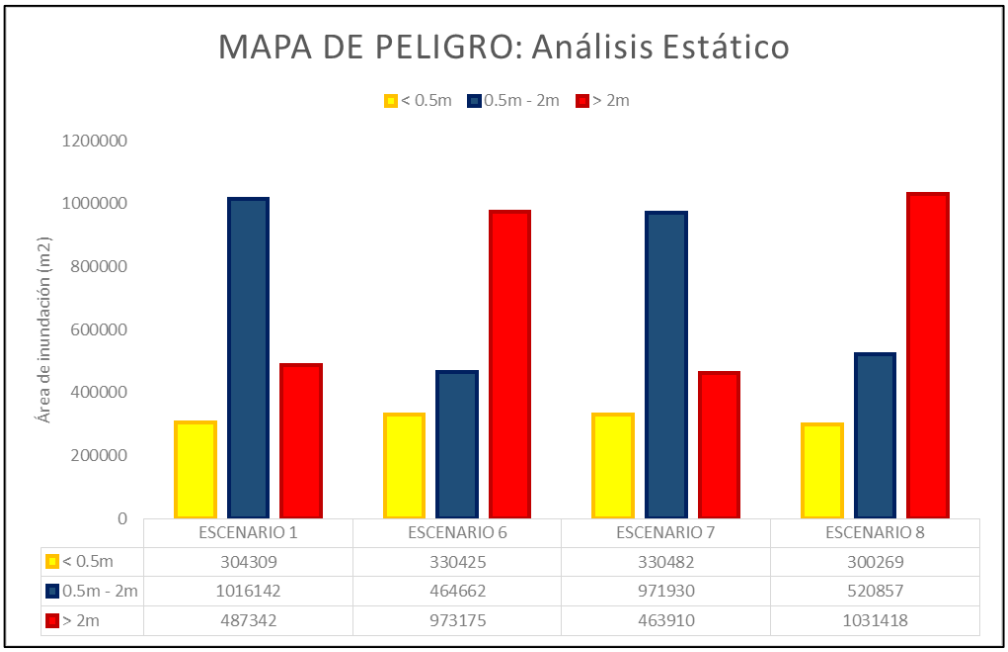


Gráfico 10.31 Análisis del Peligro Estático para escenarios dependientes de la discretización de la cuenca

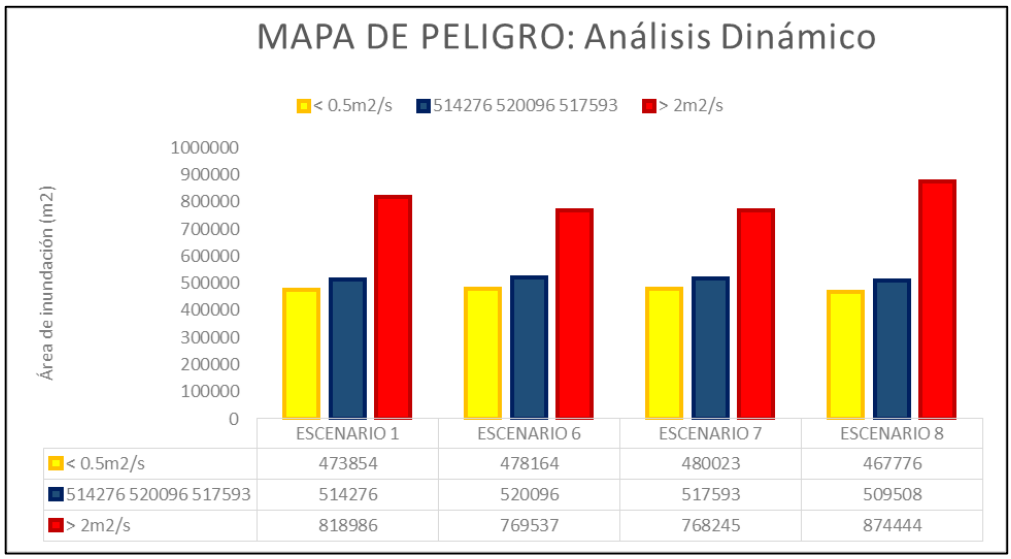
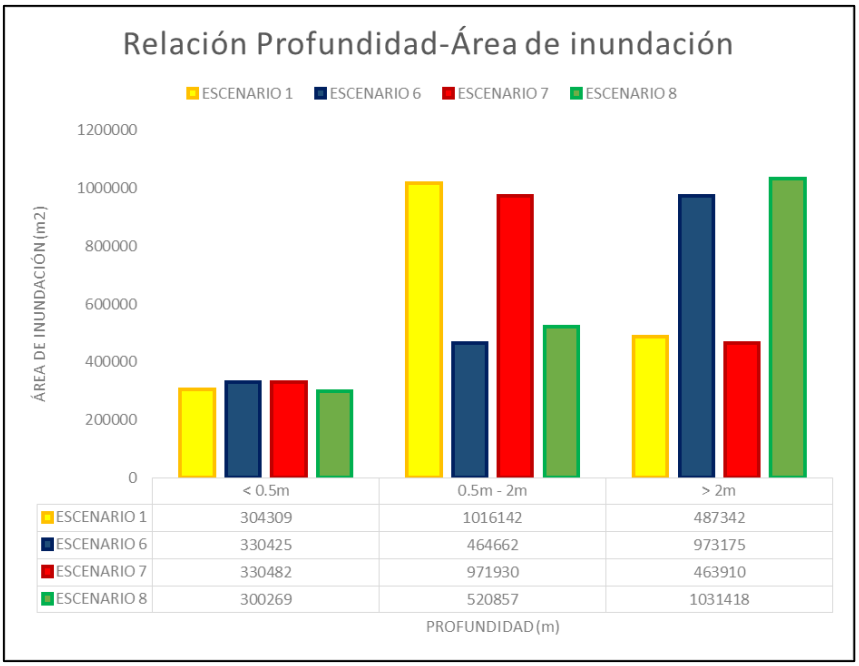
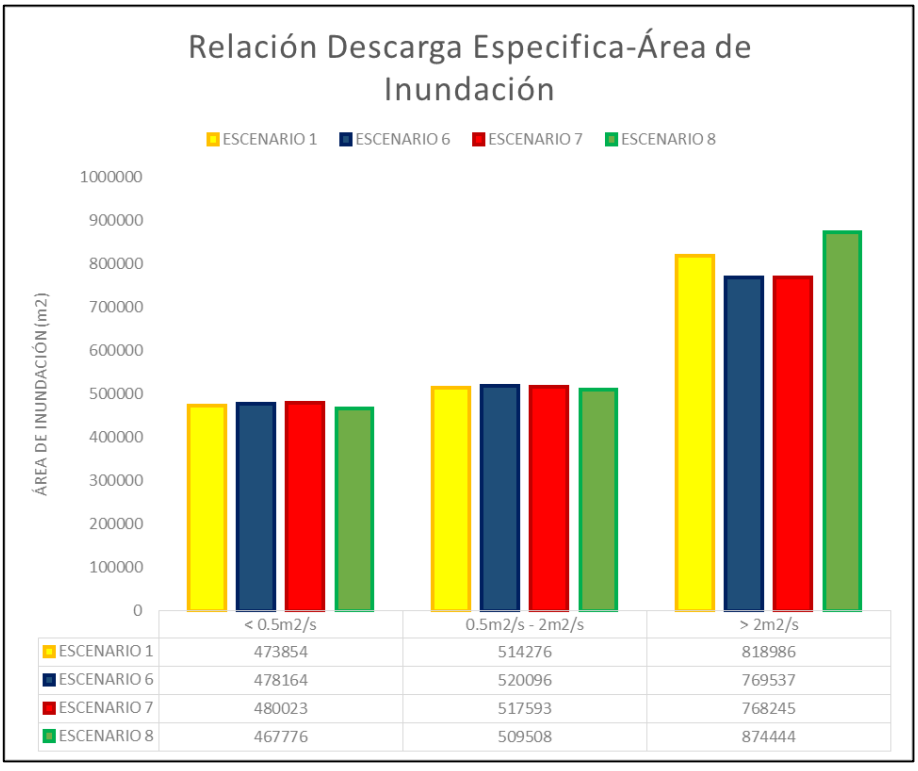


Gráfico 10.32 Análisis del Peligro Dinámico para escenarios dependientes de la discretización de la cuenca



	< 0.5m	0.5m - 2m	> 2m
ESCENARIO 1	304309	1016142	487342
ESCENARIO 6	330425	464662	973175
ESCENARIO 7	330482	971930	463910
ESCENARIO 8	300269	520857	1031418

Gráfico 10.33 Relación profundidad- área de para escenarios dependientes de la discretización de la cuenca



	< 0.5m2/s	0.5m2/s - 2m2/s	> 2m2/s
ESCENARIO 1	473854	514276	818986
ESCENARIO 6	478164	520096	769537
ESCENARIO 7	480023	517593	768245
ESCENARIO 8	467776	509508	874444

Gráfico 10.34 Relación descarga especifica - área de para escenarios dependientes de la discretización de la cuenca

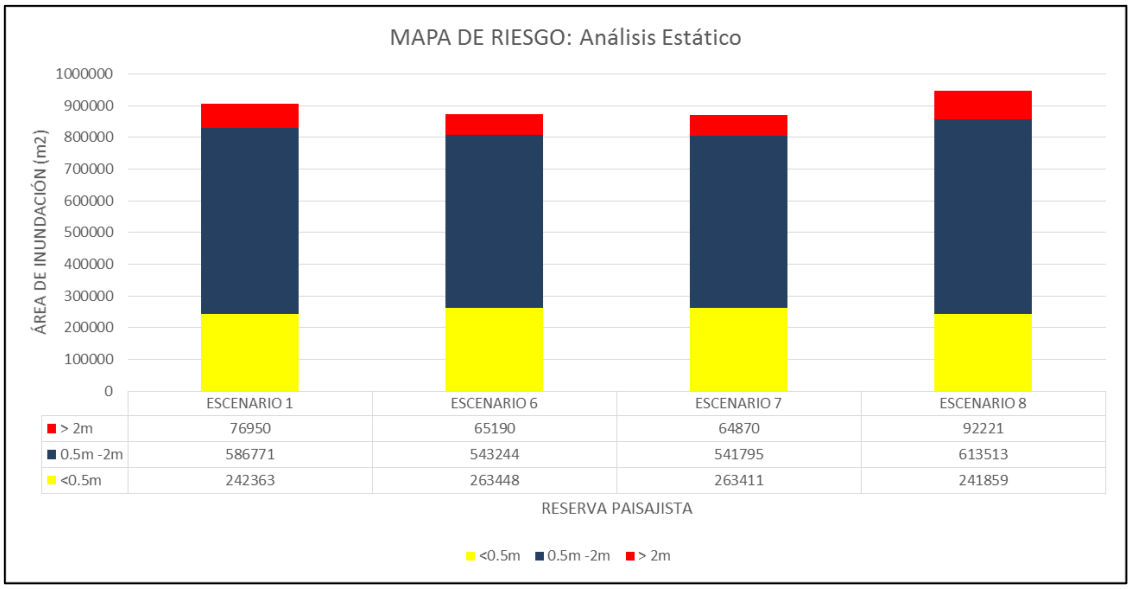


Gráfico 10.35 Análisis estático del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes de la discretización de la cuenca

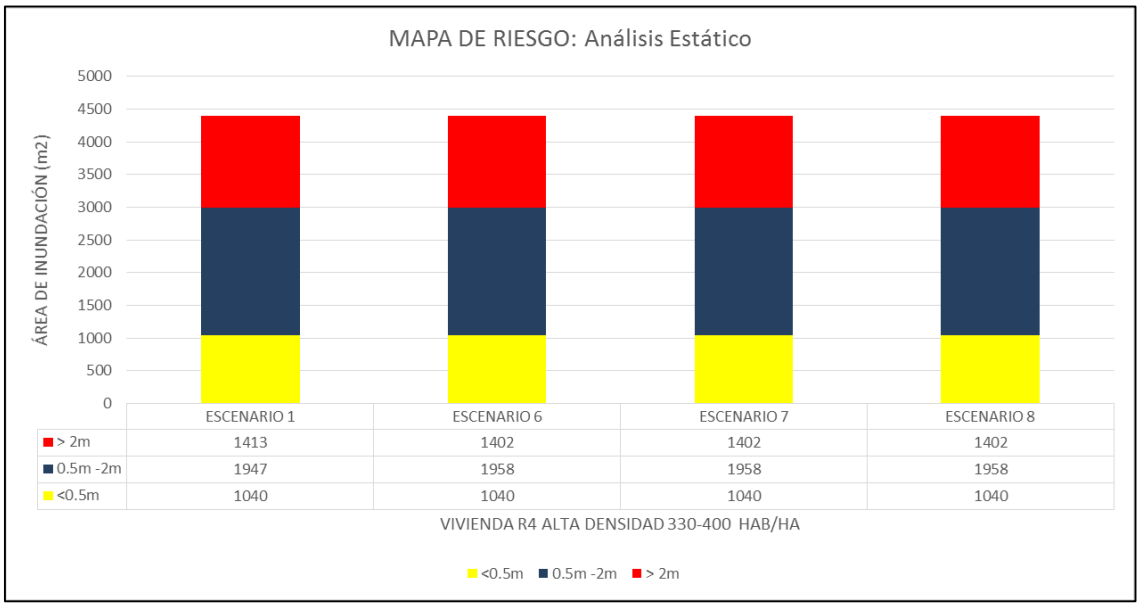


Gráfico 10.36 Análisis estático del riesgo para la zona de Vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes de la discretización de la cuenca

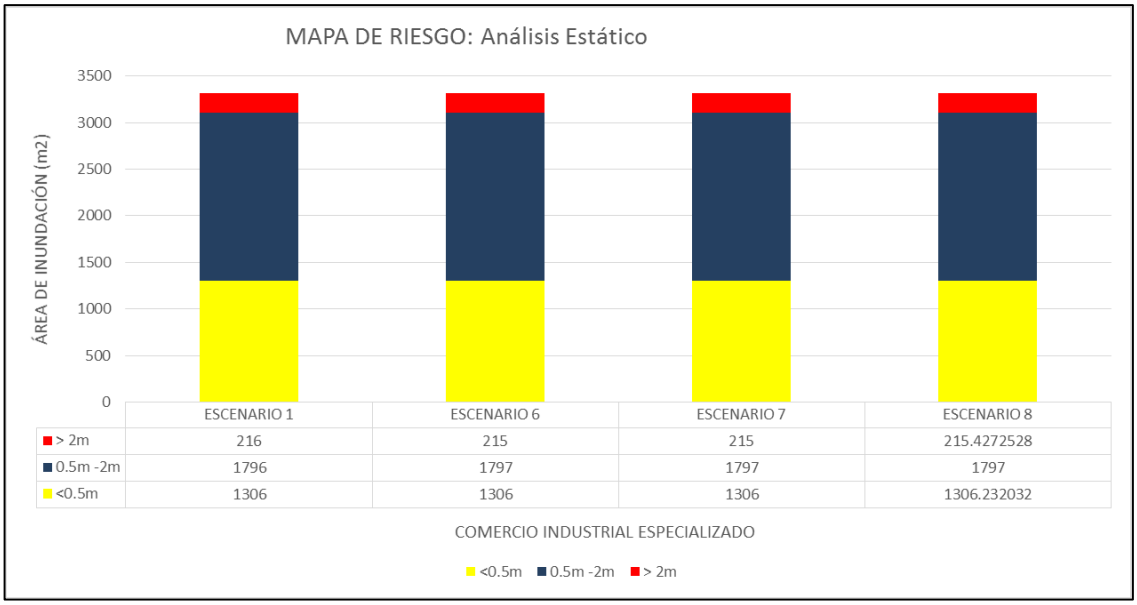


Gráfico 10.37 Análisis estático del riesgo para la zona de Comercio Industrial especializado de los escenarios dependientes de la discretización de la cuenca.

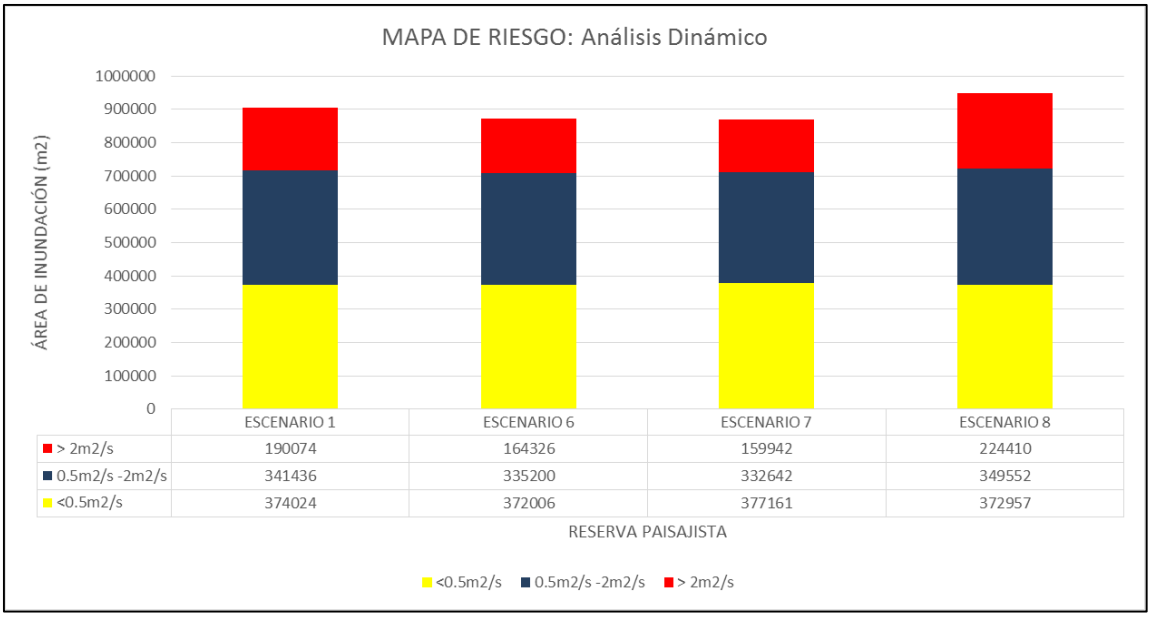


Gráfico 10.38 Análisis dinámico del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes de la discretización de la cuenca

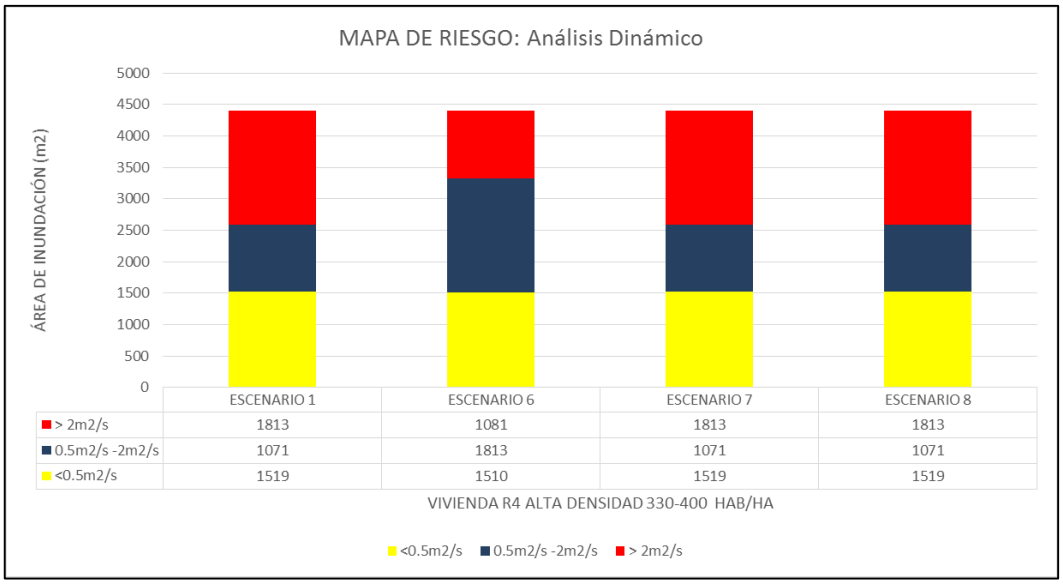


Gráfico 10.39 Análisis dinámico del riesgo para la zona de vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes de la discretización de la cuenca

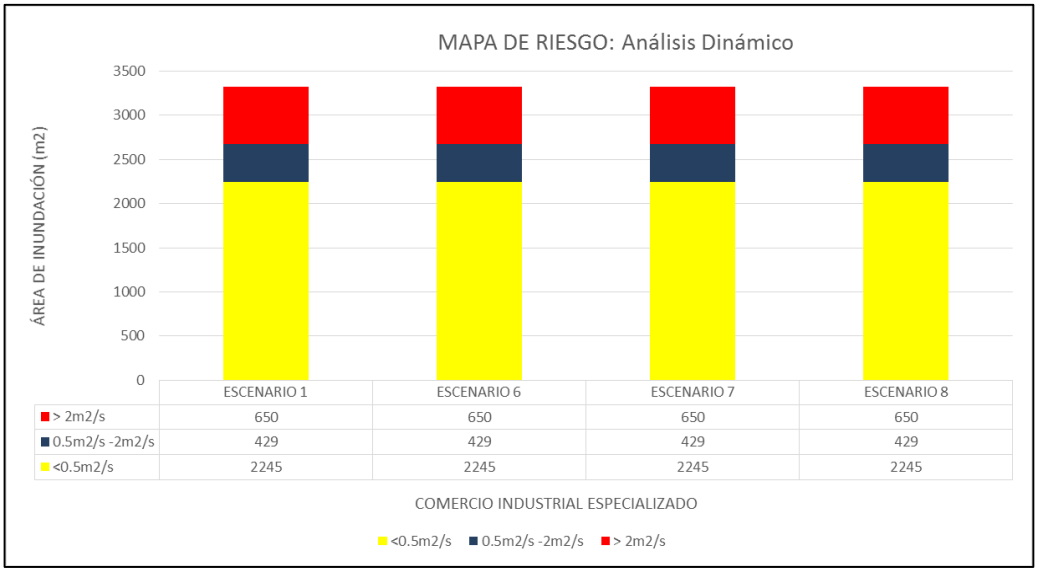


Gráfico 10.40 Análisis dinámico del riesgo para la zona de comercio industrial especializado de los escenarios dependientes de la discretización de la cuenca

10.12.4 Escenarios dependientes del Tiempo de concentración.

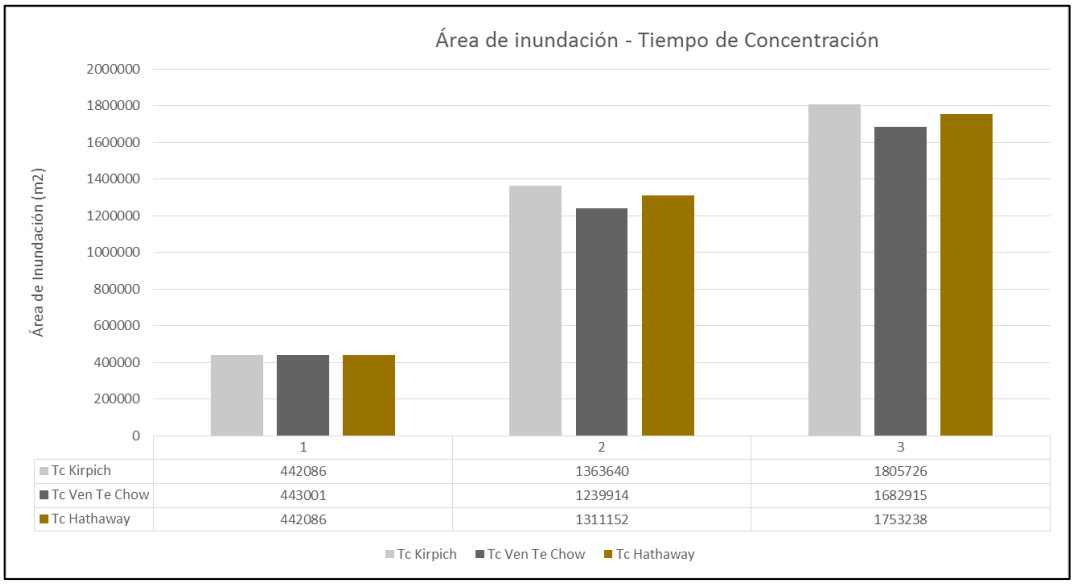


Gráfico 10.41 Áreas de inundación para escenarios dependientes del tiempo de concentración

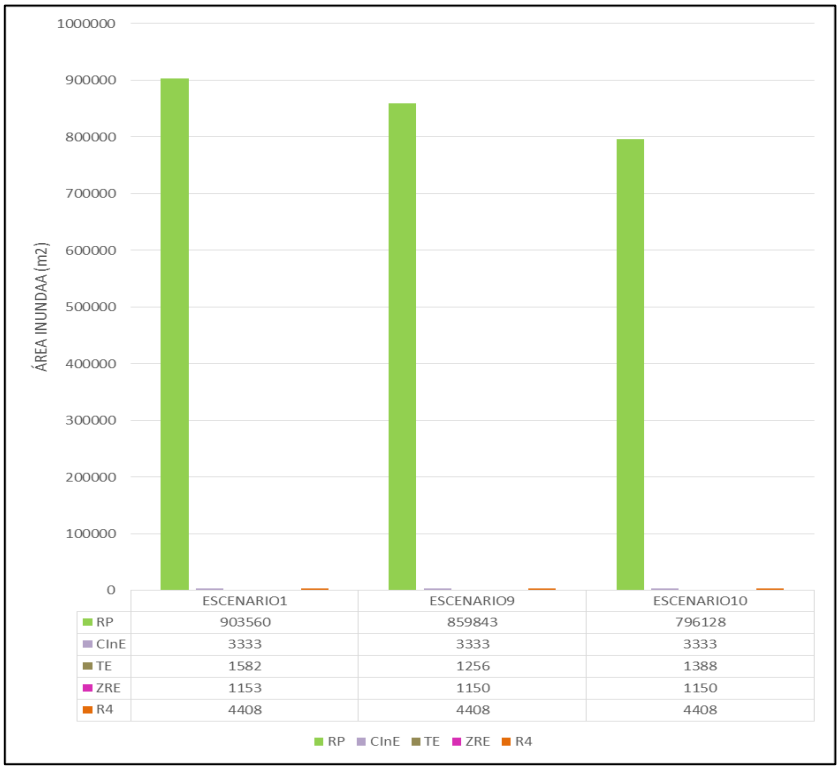


Gráfico 10.42 Análisis de la vulnerabilidad para escenarios dependientes del Tiempo de concentración

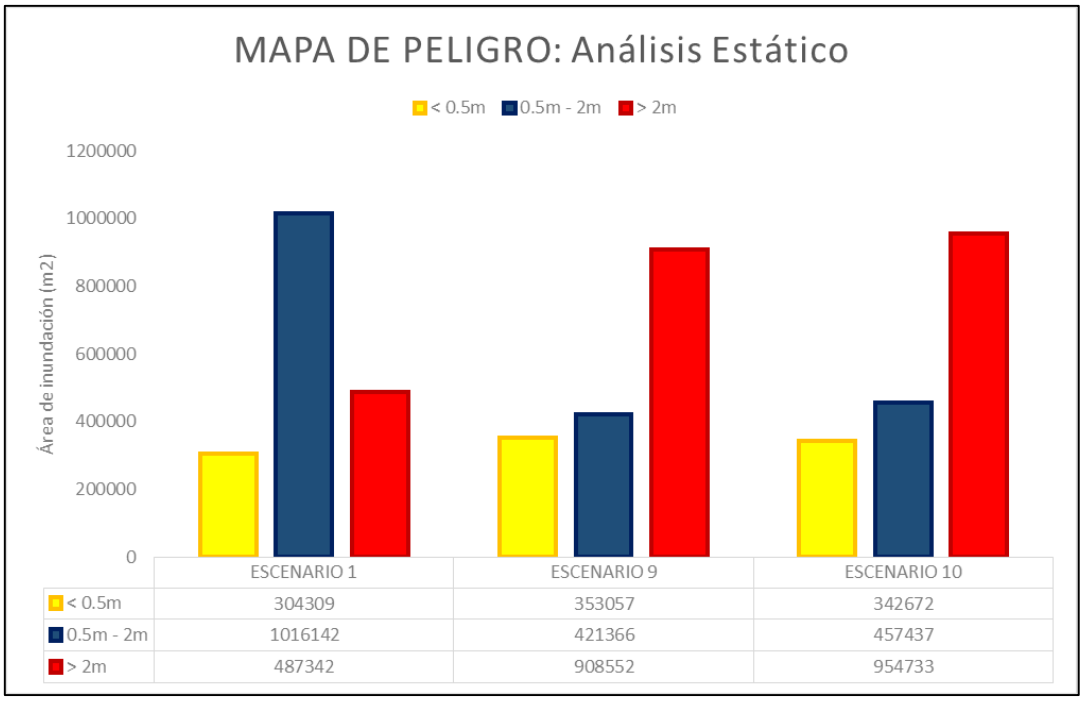


Gráfico 10.43 Análisis del Peligro Estático para escenarios dependientes del Tiempo de concentración

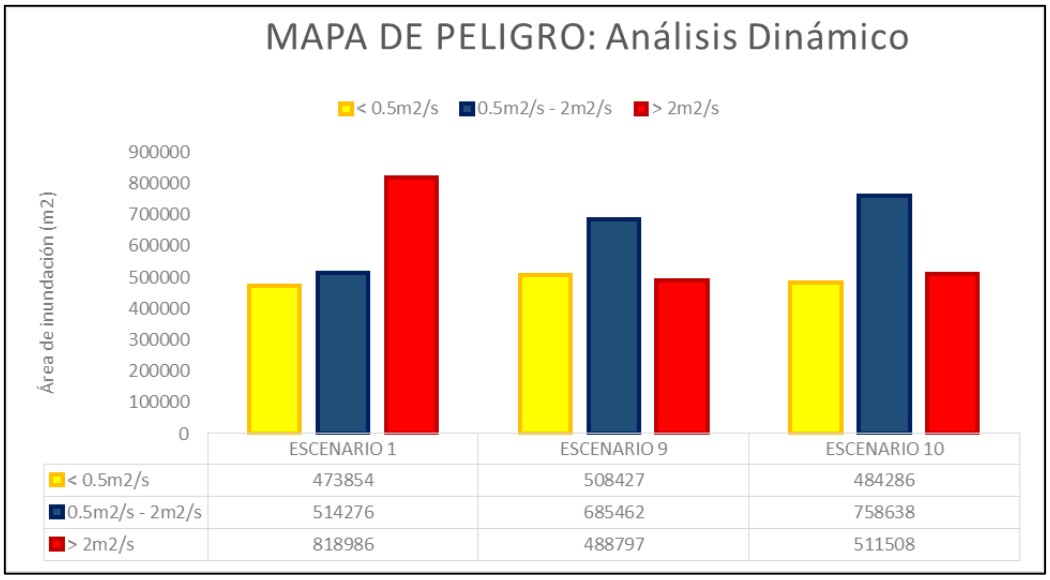


Gráfico 10.44 Análisis del Peligro Dinámico para escenarios dependientes del Tiempo de concentración

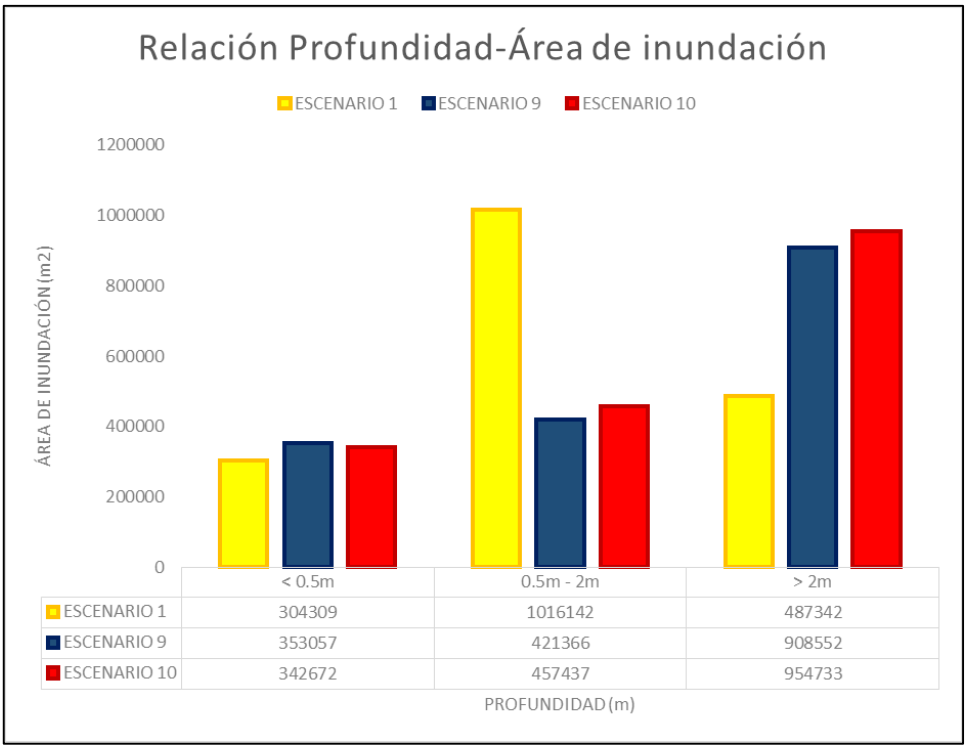


Gráfico 10.45 Relación profundidad- área de para escenarios dependientes del Tiempo de concentración

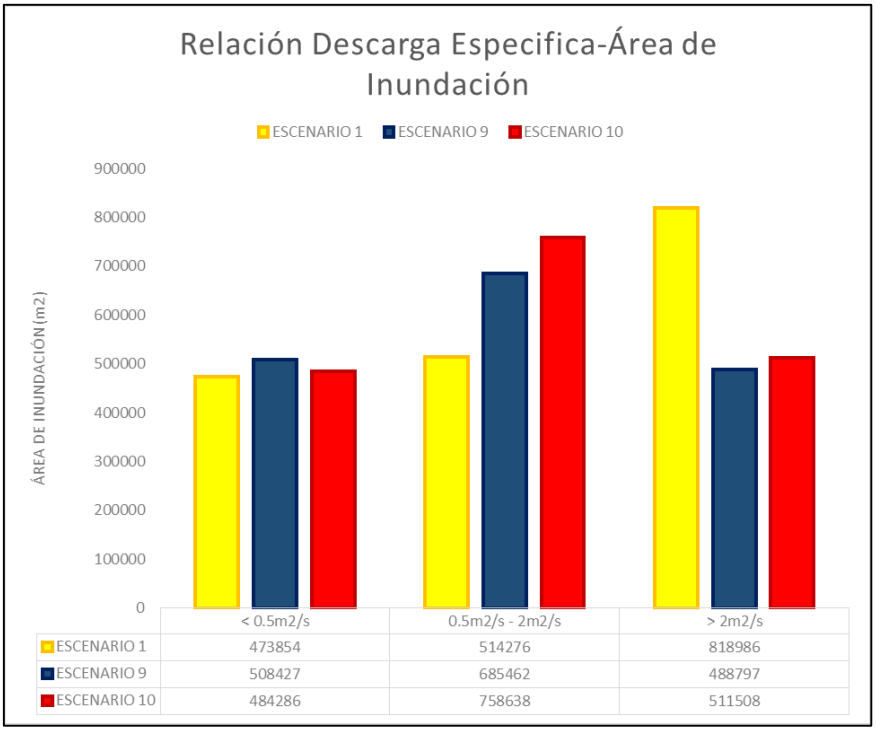


Gráfico 10.46 Relación descarga especifica - área de para escenarios dependientes del Tiempo de concentración

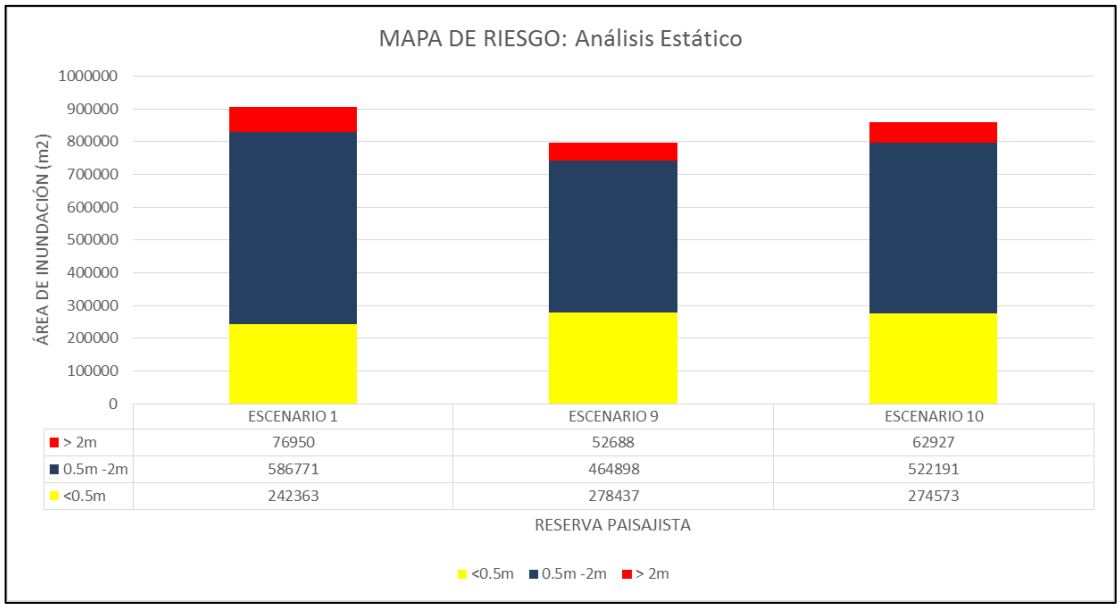


Gráfico 10.47 Análisis estático del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del Tiempo de concentración

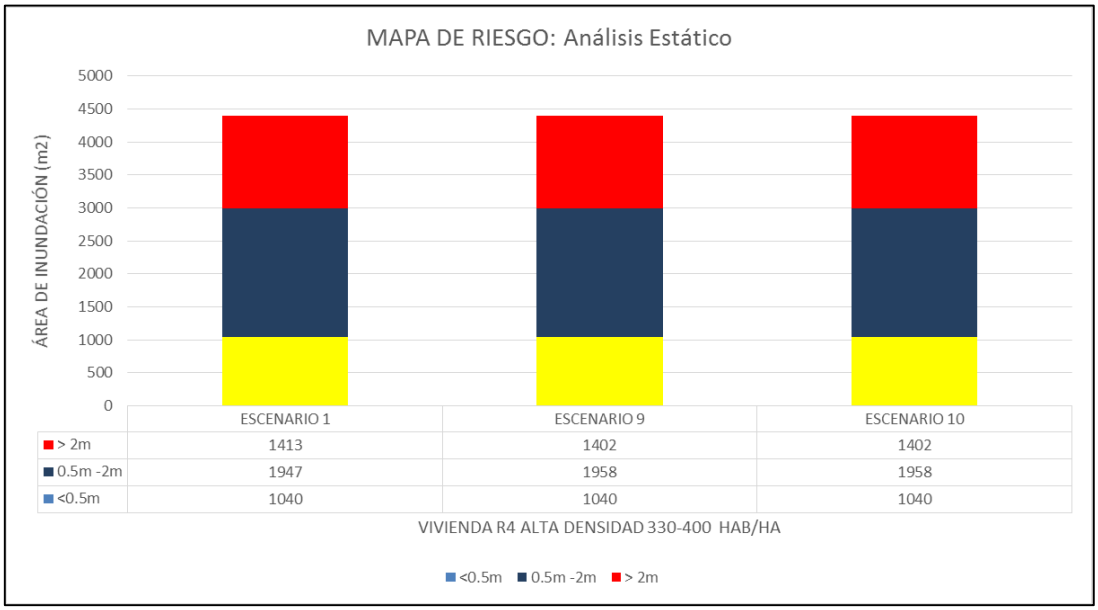


Gráfico 10.48 Análisis estático del riesgo para la zona de Vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes del Tiempo de concentración

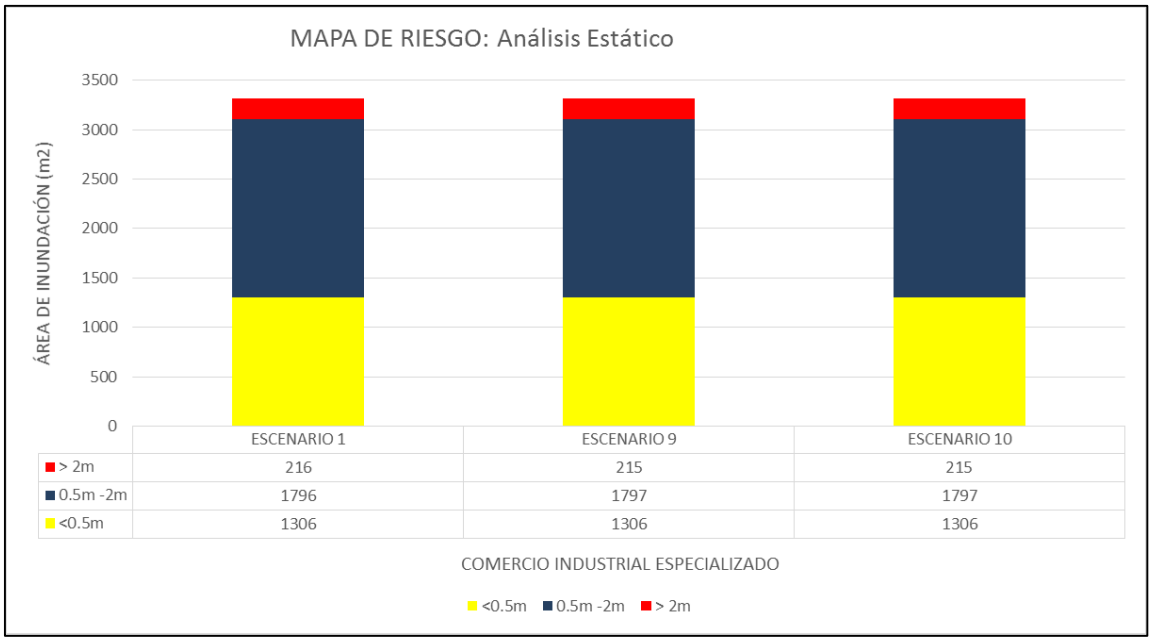


Gráfico 10.49 Análisis estático del riesgo para la zona de Comercio Industrial especializado de los escenarios dependientes del Tiempo de concentración

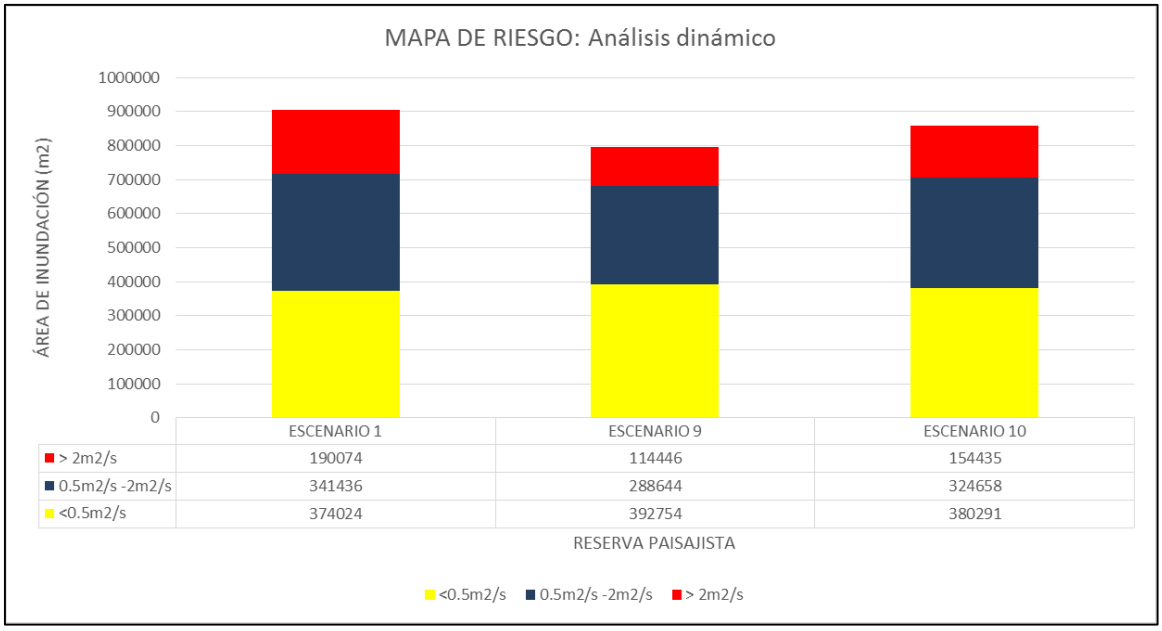


Gráfico 10.50 Análisis dinámico del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del Tiempo de concentración

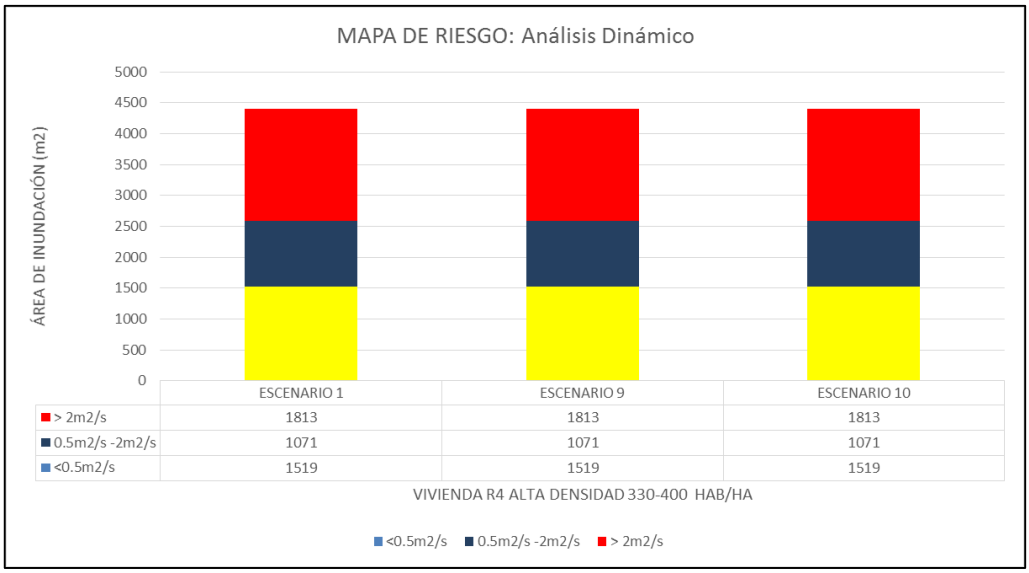


Gráfico 10.51 Análisis dinámico del riesgo para la zona de vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes del Tiempo de concentración

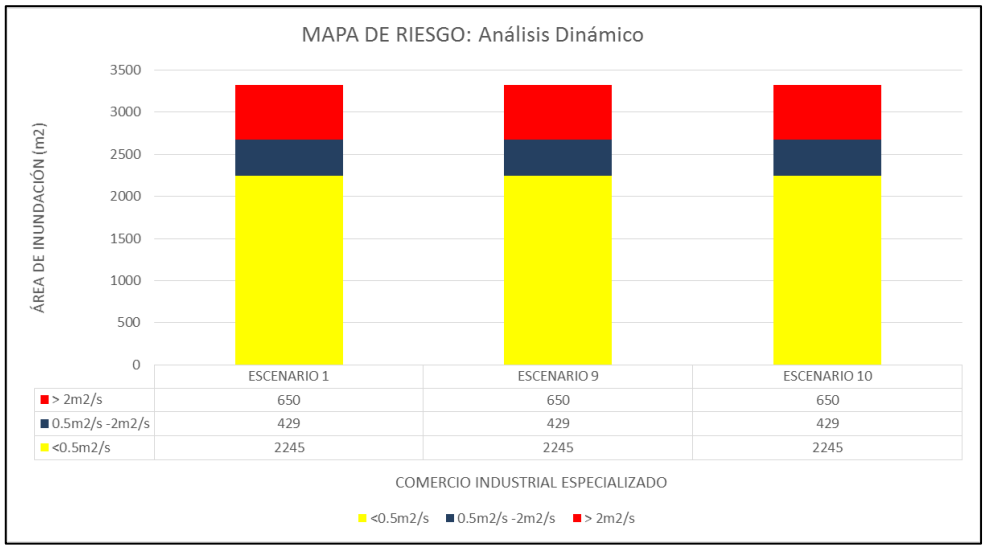


Gráfico 10.52 Análisis dinámico del riesgo para la zona de comercio industrial especializado de los escenarios dependientes del Tiempo de concentración

10.12.5 Escenarios dependientes de la Magnitud de la avenida.

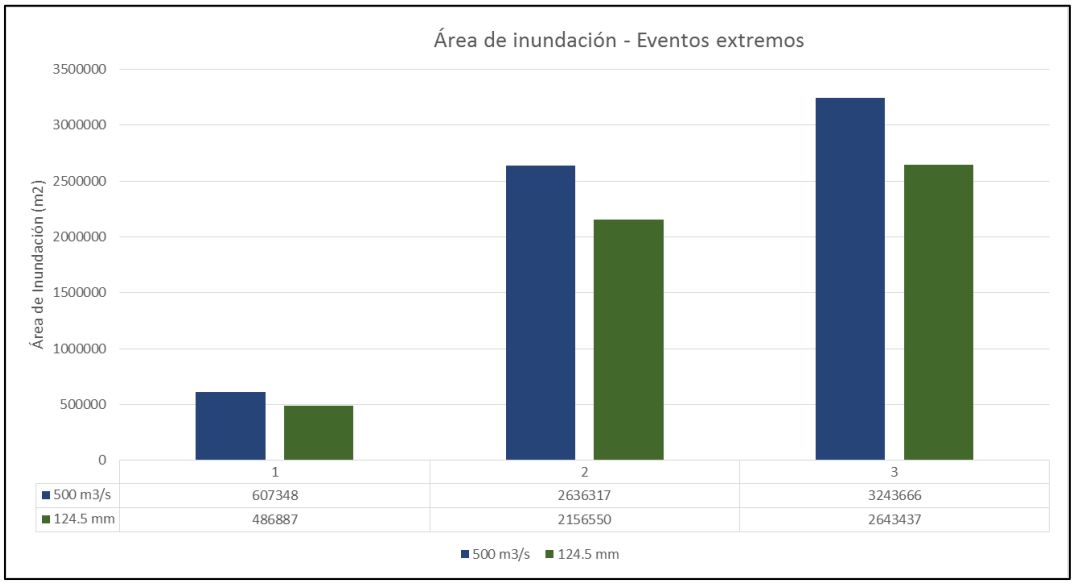


Gráfico 10.53 Áreas de inundación para escenarios dependientes de la magnitud de la avenida.

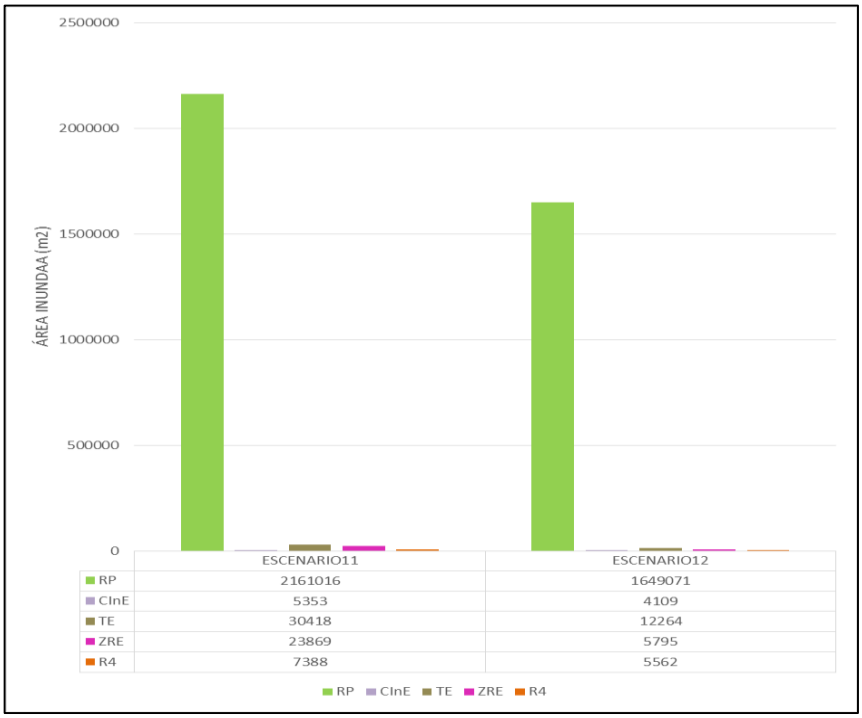


Gráfico 10.54 Análisis de la vulnerabilidad para escenarios dependientes de la Magnitud de la avenida

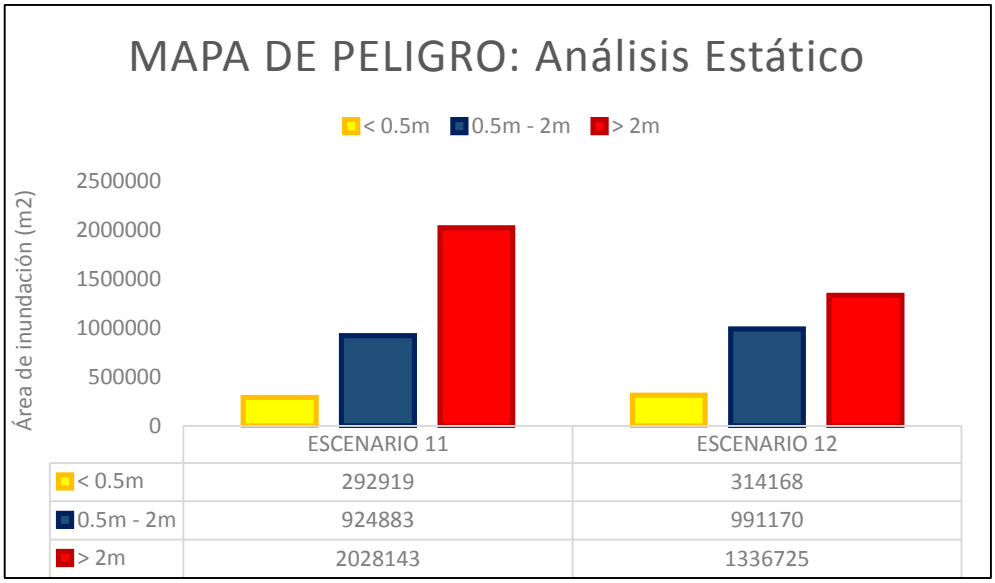


Gráfico 10.55 Análisis del Peligro Estático para escenarios dependientes de la Magnitud de la avenida

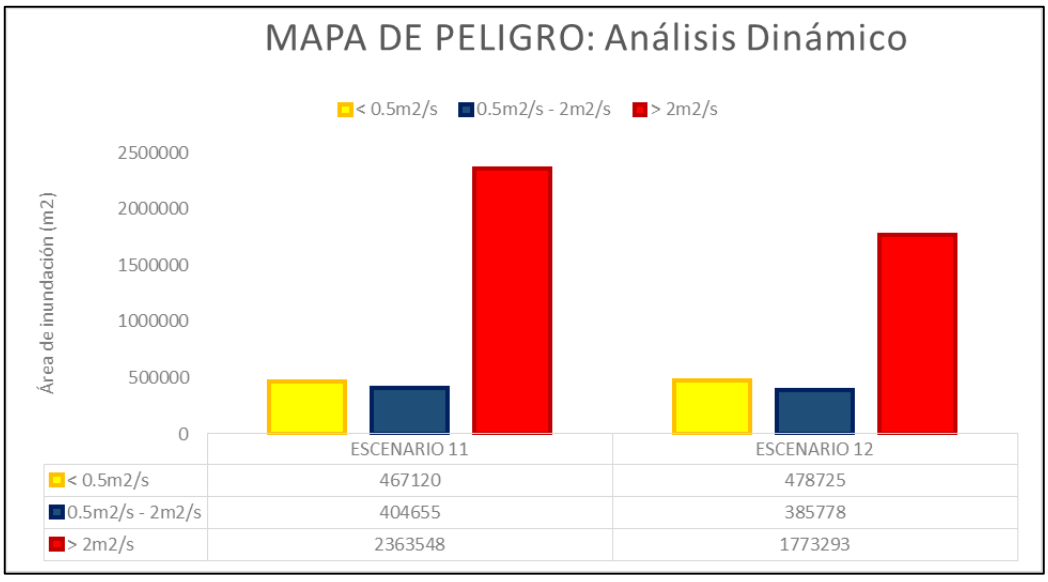


Gráfico 10.56 Análisis del Peligro Dinámico para escenarios dependientes de la Magnitud de la avenida

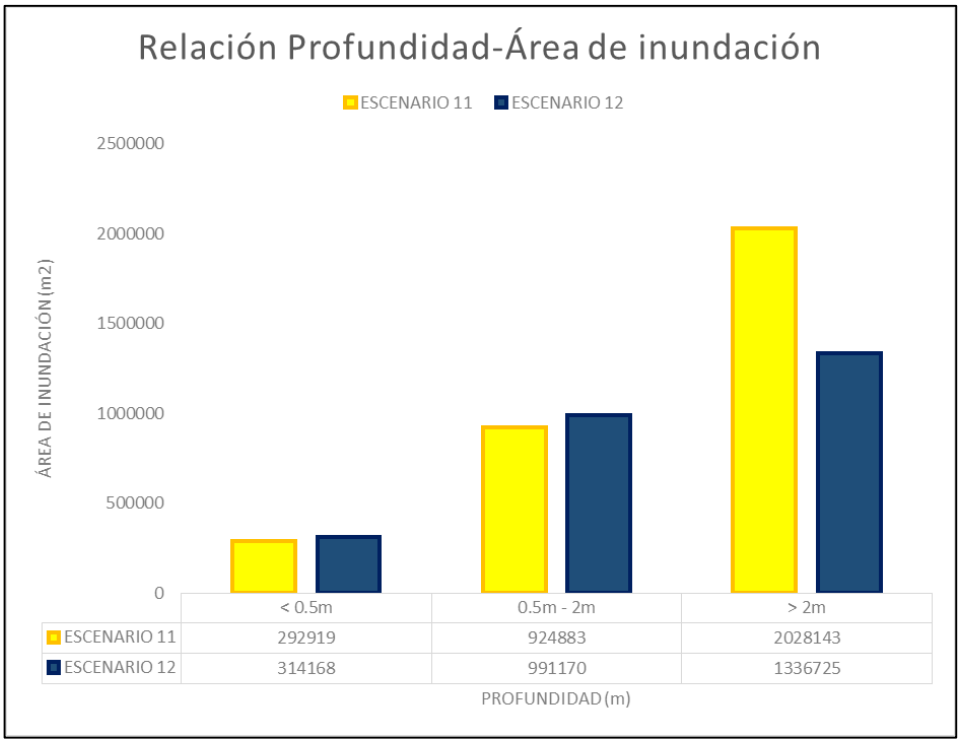


Gráfico 10.57 Relación profundidad- área de para escenarios dependientes de la Magnitud de la avenida

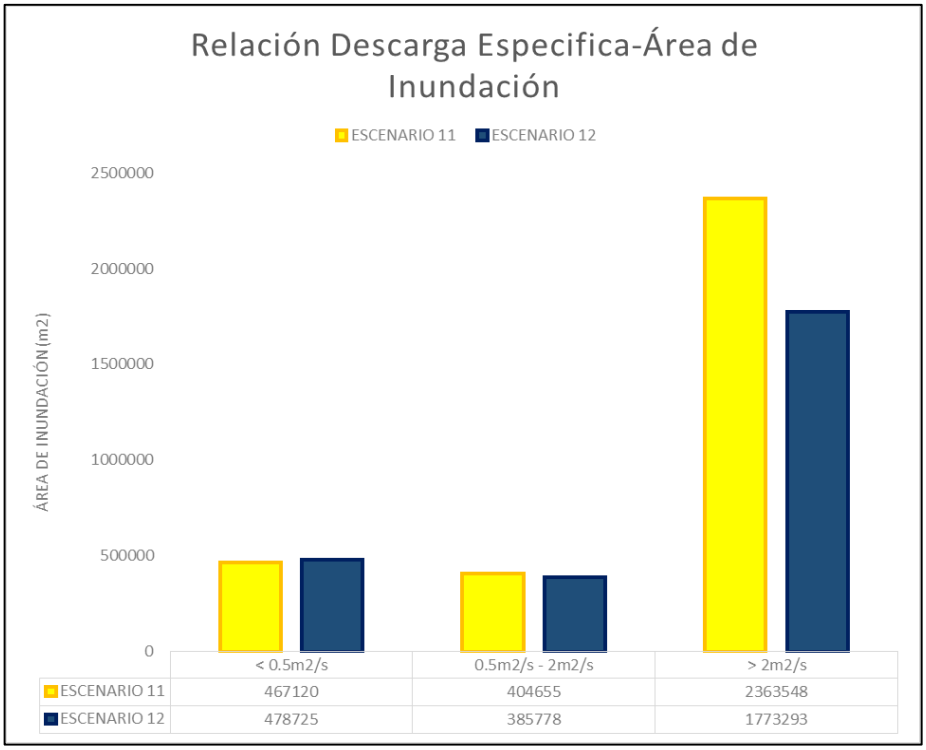


Gráfico 10.58 Relación descarga especifica - área de para escenarios dependientes de la Magnitud de la avenida

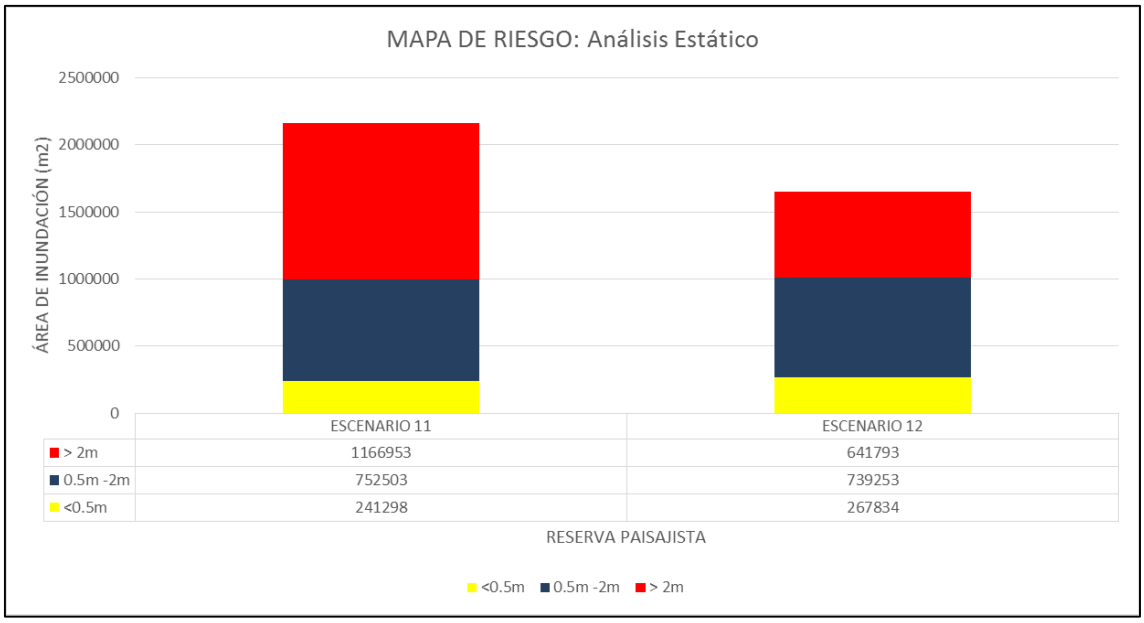


Gráfico 10.59 Análisis estático del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes de la Magnitud de la avenida

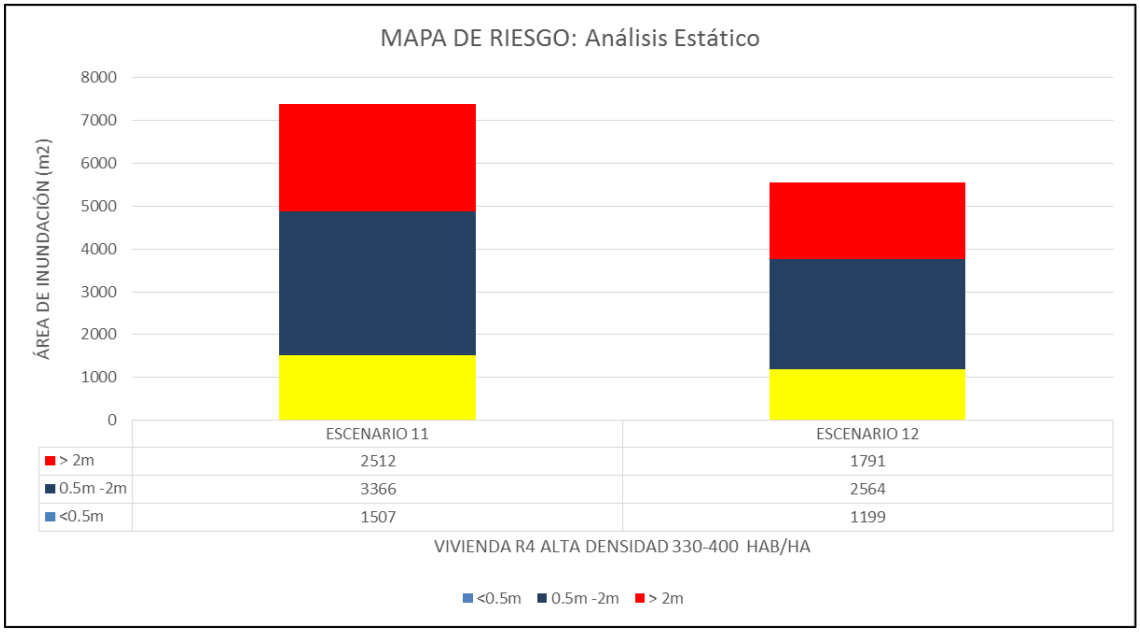


Gráfico 10.60 Análisis estático del riesgo para la zona de Vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes de la Magnitud de la avenida

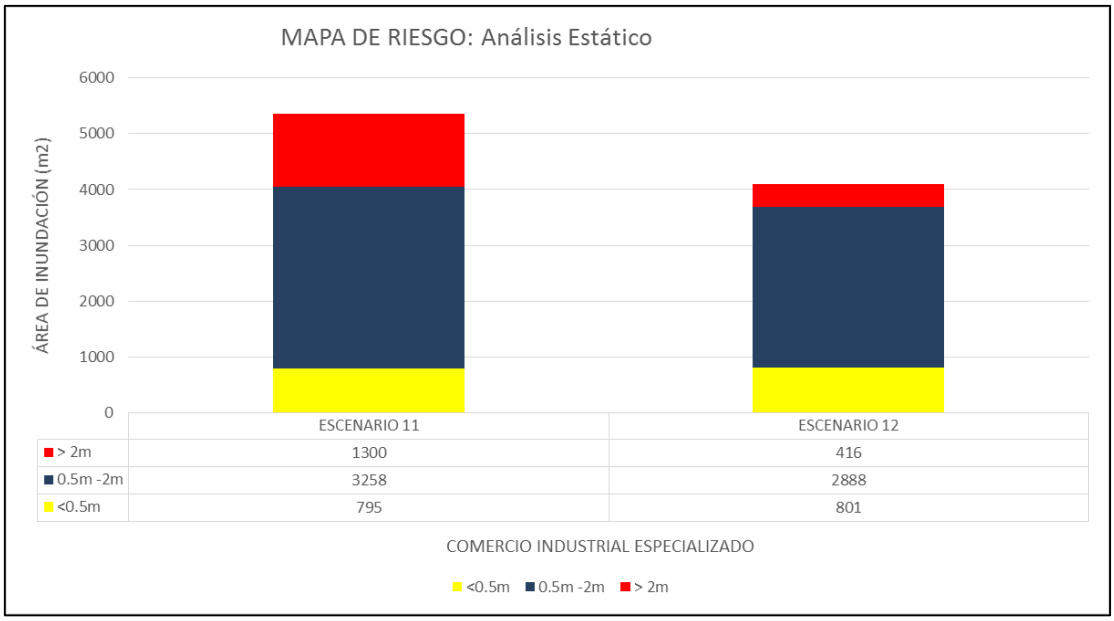


Gráfico 10.61 Análisis estático del riesgo para la zona de Comercio Industrial especializado de los escenarios dependientes de la Magnitud de la avenida

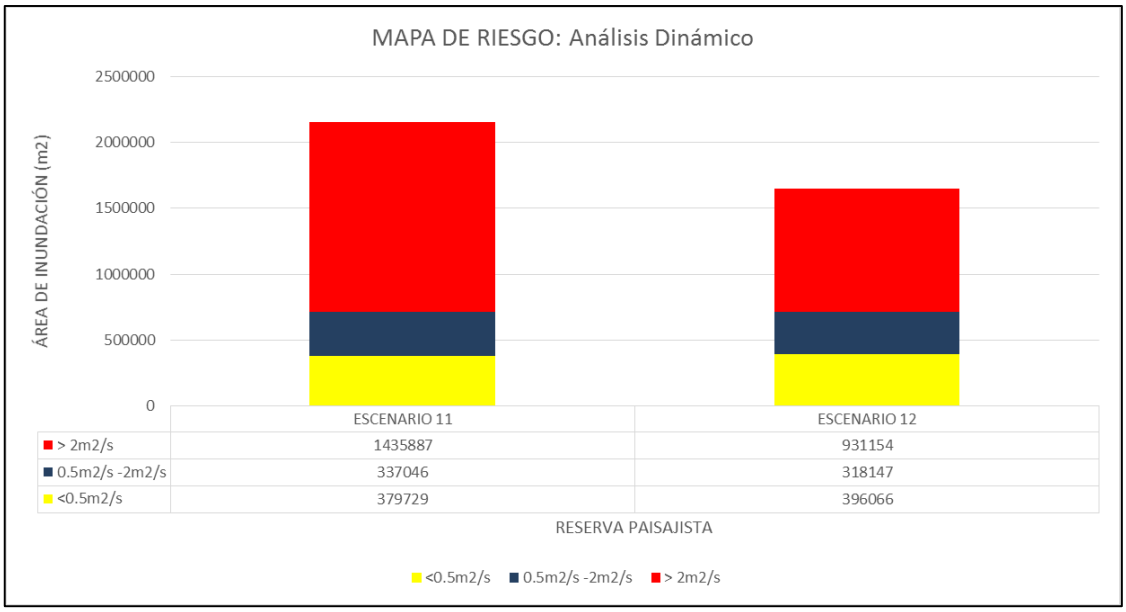


Gráfico 10.62 Análisis dinámico del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes de la Magnitud de la avenida

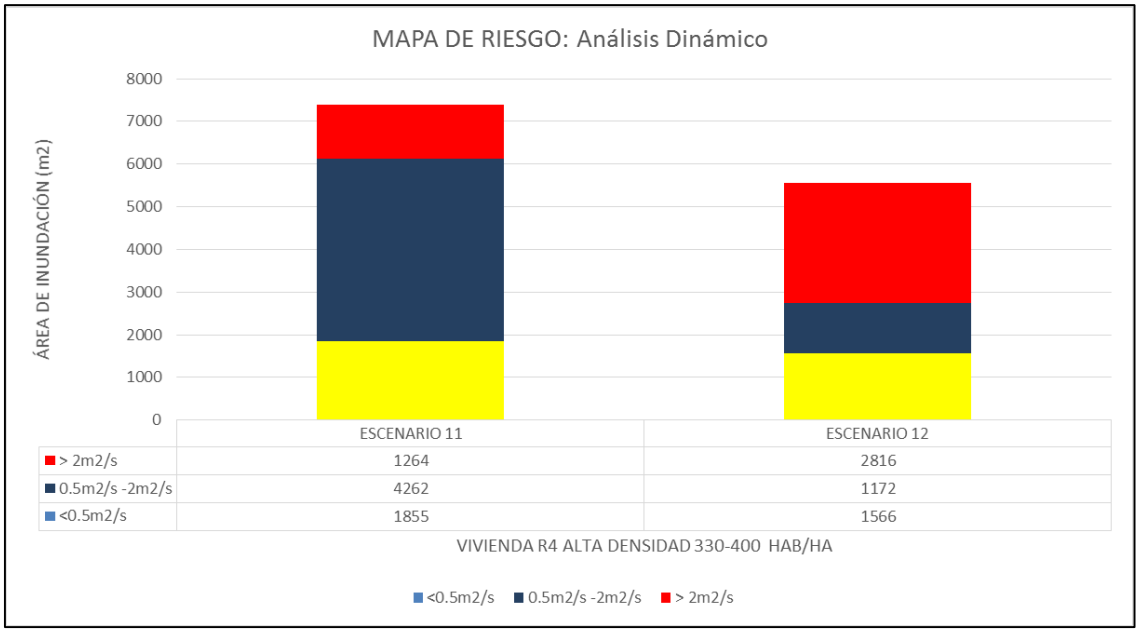


Gráfico 10.63 Análisis dinámico del riesgo para la zona de vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes de la Magnitud de la avenida

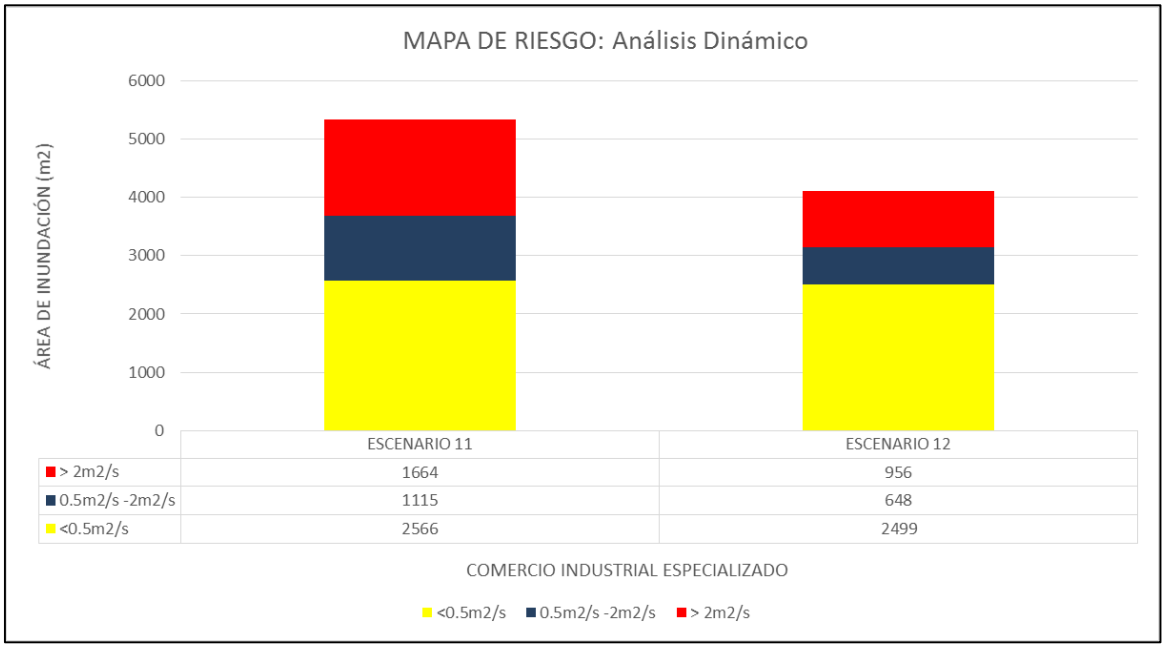
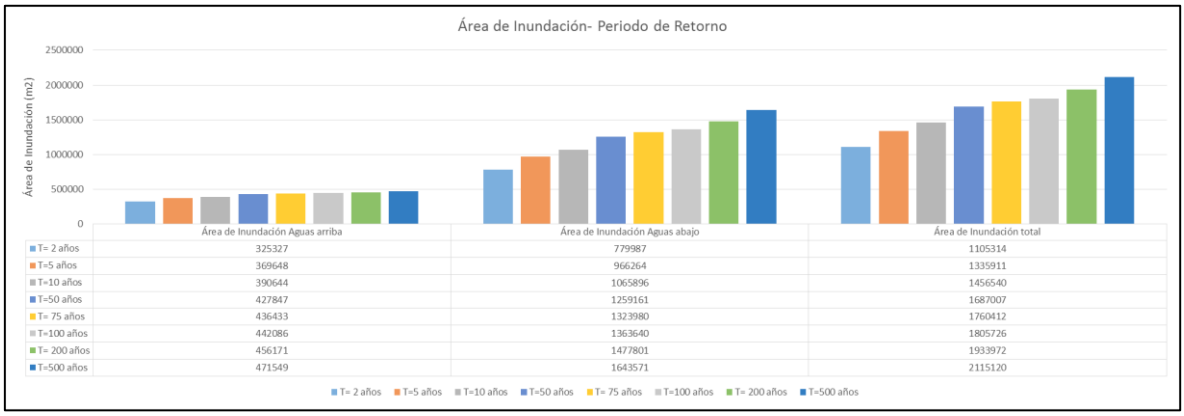


Gráfico 10.64 Análisis dinámico del riesgo para la zona de comercio industrial especializado de los escenarios dependientes de la Magnitud de la avenida

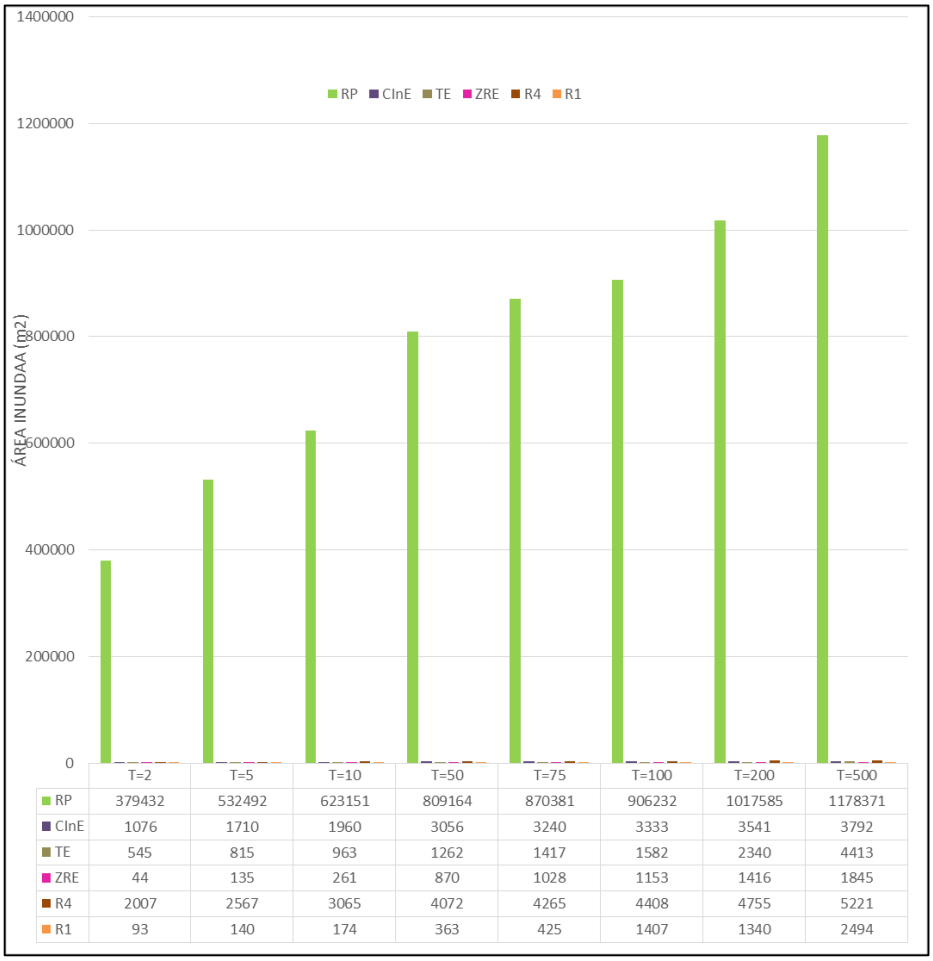
10.12.6 Escenarios dependientes del Periodo de Retorno.



	Área de Inundación Aguas arriba	Área de Inundación Aguas abajo	Área de Inundación total
T= 2 años	325327	779987	1105314
T=5 años	369648	966264	1335911
T=10 años	390644	1065896	1456540
T=50 años	427847	1259161	1687007
T= 75 años	436433	1323980	1760412
T=100 años	442086	1363640	1805726
T= 200 años	456171	1477801	1933972
T=500 años	471549	1643571	2115120

T= 2 años T=5 años T=10 años T=50 años T= 75 años T=100 años T= 200 años T=500 años

Gráfico 10.65 Áreas de inundación para escenarios dependientes del periodo de retorno.



	T=2	T=5	T=10	T=50	T=75	T=100	T=200	T=500
RP	379432	532492	623151	809164	870381	906232	1017585	1178371
CInE	1076	1710	1960	3056	3240	3333	3541	3792
TE	545	815	963	1262	1417	1582	2340	4413
ZRE	44	135	261	870	1028	1153	1416	1845
R4	2007	2567	3065	4072	4265	4408	4755	5221
R1	93	140	174	363	425	1407	1340	2494

Gráfico 10.66 Análisis de la vulnerabilidad para escenarios dependientes del Periodo de Retorno

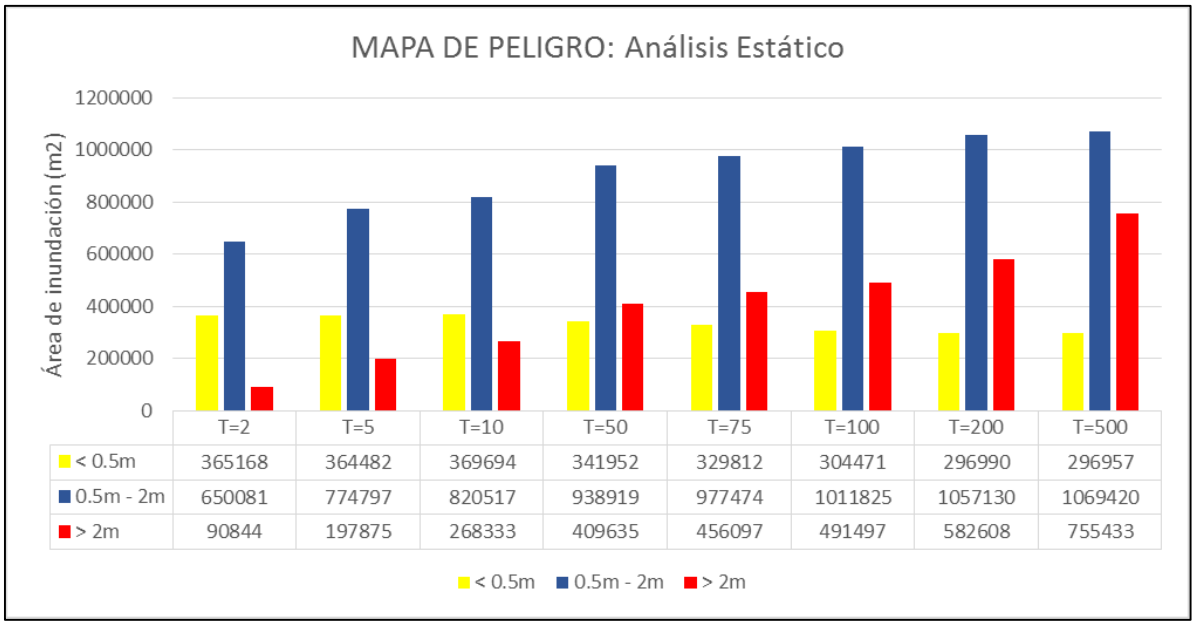


Gráfico 10.67 Análisis del Peligro Estático para escenarios dependientes del Periodo de Retorno

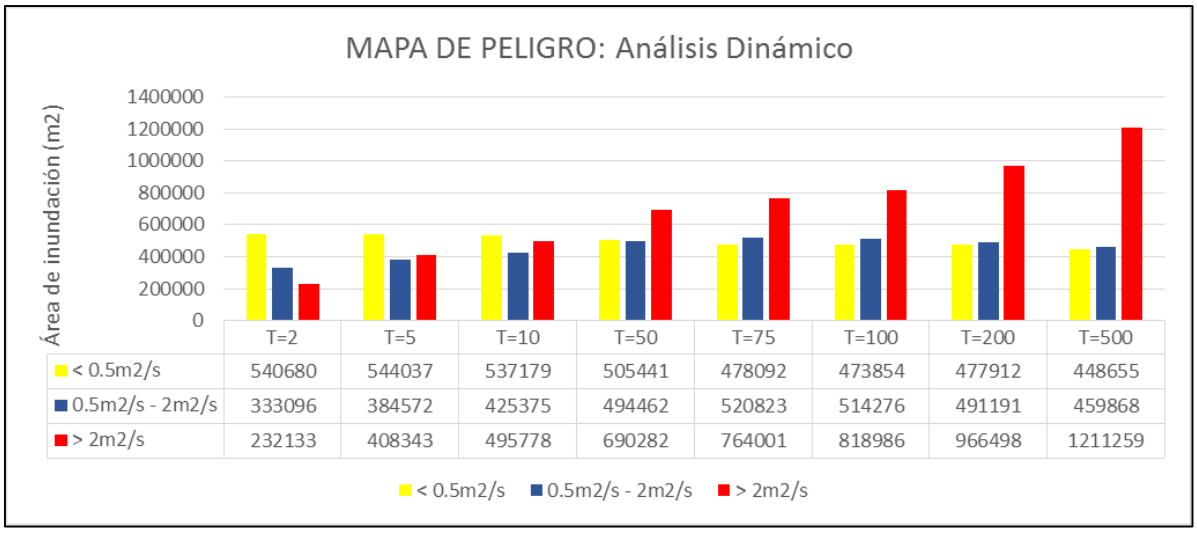
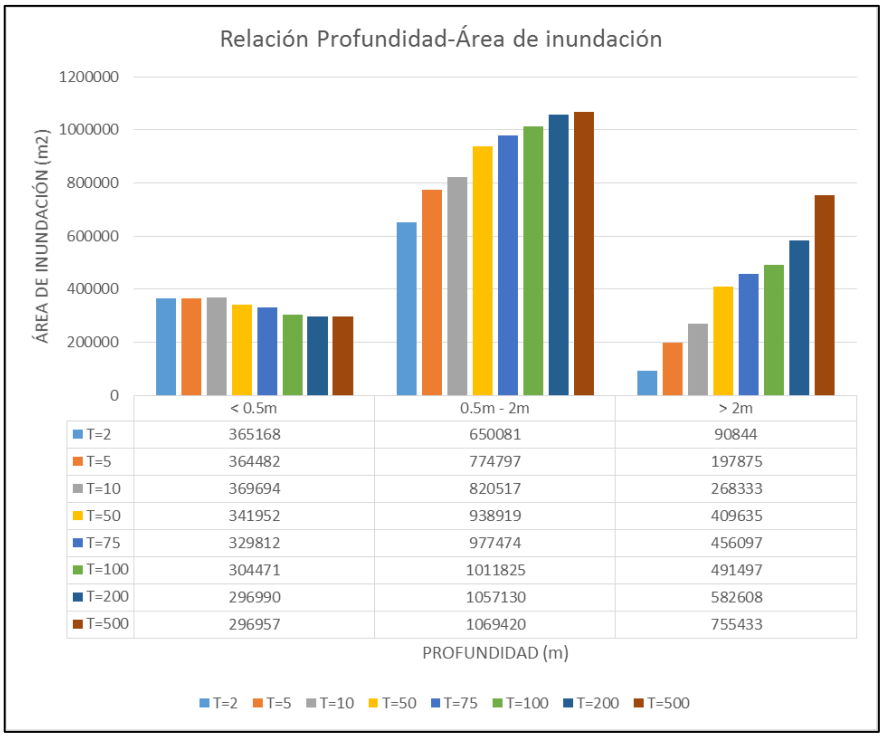
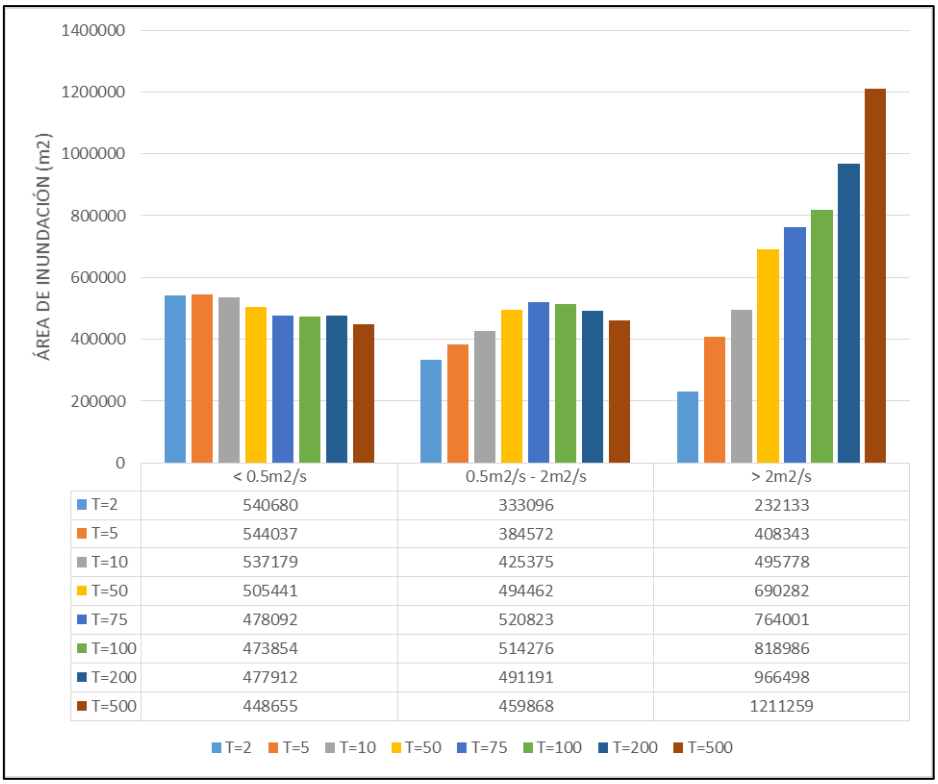


Gráfico 10.68 Análisis del Peligro Dinámico para escenarios dependientes del Periodo de Retorno



	< 0.5m	0.5m - 2m	> 2m
T=2	365168	650081	90844
T=5	364482	774797	197875
T=10	369694	820517	268333
T=50	341952	938919	409635
T=75	329812	977474	456097
T=100	304471	1011825	491497
T=200	296990	1057130	582608
T=500	296957	1069420	755433

Gráfico 10.69 Relación profundidad- área de para escenarios dependientes del Periodo de Retorno



	< 0.5m2/s	0.5m2/s - 2m2/s	> 2m2/s
T=2	540680	333096	232133
T=5	544037	384572	408343
T=10	537179	425375	495778
T=50	505441	494462	690282
T=75	478092	520823	764001
T=100	473854	514276	818986
T=200	477912	491191	966498
T=500	448655	459868	1211259

Gráfico 10.70 Relación descarga especifica - área de para escenarios dependientes del Periodo de Retorno

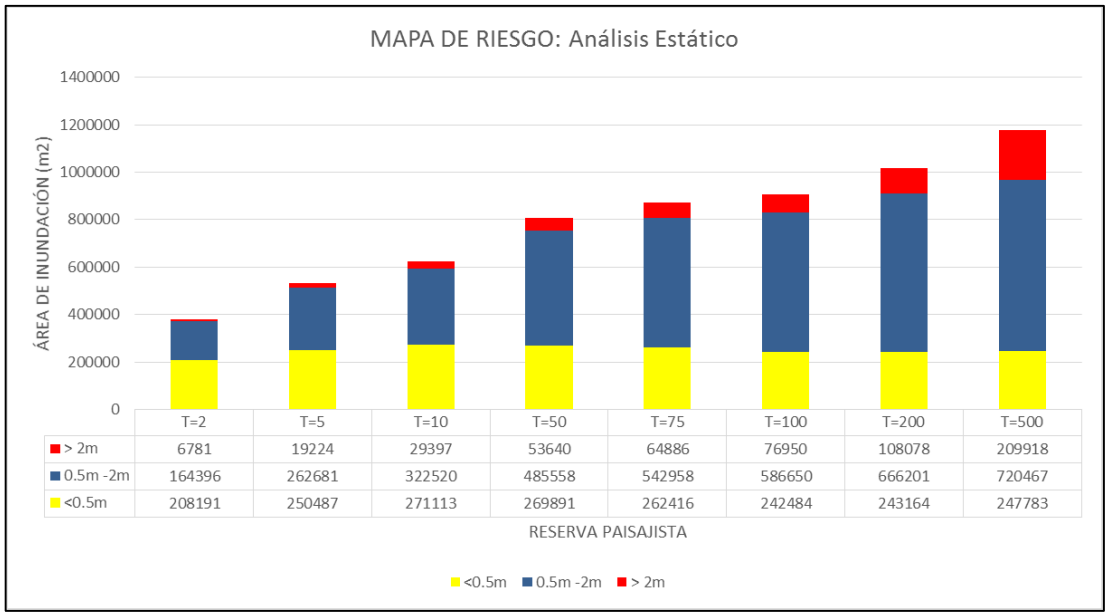


Gráfico 10.71 Análisis estático del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del Periodo de Retorno

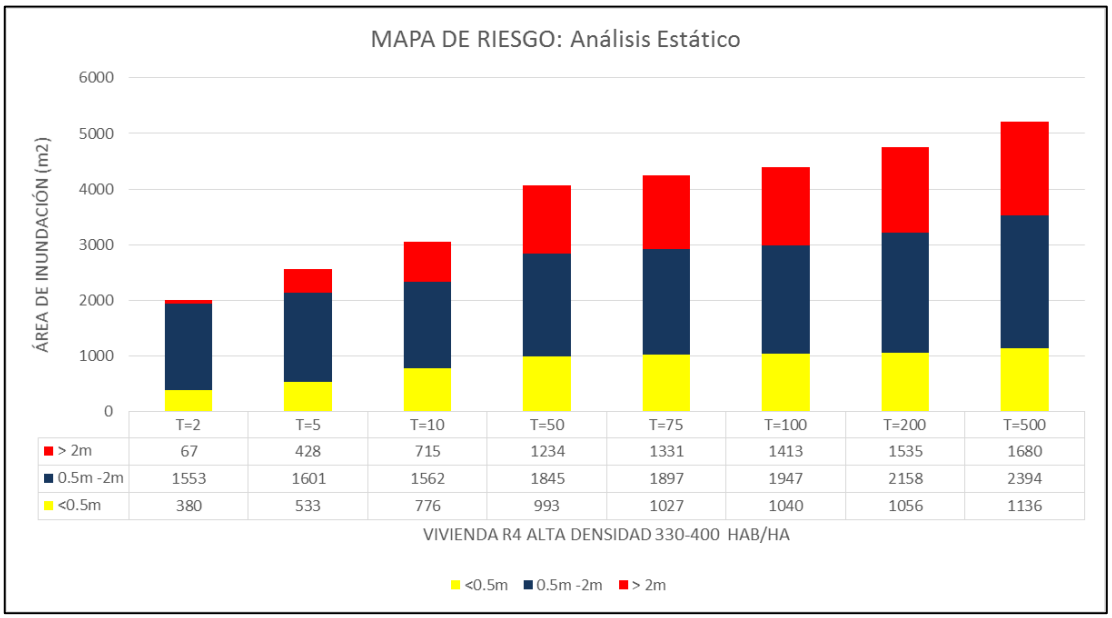


Gráfico 10.72 Análisis estático del riesgo para la zona de Vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes del Periodo de Retorno

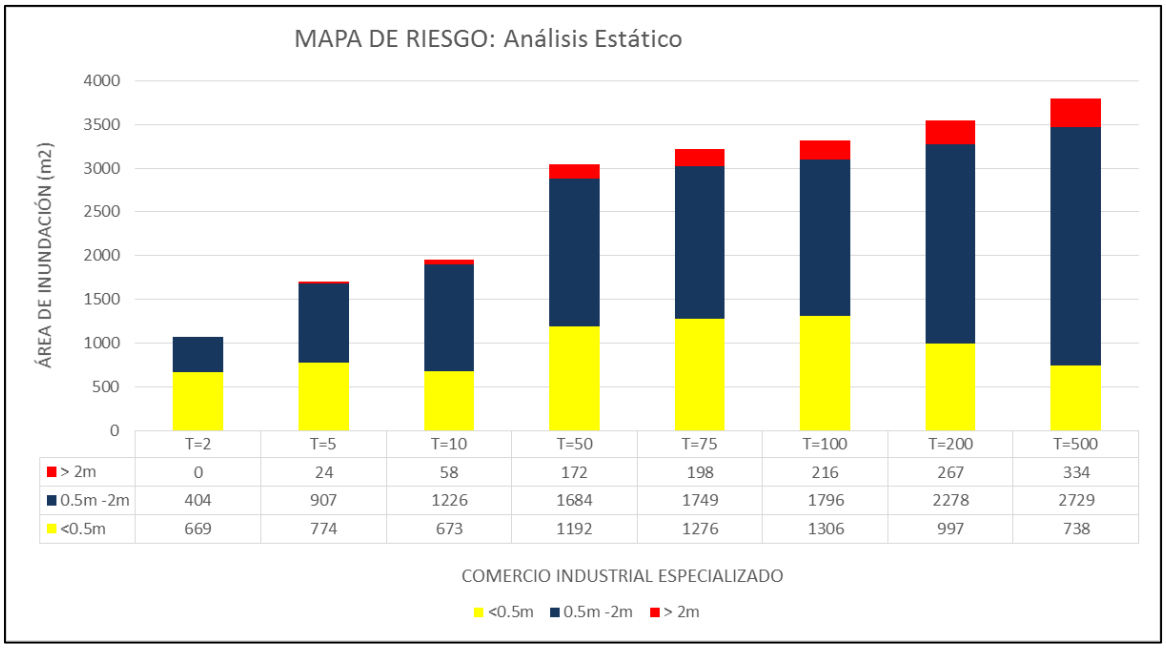


Gráfico 10.73 Análisis estático del riesgo para la zona de Comercio Industrial especializado de los escenarios dependientes del Periodo de Retorno

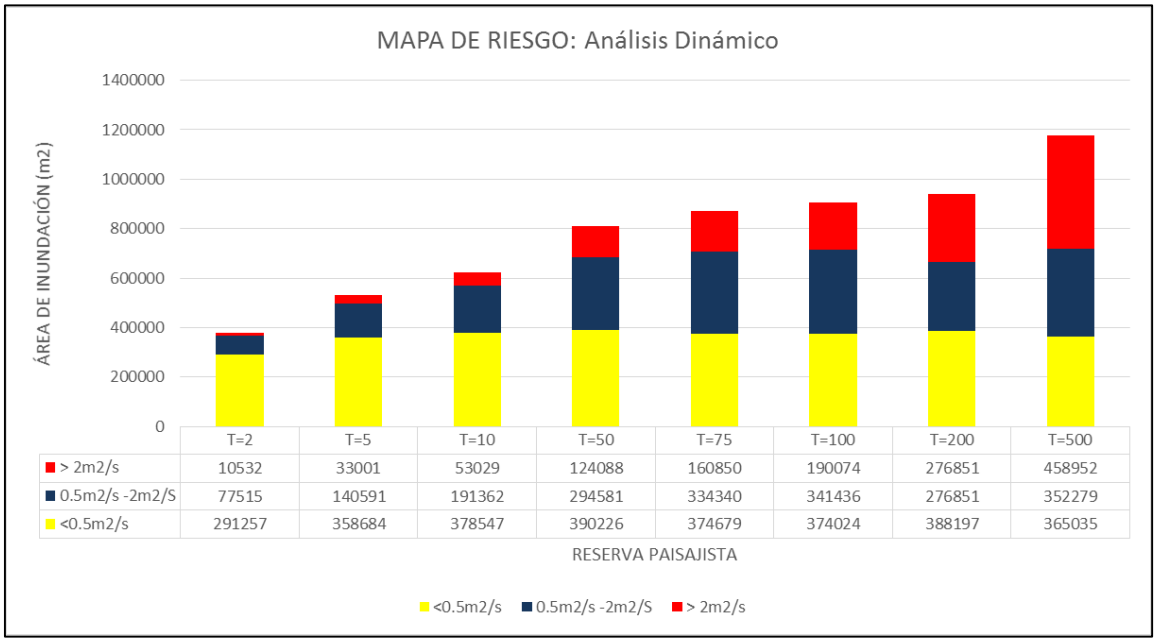


Gráfico 10.74 Análisis dinámico del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del Periodo de Retorno

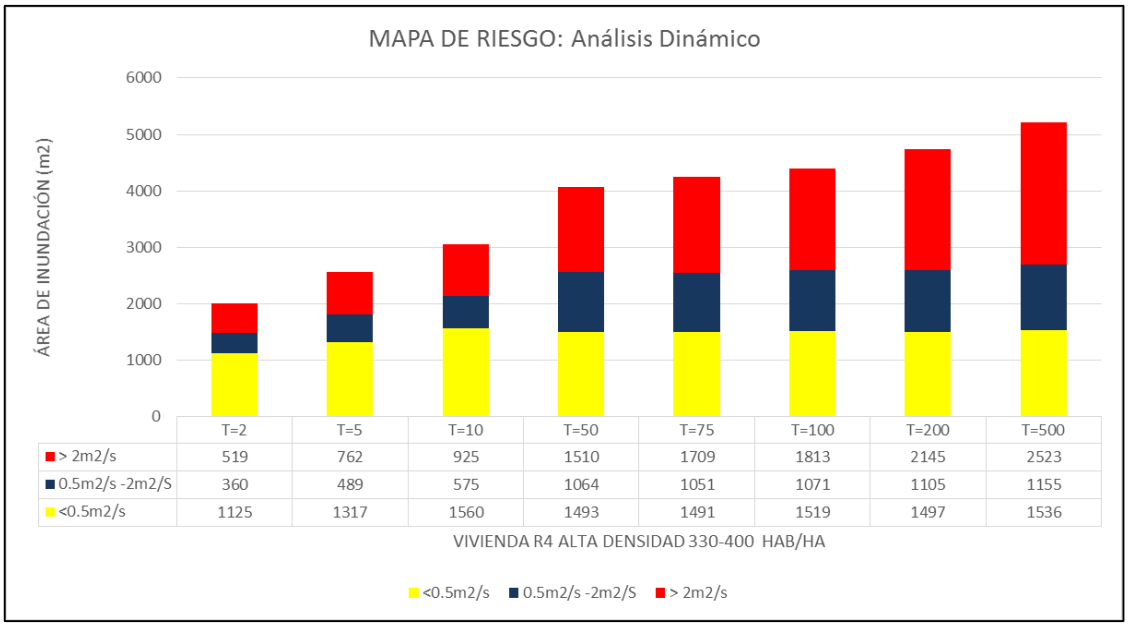


Gráfico 10.75 Análisis dinámico del riesgo para la zona de vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes del Periodo de Retorno

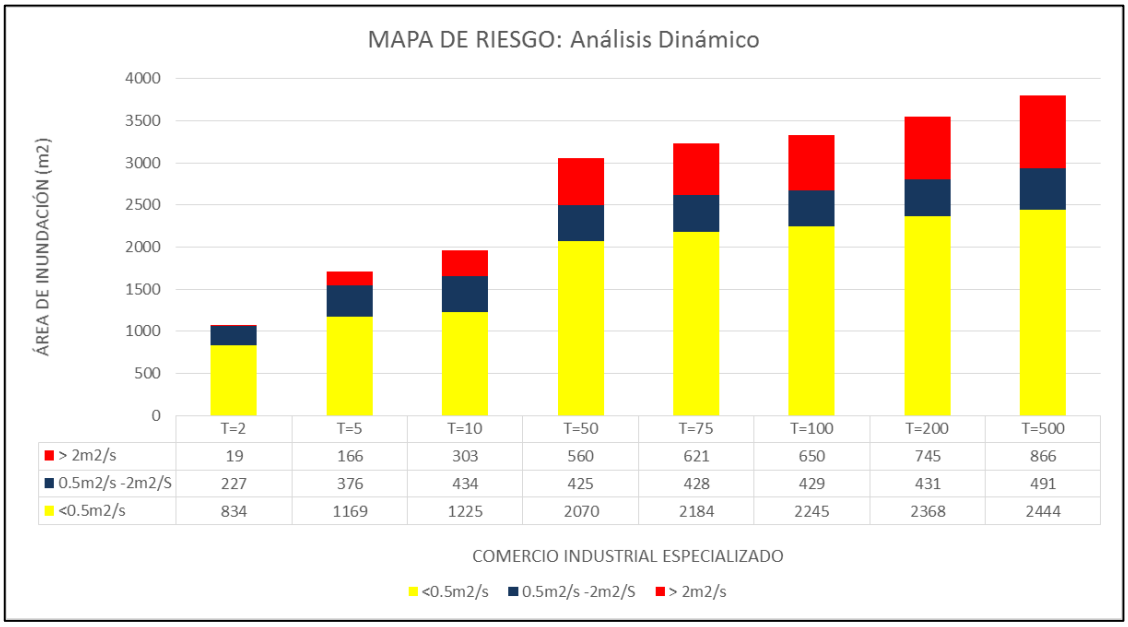


Gráfico 10.76 Análisis dinámico del riesgo para la zona de comercio industrial especializado de los escenarios dependientes del Periodo de Retorno

10.12.7 Escenarios dependientes de la confiabilidad del Análisis de frecuencias.

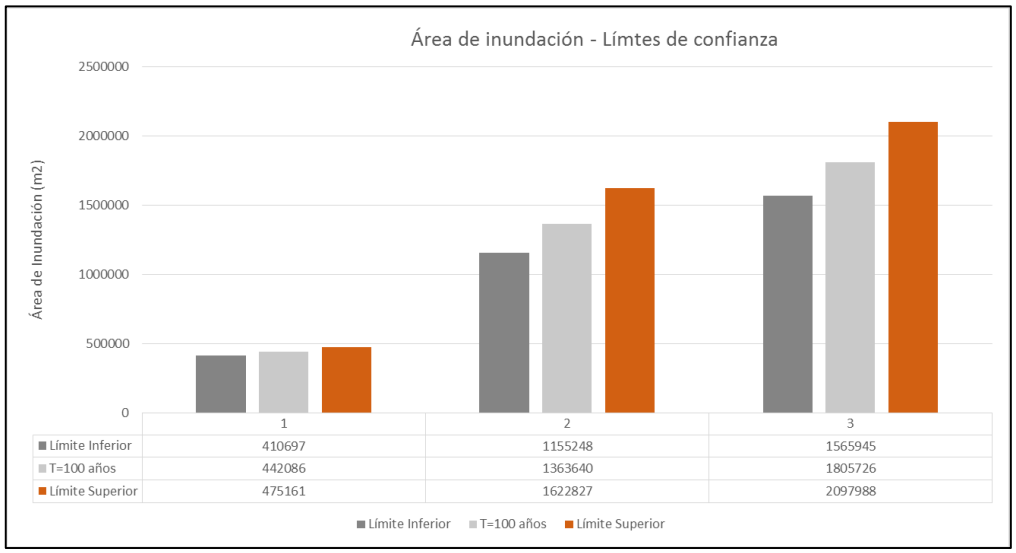


Gráfico 10.77 Áreas de inundación para escenarios dependientes del análisis de frecuencia.

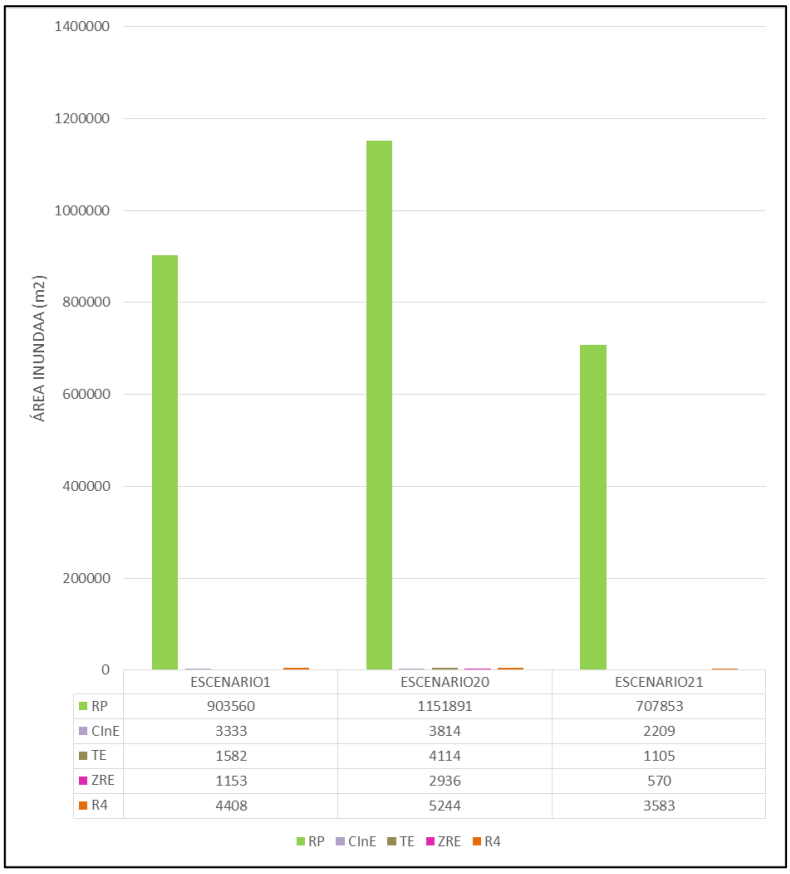


Gráfico 10.78 Análisis de la vulnerabilidad para escenarios dependientes del análisis de frecuencia

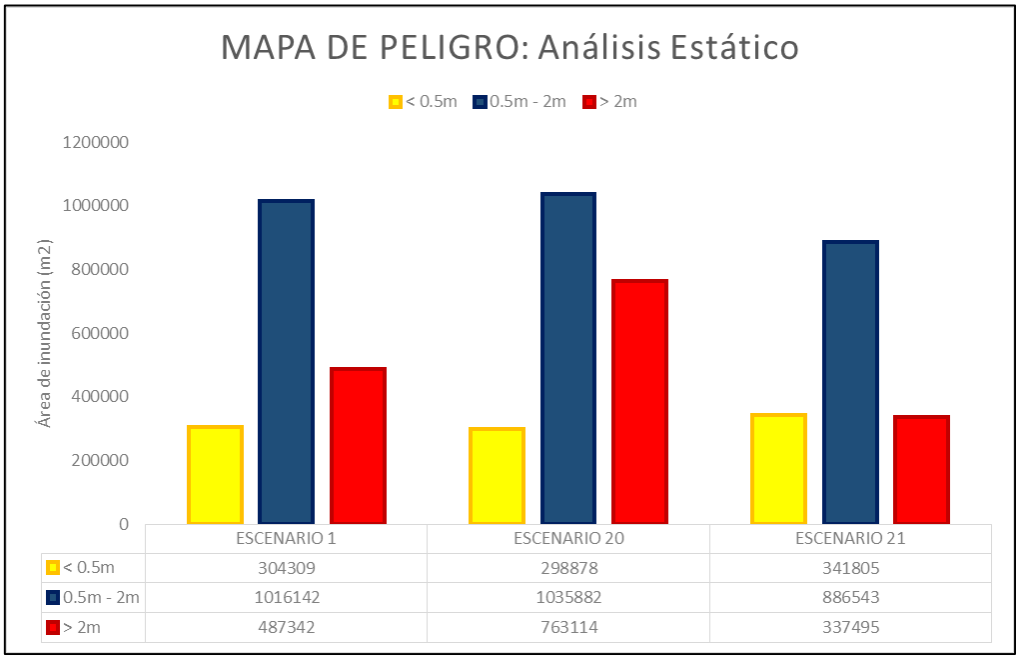


Gráfico 10.79 Análisis del Peligro Estático para escenarios dependientes del análisis de frecuencia

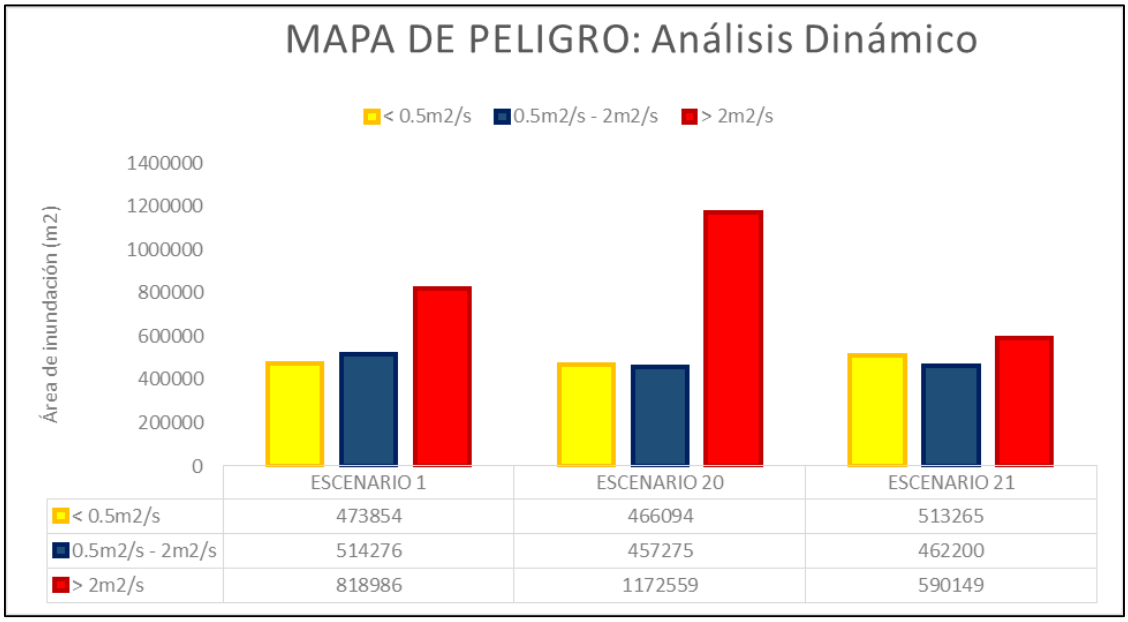


Gráfico 10.80 Análisis del Peligro Dinámico para escenarios dependientes del análisis de frecuencia

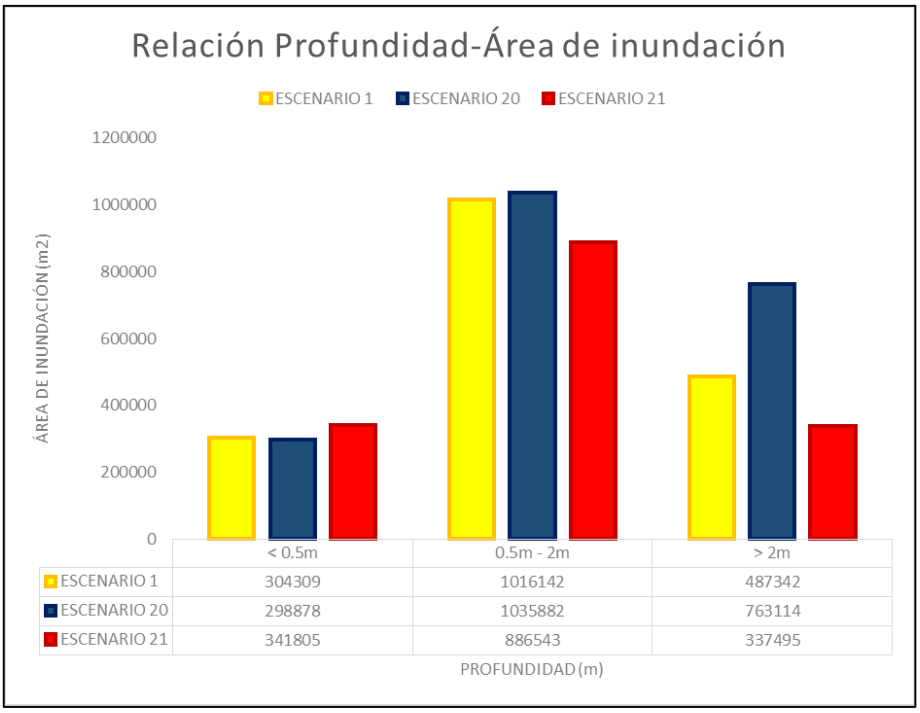


Gráfico 10.81 Relación profundidad- área de para escenarios dependientes del análisis de frecuencia

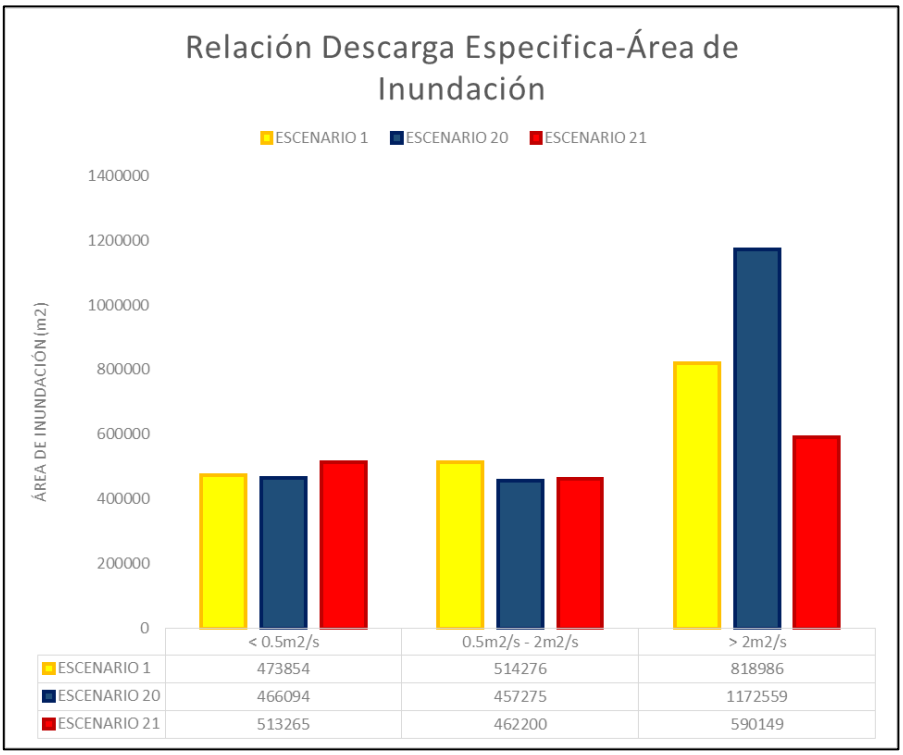


Gráfico 10.82 Relación descarga especifica - área de para escenarios dependientes del análisis de frecuencia

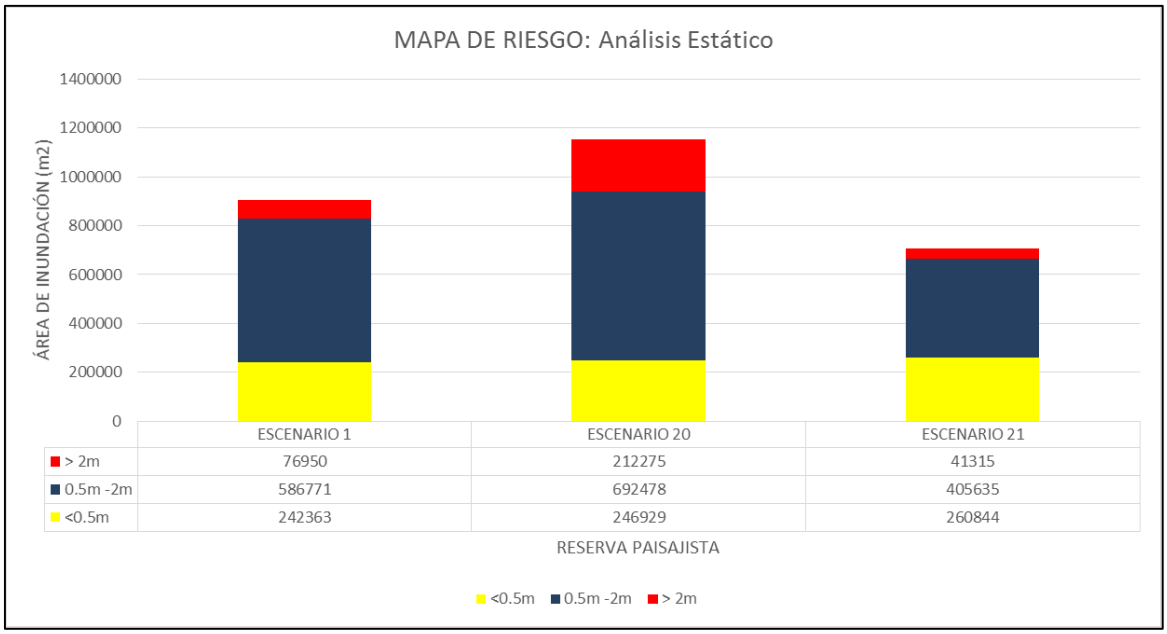


Gráfico 10.83 Análisis estático del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del análisis de frecuencia

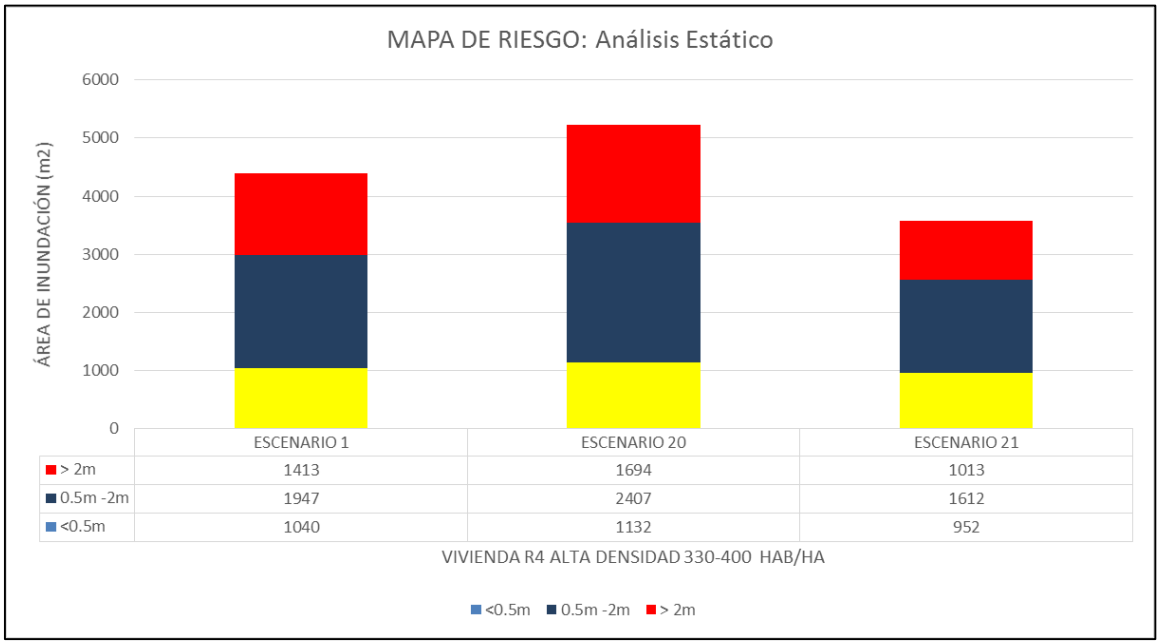


Gráfico 10.84 Análisis estático del riesgo para la zona de Vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes del análisis de frecuencia

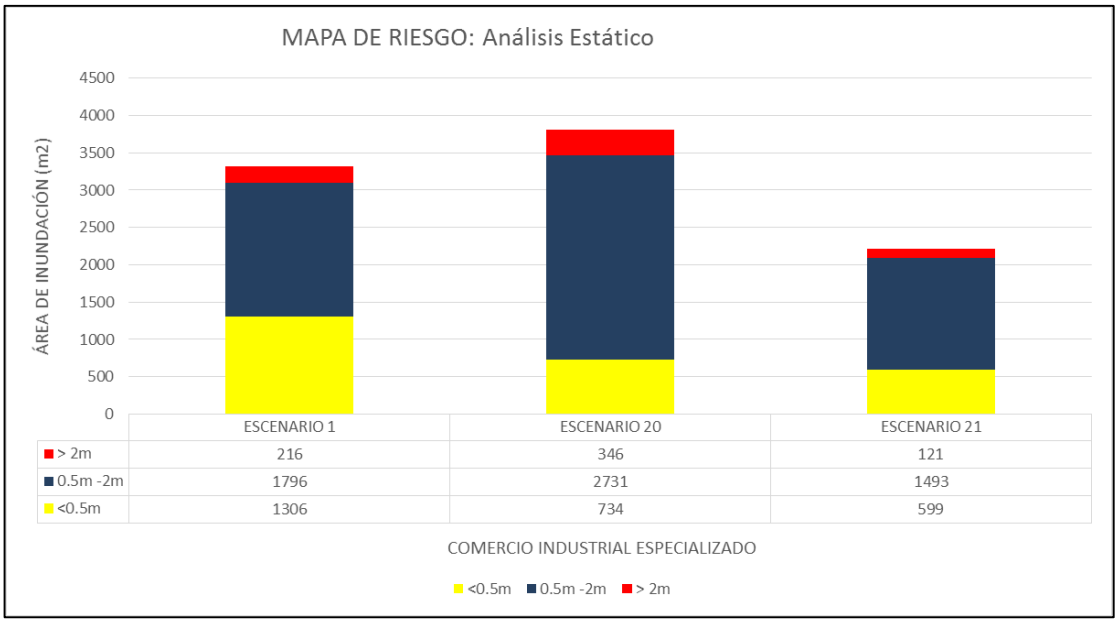


Gráfico 10.85 Análisis estático del riesgo para la zona de Comercio Industrial especializado de los escenarios dependientes del análisis de frecuencia

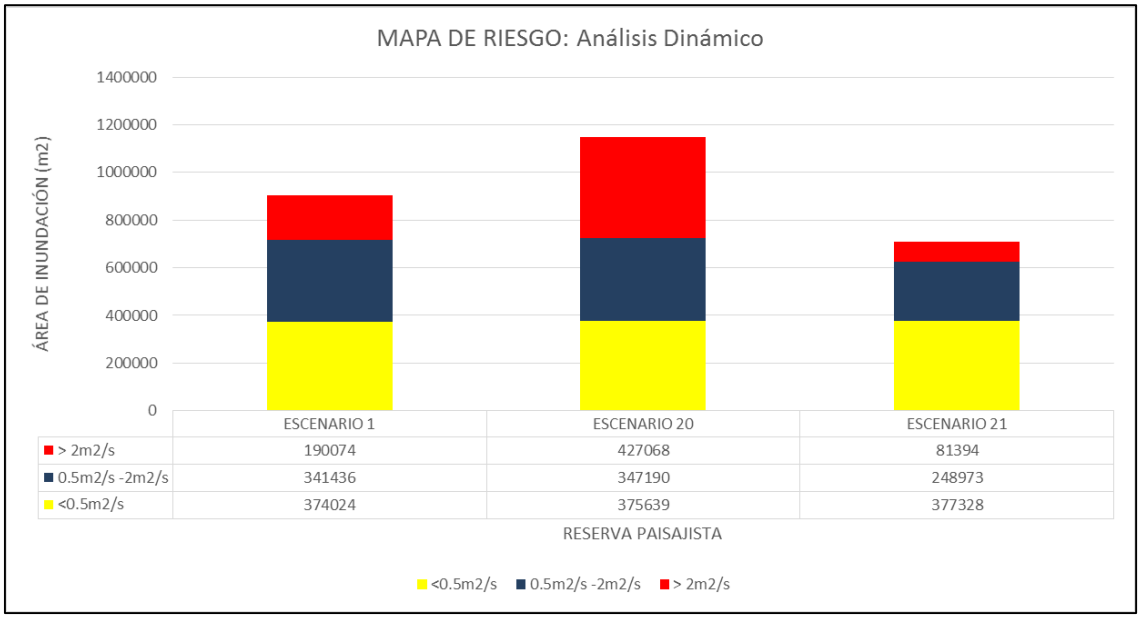


Gráfico 10.86 Análisis dinámico del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes análisis de frecuencia

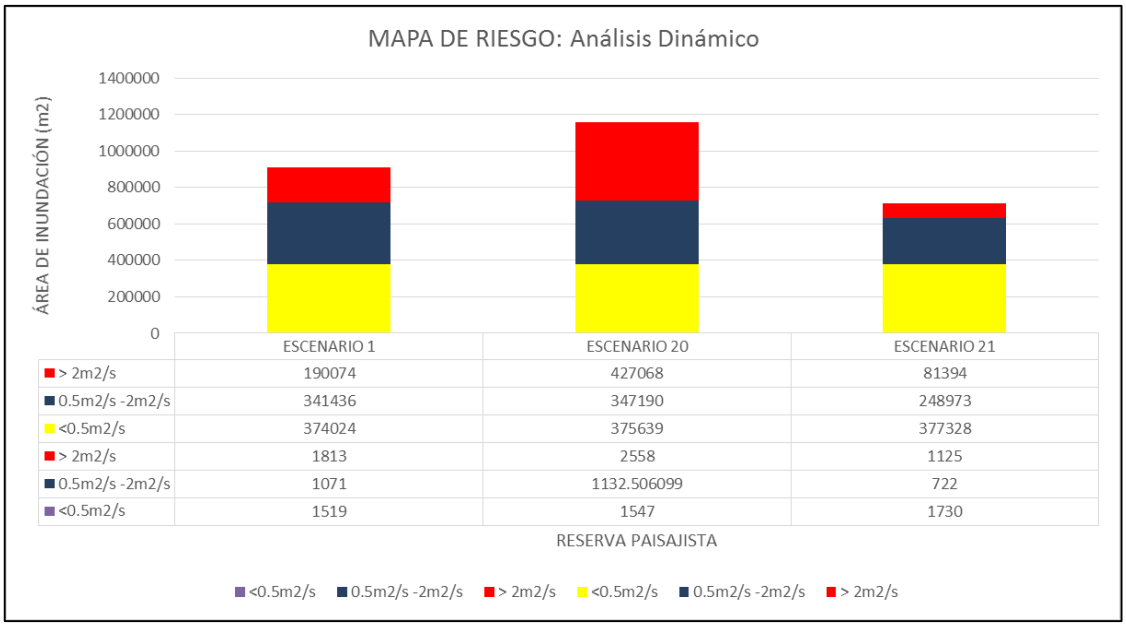


Gráfico 10.87 Análisis dinámico del riesgo para la zona de vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes análisis de frecuencia

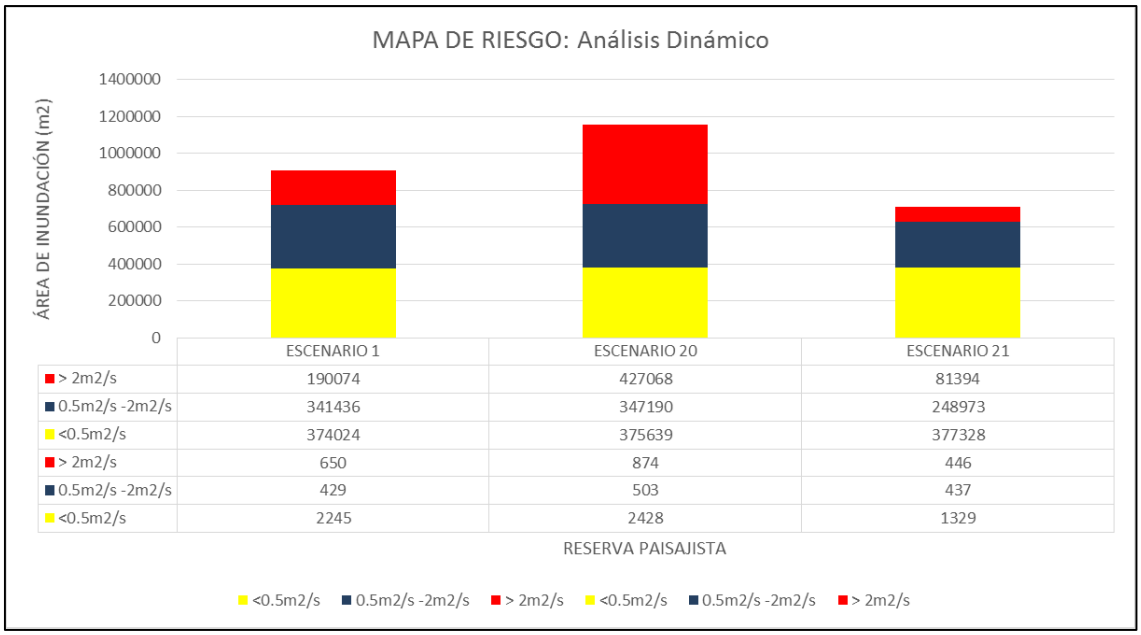
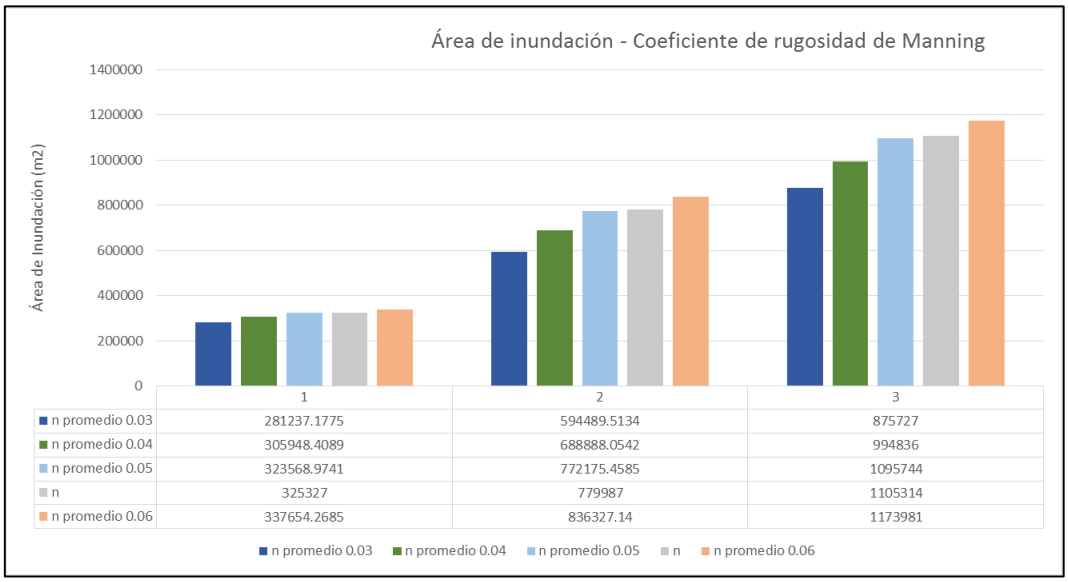


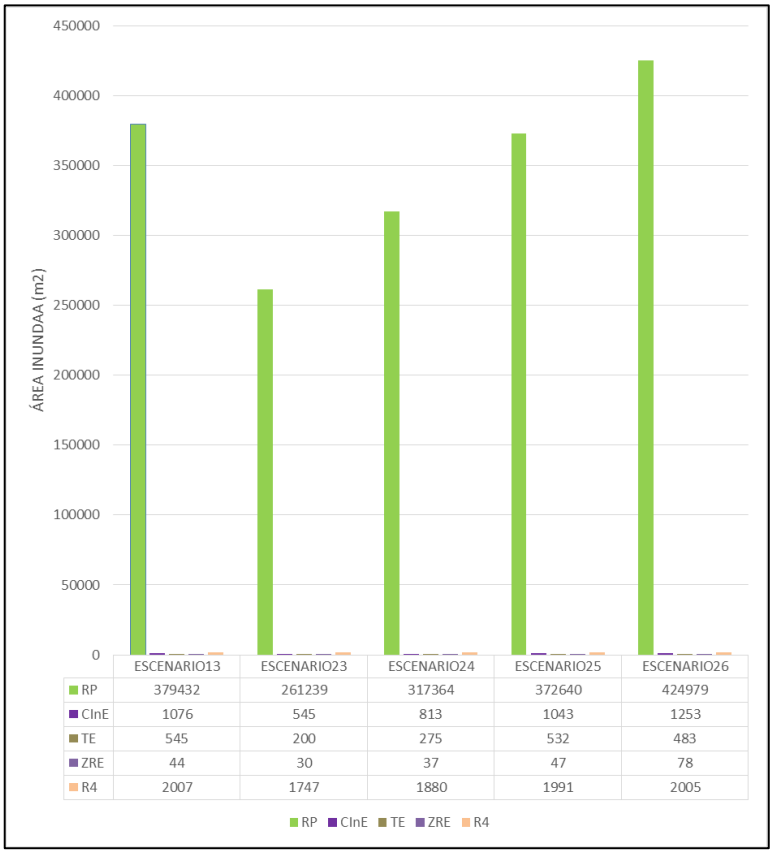
Gráfico 10.88 Análisis dinámico del riesgo para la zona de comercio industrial especializado de los escenarios análisis de frecuencia

10.12.8 Escenarios dependientes del Coeficiente de rugosidad de Manning.



	1	2	3
n promedio 0.03	281237.1775	594489.5134	875727
n promedio 0.04	305948.4089	688888.0542	994836
n promedio 0.05	323568.9741	772175.4585	1095744
n	325327	779987	1105314
n promedio 0.06	337654.2685	836327.14	1173981

Gráfico 10.89 Áreas de inundación para escenarios dependientes del coeficiente de rugosidad de Manning



	ESCENARIO13	ESCENARIO23	ESCENARIO24	ESCENARIO25	ESCENARIO26
RP	379432	261239	317364	372640	424979
ClnE	1076	545	813	1043	1253
TE	545	200	275	532	483
ZRE	44	30	37	47	78
R4	2007	1747	1880	1991	2005

Gráfico 10.90 Análisis de la vulnerabilidad para escenarios dependientes del Coeficiente de rugosidad de Manning

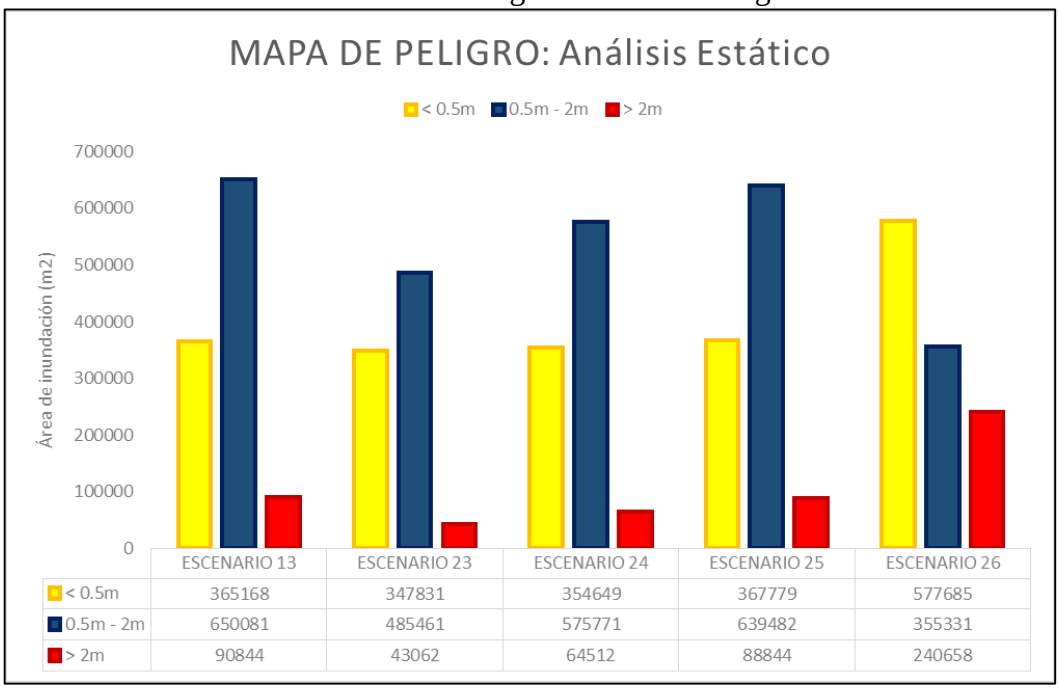


Gráfico 10.91 Análisis del Peligro Estático para escenarios dependientes del Coeficiente de rugosidad de Manning

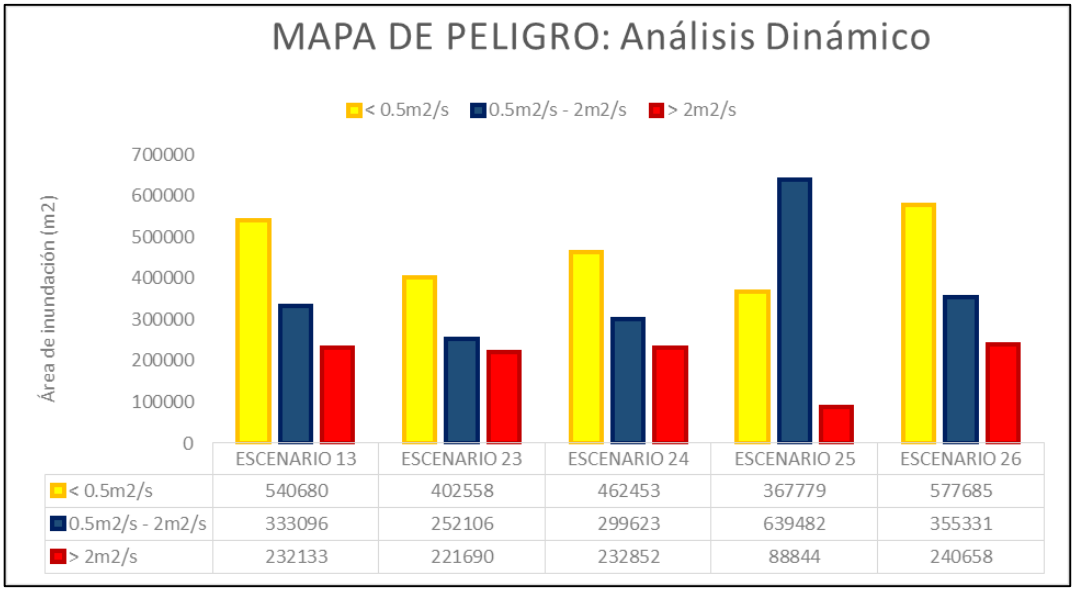
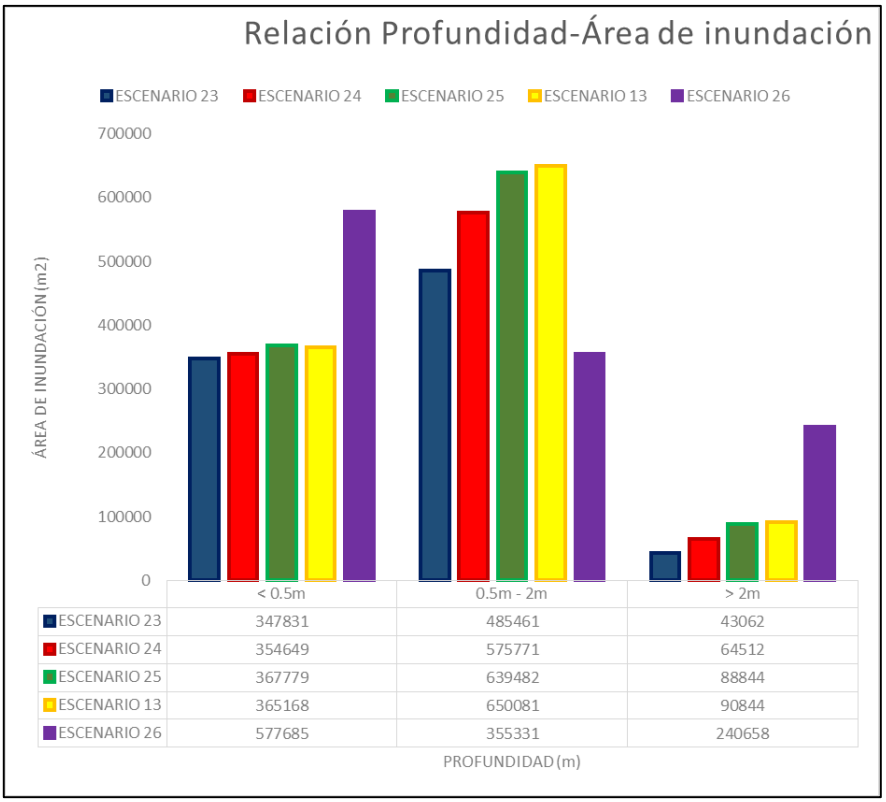
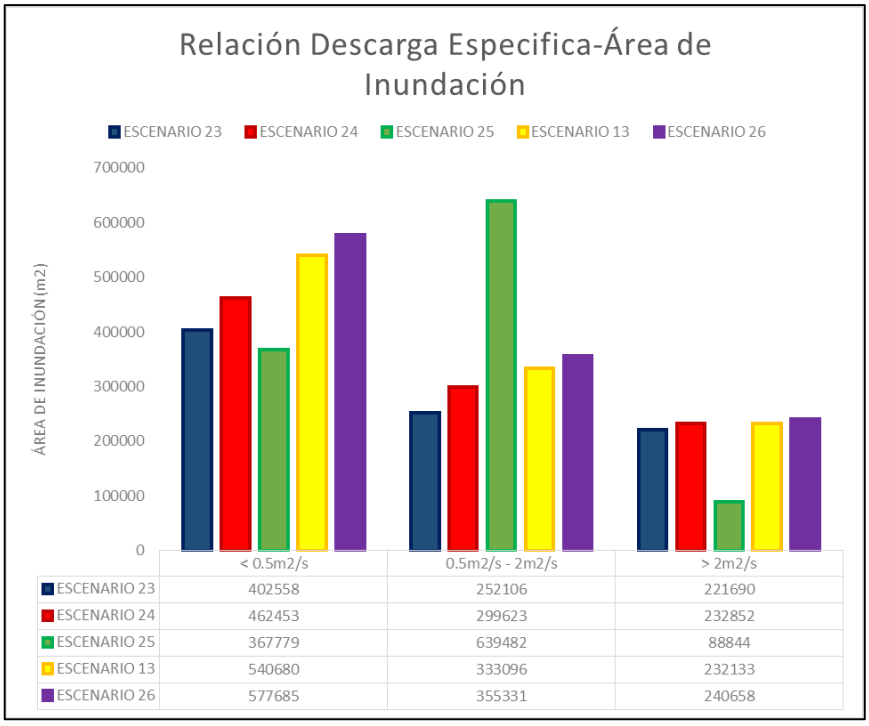


Gráfico 10.92 Análisis del Peligro Dinámico para escenarios dependientes del Coeficiente de rugosidad de Manning



	< 0.5m	0.5m - 2m	> 2m
ESCENARIO 23	347831	485461	43062
ESCENARIO 24	354649	575771	64512
ESCENARIO 25	367779	639482	88844
ESCENARIO 13	365168	650081	90844
ESCENARIO 26	577685	355331	240658

Gráfico 10.93 Relación profundidad- área de para escenarios dependientes del Coeficiente de rugosidad de Manning



	< 0.5m2/s	0.5m2/s - 2m2/s	> 2m2/s
ESCENARIO 23	402558	252106	221690
ESCENARIO 24	462453	299623	232852
ESCENARIO 25	367779	639482	88844
ESCENARIO 13	540680	333096	232133
ESCENARIO 26	577685	355331	240658

Gráfico 10.94 Relación descarga especifica - área de para escenarios dependientes del Coeficiente de rugosidad de Manning

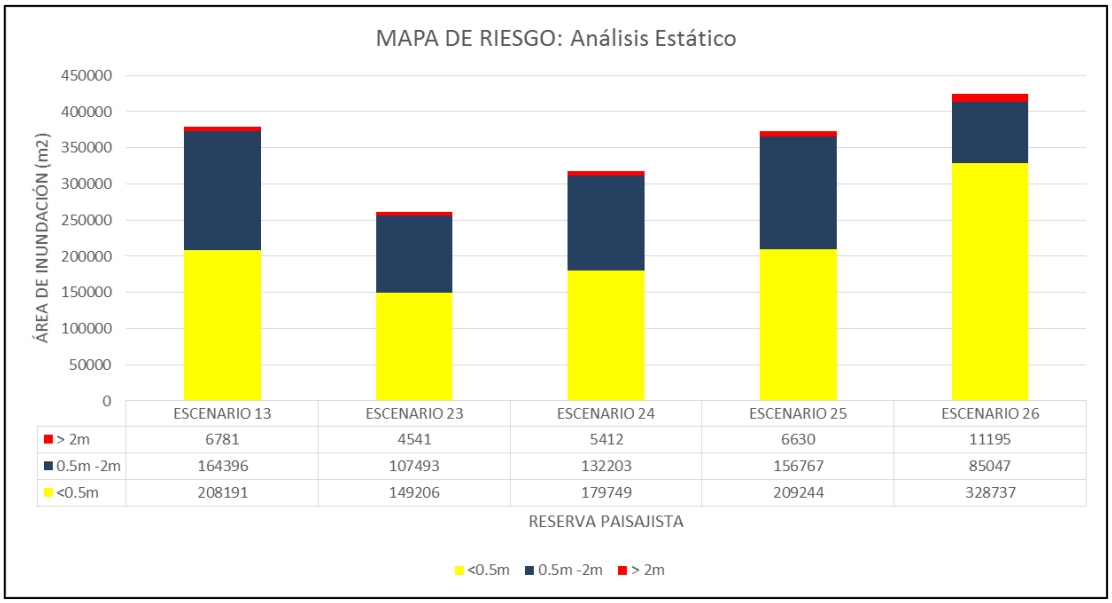


Gráfico 10.95 Análisis estático del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del Coeficiente de rugosidad de Manning

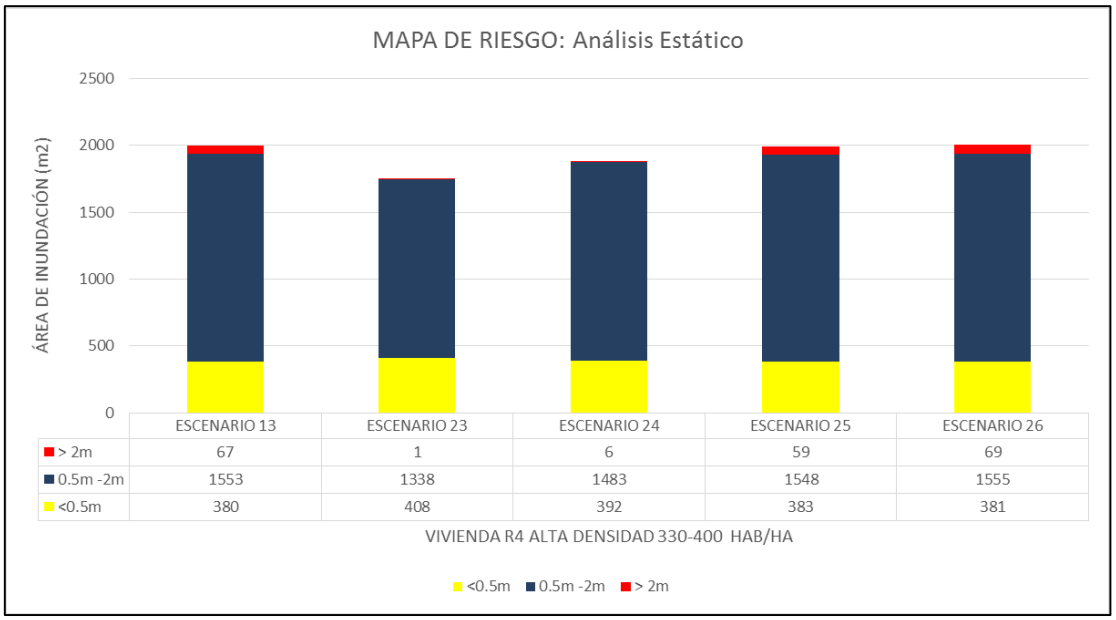


Gráfico 10.96 Análisis estático del riesgo para la zona de Vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes del Coeficiente de rugosidad de Manning

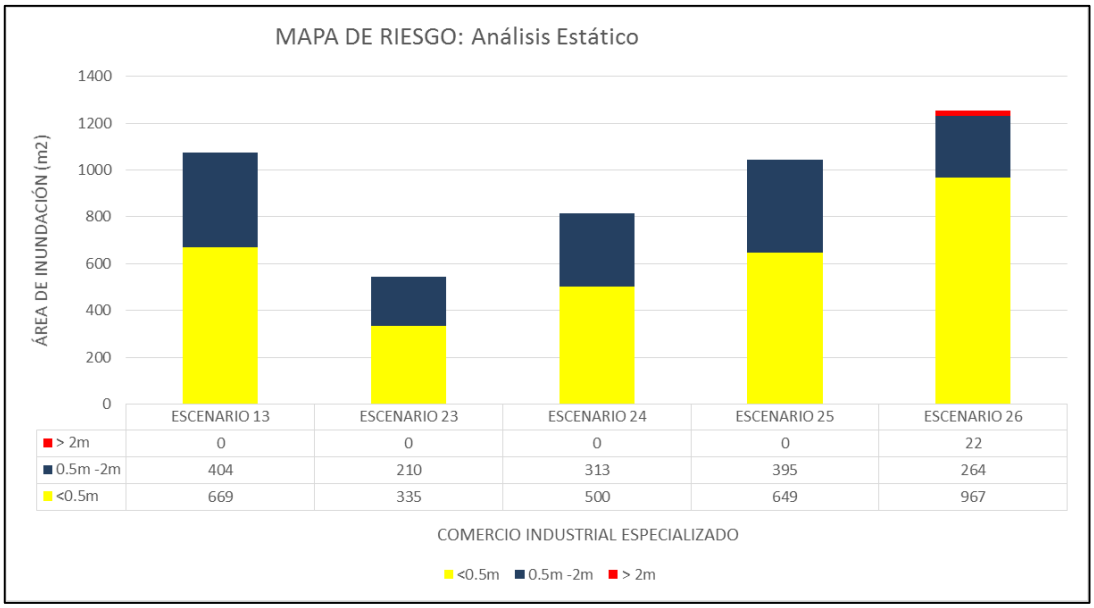


Gráfico 10.97 Análisis estático del riesgo para la zona de Comercio Industrial especializado de los escenarios dependientes del Coeficiente de rugosidad de Manning

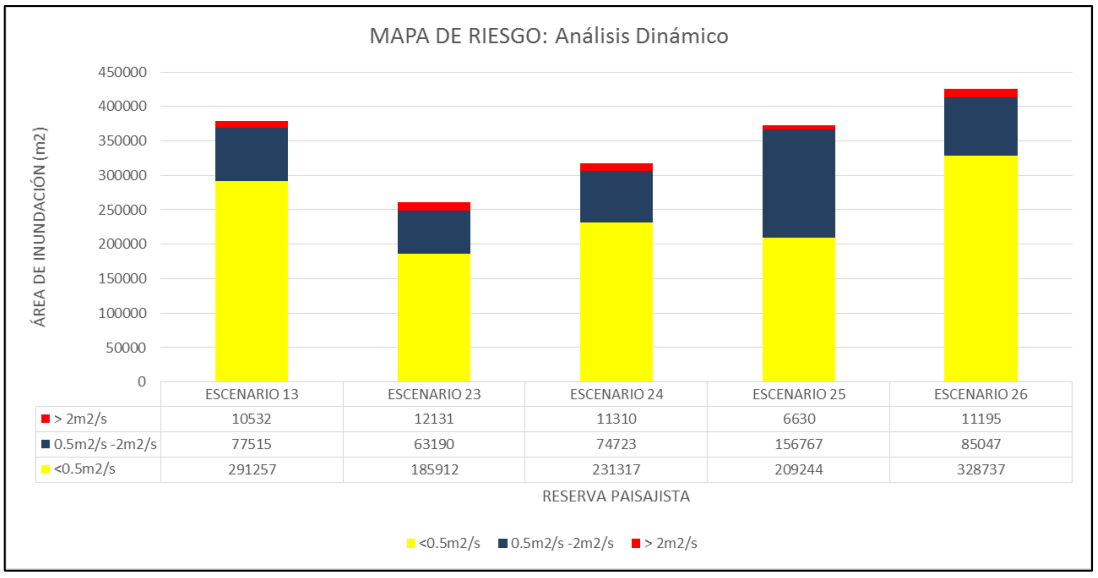


Gráfico 10.98 Análisis dinámico del riesgo para la zona de reserva paisajista de los escenarios dependientes del Coeficiente de rugosidad de Manning

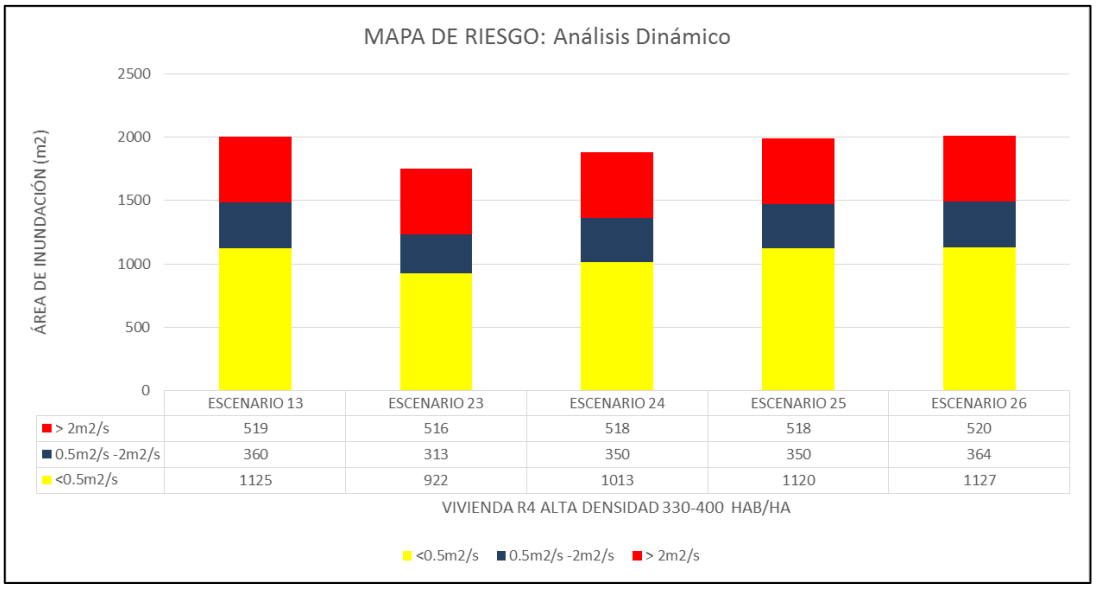


Gráfico 10.99 Análisis dinámico del riesgo para la zona de vivienda R4 alta densidad de los escenarios dependientes del Coeficiente de rugosidad de Manning

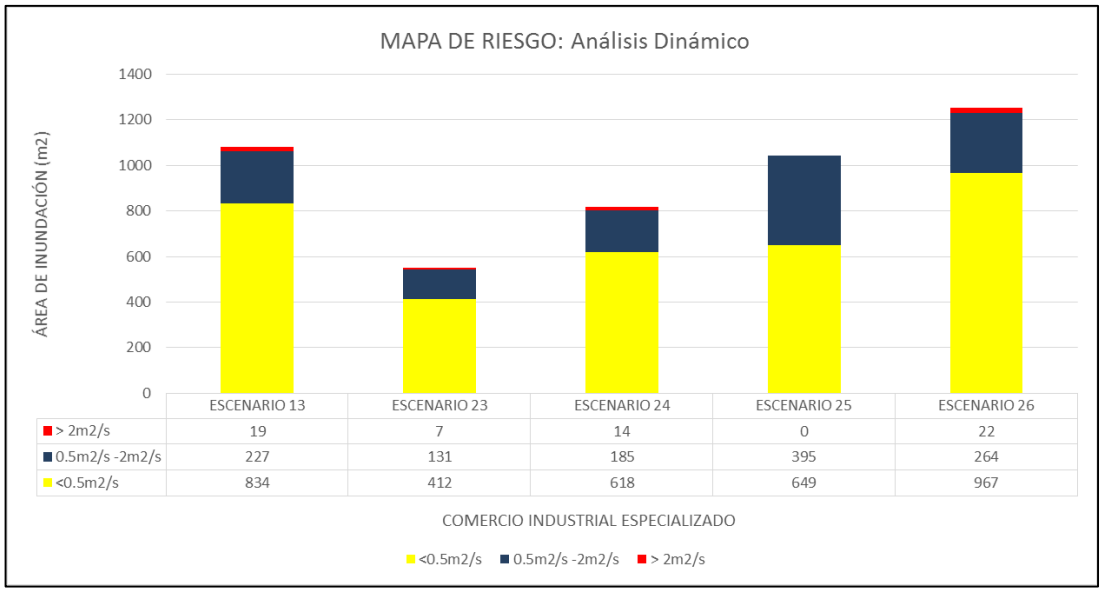


Gráfico 10.100 Análisis dinámico del riesgo para la zona de comercio industrial especializado de los escenarios del Coeficiente de rugosidad de Manning

10.13 Manual

MANUAL: ANÁLISIS DE INUNDACIONES

1.1 INTRODUCCIÓN A HEC-GeoRAS 533

1.2 ACTIVACIÓN DE HEC-GEORAS Y EXTENSIONES 533

1.3 CREACIÓN DEL TIN 543

1.4 GRAFICAR EL CAUCE (Stream centerline) 545

1.5 MÁRGENES DEL RÍO 548

1.6 SECCIONES TRANSVERSALES 555

1.7 CREAR River 3D y XSCutLines3D 561

1.8 CREAR ARCHIVO DE EXPORTACIÓN A HEC-RAS 564

Unidad 2: HEC-RAS Y ARCGIS 567

2.1 CREAR PROYECTO 567

2.2 GEOMETRÍA 568

2.3 FLUJO 577

2.4 ANÁLISIS DEL FLUJO 584

2.5 CORRER EL MODELO 585

2.6 RESULTADOS 585

2.7 RAS MAPPER 592

2.8 VISUALIZAR CAPAS GENERADAS EN ARCMAP 602

Unidad 1: ENTORNO Y MODELAMIENTO CON HEC-GEORAS

1.1 INTRODUCCIÓN A HEC-GeoRAS

Hec-GeoRAS (Hydrologic Engineering Center-Geospatial River Analysis System), es una extensión para el programa ArcGIS desarrollada conjuntamente por el Hydrologic Engineering Center del United Army Corps of Engineering y el Environmental System Research Intitute (ESRI).[57]

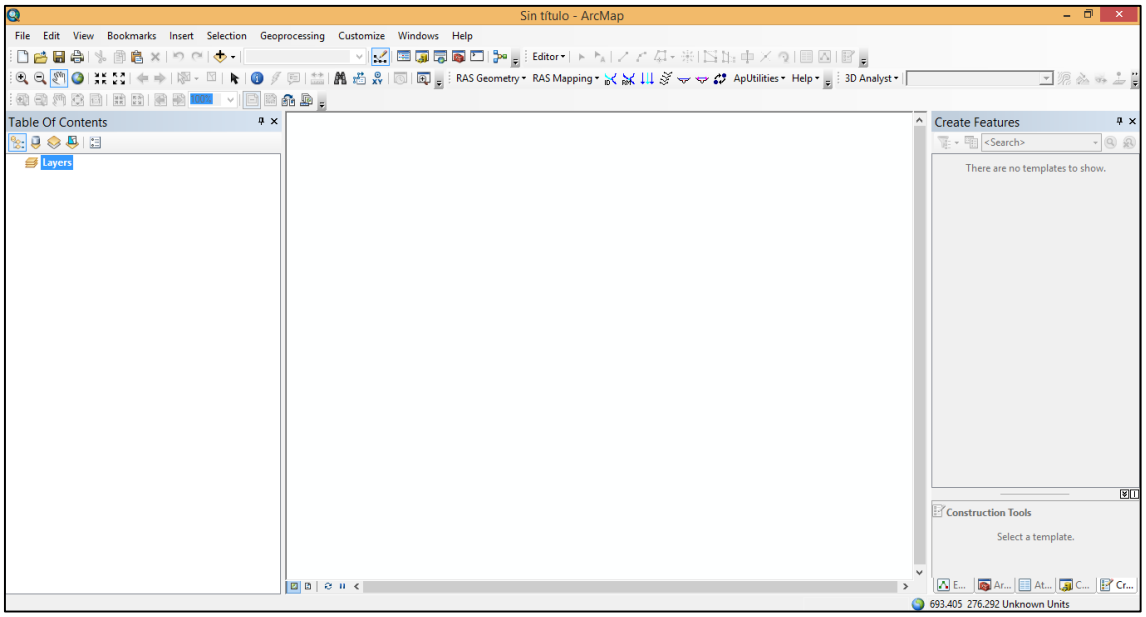
Se compone de una serie de procedimientos, herramientas y utilidades diseñadas para procesar datos georreferenciados que permite realizar la preparación de los datos geométricos para importarlos a HEC-RAS.

Mediante se crea un archivo a HEC-RAS que recoge los datos de geometría del terreno incluyendo el cauce del río, secciones transversales, etc. Para posteriormente exportar los resultados obtenidos de tirantes y velocidades en HEC-RAS para ArcGIS y puedan ser plasmados en mapas de inundación y riesgo.

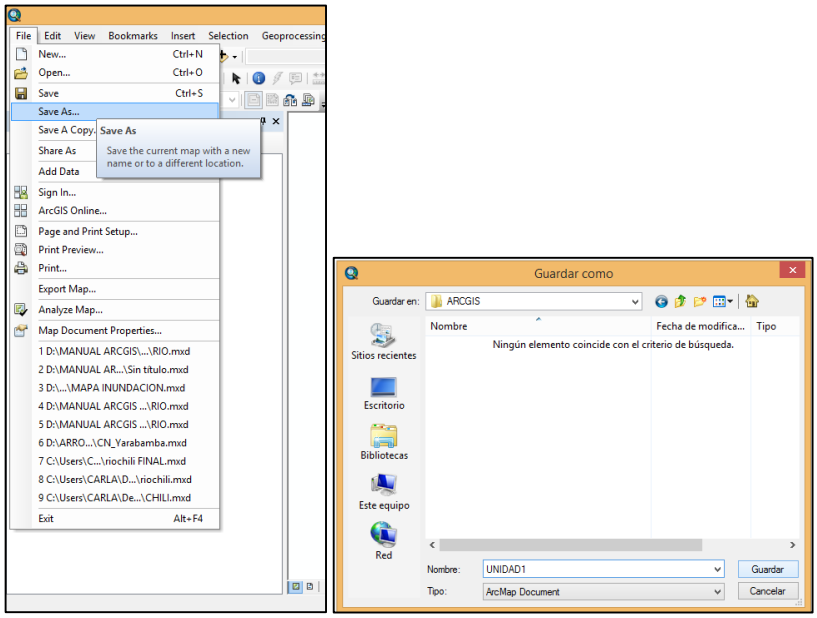
1.2 ACTIVACIÓN DE HEC-GEORAS Y EXTENSIONES

Abrimos el programa ArcGIS

[57] Cameron, T. Ackerman, P.E. (2011). *User´s Manual*. En HEC- GeoRAS. GIS tools for support HEC-RAS using ArcGIS(p,1-1). US Army Corps Of Engineers.



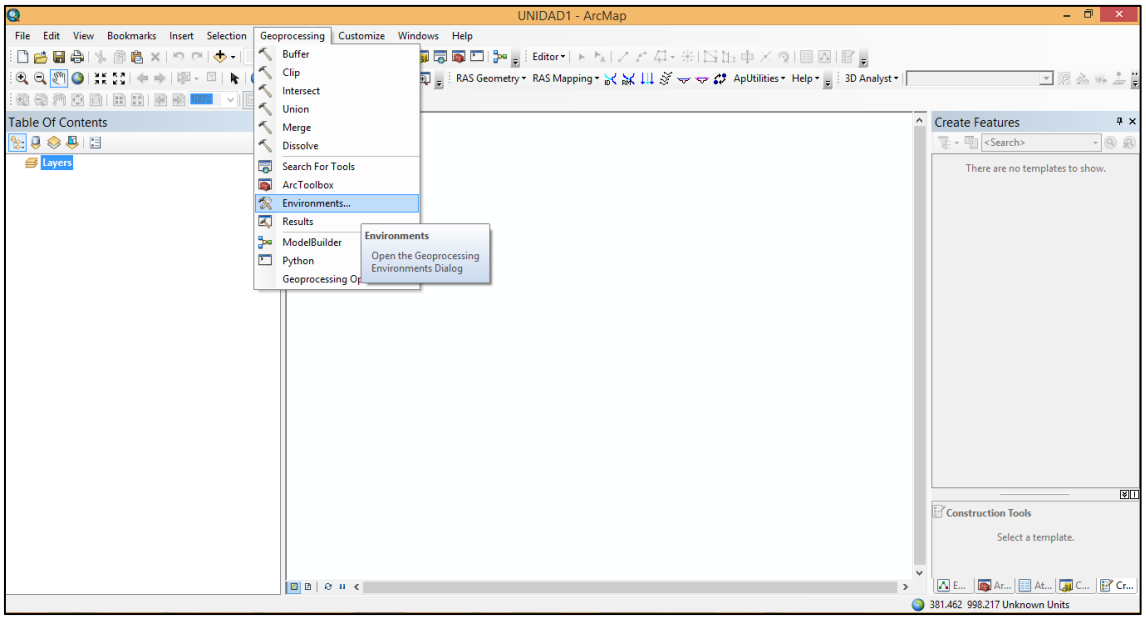
Guardamos el documento, de preferencia en una carpeta específica para el proyecto.



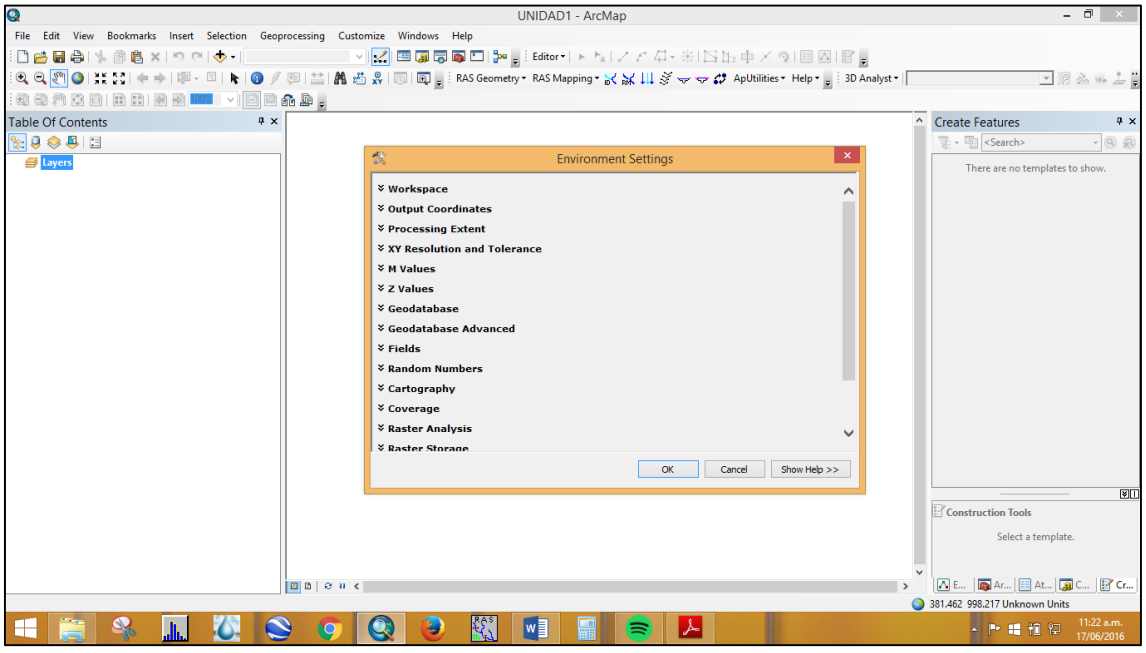
1.2.1 ENTORNO DE GEOPROCESAMIENTO

Para configurar el entorno de procesamiento entramos a la ruta:

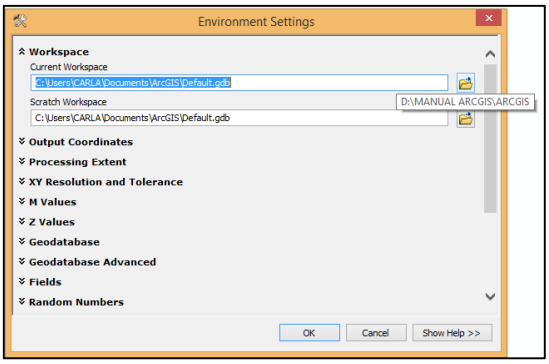
Geoprocessing < Environments



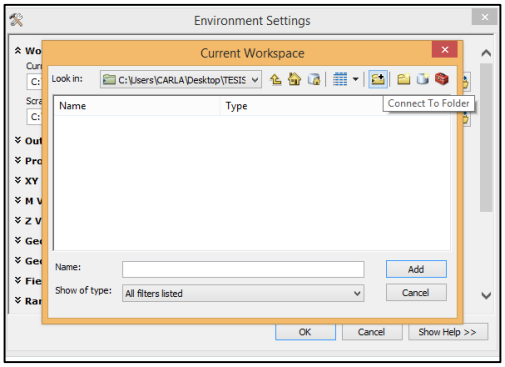
Luego desplegamos el primer ítem llamado **Workspace.**

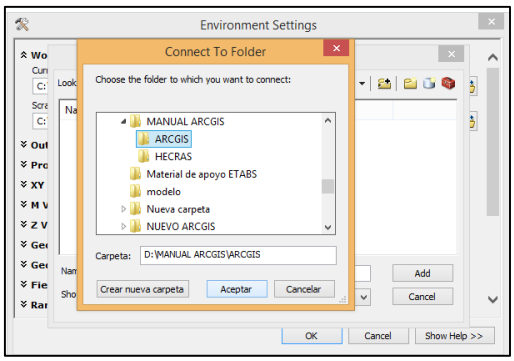


En las dos opciones se encuentra la ruta del programa por defecto, hacemos clic en la carpeta  .

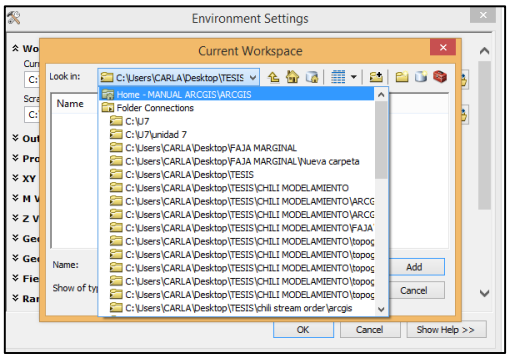


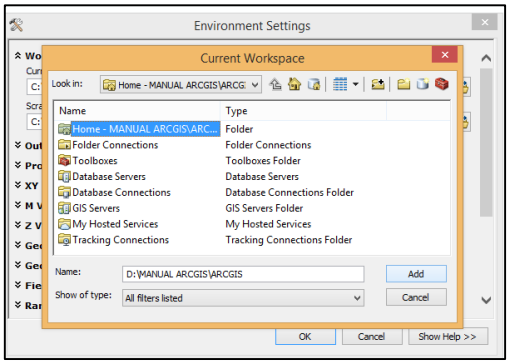
Procedemos a dar clic en el icono de una carpeta con un signo más  para crear un acceso directo a la carpeta donde se guardará todo el proyecto, buscamos la carpeta y damos aceptar.



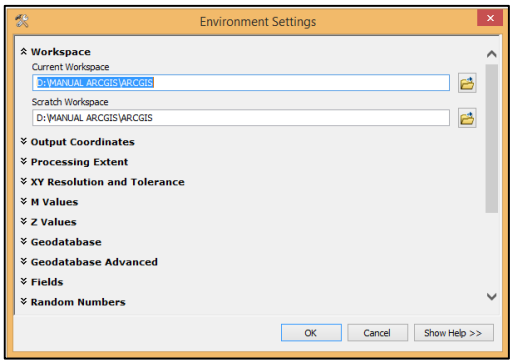


Seleccionamos la ubicación ya creada y aceptamos.

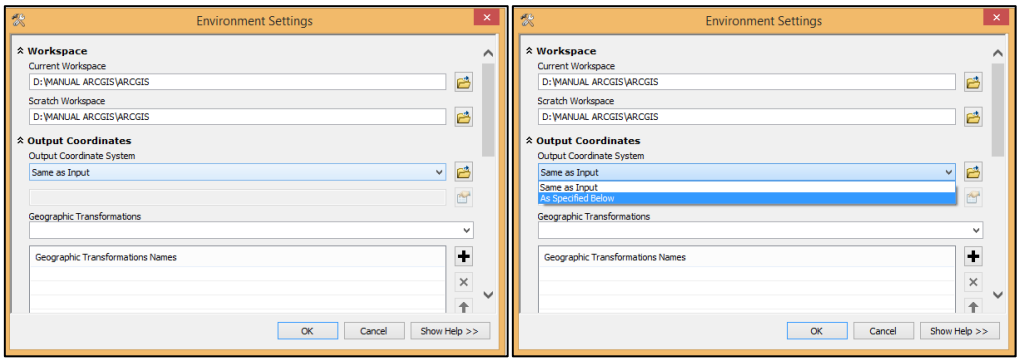




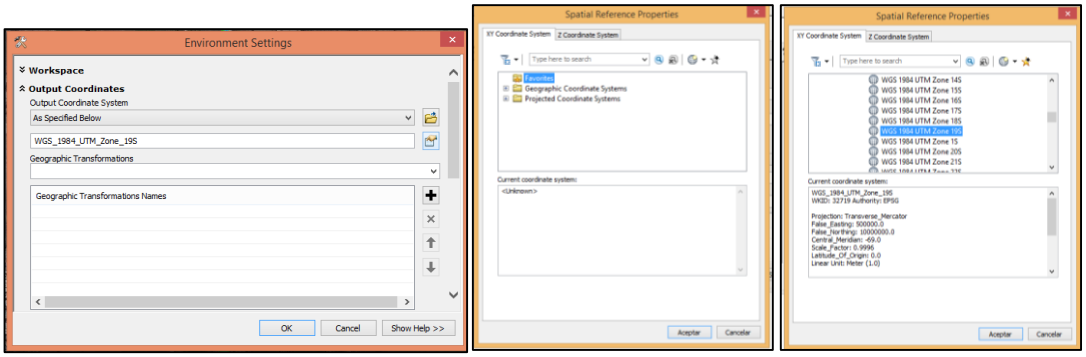
Podemos establecer la primera ruta y copiarla en la siguiente opción (Ctrl+C, Ctrl+V).

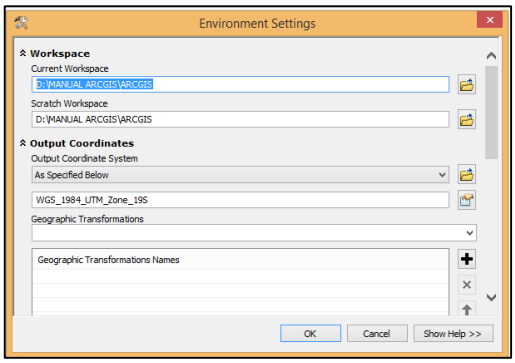


Luego desplegamos el ítem llamado: **Output Coordinates,** hacemos clic en el y seleccionamos la opción **As Specified below.**



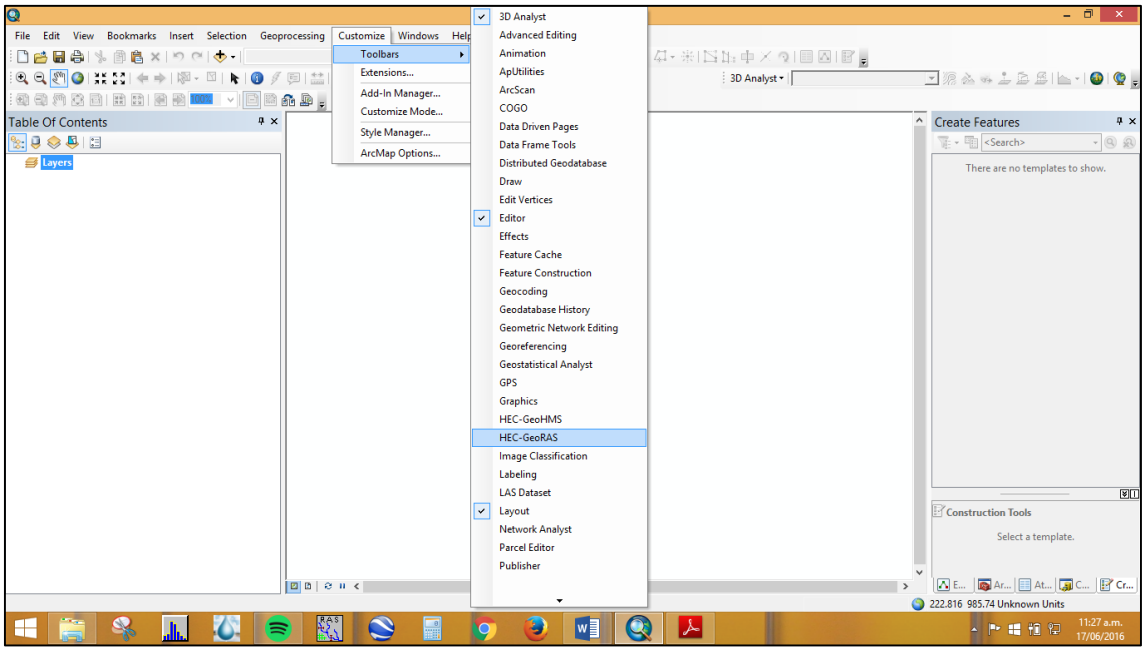
Hacemos clic en el icono  y procedemos a seleccionar el sistema de proyección de coordenadas a ser utilizada: **Projected Coordinates Systems > UTM > WGS 1984 > Southern Hemisphere > WGS 1984 UTM Zone 19S**.

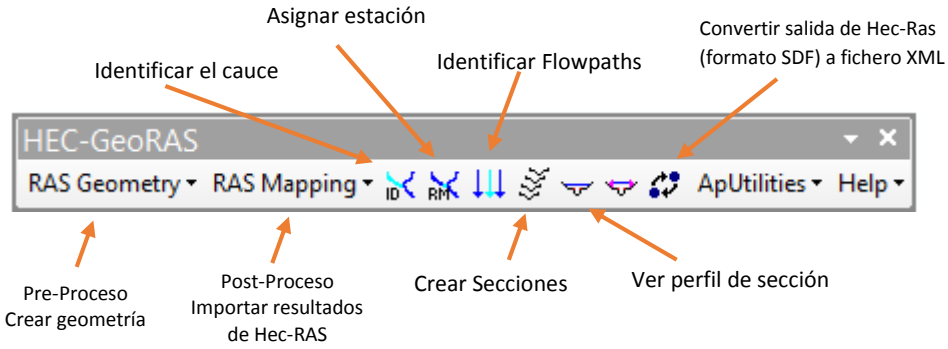


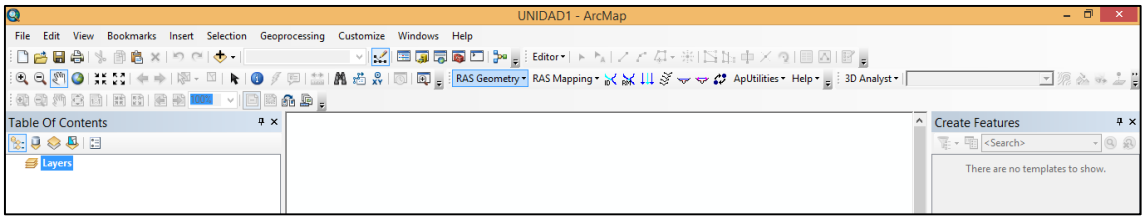


1.2.2 ACTIVAR BARRA DE HERRAMIENTAS DE HEC-GEORAS

Vamos a **Customize> Toolbars** y seleccionamos el complemento **HEC-geoRAS.**

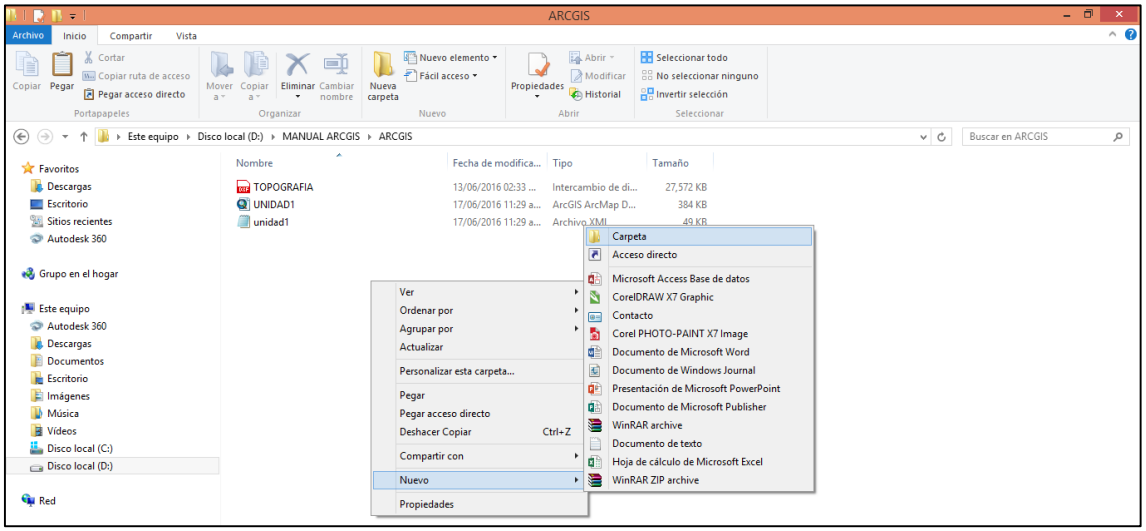


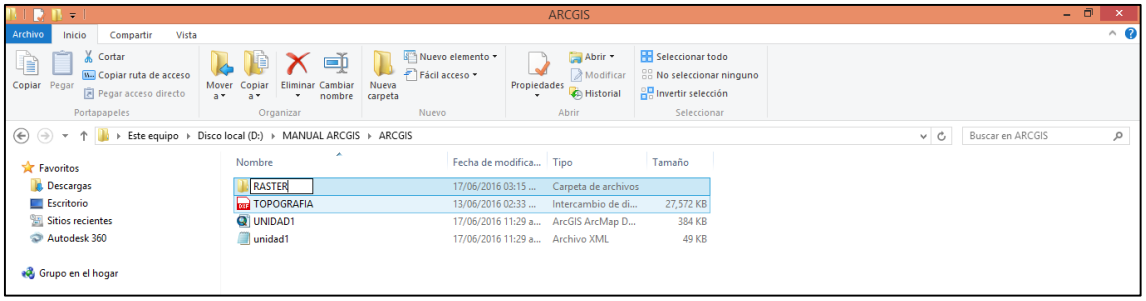




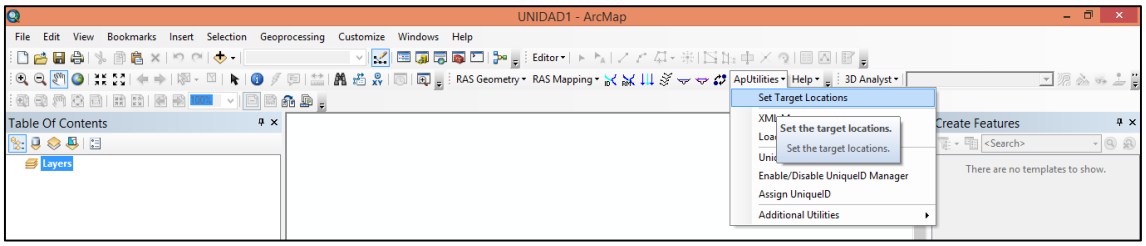
1.2.3 RUTAS DE GUARDADO EN HEC-GEORAS

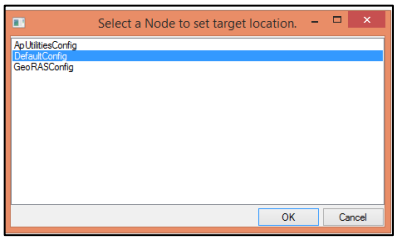
En la carpeta donde guardamos nuestro proyecto en ArcGIS, creamos una carpeta llamada RASTER.





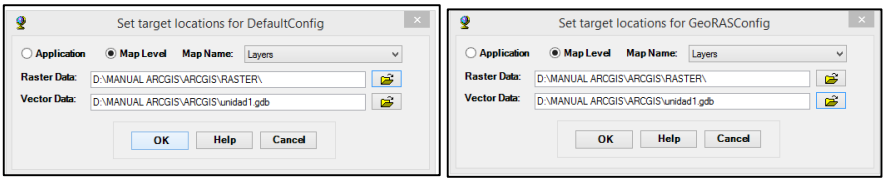
Vamos a la pestaña **ApUtilities > Set Target Locations y nos paracece una ventana con 3 opciones.**





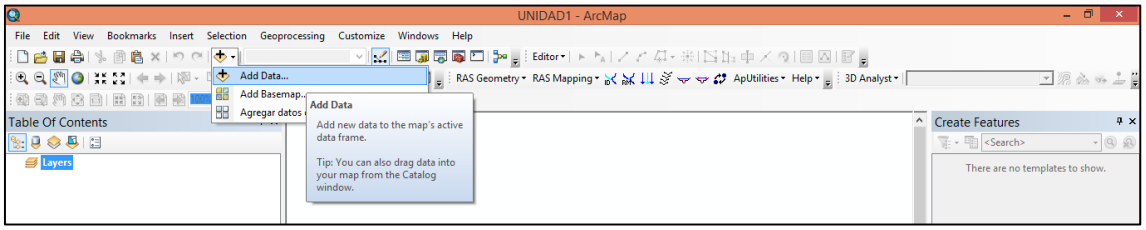
Vamos a configurar las rutas de guardado para **DefaultConfig** y para **GeoRASConfig.** Seleccionamos la segunda opción y buscamos la ruta para Raster Data: la carpeta que creamos llamada RASTER y para Vector Data seleccionamos el archivo con extensión *.gdb que el software creó de nuestro proyecto.

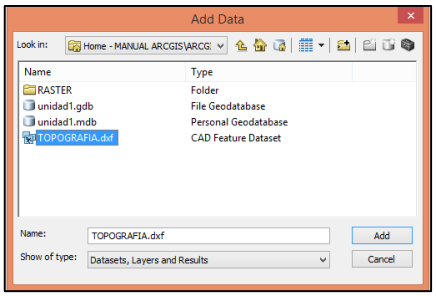
Repetimos el mismo procedimiento para la tercera opción.

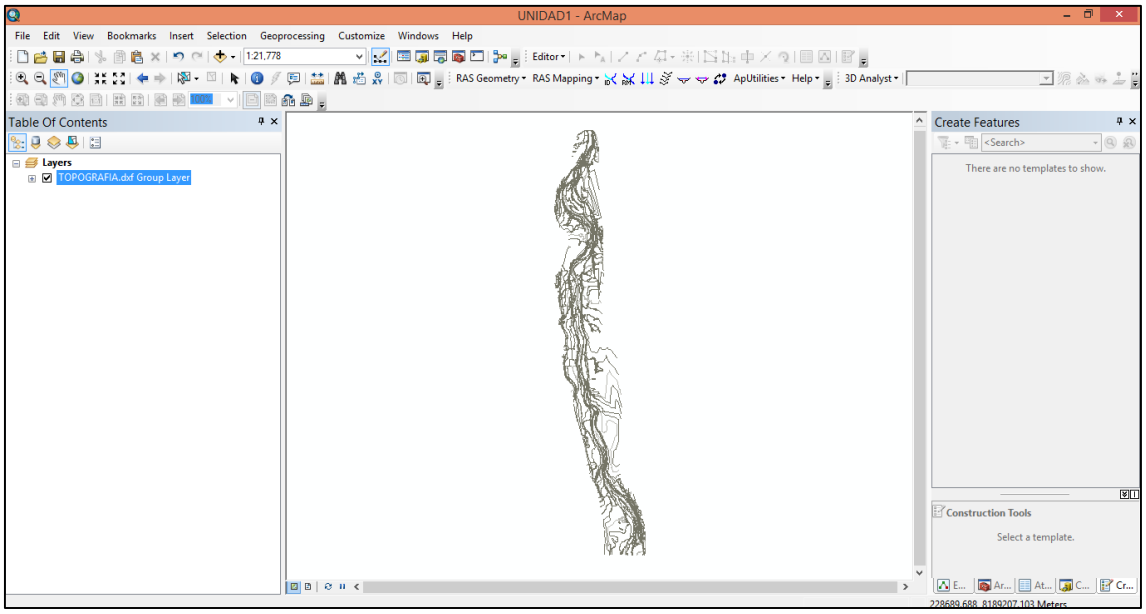


1.2.4 AÑADIR INFORMACIÓN

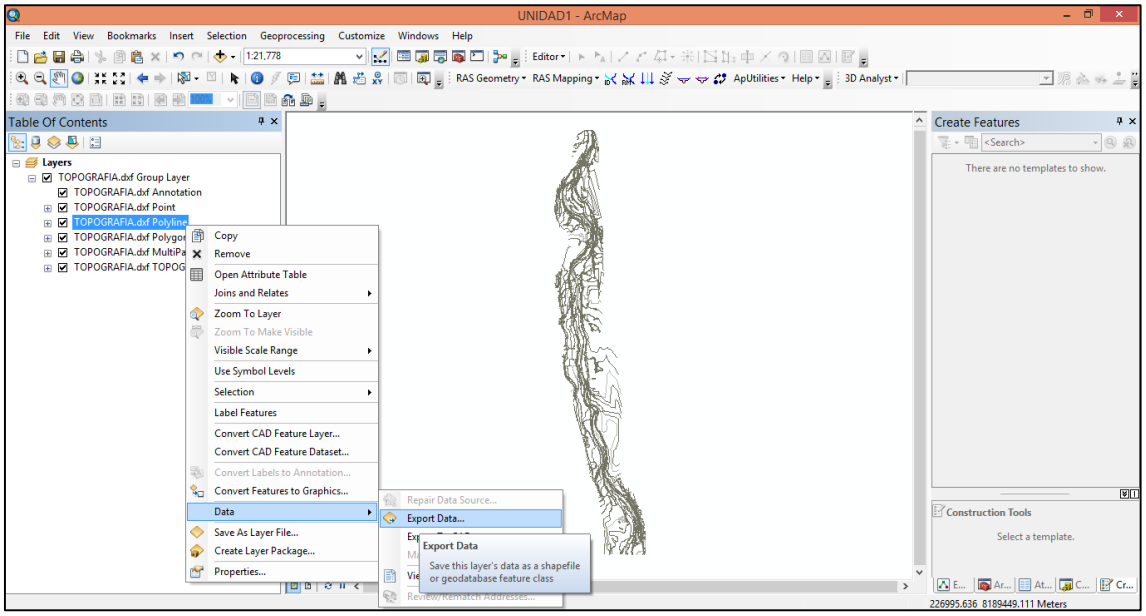
Seleccionamos el icono  Add Data y buscamos el archivo de nuestra topografía con extensión .dxf y aceptamos.



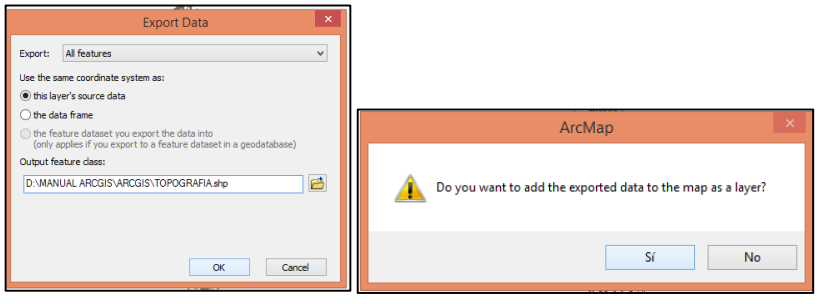




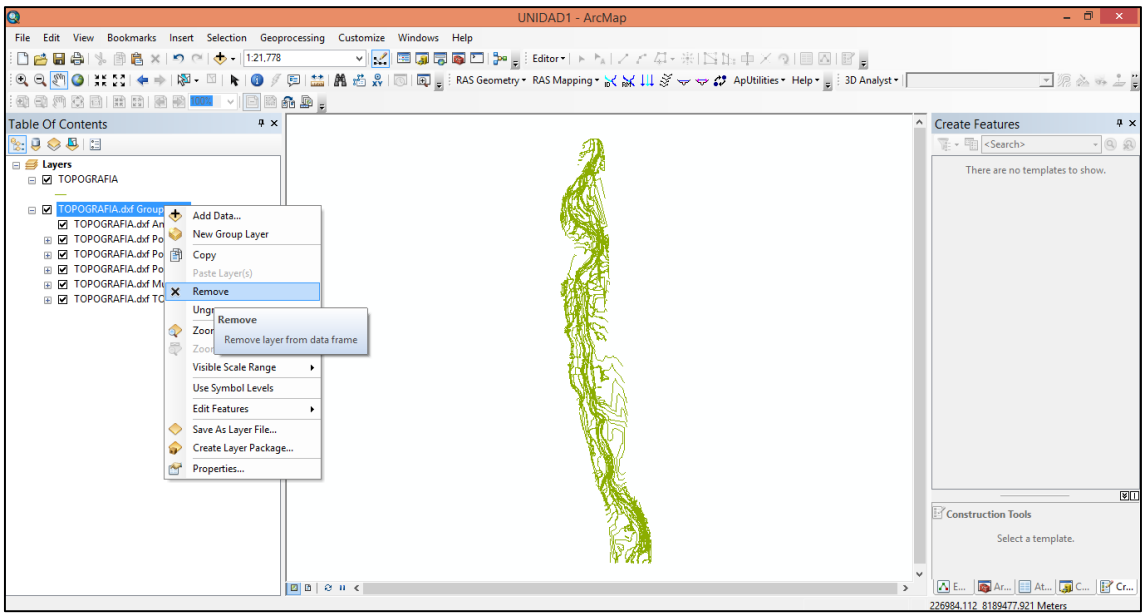
Hacemos clic en el signo + de TOPOGRAFÍA y notamos que tiene varios archivos, seleccionamos el que dice Polilínea damos clic derecho **Data > Export Data**



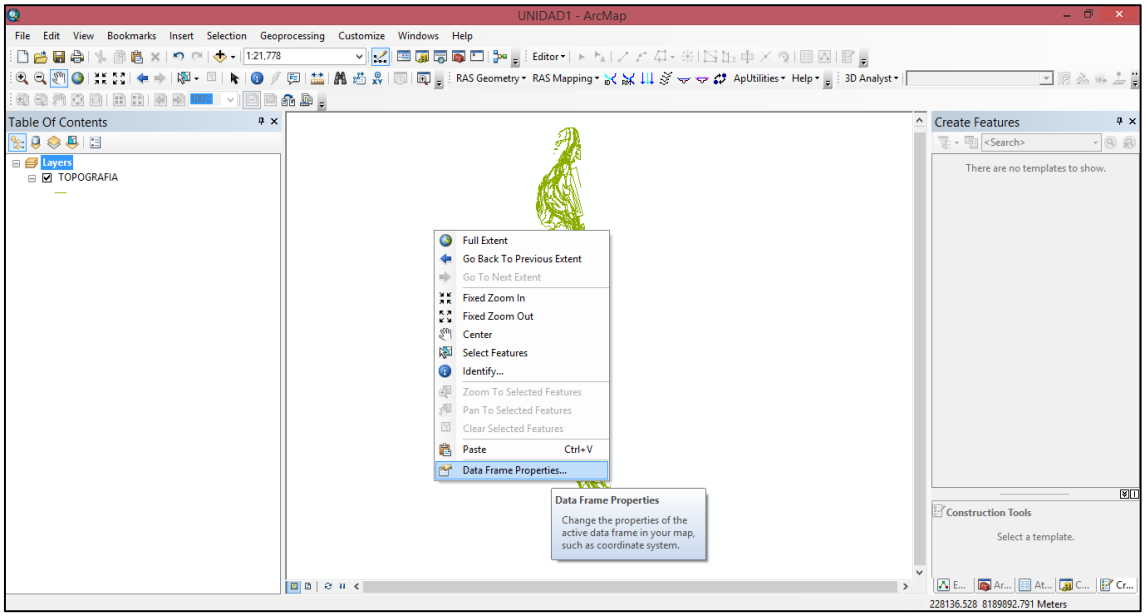
Le ponemos el nombre al archivo que exportaremos aceptamos y damos ok a la ventana que aparece para añadir la capa exportada al proyecto.

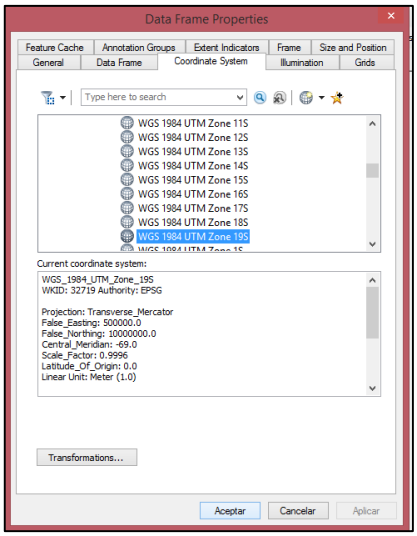


Procedemos a eliminar de la ventana el grupo de Capas llamado TOPOGRAFÍA.



Verificamos el sistema de coordenadas de nuestro proyecto dando clic derecho dentro de la ventana central y clic en **Data Frame Properties.**

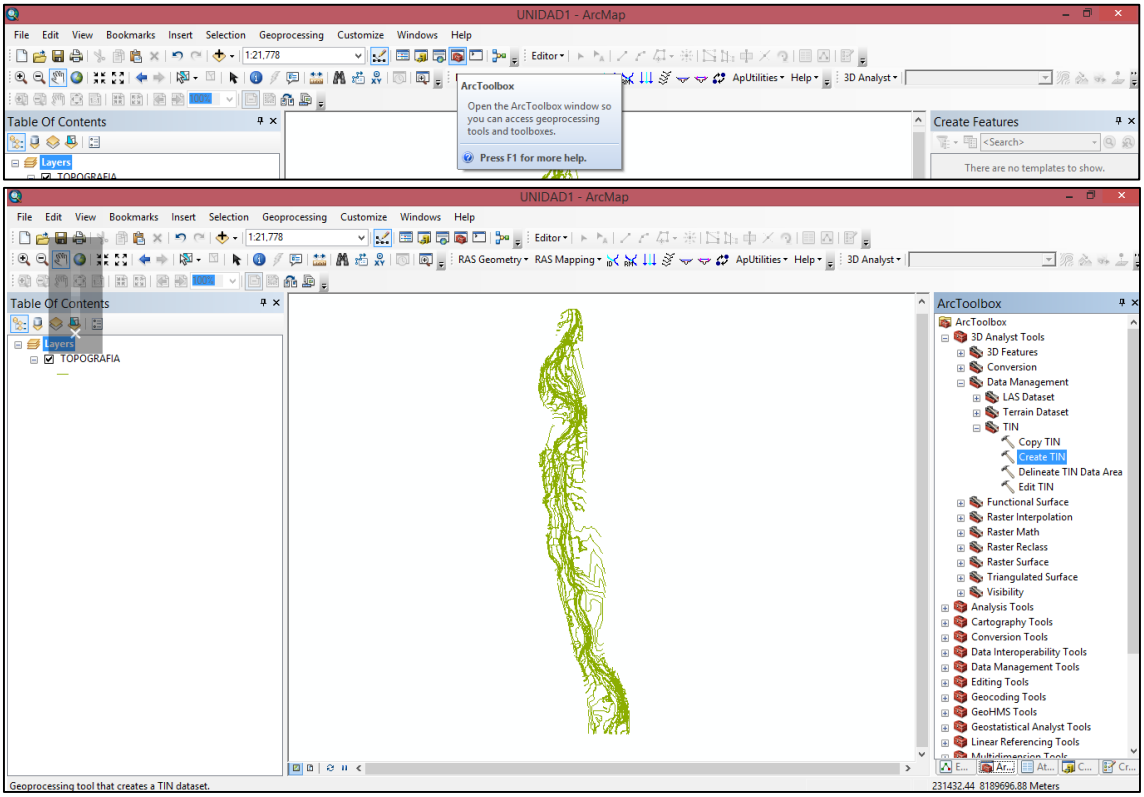




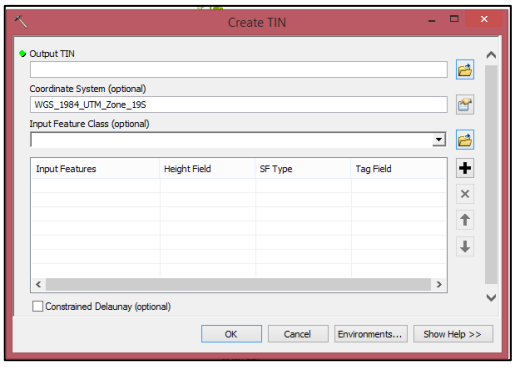
1.3 CREACIÓN DEL TIN

Para crear el TIN, damos clic en el ícono ArcToolbox.

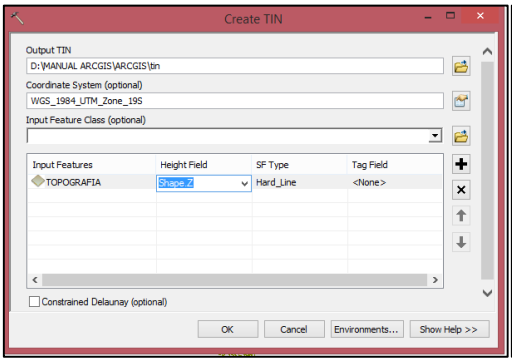
Vamos a **3D Analyst Tools > Data Management > TIN > Create TIN**

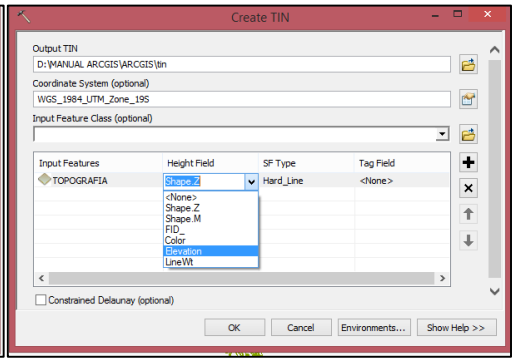


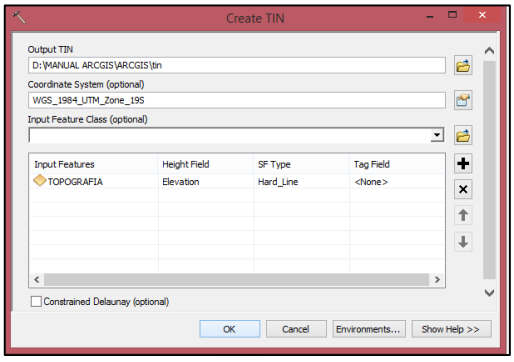
En **OutPut TIN** ponemos el nombre de nuestro TIN, verificamos que este en el sistema de coordenadas correcto y en **Imput Feature Class** seleccionamos la capa TOPOGRAFIA.

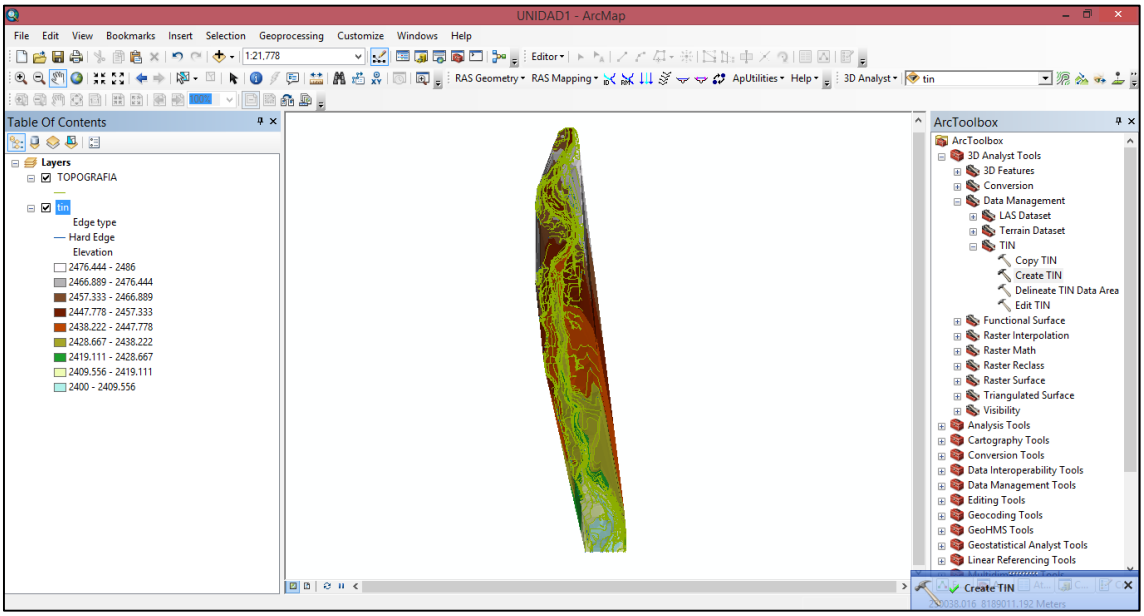


En **Height Field** seleccionamos Elevation y aceptamos.



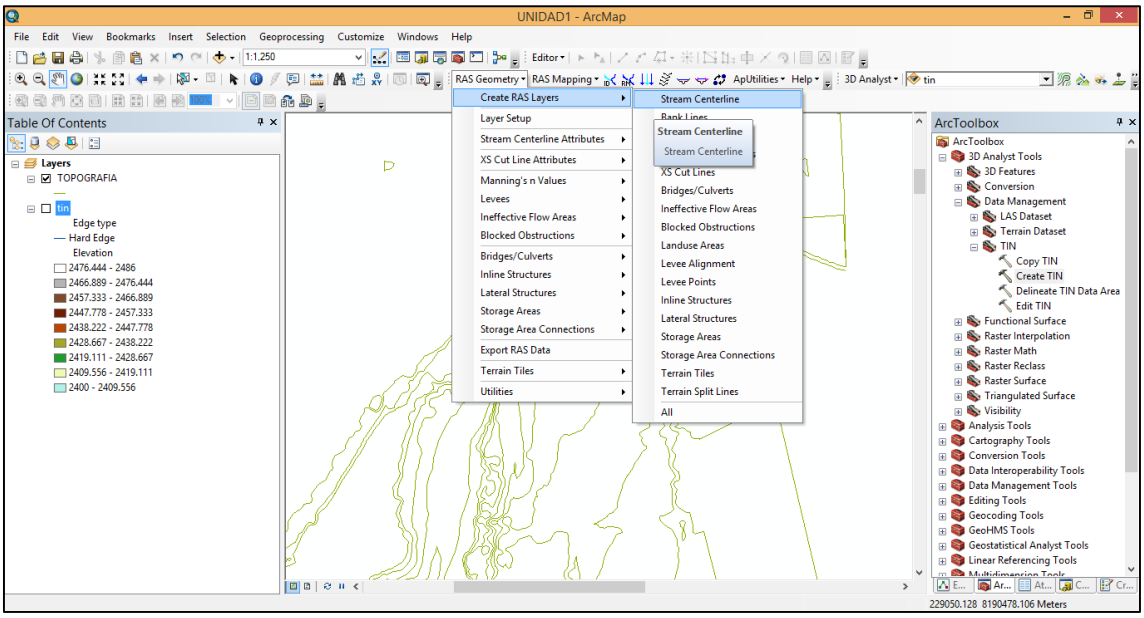




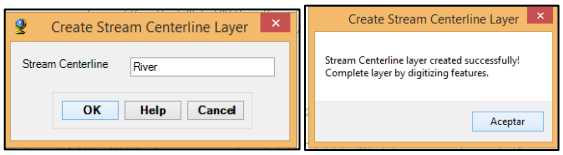


1.4 GRAFICAR EL CAUCE (Stream centerline)

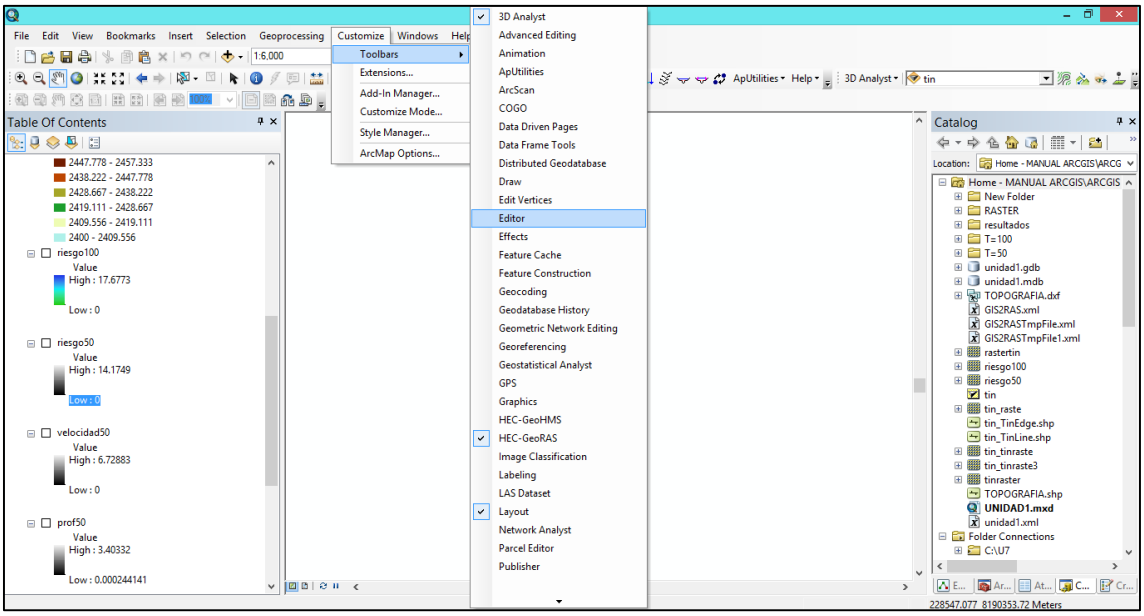
Creamos la capa del Cauce principal: **RAS Geometry > Create RAS Layers > Stream Centerline**



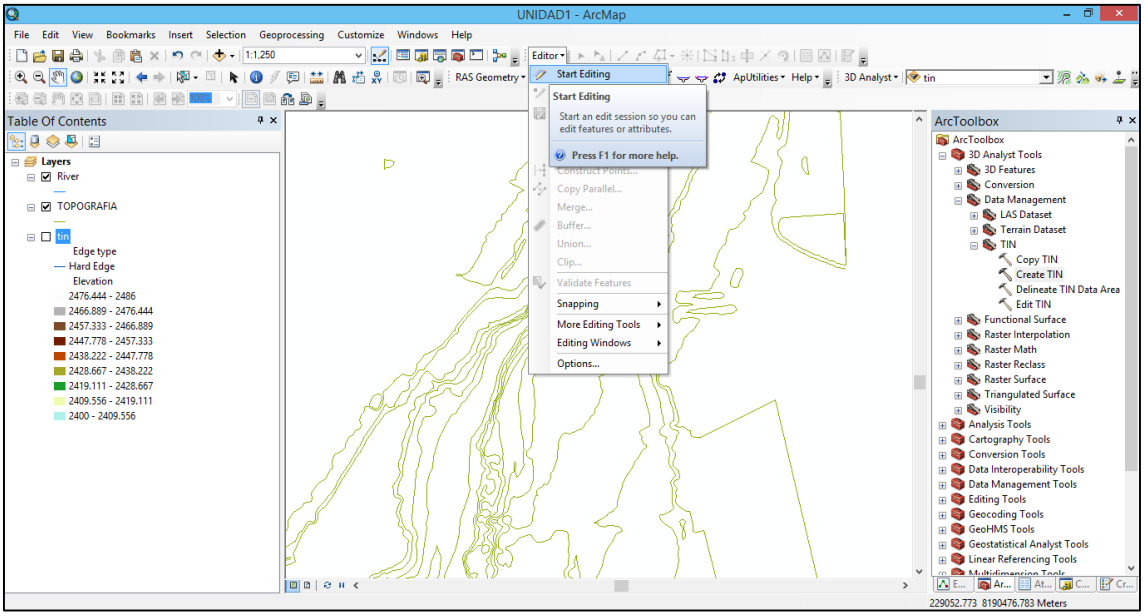
Aparece una ventana para poner el nombre de la capa y luego otra que indica que la capa ha sido creada correctamente y podemos proceder a editarla.



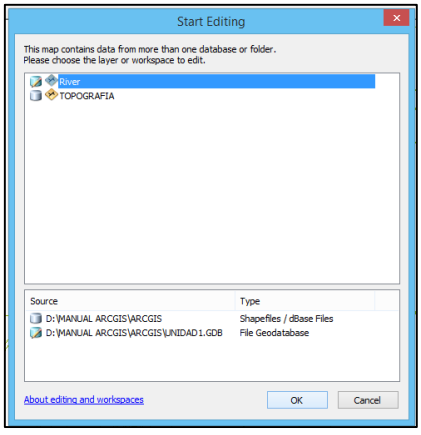
Para dibujar el cauce del río, procedemos a editar la capa llamada River para lo cual activamos la barra de herramientas llamada Editor: **Customize > Toolbars > Editor**



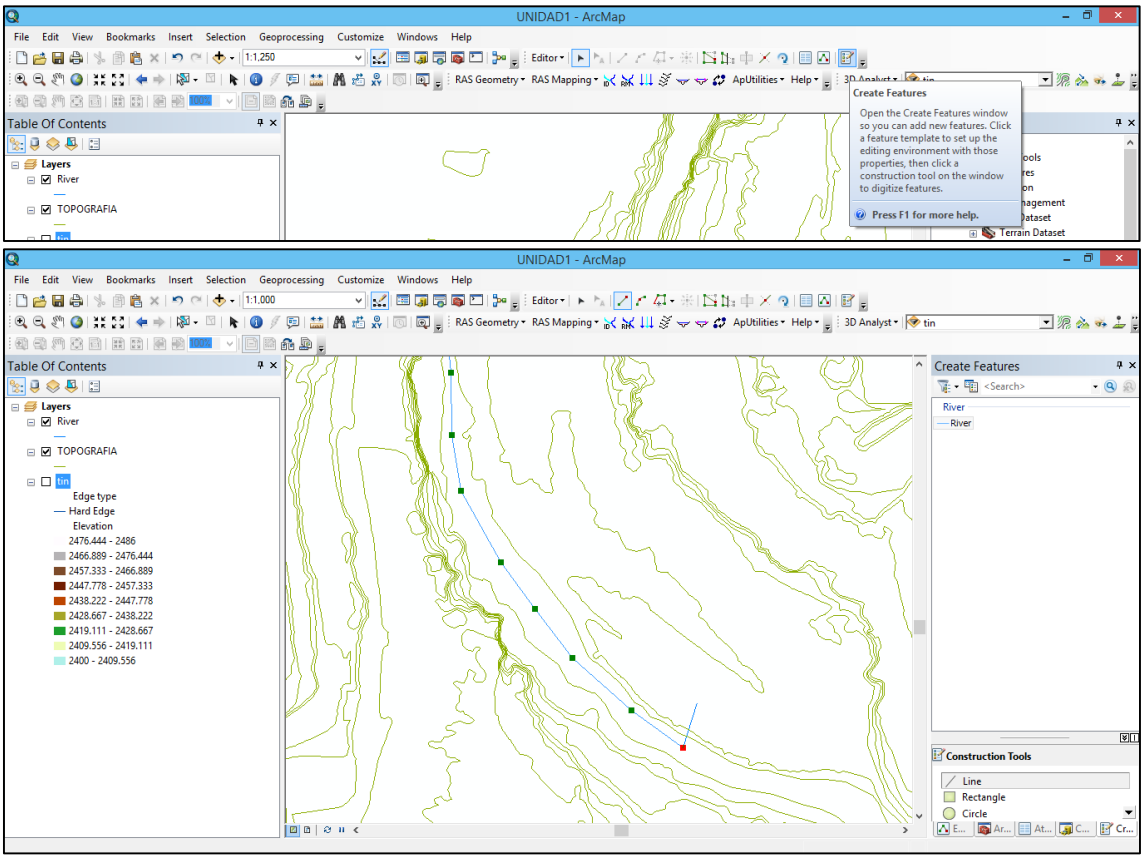
Hacemos clic en **Editor > Start editing**



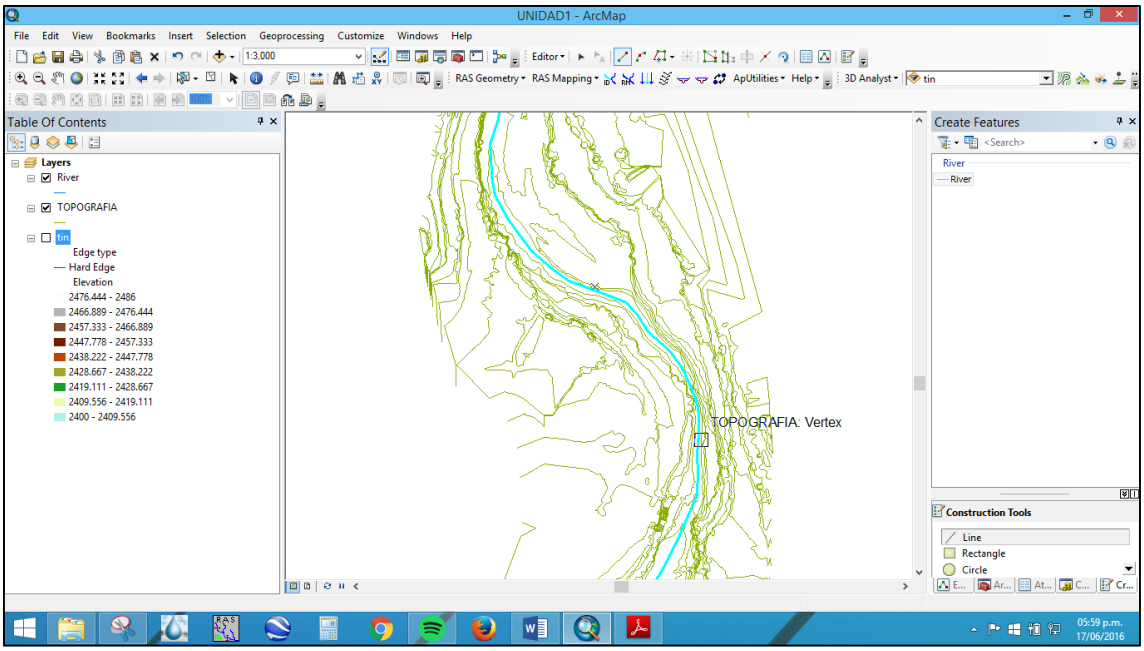
Y en la ventana que aparece seleccionamos la capa River y aceptamos.



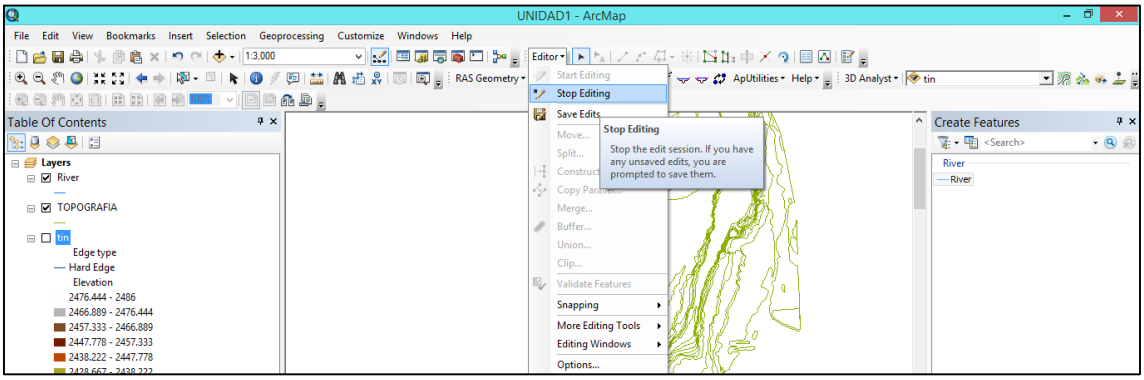
Hacemos clic en  para empezar a dibujar el cauce. Seleccionamos la capa, y debajo de la ventana Line, y empezamos con el trazado del cauce principal.



Para terminar el trazo del Cauce principal se hace doble clic.

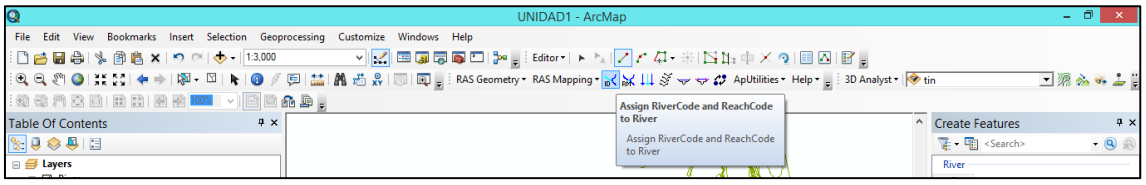


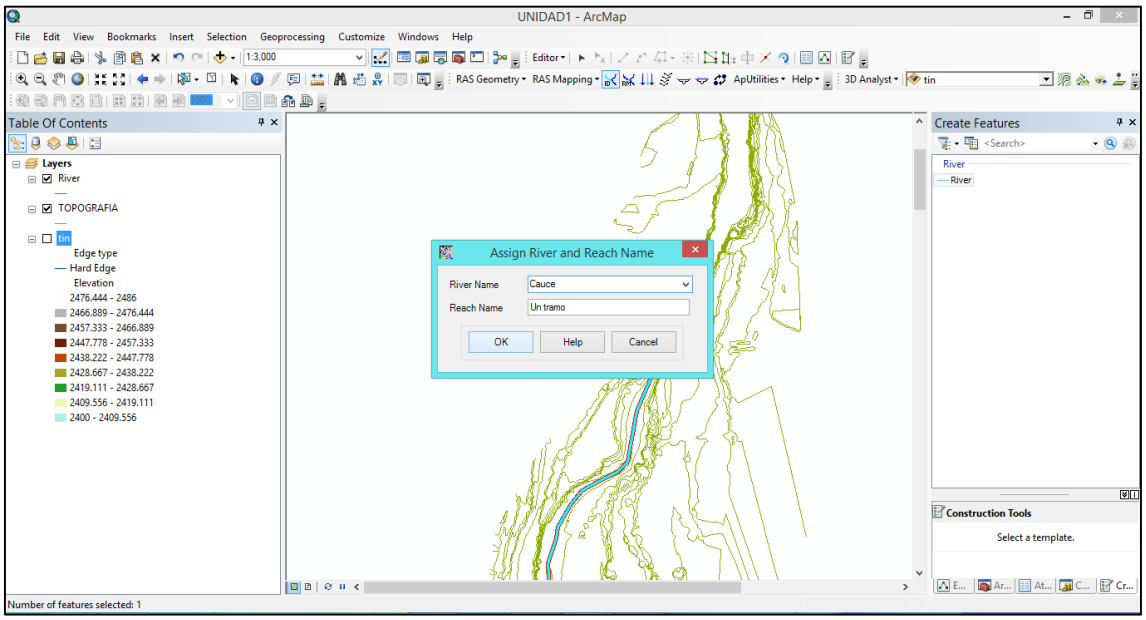
Para guardar los cabios efectuados vamos a **Editor > Stop Editing.**



1.4.1 ASIGNAR NOMBRE A TRAMOS

Hacemos clic en el ícono y seleccionamos el cauce dibujado para darle nombre al río y nombrar al Tramo.

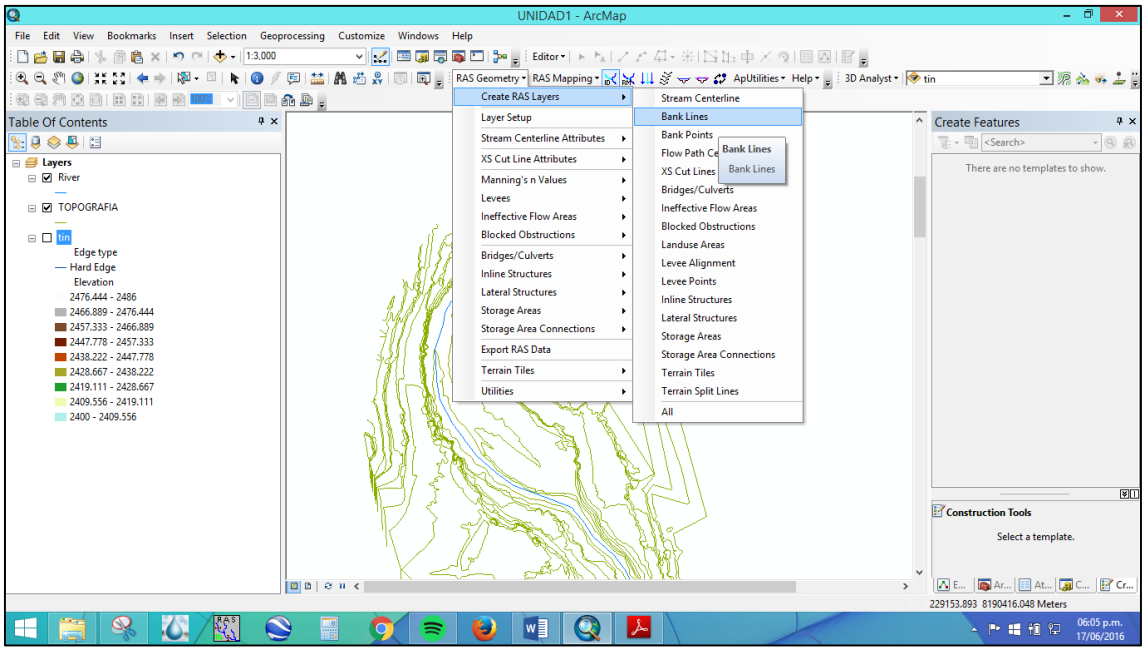


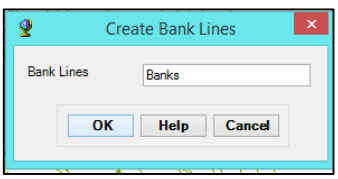


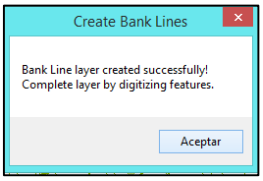
1.5 MÁRGENES DEL RÍO

1.5.1 ORILLAS (Banks)

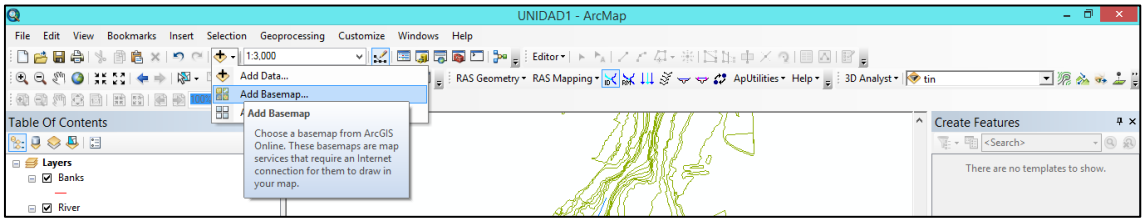
Procedemos a crear las orillas, vamos a **Editor > Create RAS Layers > Bank Lines.**

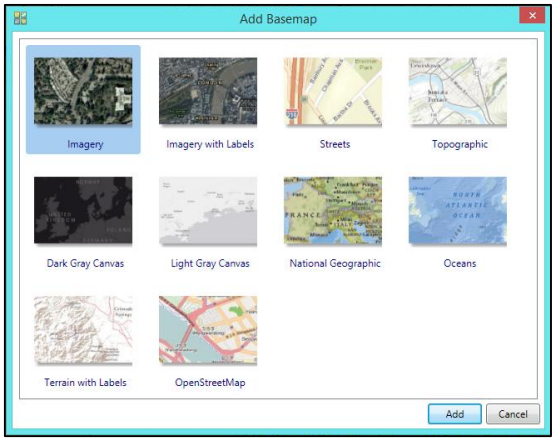


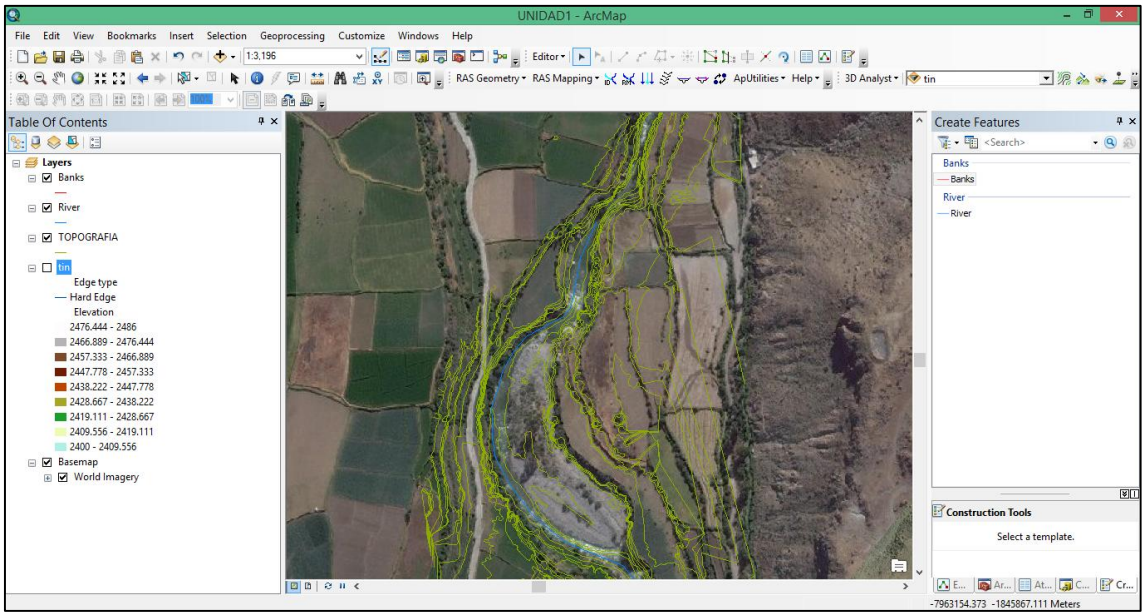




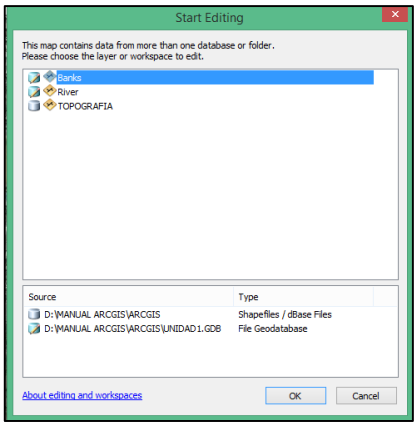
Para trazar las orillas podemos añadir una imagen satelital, vamos al ícono > **Add Basemap > Imagery >Add**

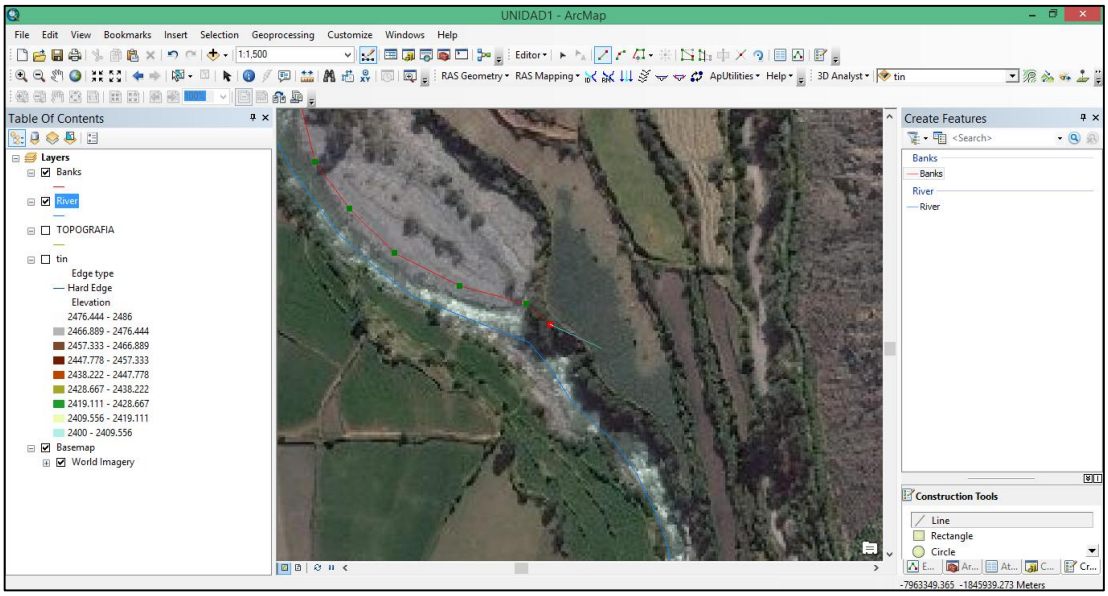


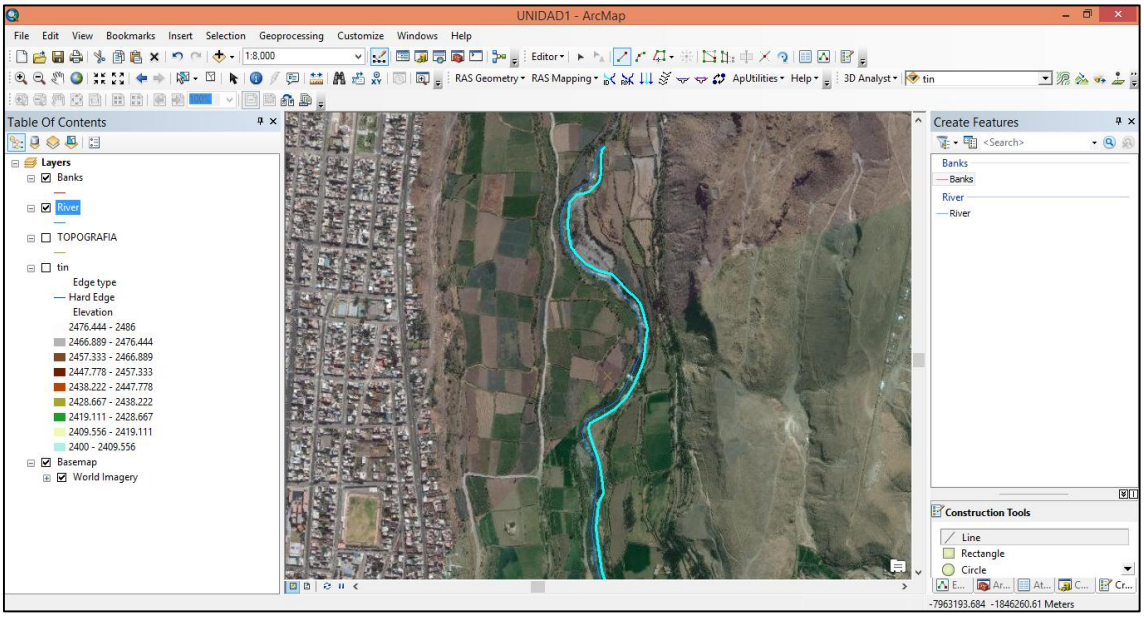


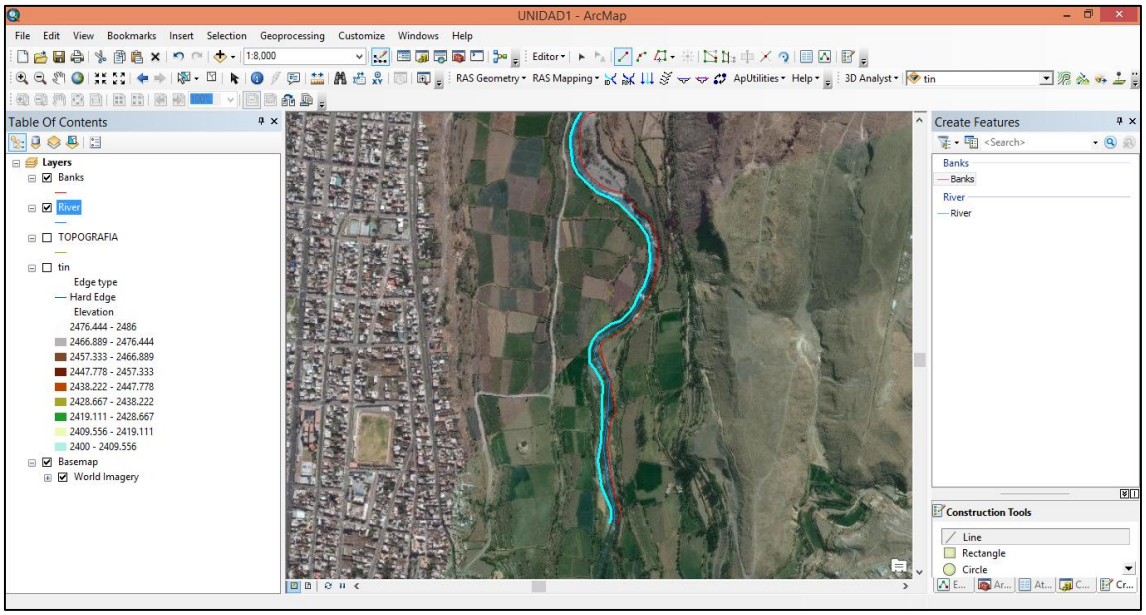


Editamos la capa **Banks** y procedemos a trazar, la orilla izquierda y luego la derecha ayudándonos con la imagen satelital añadida. **Editor > Start Editing > Banks**



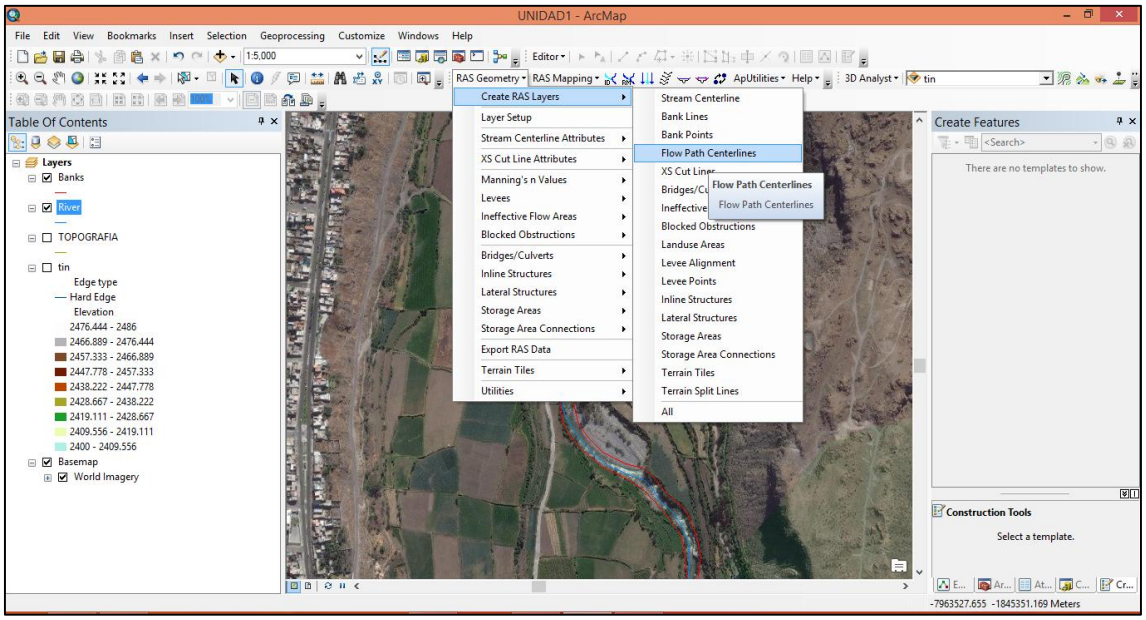

UNIDAD1 - ArcMap
File Edit View Bookmarks Insert Selection Geoprocessing Customize Windows Help
Table Of Contents
Layers
Banks
River
TOPOGRAFIA
tin
Edge type
Hard Edge
Elevation
2476.444 - 2486
2466.889 - 2476.444
2457.333 - 2466.889
2447.778 - 2457.333
2438.222 - 2447.778
2428.667 - 2438.222
2419.111 - 2428.667
2409.556 - 2419.111
2400 - 2409.556
Basemap
World Imagery
Create Features
Banks
River
Construction Tools
Line
Rectangle
Circle
-7963349.365 -1845939.273 Meters


UNIDAD1 - ArcMap
File Edit View Bookmarks Insert Selection Geoprocessing Customize Windows Help
Table Of Contents
Layers
Banks
River
TOPOGRAFIA
tin
Edge type
Hard Edge
Elevation
2476.444 - 2486
2466.889 - 2476.444
2457.333 - 2466.889
2447.778 - 2457.333
2438.222 - 2447.778
2428.667 - 2438.222
2419.111 - 2428.667
2409.556 - 2419.111
2400 - 2409.556
Basemap
World Imagery
Create Features
Banks
River
Construction Tools
Line
Rectangle
Circle
-7963193.684 -1846260.61 Meters

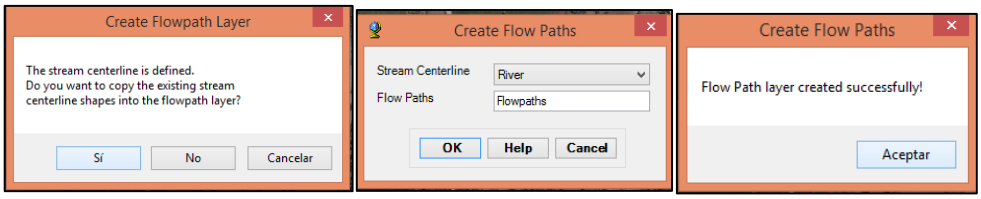


1.5.2 LÍNEA DE FLUJO (Flowpaths)

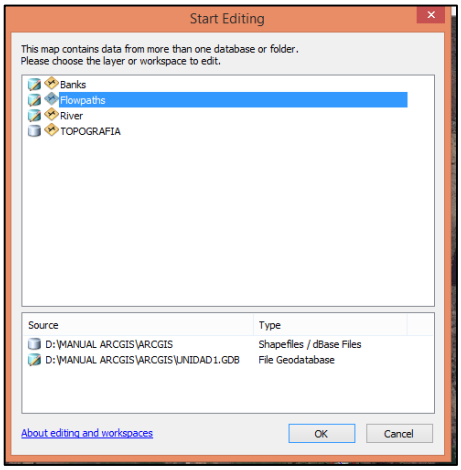
Procedemos a crear las líneas de flujo en **RAS Geometry > Create RAS Layers > Flow Path Centerlines**

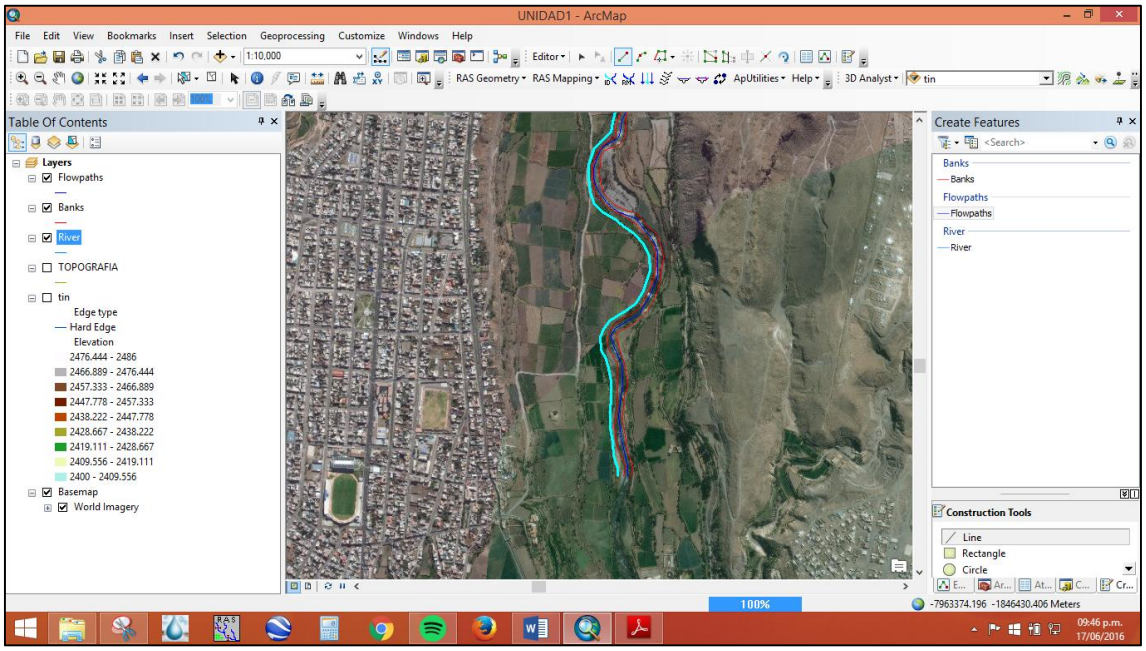


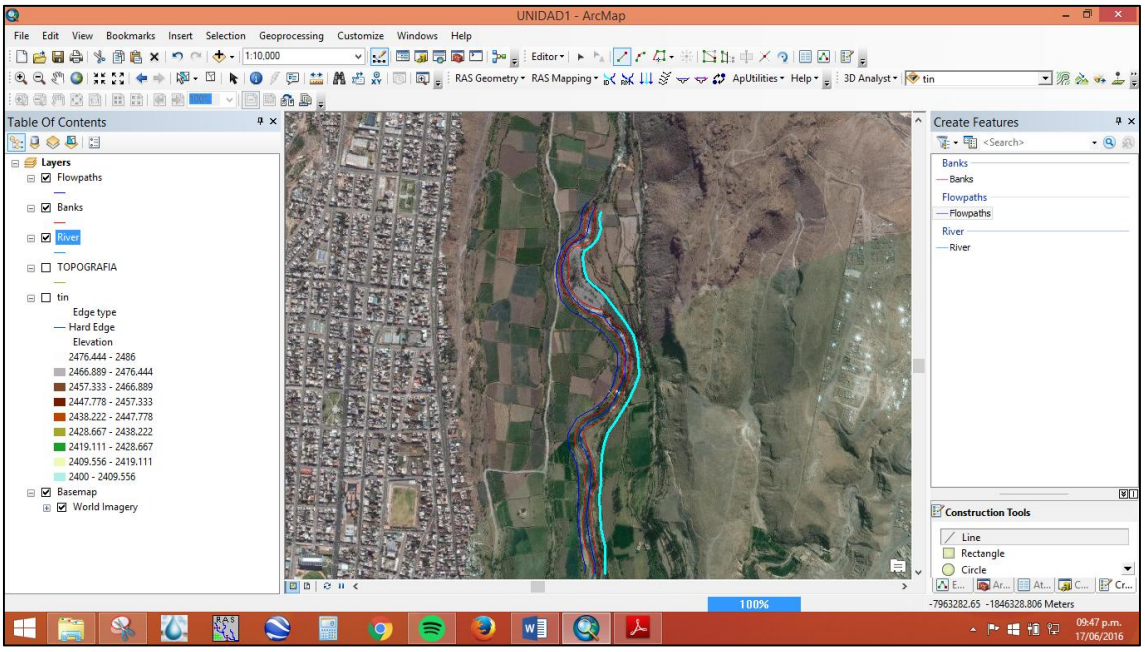
Aparece un mensaje preguntando si queremos incluir la capa que creamos de Cauce en la nueva capa de líneas de Flujo y aceptamos. En una nueva ventana especificamos la capa que contiene el cauce y el nombre de la nueva capa de líneas de flujo.



Procedemos a editar la capa de Flowpaths. **Editor > Start Editing > Flowpaths.**

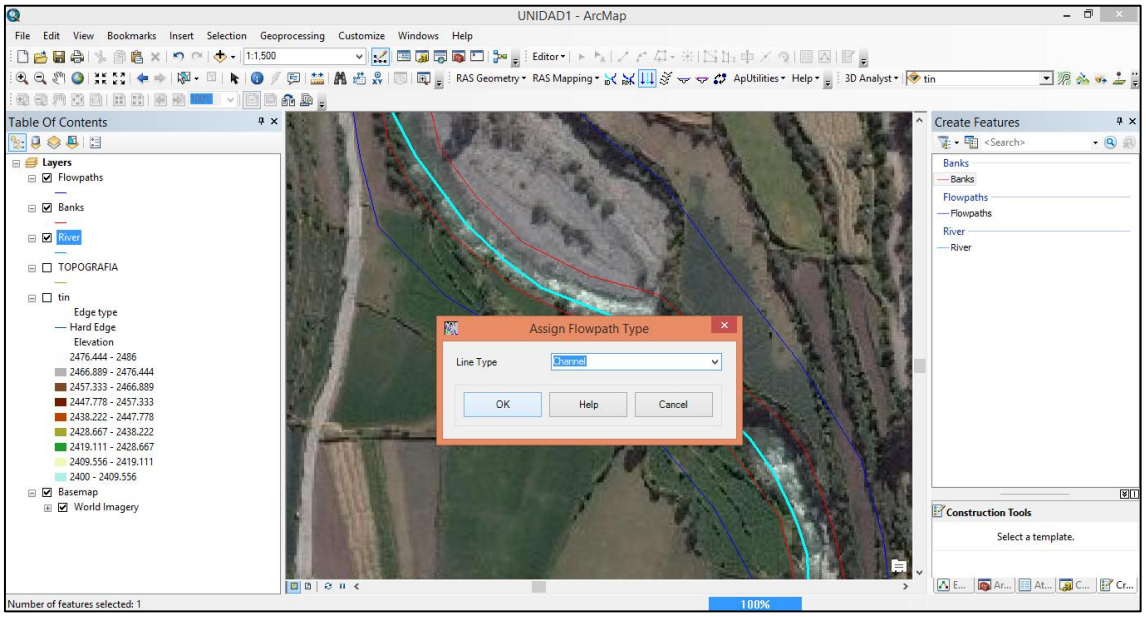


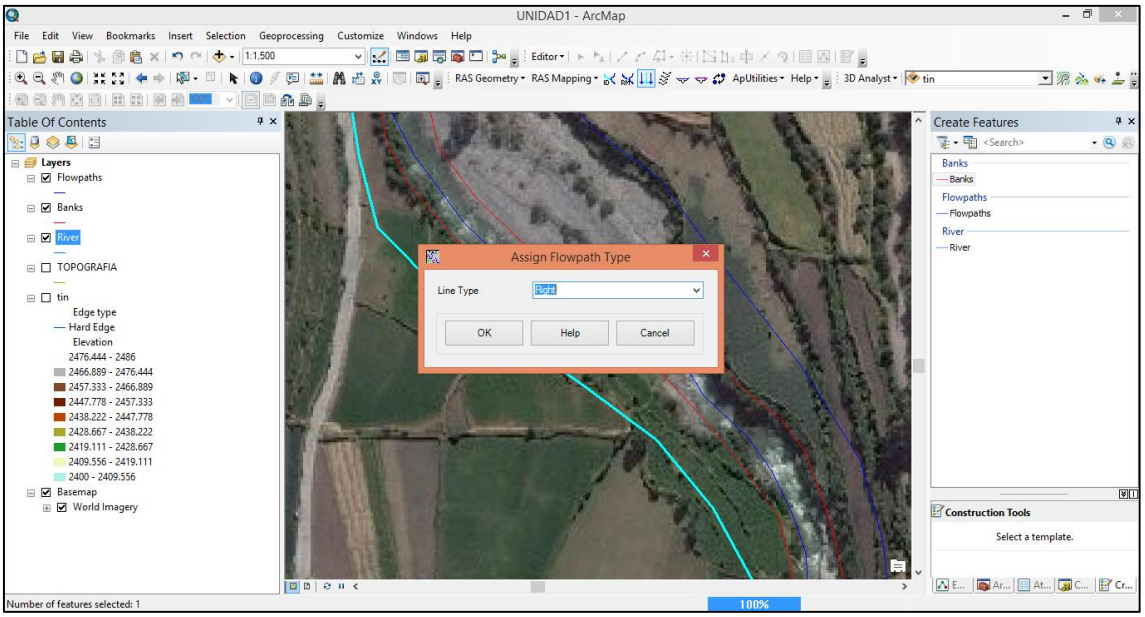


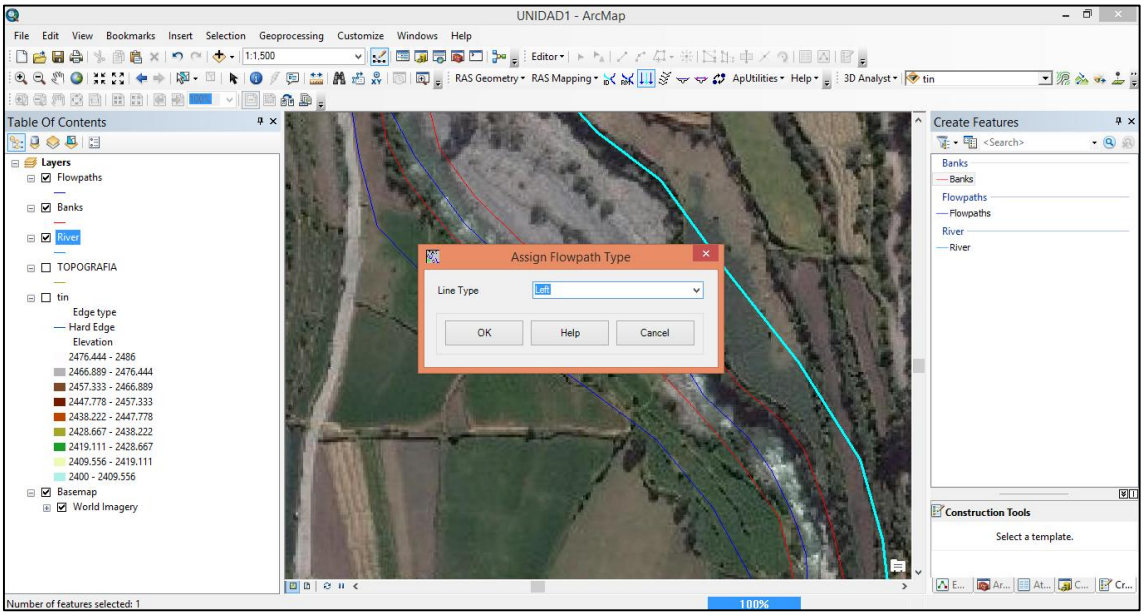


1.5.2.1 DAR NOMBRE A LÍNEAS DE FLUJO

Seleccionamos el ícono , damos clic en el cauce y asignamos Channel; seleccionamos la líe de flujo izquierda y derecha y les asignamos Left y Right respectivamente.





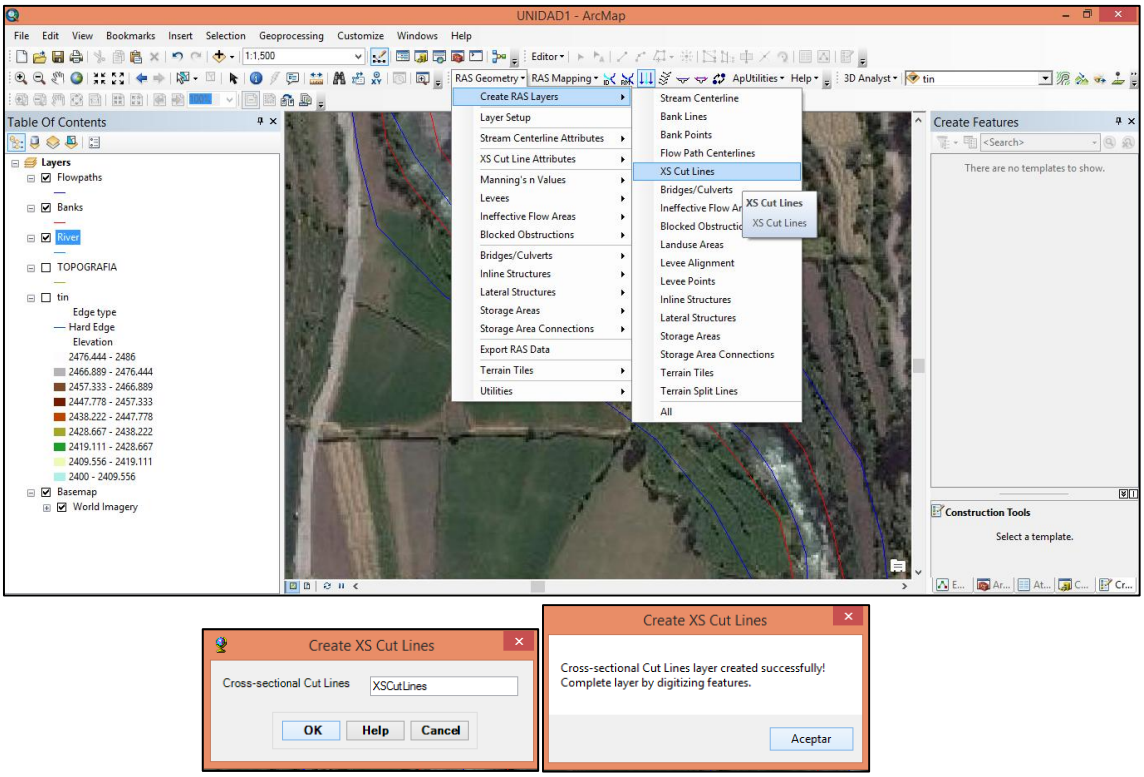


1.6 SECCIONES TRANSVERSALES

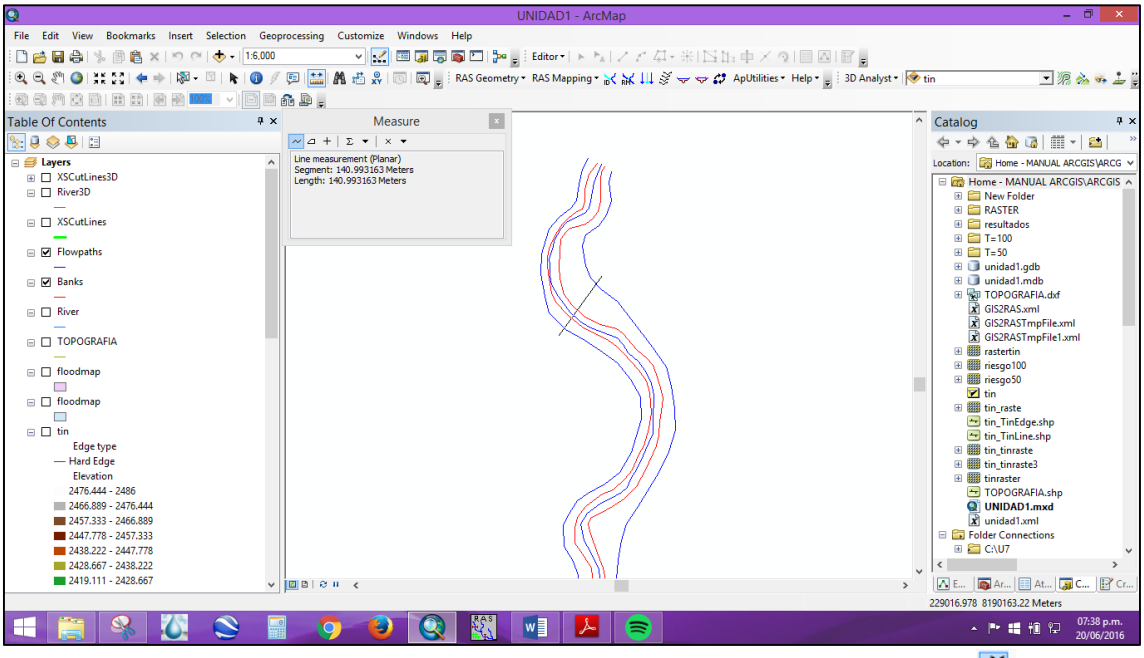
Para trazar secciones transversales debemos tener en cuenta 3 condiciones.

- Se digitalizan en dirección perpendicular al eje del cauce
- Se digitalizan de izquierda a derecha (sentido aguas abajo)
- Se deben prolongar a lo largo de toda la llanura de inundación.

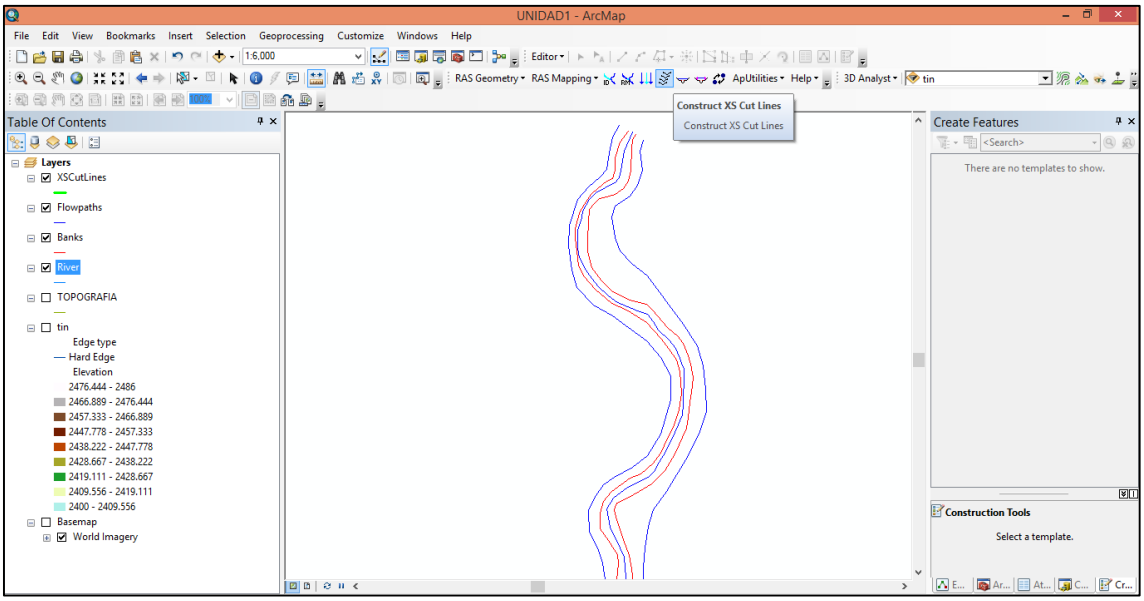
Creamos la capa de secciones transversales: **RAS Geometry > Create RAS Layers > XS Cut Lines**



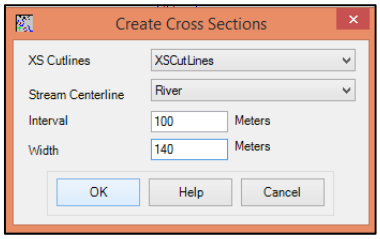
Usamos la herramienta para medir el ancho máximo de línea de flujo a línea de flujo.

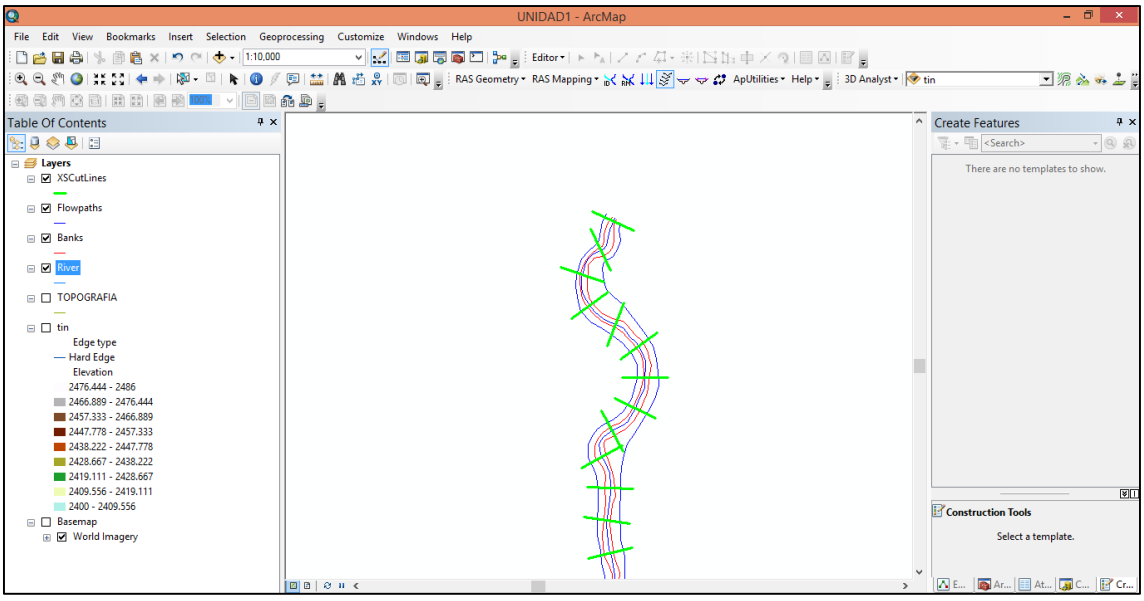


Seleccionamos el ícono para crear secciones transversales automáticamente.

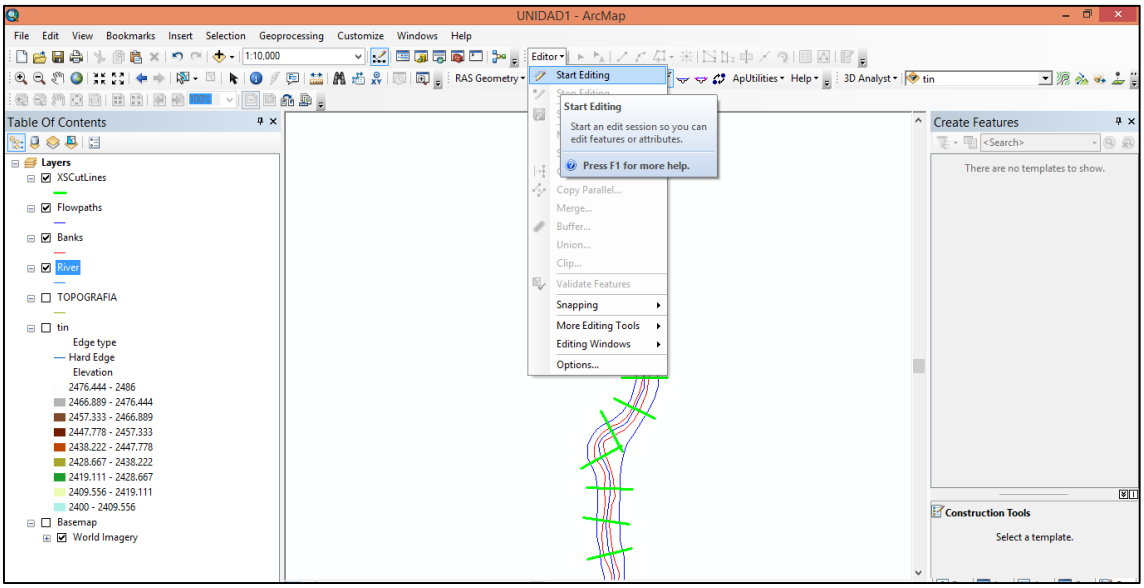


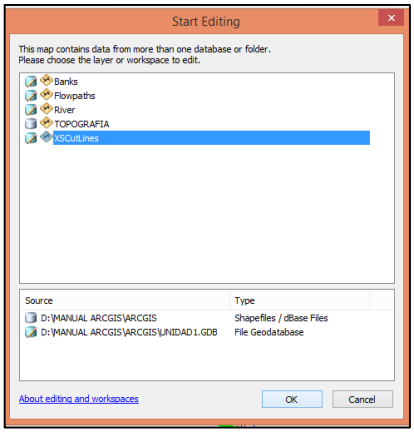
Ponemos la capa donde se creara, la capa del cauce principal, el intervalo entre secciones y en ancho de cada sección.



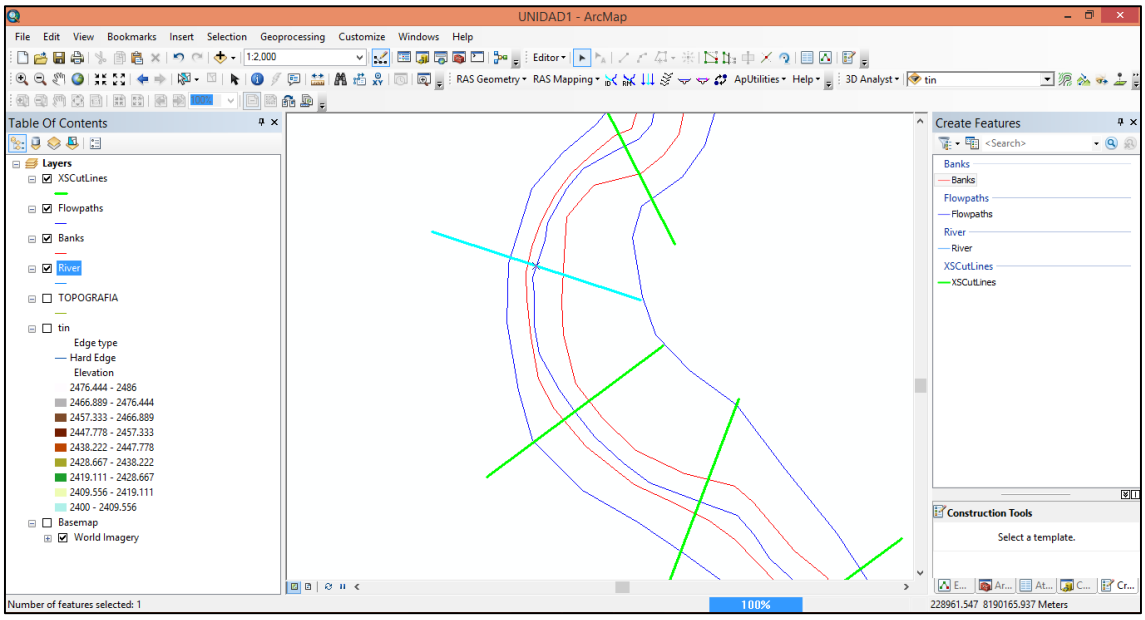


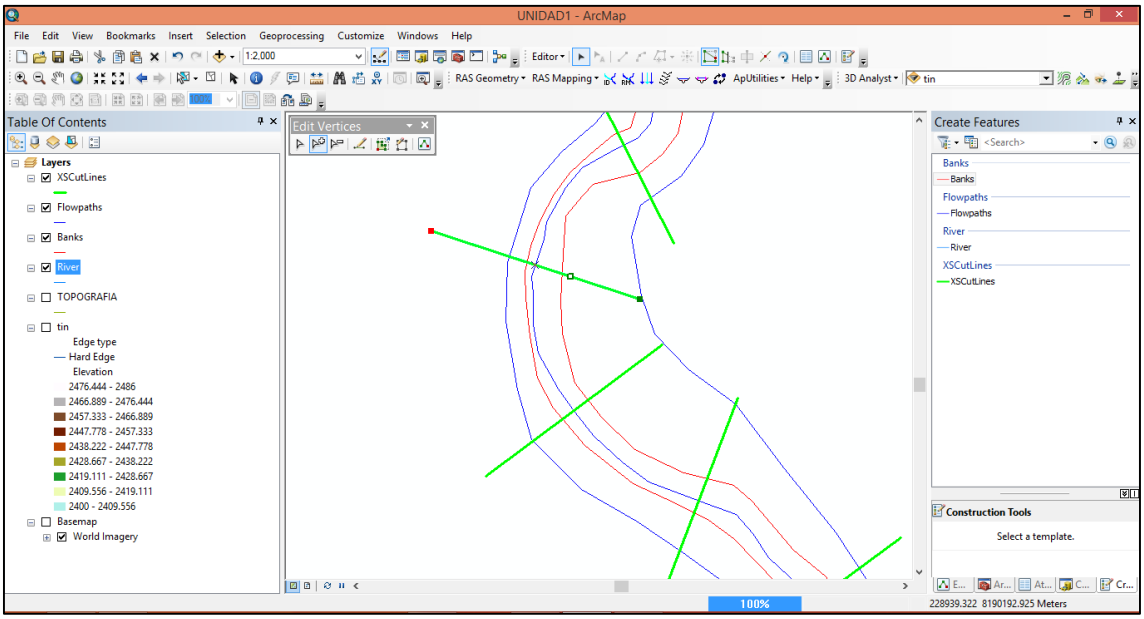
Vemos que algunas secciones no cortan a las dos líneas de flujo y otras se cortan entre si, procedemos a editarlas: **Editor > Start Editing > XS Cut Lines**

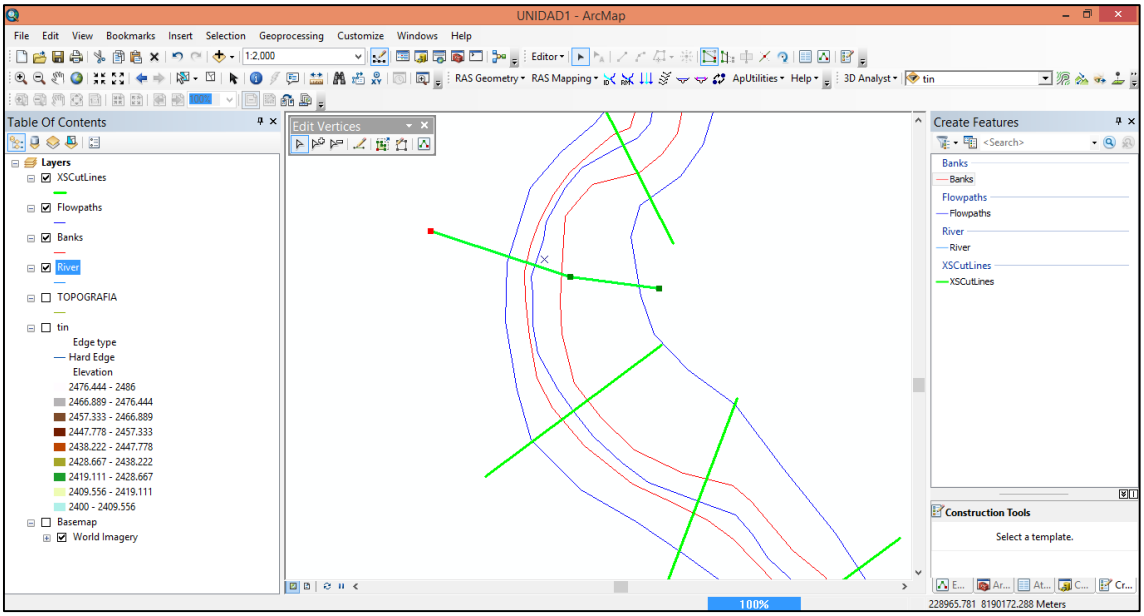


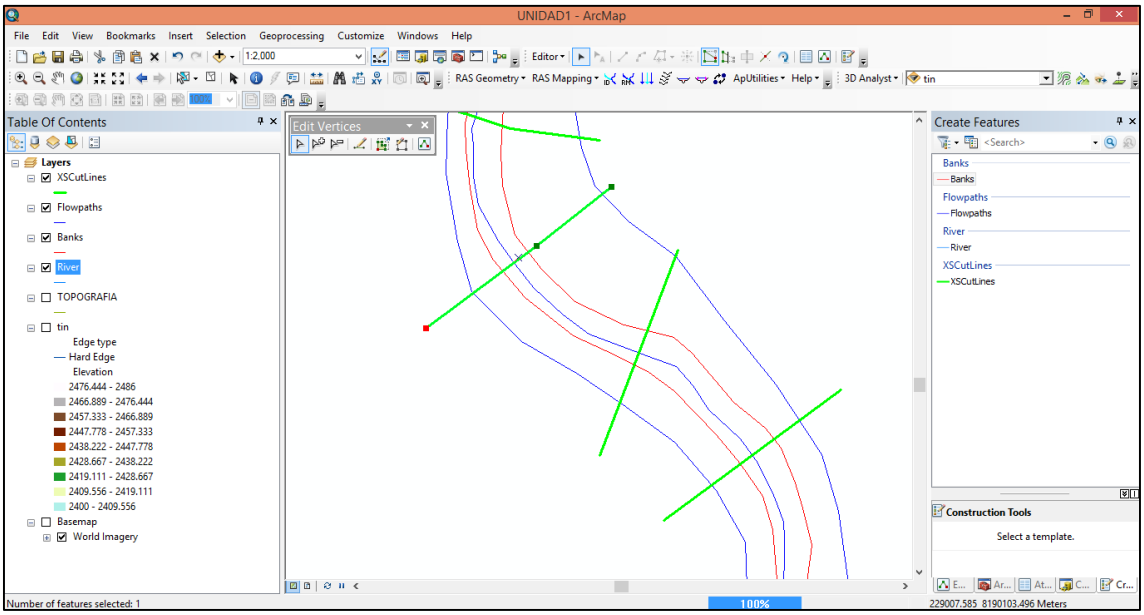


Damos doble clic en la sección a editar y adicionamos los vértices necesarios para arreglar la sección, debemos de tener en cuenta que la sección y el cauce deben estar perpendiculares.

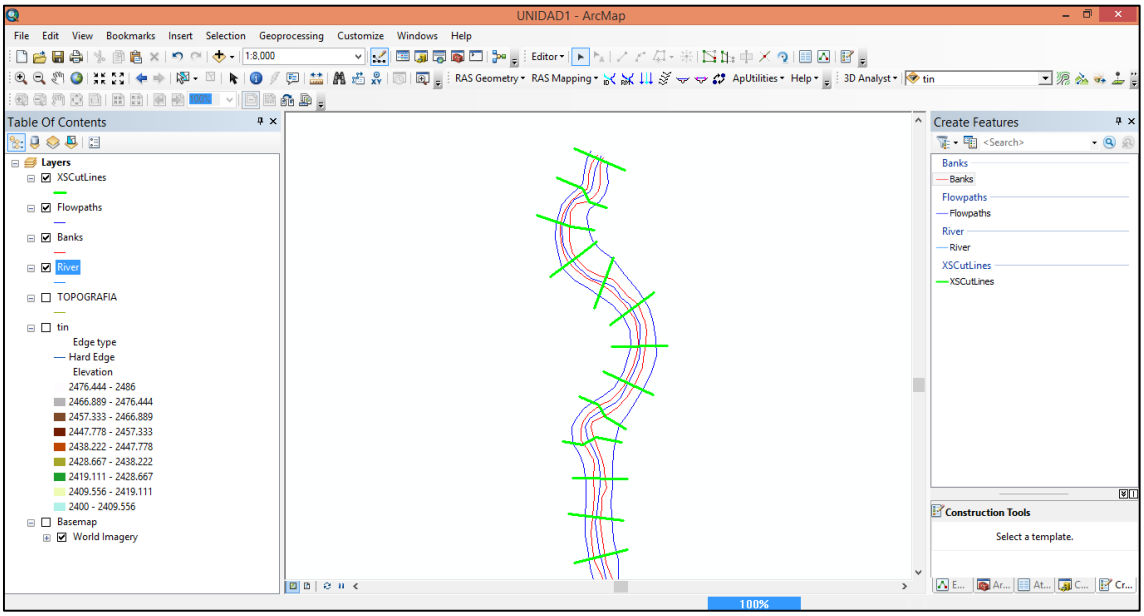


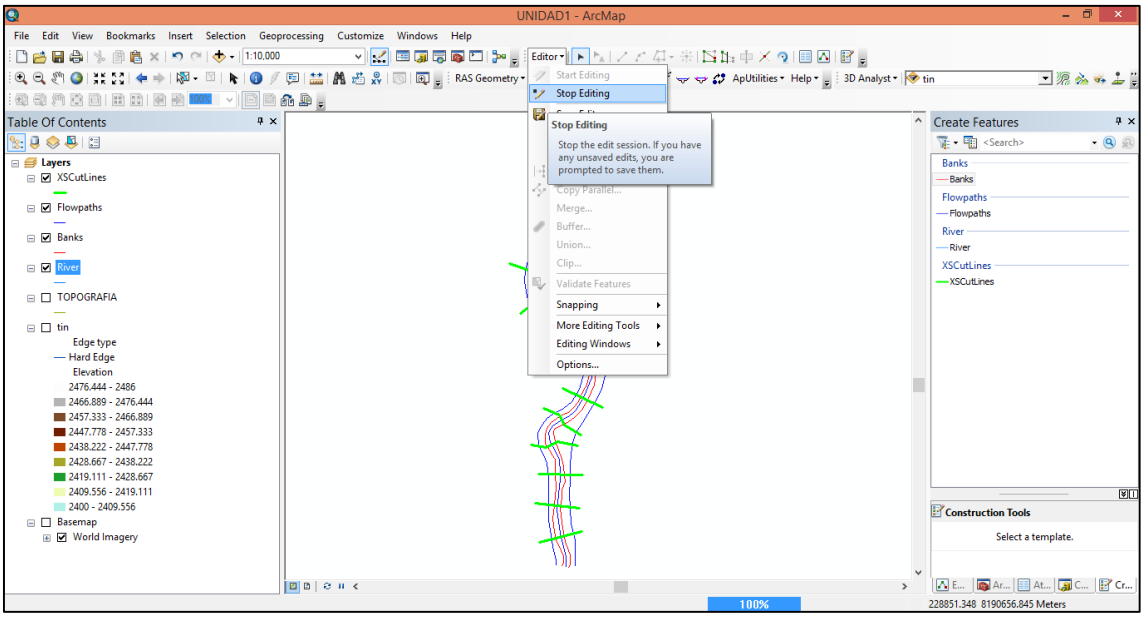

UNIDAD1 - ArcMap
File Edit View Bookmarks Insert Selection Geoprocessing Customize Windows Help
Table Of Contents
Layers
XSCutLines
Flowpaths
Banks
River
TOPOGRAFIA
tin
Edge type
Hard Edge
Elevation
2476.444 - 2486
2466.889 - 2476.444
2457.333 - 2466.889
2447.778 - 2457.333
2438.222 - 2447.778
2428.667 - 2438.222
2419.111 - 2428.667
2409.556 - 2419.111
2400 - 2409.556
Basemap
World Imagery
Edit Vertices
Create Features
Construction Tools
Select a template.
100%
228939.322 8190192.925 Meters


UNIDAD1 - ArcMap
File Edit View Bookmarks Insert Selection Geoprocessing Customize Windows Help
Table Of Contents
Layers
XSCutLines
Flowpaths
Banks
River
TOPOGRAFIA
tin
Edge type
Hard Edge
Elevation
2476.444 - 2486
2466.889 - 2476.444
2457.333 - 2466.889
2447.778 - 2457.333
2438.222 - 2447.778
2428.667 - 2438.222
2419.111 - 2428.667
2409.556 - 2419.111
2400 - 2409.556
Basemap
World Imagery
Edit Vertices
Create Features
Construction Tools
Select a template.
100%
228965.781 8190172.288 Meters



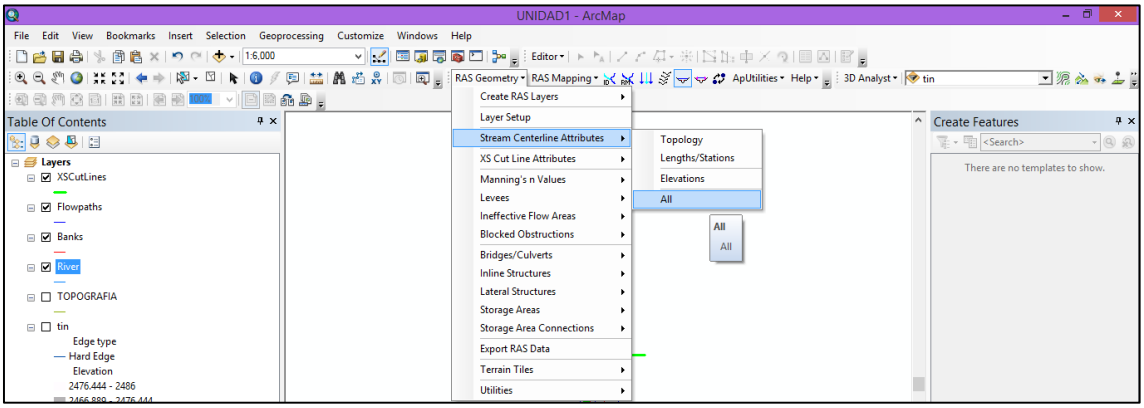
Terminamos de editar las secciones y guardamos.



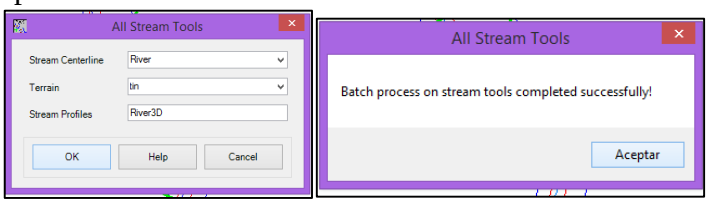


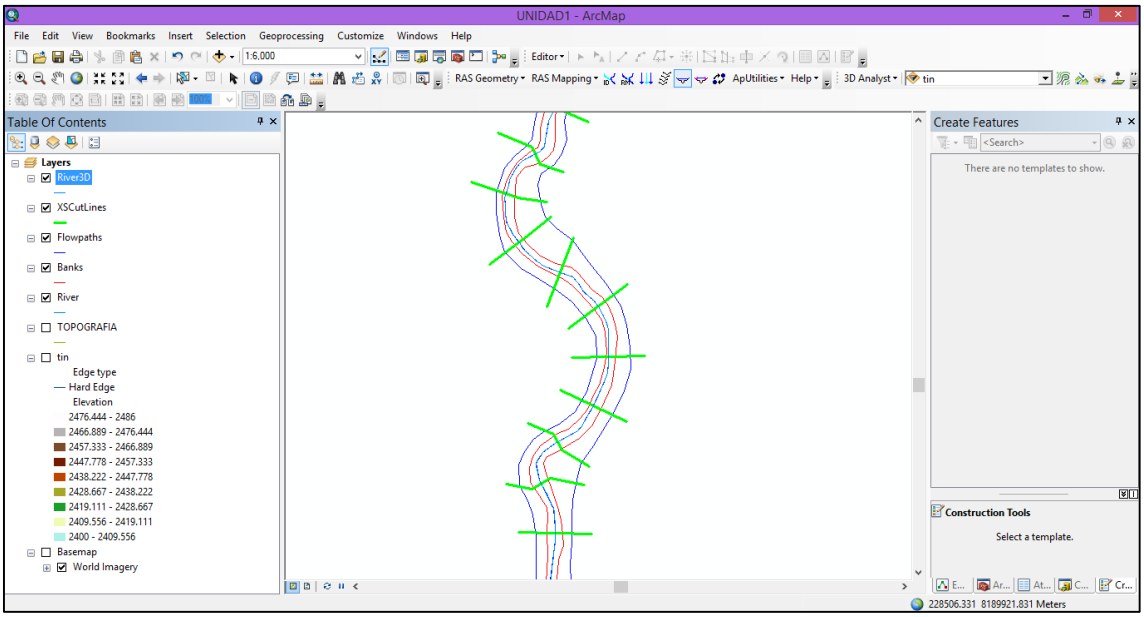
1.7 CREAR River 3D y XSCutLines3D

Para que nuestro trazo de cauce adquiera las propiedades de elevación, las estaciones y las elevaciones vamos a**: RAS Geomtry > Stream Centerline Attribute > All**

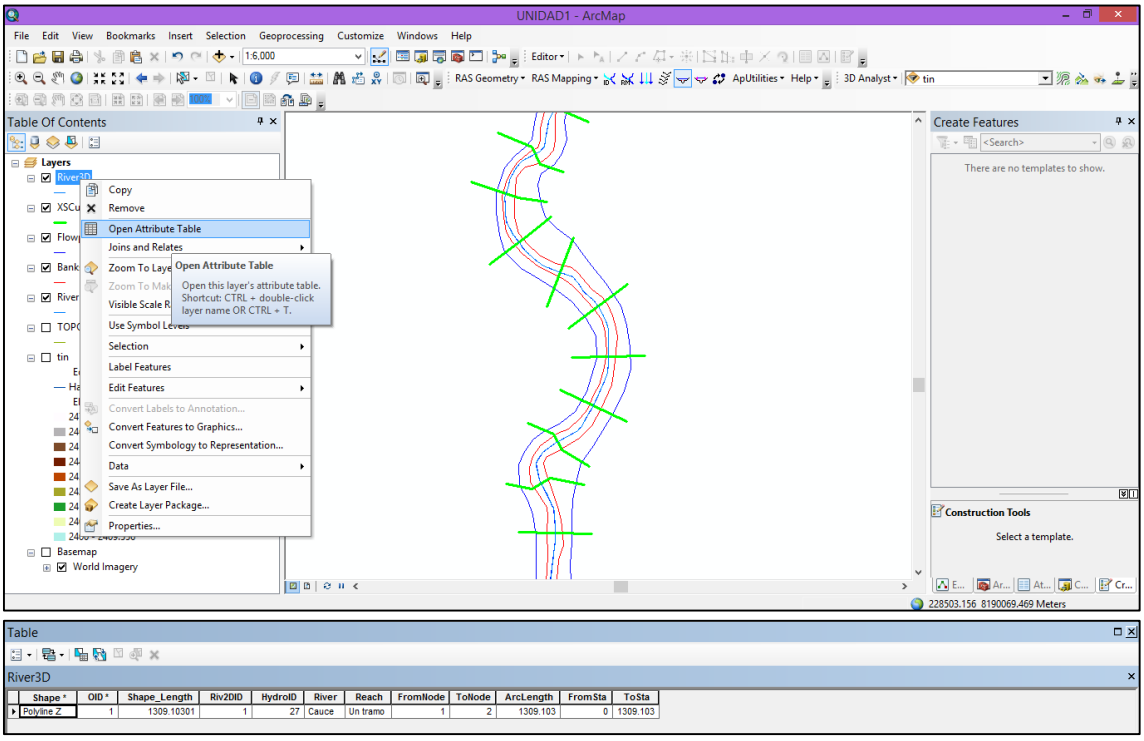


Seleccionamos la capa del Cauce, el TIN y el nombre de la nueva capa con atributos.
Y se creó la Capa **River 3D**

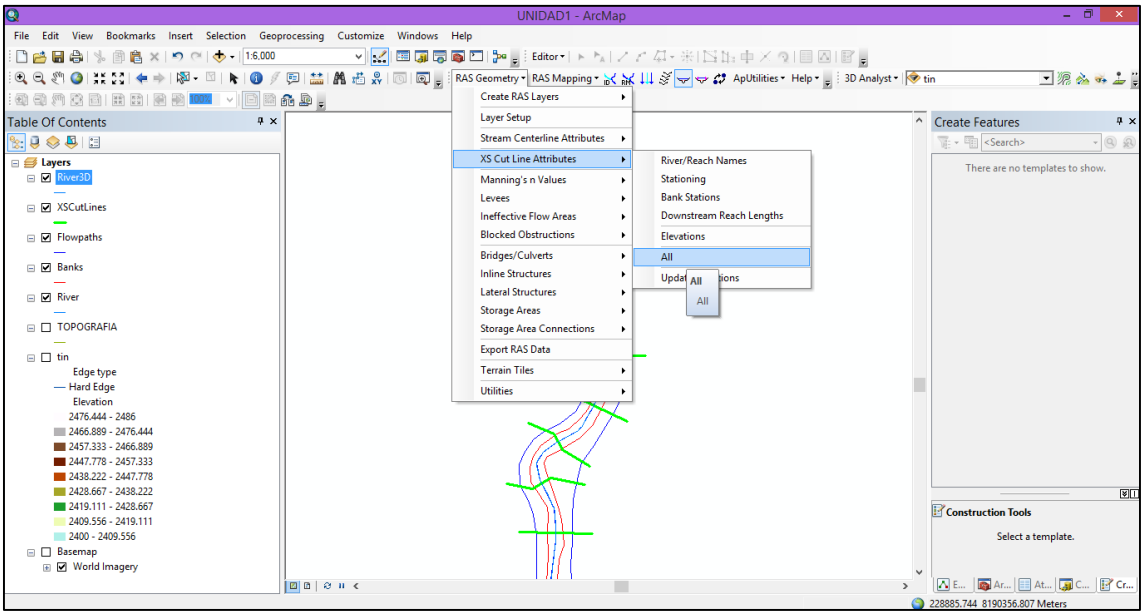




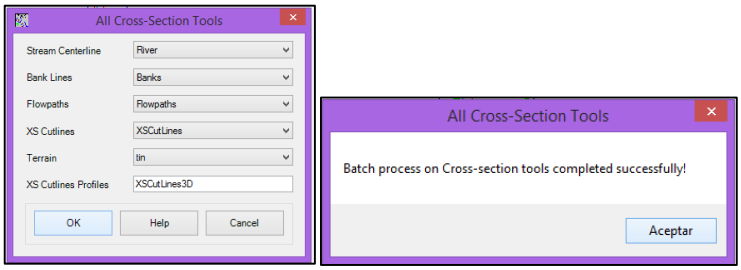
Para ver sus atributos hacemos clic derecho en la capa creada > **Open Attribute Table**

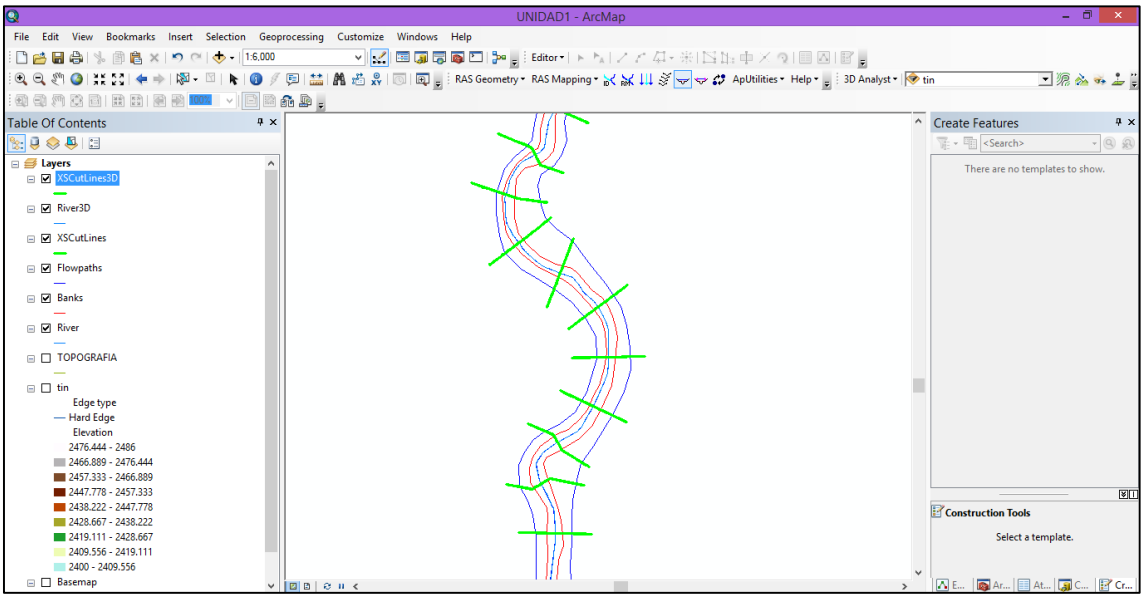


Para que nuestras secciones adquieran sus atributos vamos a**: RAS Geomtry > XS Cut Lines Attributes > All**

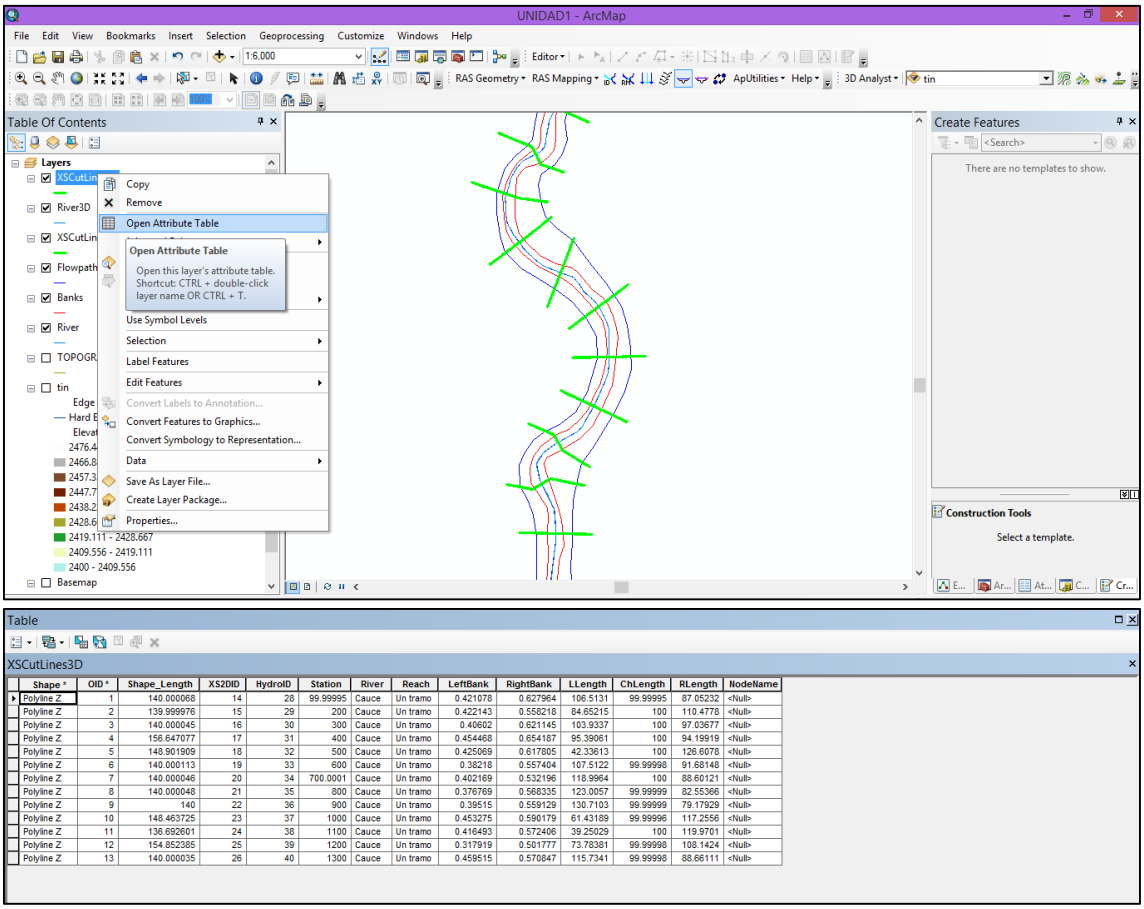


Seleccionamos la capa del cauce, de las orillas, de las líneas de flujo, el TIN y el nombre de la nueva capa con atributos.



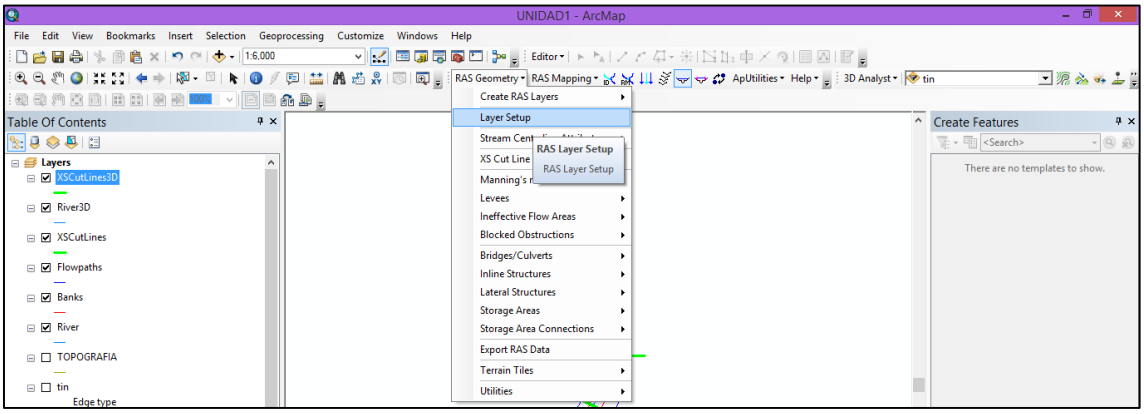


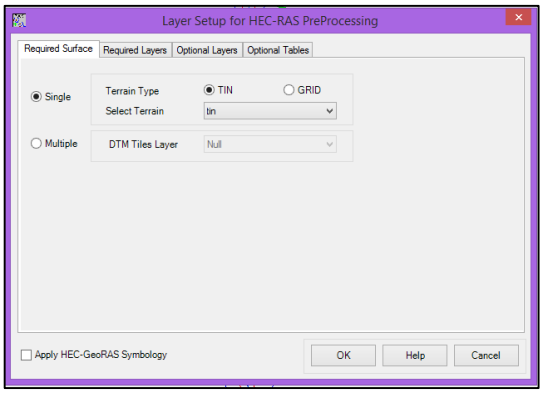
Para ver los atributos de la nueva capa hacemos clic derecho en ella > **Open Attribute Table**

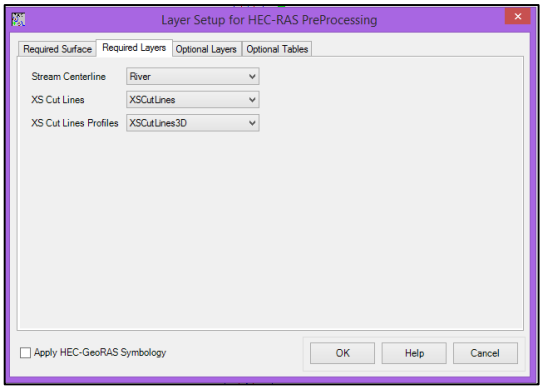


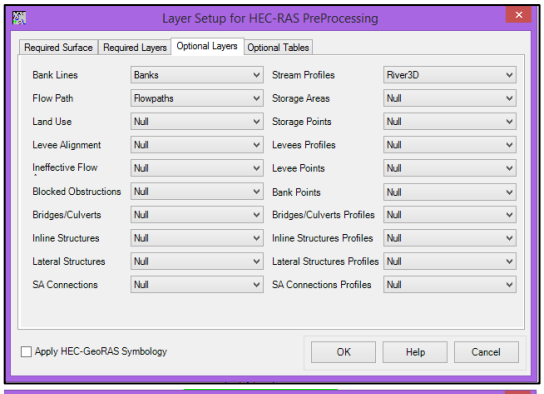
1.8 CREAR ARCHIVO DE EXPORTACIÓN A HEC-RAS

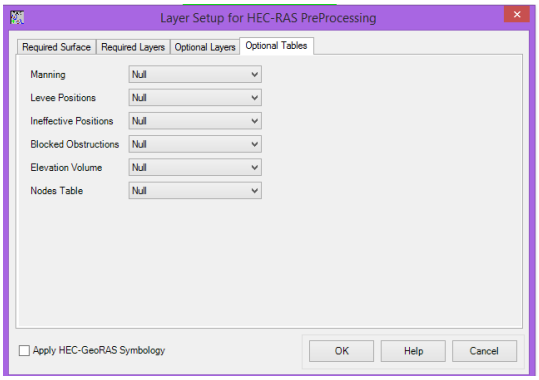
Para exportar el proyecto a Hec-RAS vamos a **RAS Geometry > Layer Setup** donde veremos la información que se exportará.



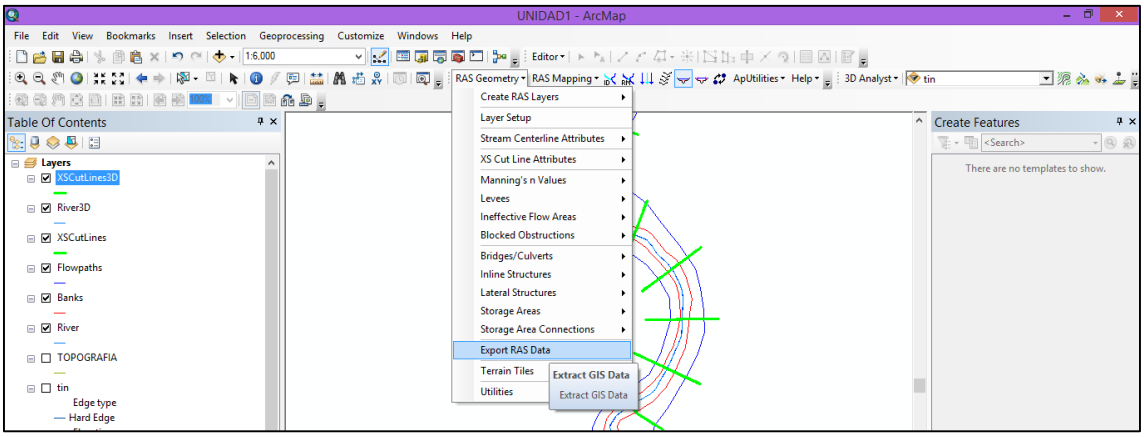


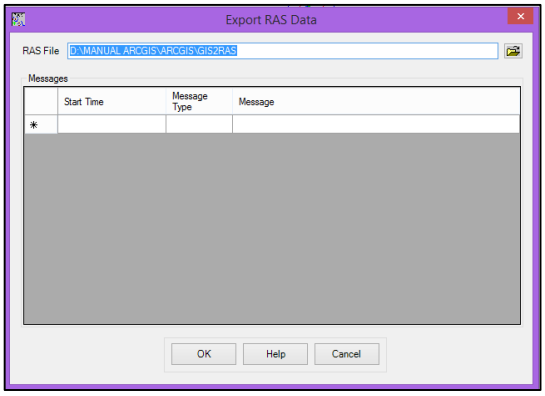


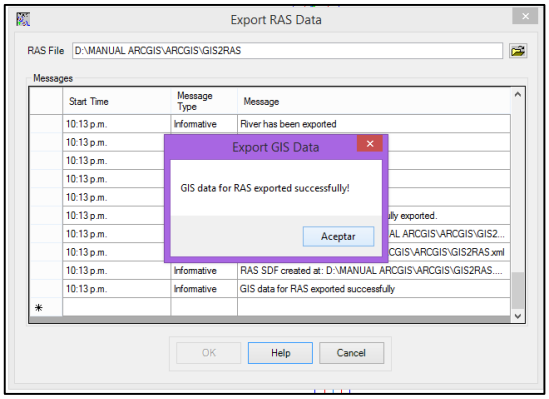




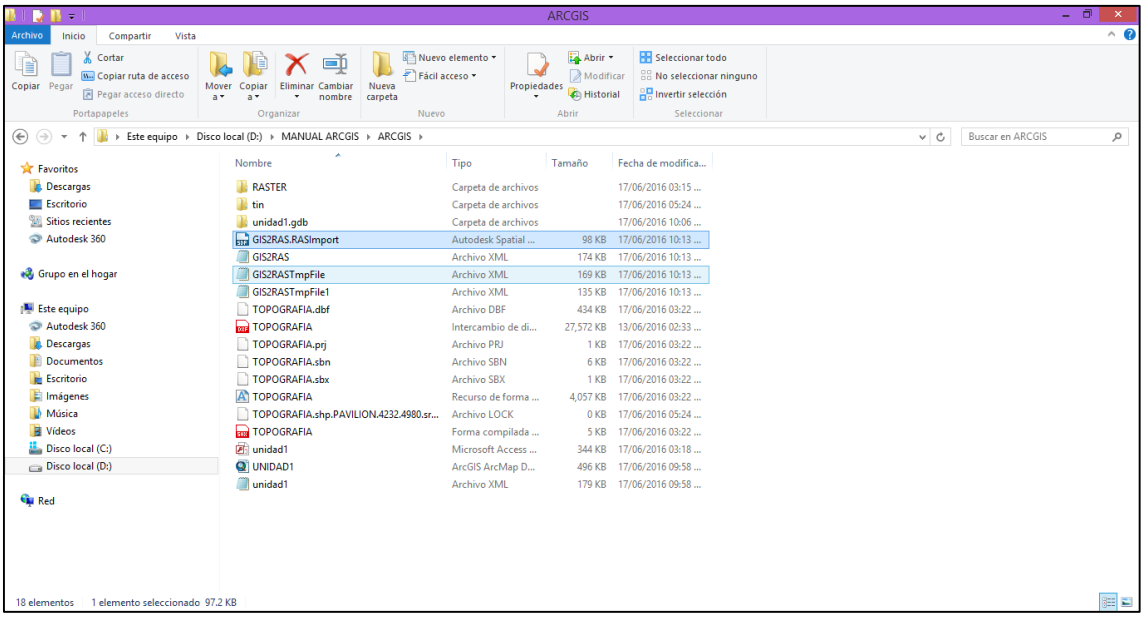
Procedemos a exportar el proyecto **RAS Geometry Data > Export RAS Data**







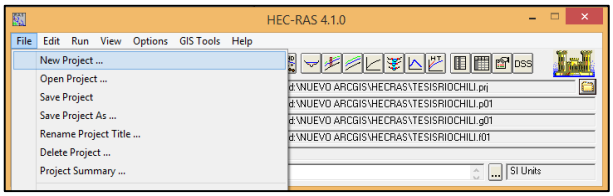
Si vamos a la carpeta del proyecto veremos el archivo que generamos con extensión *.RASImport

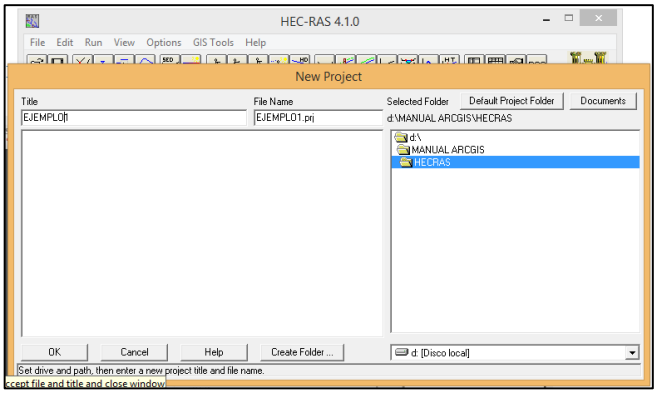


Unidad 2: HEC-RAS Y ARCGIS

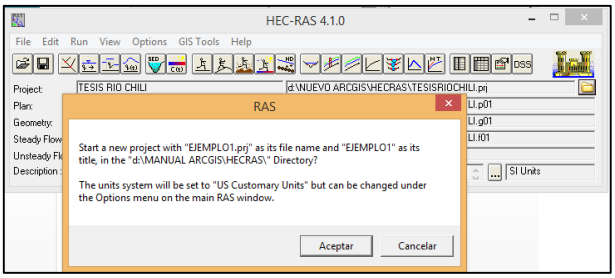
2.1 CREAR PROYECTO

Creamos un nuevo proyecto en **File > New Project** y le ponemos un nombre que tendrá extensión *.prj

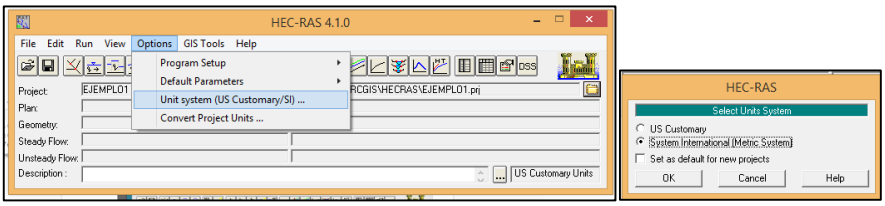




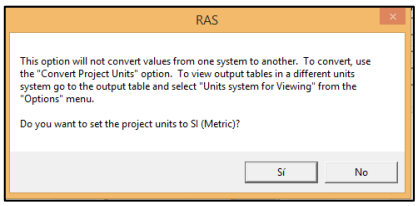
Aparece una ventana donde nos pregunta si queremos comenzar un nuevo proyecto con el nombre que le pusimos y que podemos cambiar el sistema de unidades, aceptamos.



Cambiamos el sistema de unidades en **Options > Unit system (US Customary/SI)**



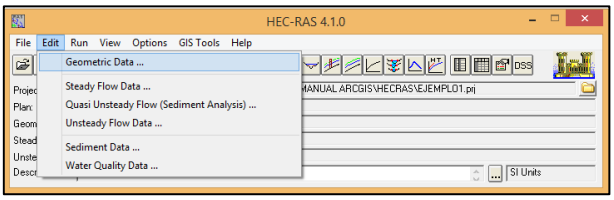
Le damos aceptar a la ventana para que el proyecto esté en sistema Internacional.

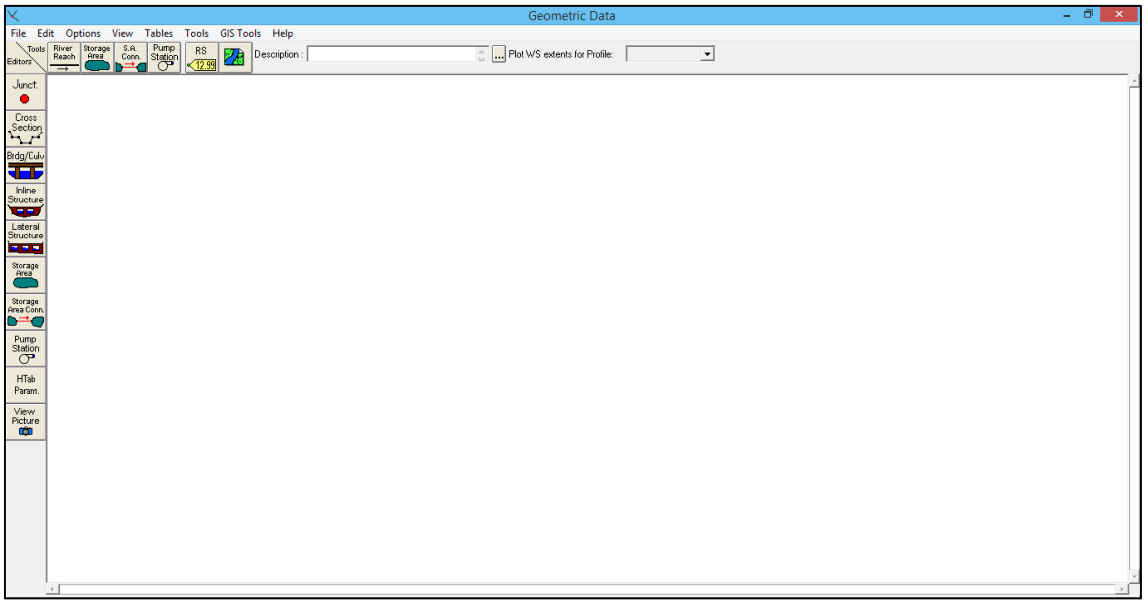


2.2 GEOMETRÍA

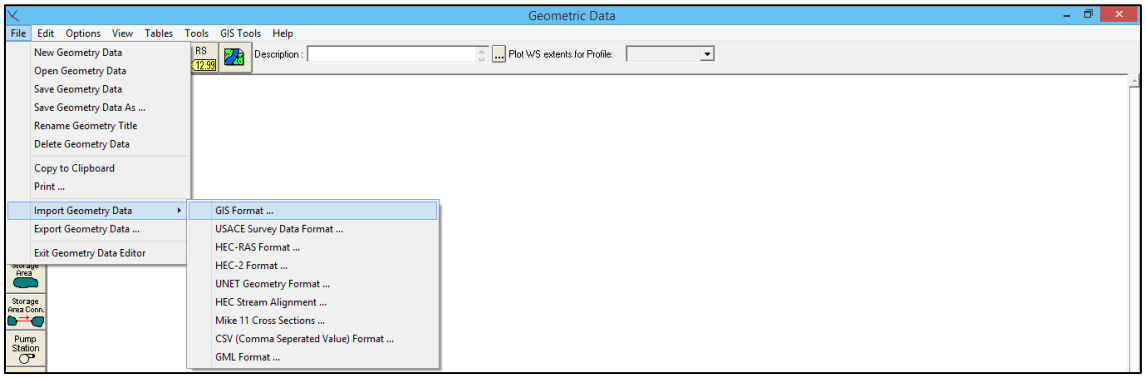
2.2.1 IMPORTACION DE GEOMETRÍA

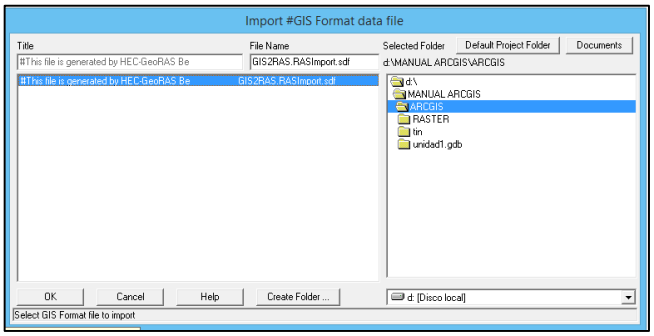
Para importar la geometría vamos a **Edit > Geometric Data**



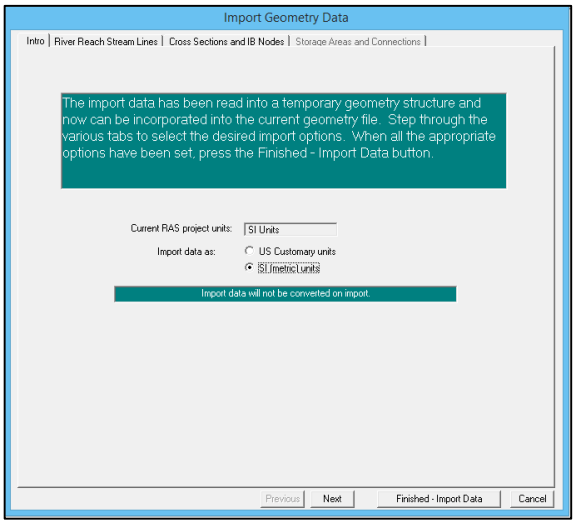


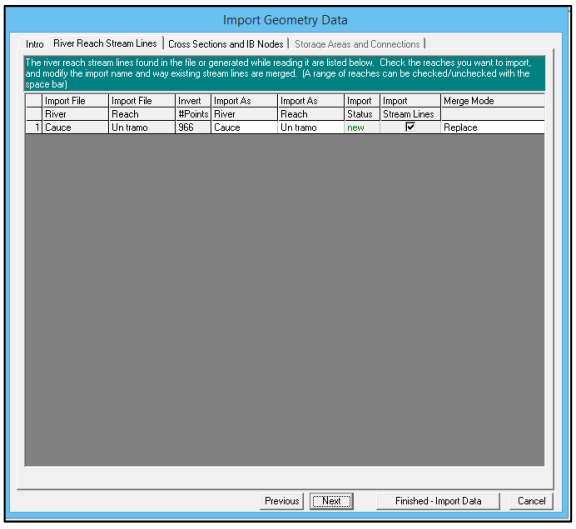
En la ventana de Geometric Data clic en **File > Import Geometry Data > GIS Format** y buscamos el archivo que exportamos de ArcGIS.

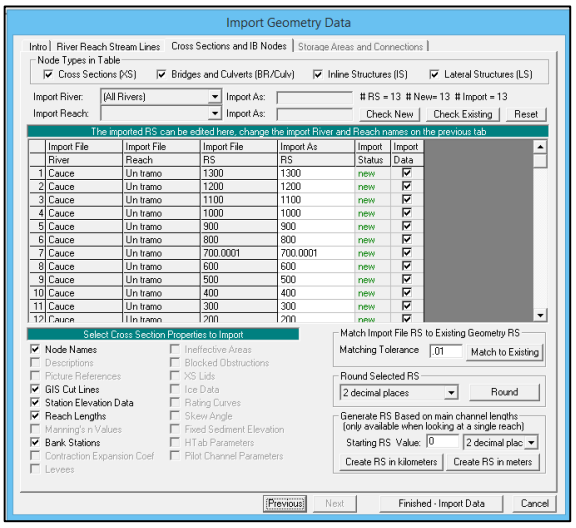


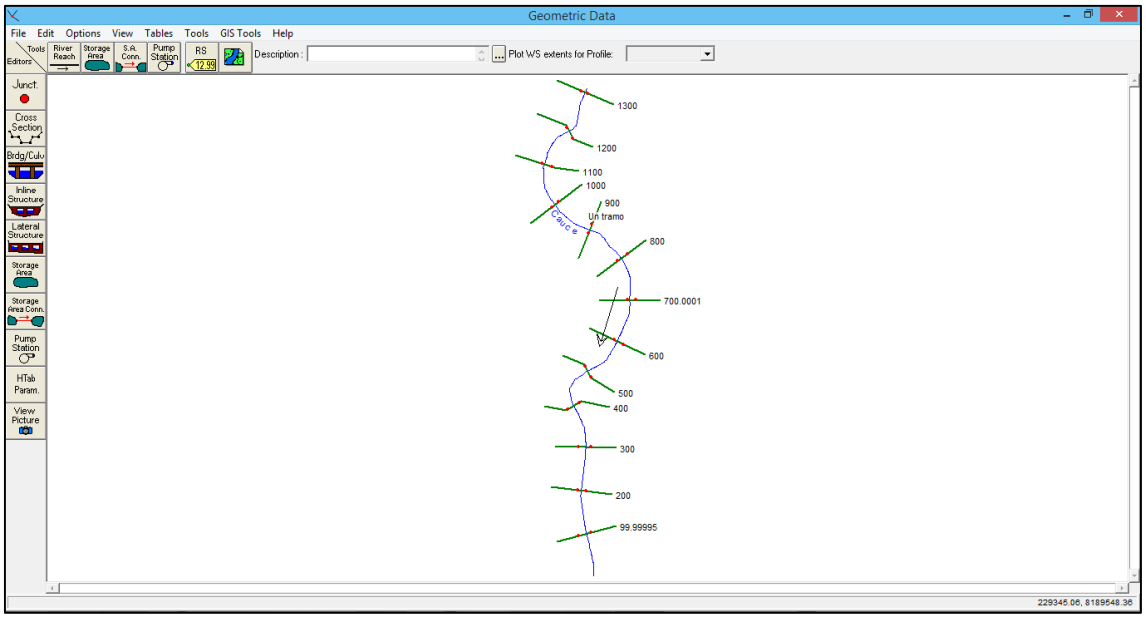


Seleccionamos el sistema de unidades, Next, Next, Finished-Import Data

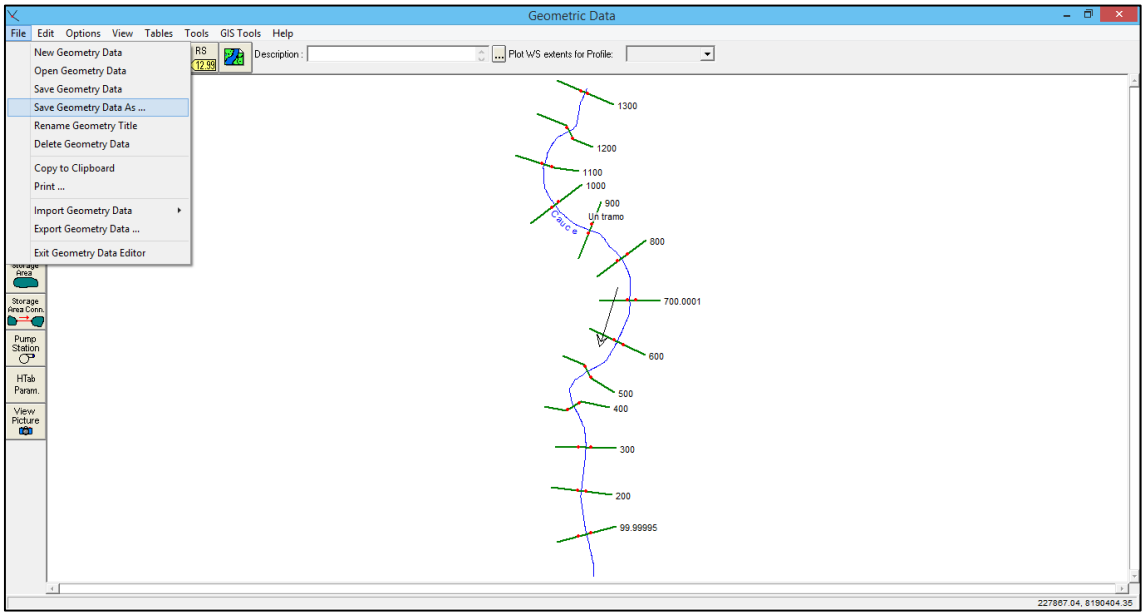

Import Geometry Data
Intro | River Reach Stream Lines | Cross Sections and IB Nodes | Storage Areas and Connections |
The import data has been read into a temporary geometry structure and now can be incorporated into the current geometry file. Step through the various tabs to select the desired import options. When all the appropriate options have been set, press the Finished - Import Data button.
Current RAS project units: SI Units
Import data as:
US Customary units
SI (metric) units
Import data will not be converted on import.
Previous
Next
Finished - Import Data
Cancel

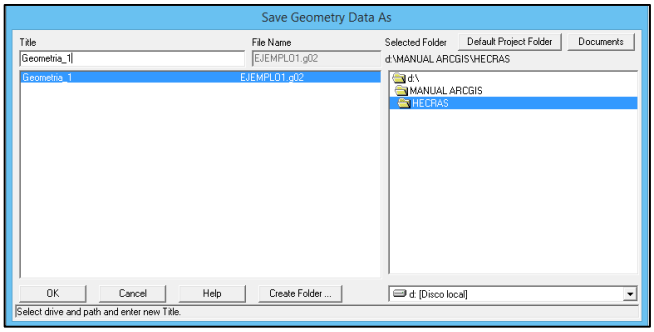

Import Geometry Data
Intro | River Reach Stream Lines | Cross Sections and IB Nodes | Storage Areas and Connections |
The river reach stream lines found in the file or generated while reading it are listed below. Check the reaches you want to import, and modify the import name and way existing stream lines are merged. (A range of reaches can be checked/unchecked with the space bar)
Import File River
Import File Reach
Invert #Points
Import As River
Import As Reach
Import Status
Import Stream Lines
Merge Mode
1 Cauce Un tramo 966 Cauce Un tramo new Replace
Previous
Next
Finished - Import Data
Cancel


Import Geometry Data
Intro | River Reach Stream Lines | Cross Sections and IB Nodes | Storage Areas and Connections |
Node Types in Table
Cross Sections (XS)
Bridges and Culverts (BR/Culv)
Inline Structures (IS)
Lateral Structures (LS)
Import River: (All Rivers)
Import Reach:
Import As:
RS = 13 # New= 13 # Import = 13
Check New
Check Existing
Reset
The imported RS can be edited here, change the import River and Reach names on the previous tab
Import File River
Import File Reach
Import File RS
Import As RS
Import Status
Import Data
1 Cauce Un tramo 1300 1300 new
2 Cauce Un tramo 1200 1200 new
3 Cauce Un tramo 1100 1100 new
4 Cauce Un tramo 1000 1000 new
5 Cauce Un tramo 900 900 new
6 Cauce Un tramo 800 800 new
7 Cauce Un tramo 700.0001 700.0001 new
8 Cauce Un tramo 600 600 new
9 Cauce Un tramo 500 500 new
10 Cauce Un tramo 400 400 new
11 Cauce Un tramo 300 300 new
Select Cross Section Properties to Import
Node Names
Descriptions
Picture References
GIS Cut Lines
Station Elevation Data
Reach Lengths
Manning's n Values
Bank Stations
Contraction Expansion Coef
Levees
Ineffective Areas
Blocked Obstructions
XS Lids
Ice Data
Rating Curves
Skew Angle
Fixed Sediment Elevation
HTab Parameters
Pilot Channel Parameters
Match Import File RS to Existing Geometry RS
Matching Tolerance .01
Match to Existing
Round Selected RS
2 decimal places
Round
Generate RS Based on main channel lengths (only available when looking at a single reach)
Starting RS Value: 0
Create RS in kilometers
Create RS in meters
Previous
Next
Finished - Import Data
Cancel



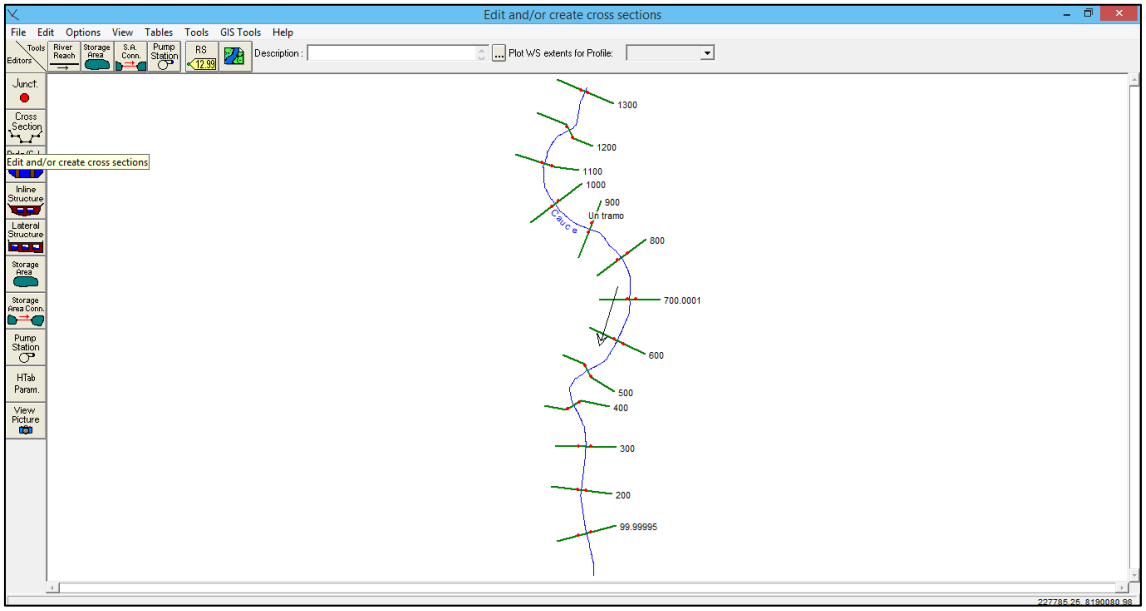
Guardamos la geometría: File > Save Geometry Data As

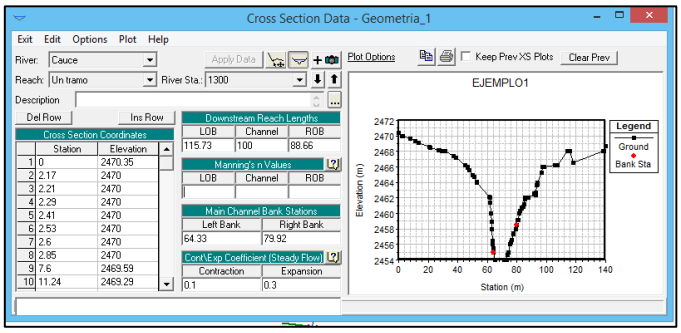




2.2.2 SECCIONES TRANSVERSALES

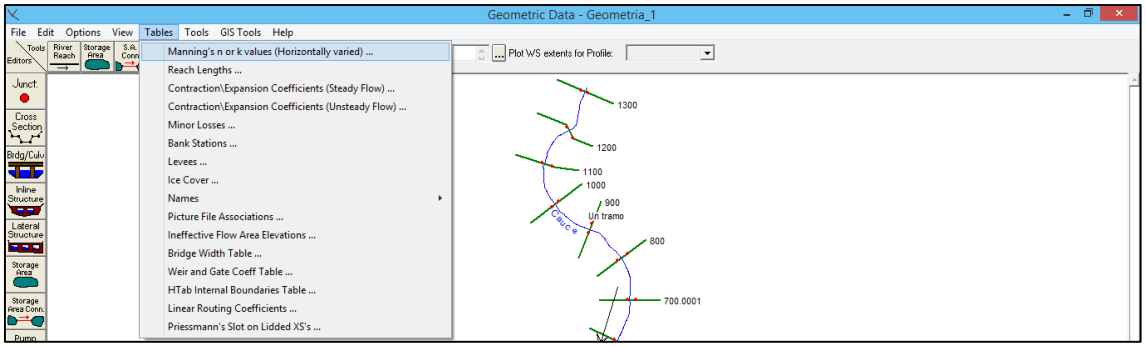
Entramos al ícono  para ver las secciones transversales.

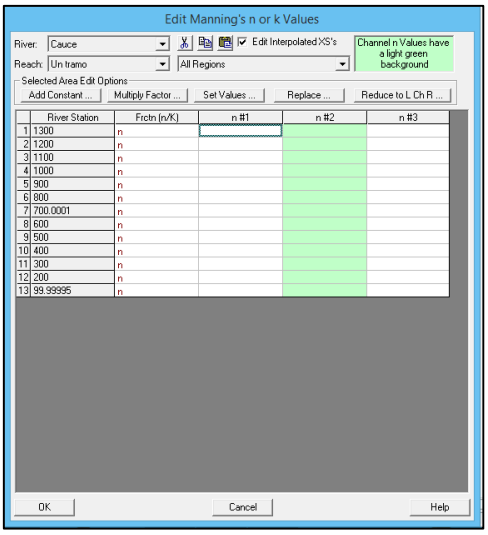




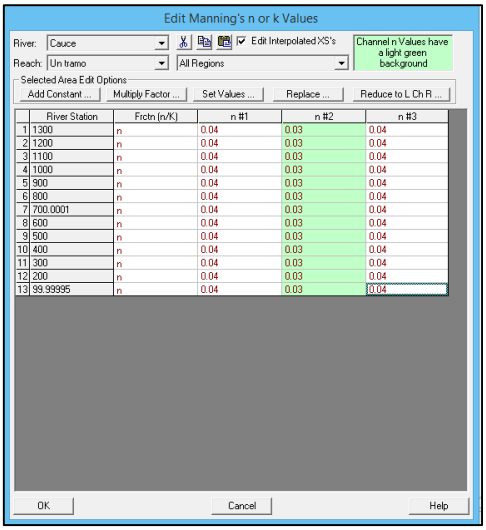
2.2.2.1 COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE MANNING

Como vemos en las secciones, los casilleros del coeficiente de rugosidad de Manning no tiene valores. Para introducir estos documentos vamos a **Tables > Manning´s n or k values (Horizontally Varied)**

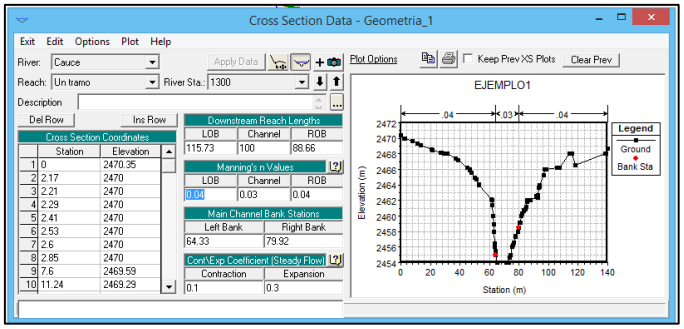




Para este ejemplo pondremos 0.04 en las orillas y 0.03 en el cauce, estos valores deben ser evaluados y calculados para cada río.

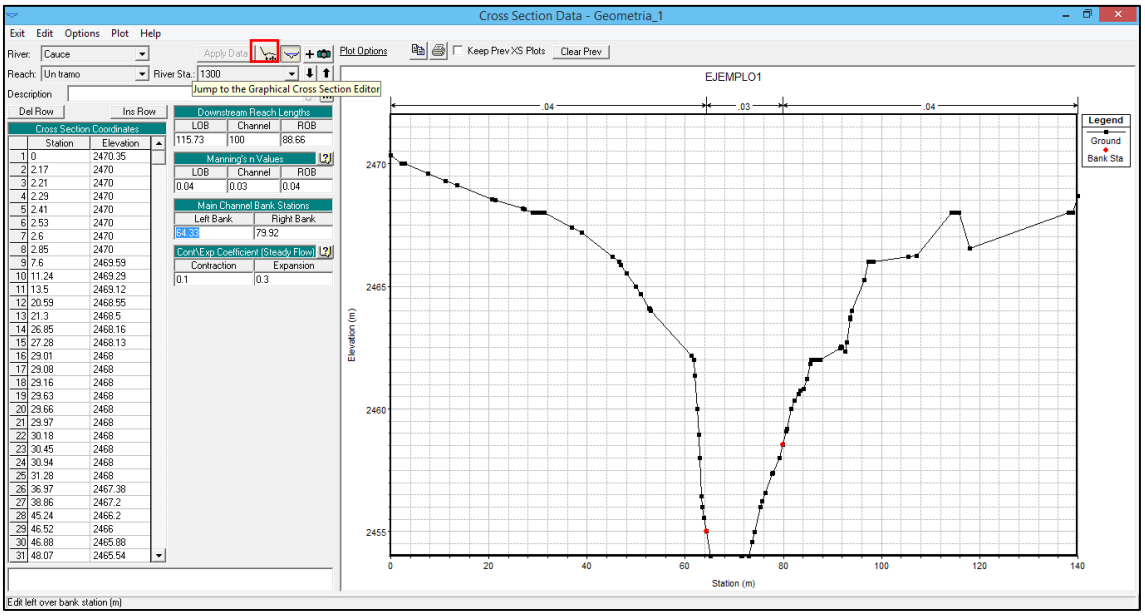


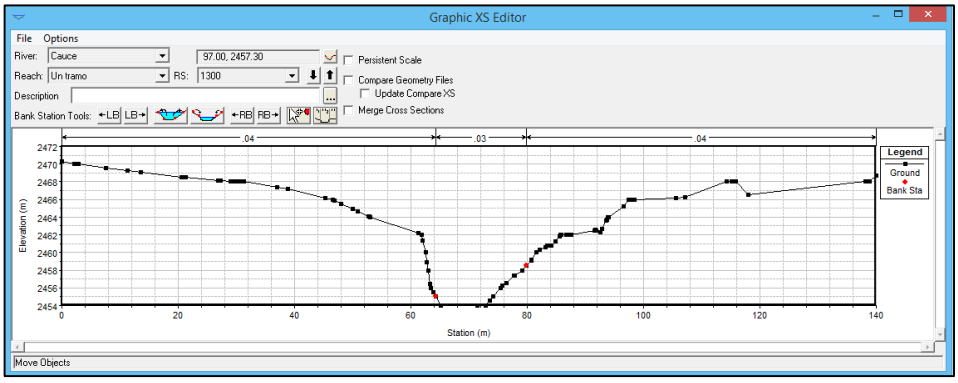
Confirmamos que los valores fueron asignados para cada sección, entrando a 

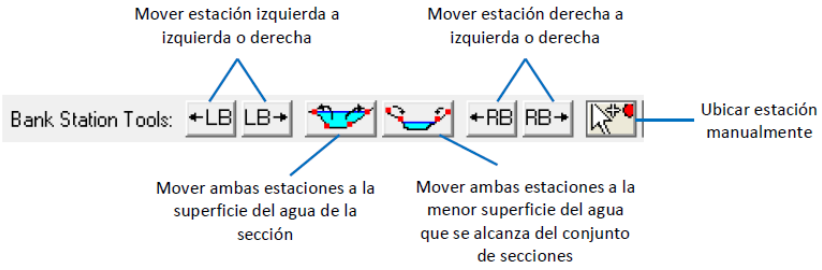


2.2.2.2 LÍMITES DE LA ZONA DEL CAUCE

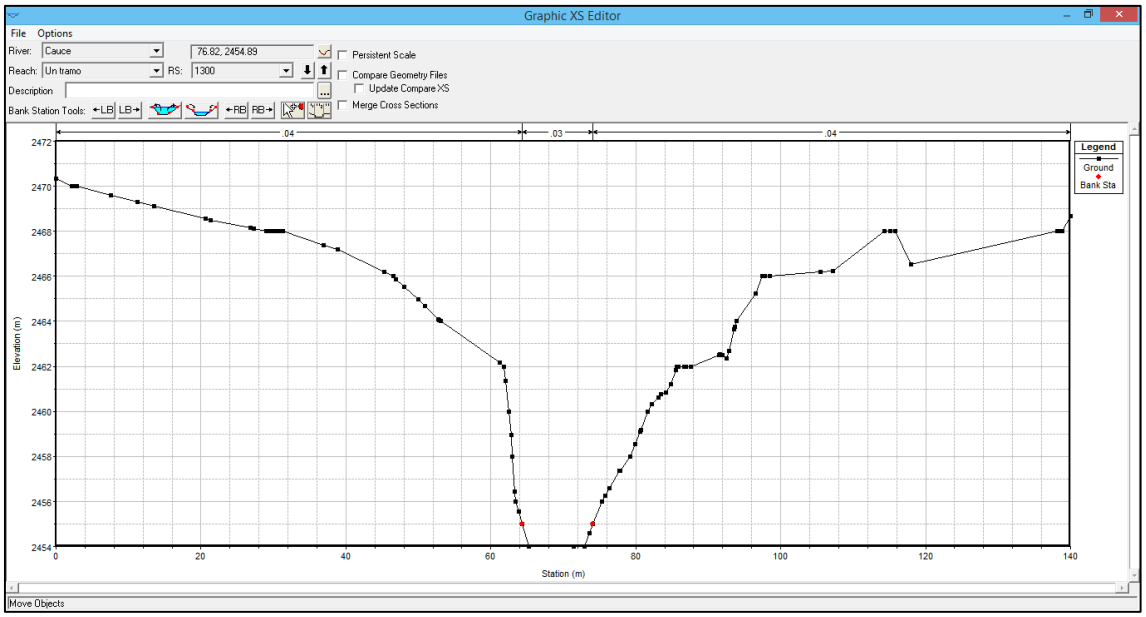
En cada sección transversal tenemos 2 estaciones de orilla, podemos editar la ubicación de estas haciendo clic en el ícono  .



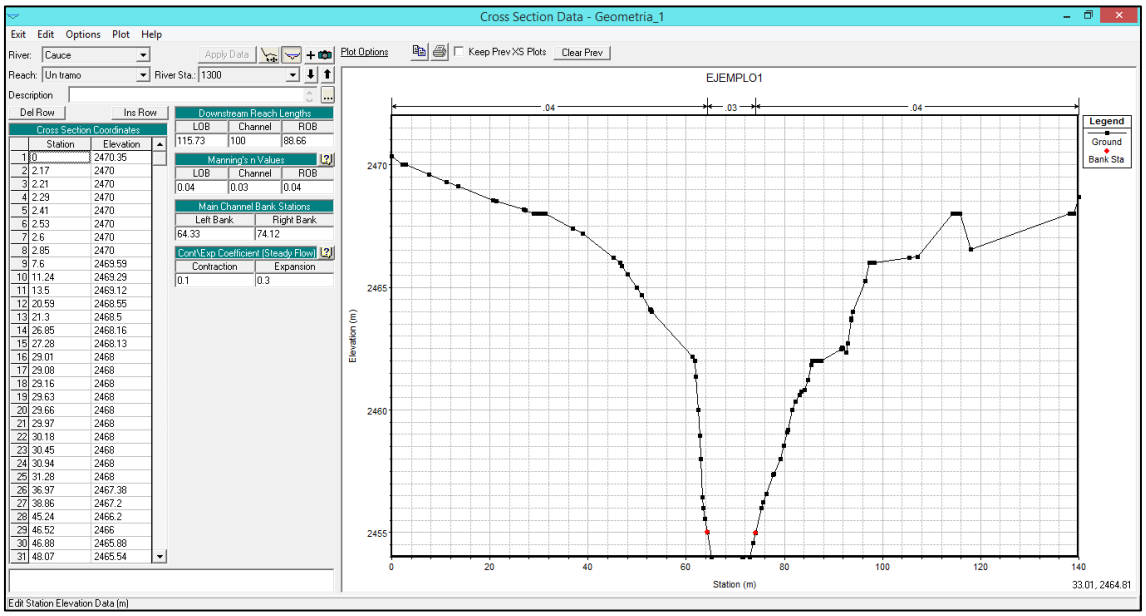




Podemos editar las estaciones de las orillas de cada sección, haciendo clic en las flechas 



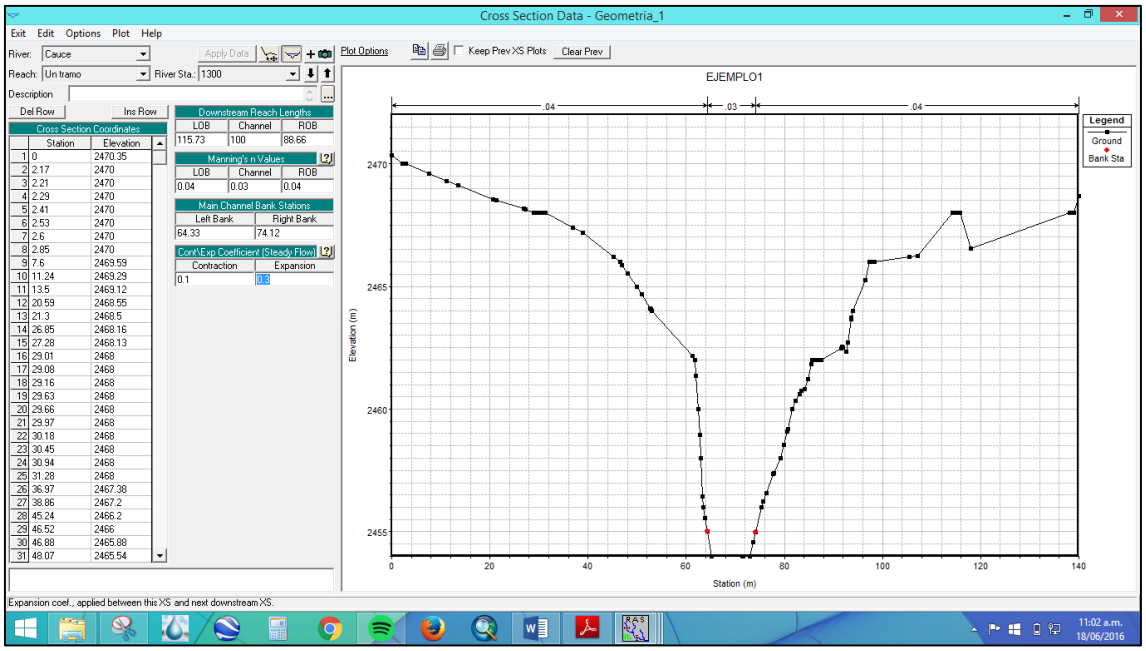
Para regresar a la tabla de la sección transversal hacemos clic en  .

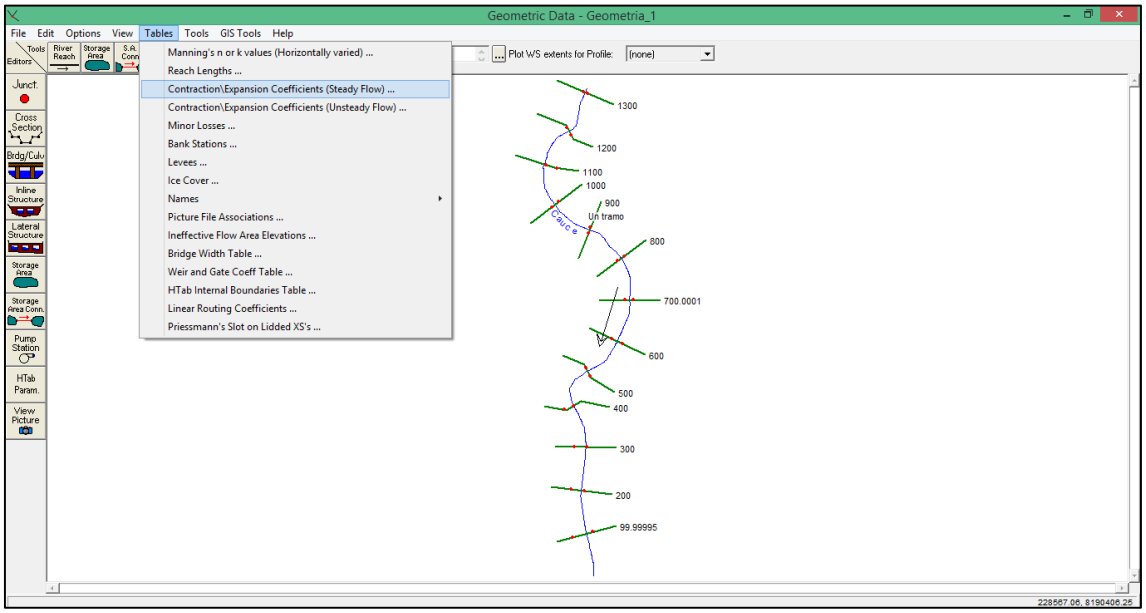


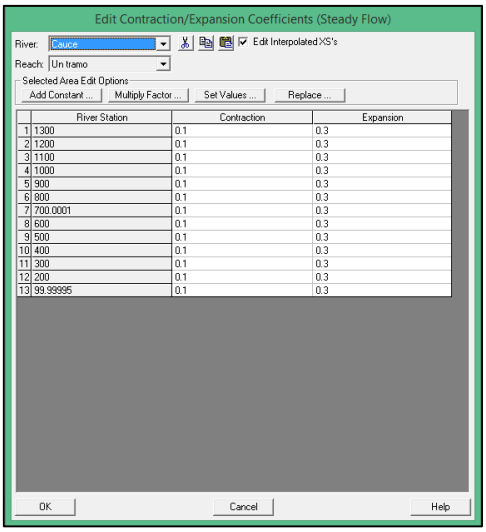
2.2.2.3 COEFICIENTES DE CONTRACCIÓN Y DE EXPANSIÓN

Los coeficientes de contracción y expansión son asumidos por el programa, siendo 0.1 para contracción y 0.3 para expansión.

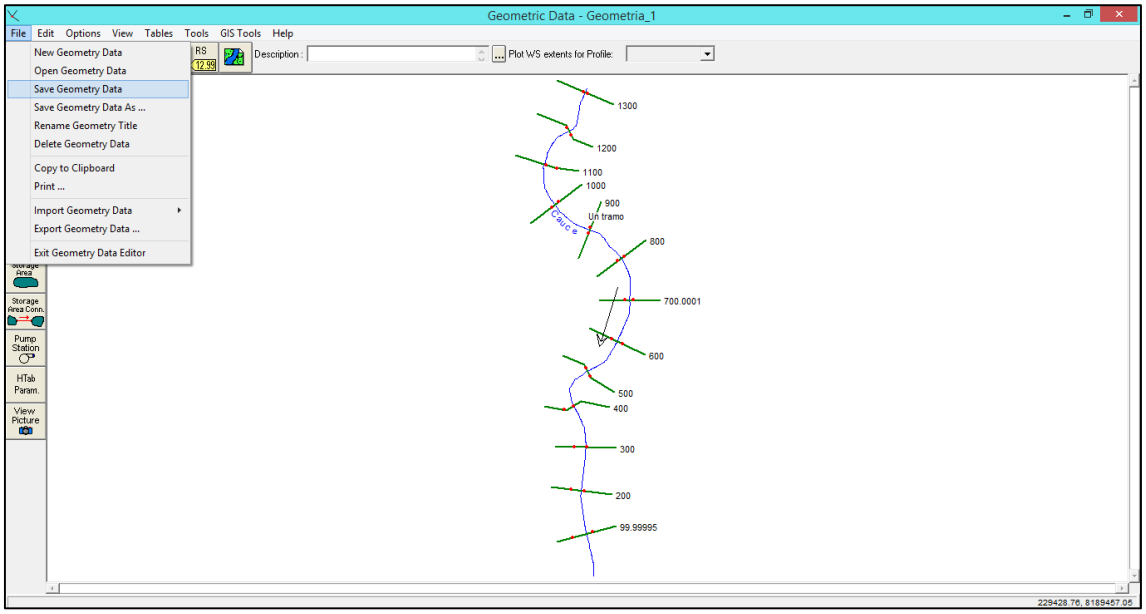
Para ver la tabla de los coeficientes de todas las secciones vamos a la ventana de geometría > Tabla >


Cross Section Data - Geometria_1
Exit Edit Options Plot Help
River: Cauce
Reach: Un tramo
River Sta.: 1300
Description
Apply Data
Plot Options
Keep Prev XS Plots
Clear Prev
Del Row
Ins Row
Cross Section Coordinates
Station Elevation
1 0 2470.35
2 2.17 2470
3 2.21 2470
4 2.29 2470
5 2.41 2470
6 2.53 2470
7 2.6 2470
8 2.85 2470
9 7.6 2469.59
10 11.24 2469.29
11 13.5 2469.12
12 20.59 2468.55
13 21.3 2468.5
14 26.85 2468.16
15 27.28 2468.13
16 29.01 2468
17 29.08 2468
18 29.16 2468
19 29.63 2468
20 29.66 2468
21 29.97 2468
22 30.18 2468
23 30.45 2468
24 30.94 2468
25 31.28 2468
26 36.97 2467.39
27 38.86 2467.2
28 45.24 2466.2
29 46.52 2466
30 46.88 2465.88
31 48.07 2465.54
Downstream Reach Lengths
LOB Channel ROB
115.73 100 88.66
Manning's n Values
LOB Channel ROB
0.04 0.03 0.04
Main Channel Bank Stations
Left Bank Right Bank
64.33 74.12
Cont\Exp Coefficient (Steady Flow)
Contraction Expansion
0.1 0.3
EJEMPLO1
.04 .03 .04
Legend
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
Station (m)
Expansion coef., applied between this XS and next downstream XS.
11:02 a.m.
18/06/2016


Geometric Data - Geometria_1
File Edit Options View Tables Tools GIS Tools Help
Manning's n or k values (Horizontally varied) ...
Reach Lengths ...
Contraction\Expansion Coefficients (Steady Flow) ...
Contraction\Expansion Coefficients (Unsteady Flow) ...
Minor Losses ...
Bank Stations ...
Levees ...
Ice Cover ...
Names
Picture File Associations ...
Ineffective Flow Area Elevations ...
Bridge Width Table ...
Weir and Gate Coeff Table ...
HTab Internal Boundaries Table ...
Linear Routing Coefficients ...
Priessmann's Slot on Lidded XS's ...
Plot WS extents for Profile: (none)
1300
1200
1100
1000
900
Un tramo
Cauce
800
700.0001
600
500
400
300
200
99.99995
228567.06, 8190406.25

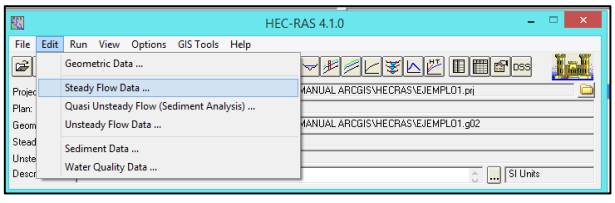


Procedemos a guardar los cambios en el archivo de geometría **File > Save Geometry Data**

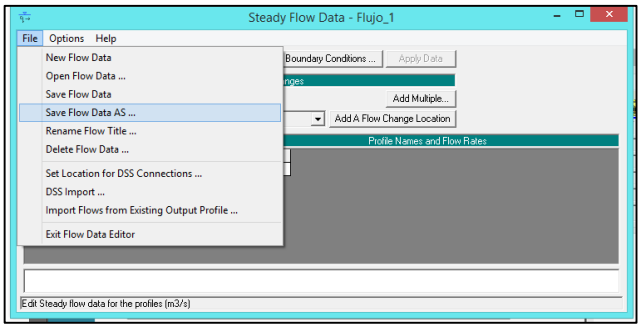


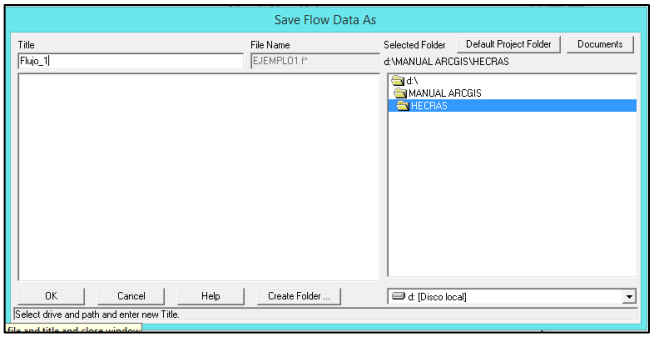
2.3 FLUJO

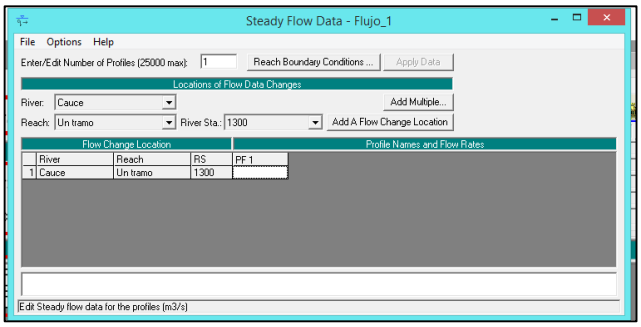
Creamos el archivo de Flujo Permanente **Edit > Steady Flow Data**



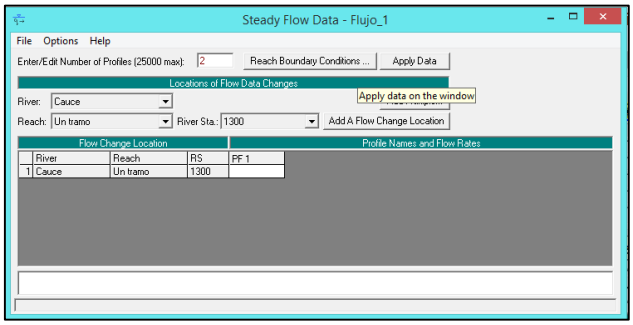
Guardamos el archivo de flujo **File > Save Flow Data As**

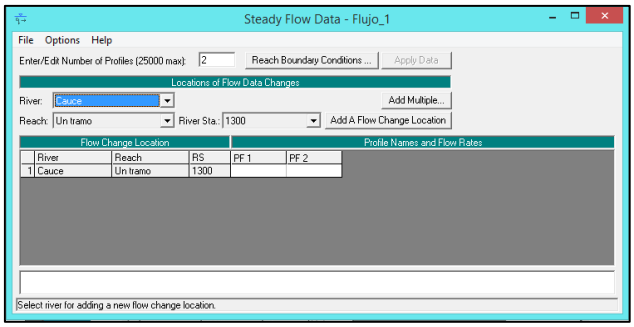




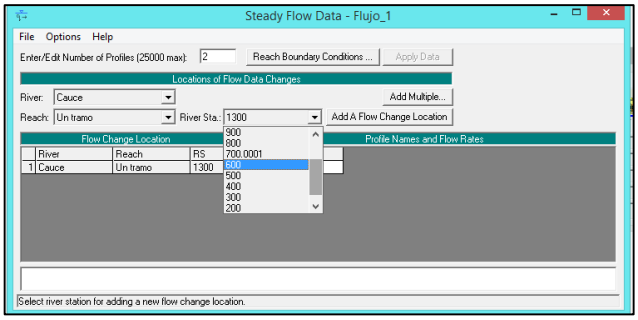


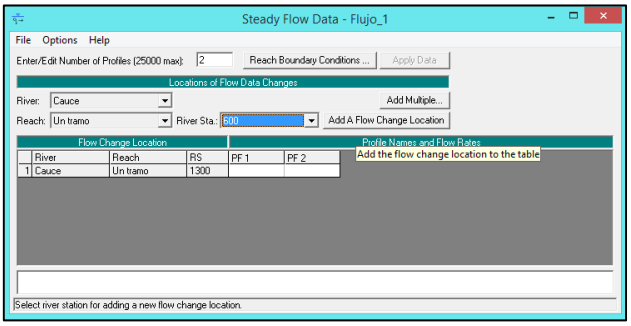
Podemos entrar más de 1 perfil en este ejemplo colocamos 2 y hacemos clic en **Apply Data**

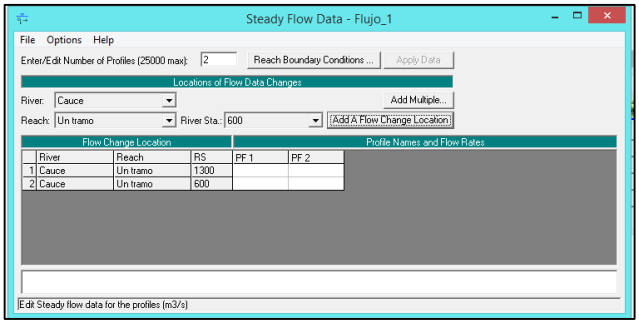




Si queremos que en una sección determinada ingrese un nuevo caudal, seleccionamos la sección, y clic en Add A Flow Change Location

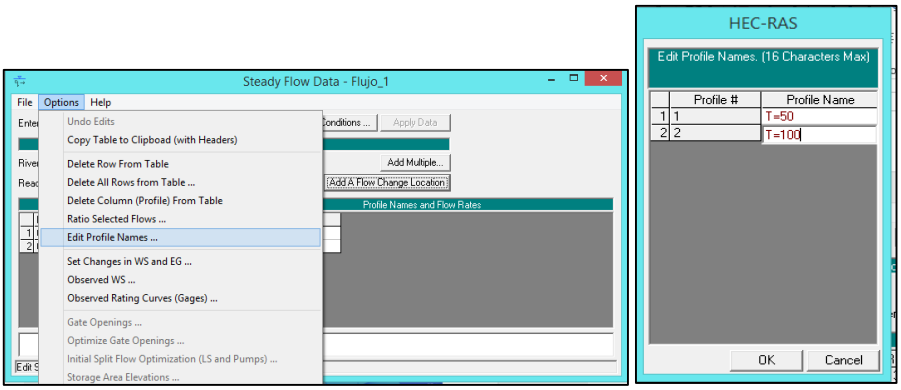




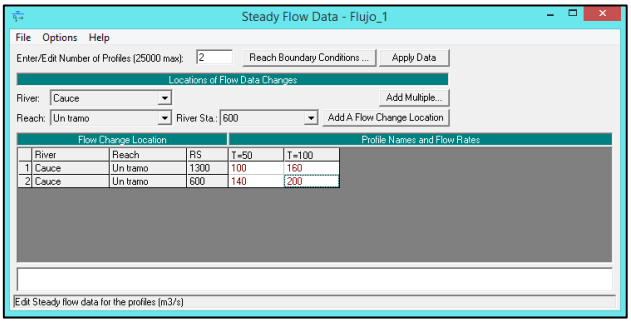


Para cambiar los nombres de los perfiles, vamos a: **Options > Edit Profile Names**

Le pondremos el periodo de retorno del Caudal Calculado.

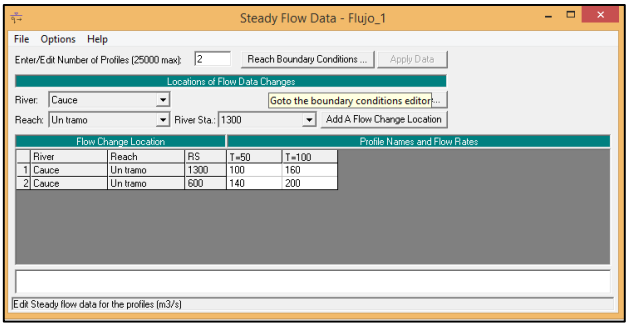


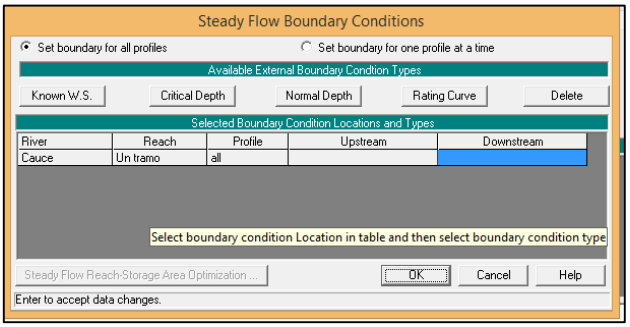
Procedemos a colocar los caudales para cada perfil y secciones.



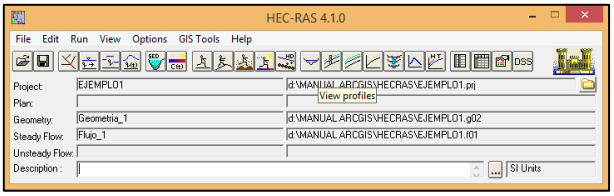
2.3.1 CONDICIONES DE CONTORNO

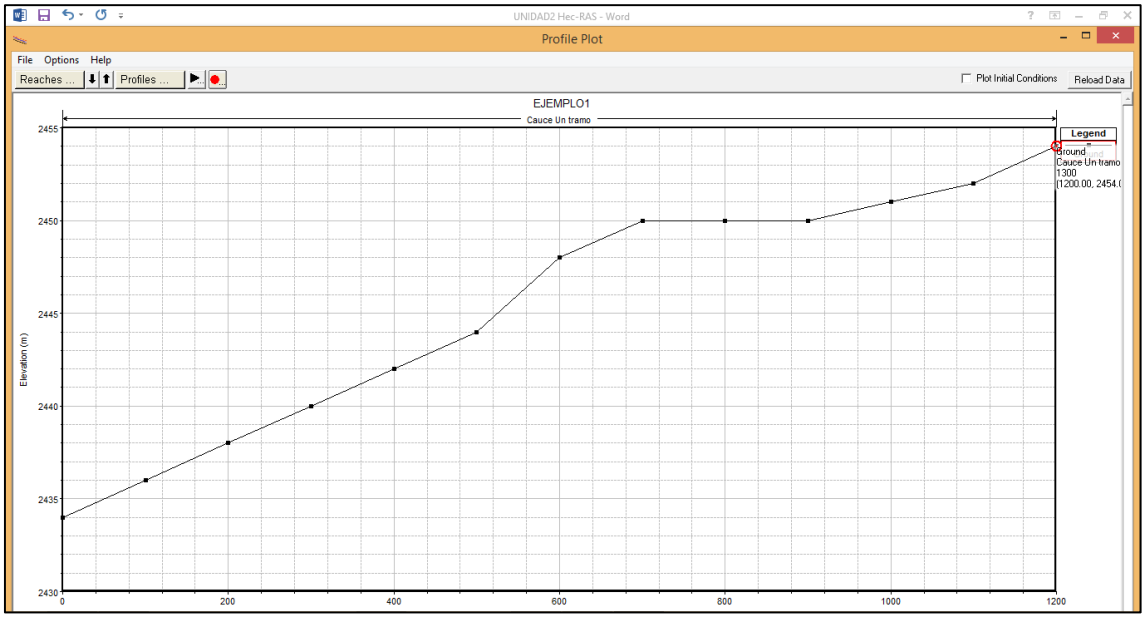
Para colocar las condiciones de contorno en **Reach Boundary Conditions,** necesitamos las pendientes aguas arriba y aguas abajo, usando Normal Depth, para una simulación en Régimen Mixto.

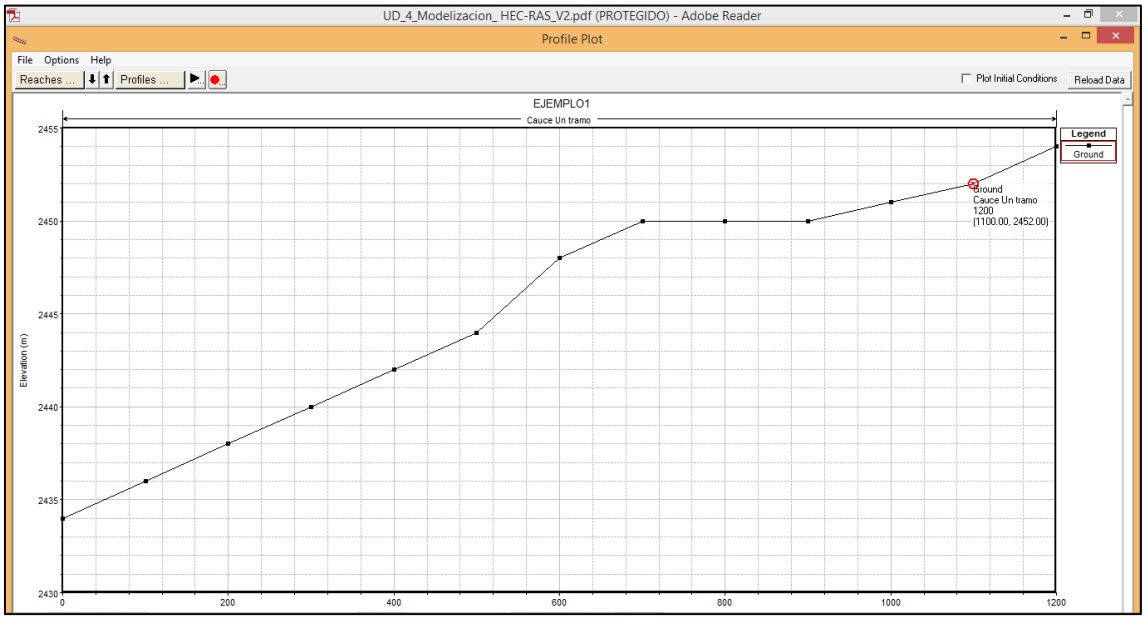




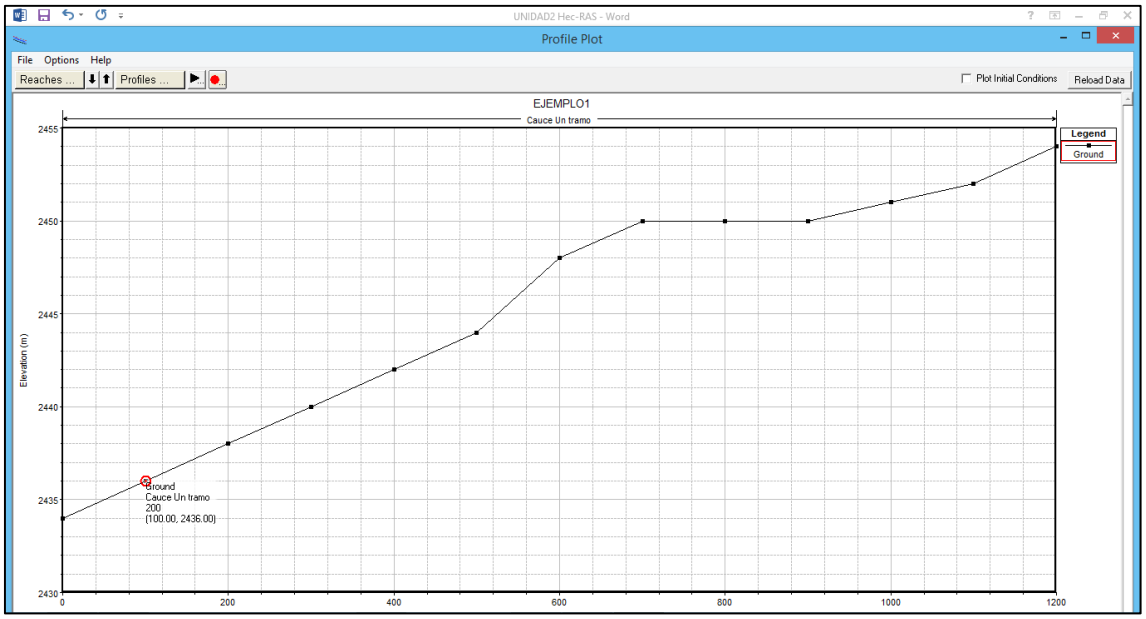
Entonces vamos al icono  de la ventana principal y posicionándonos en los puntos aguas arriba y aguas abajo sacamos la pendiente.

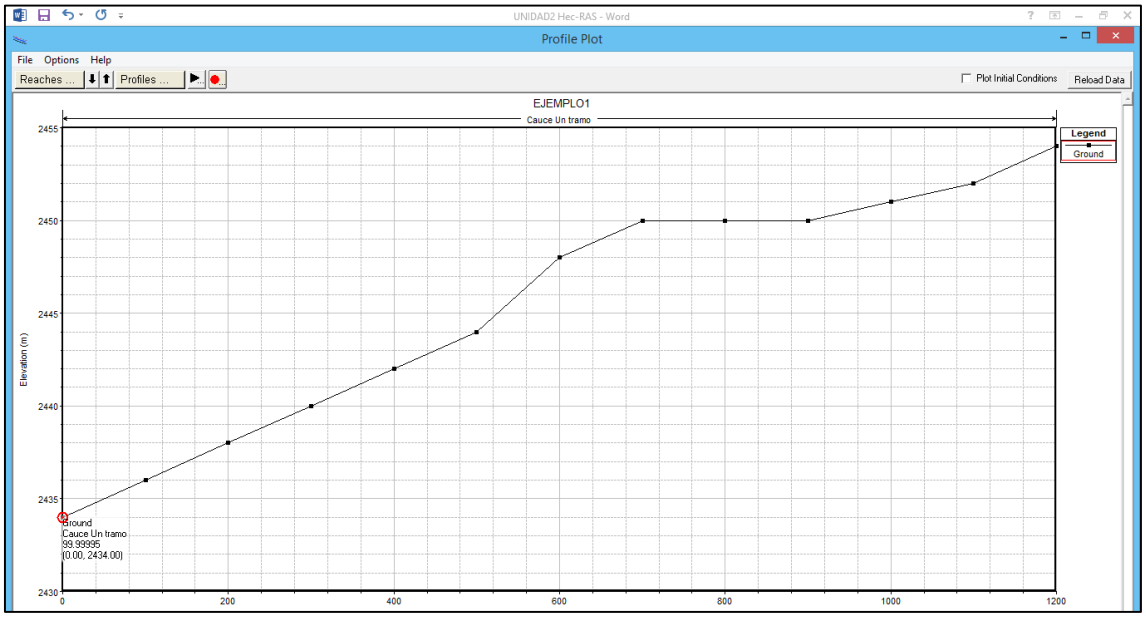






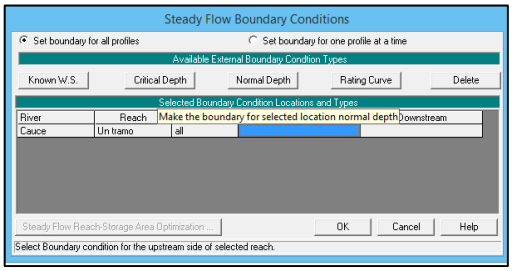
$$S_{aguas\ arriba} = \frac{2454 - 2452}{1200 - 1100} = 0.02$$

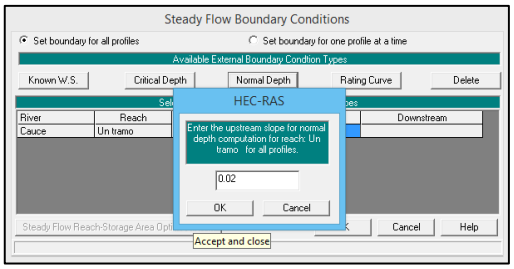


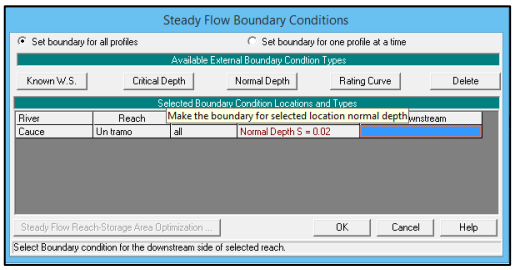


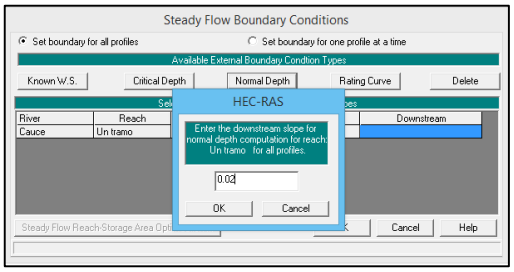
$$S_{aguas\ abajo} = \frac{2436 - 2434}{100} = 0.02$$

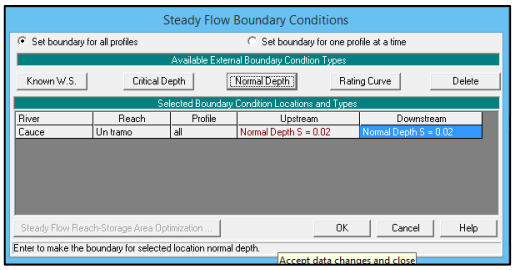
Seleccionamos Normal Depth y digitamos la pendiente aguas arriba y aguas abajo.



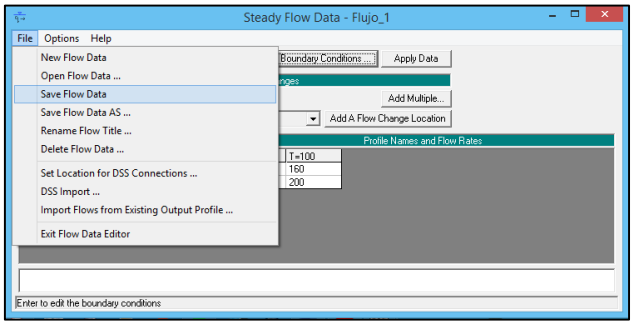






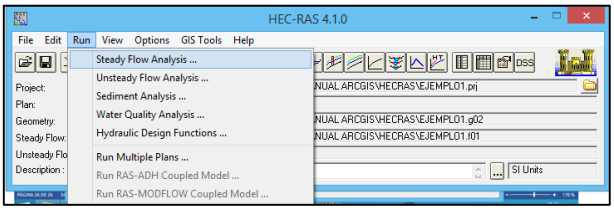


Guardamos los cambios en el archivo de Flujo en **File > Save Flow Data**

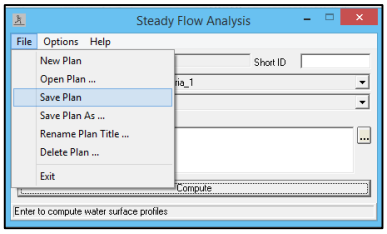


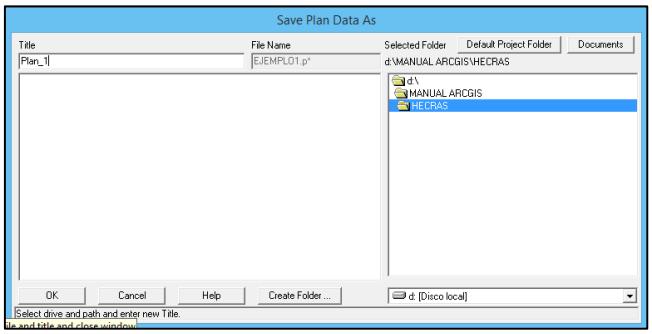
2.4 ANÁLISIS DEL FLUJO

En la ventana principal vamos a **Run > Steady Flow Analysis**

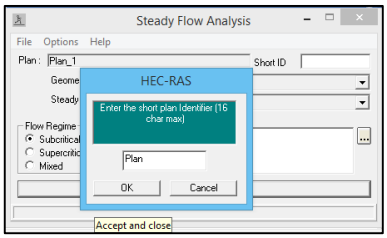


Guardamos el plan en File > Save Plan

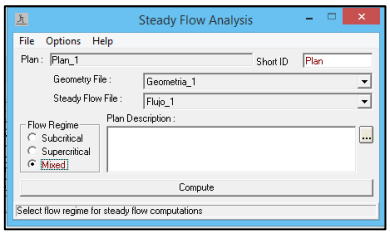




Aparece una ventana para poner el nombre corto del plan.

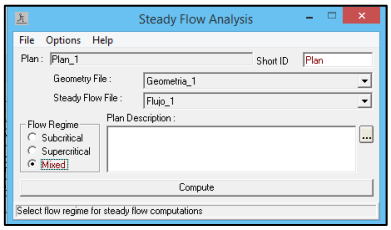


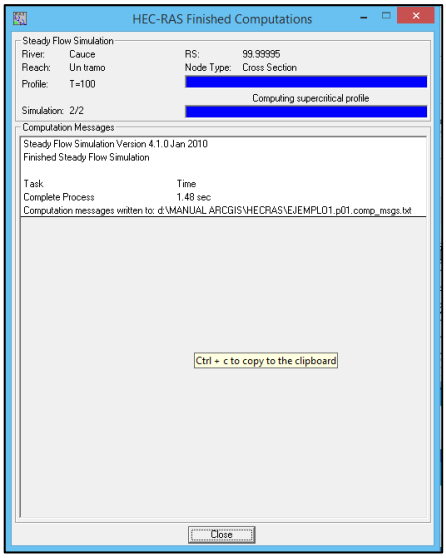
Verificamos que nuestros archivos de geometría y flujo estén seleccionados, en el régimen de flujo seleccionamos Mixed y guardamos los cambios del plan.



2.5 CORRER EL MODELO

Procedemos a hacer clic en Compute.



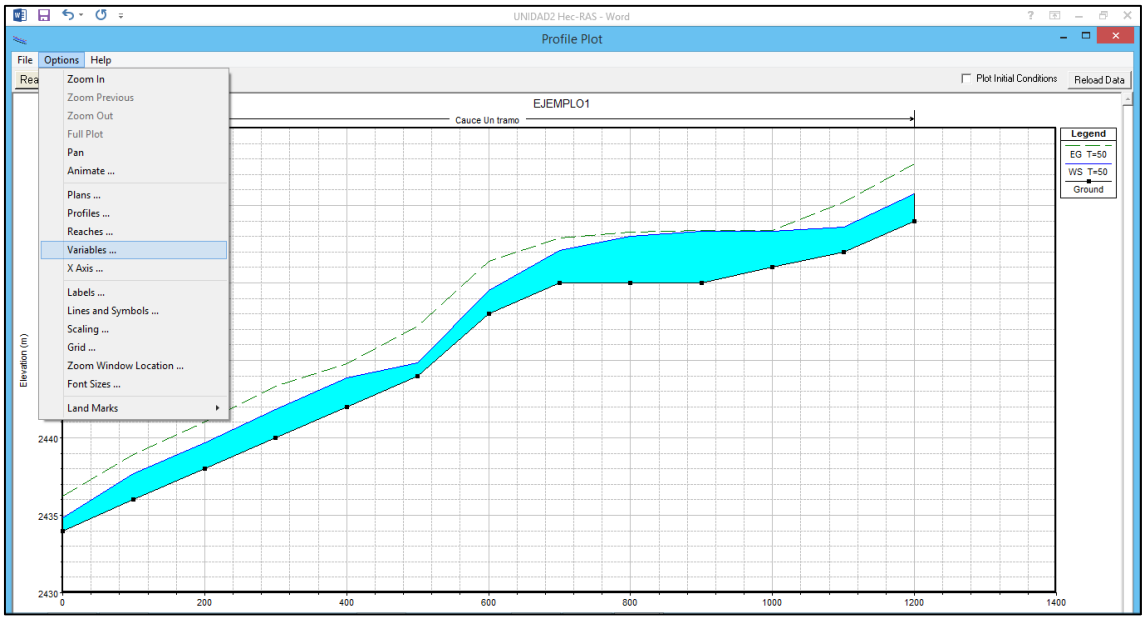


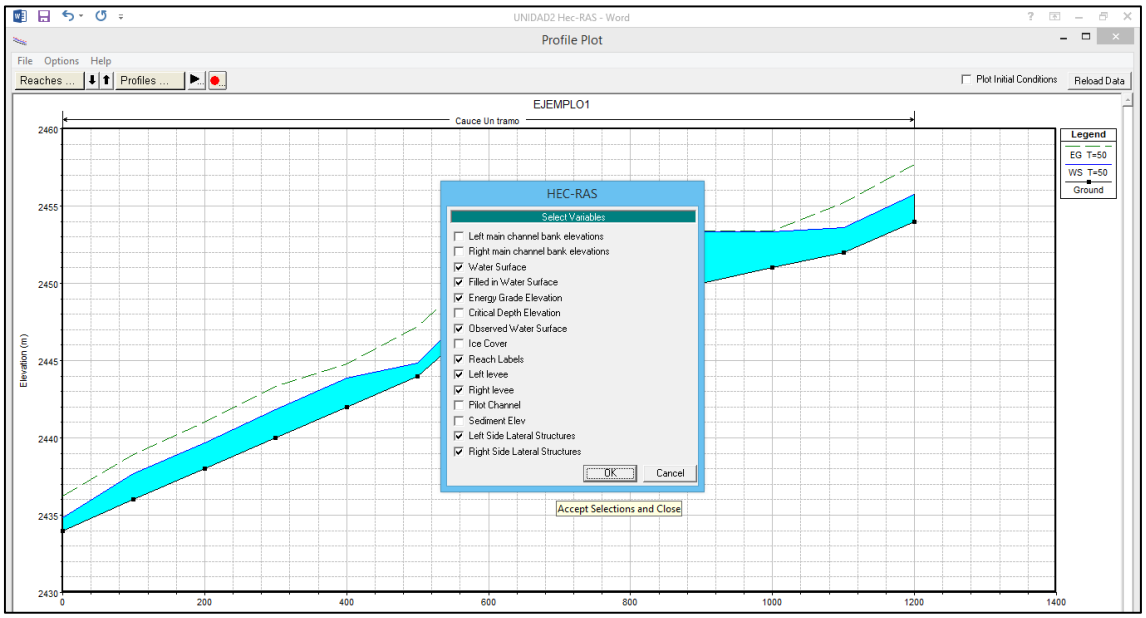
2.6 RESULTADOS

Podemos ver el perfil del río. 

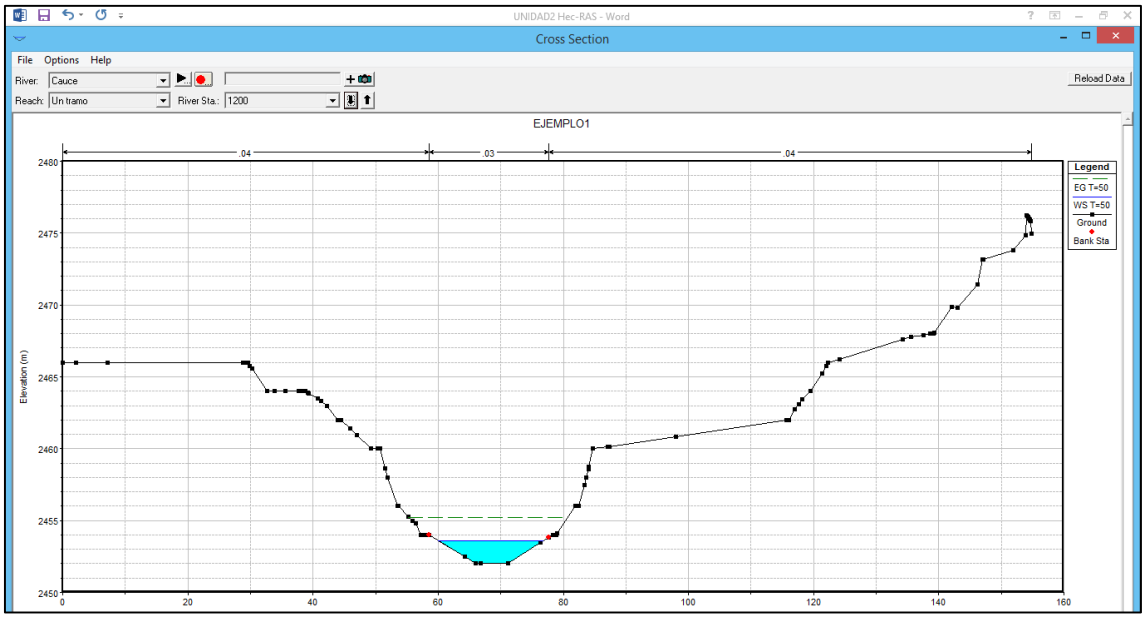


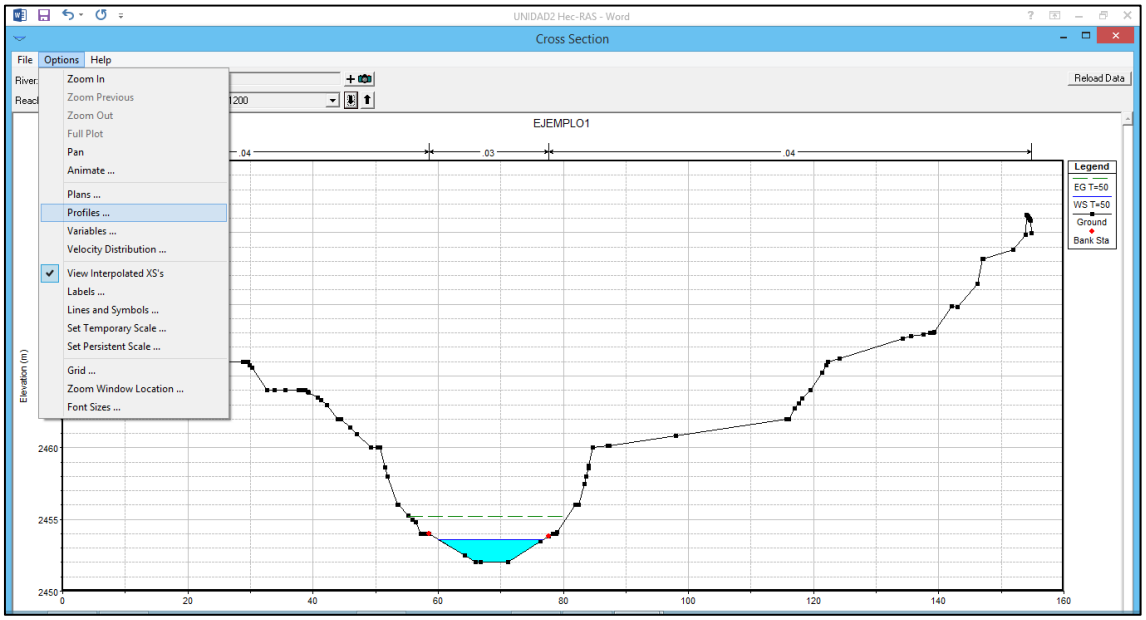
Se puede elegir las variables a ser ploteadas en el perfil en **Options > Variables**

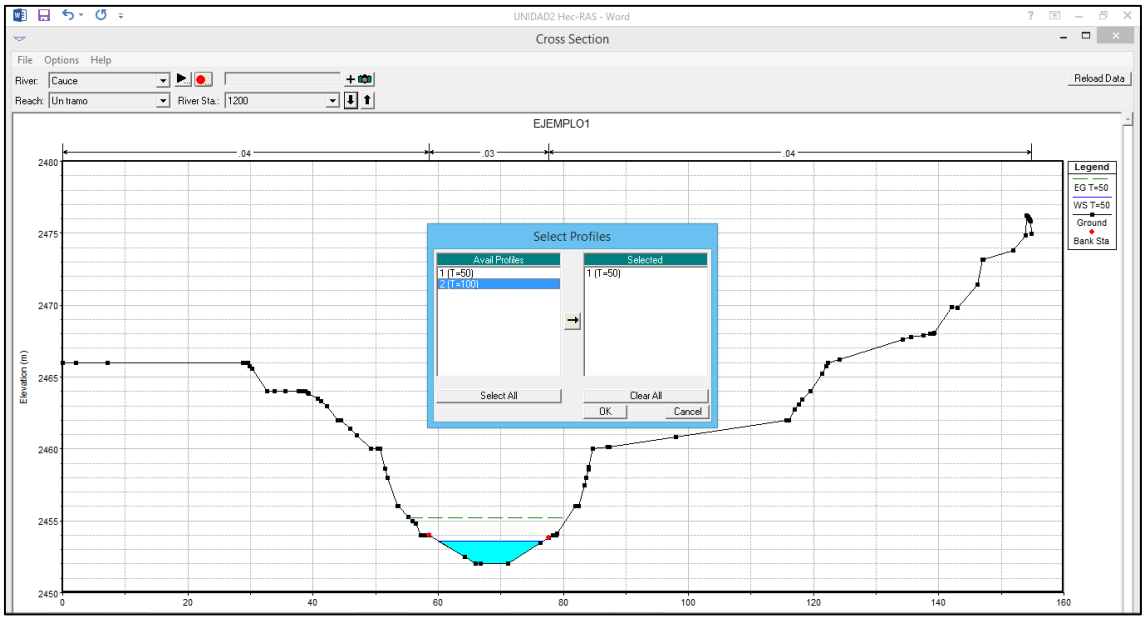


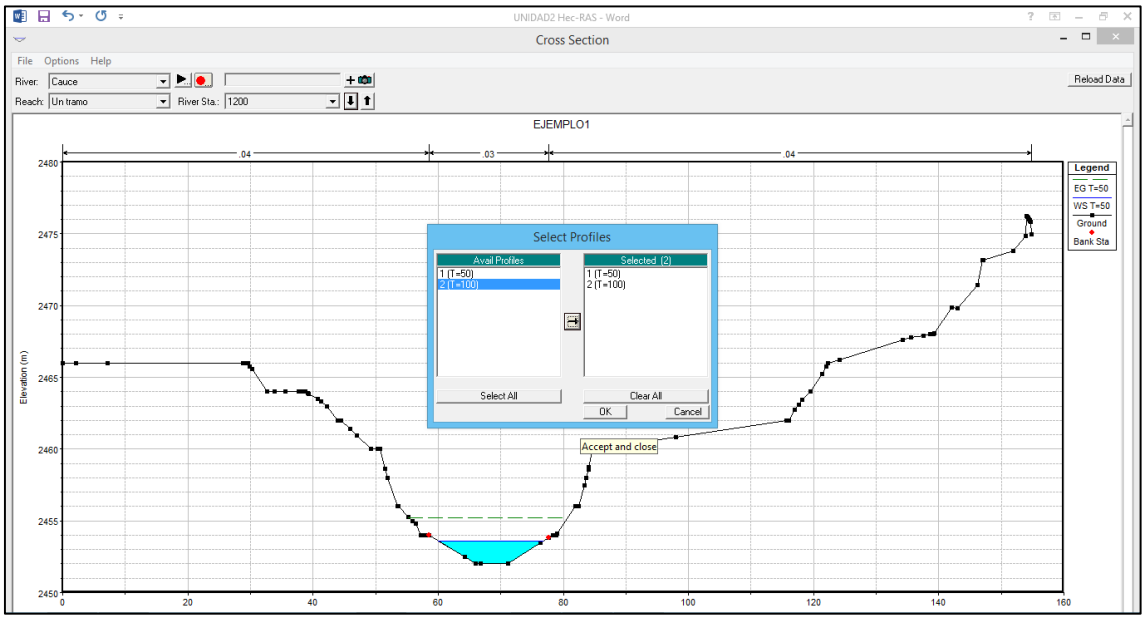


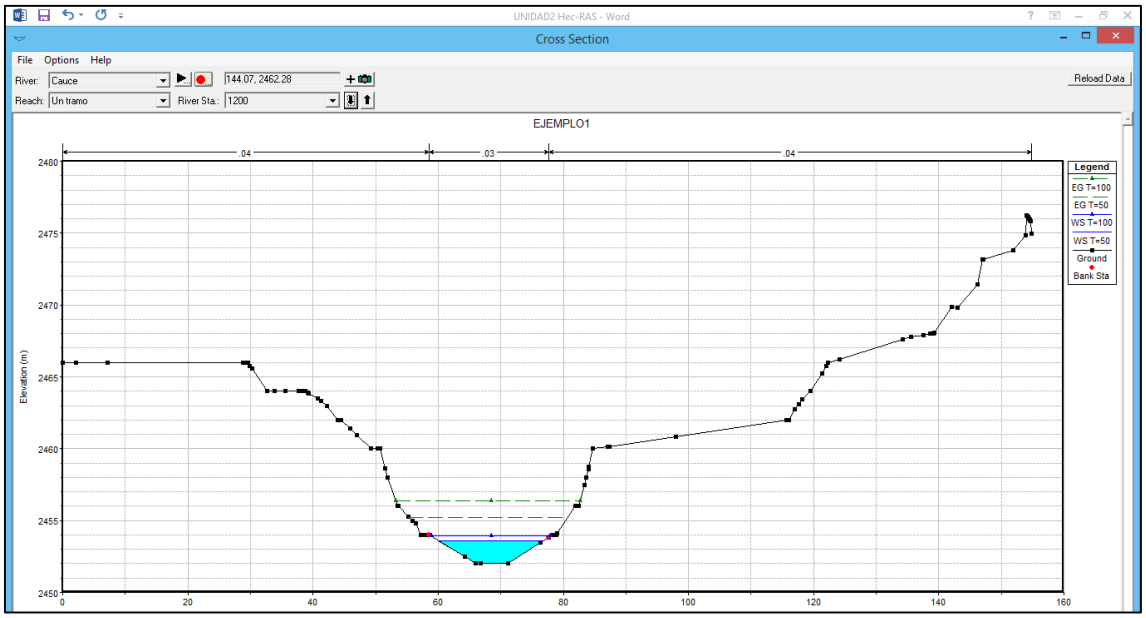
Para ver las secciones transversales vamos al icono  , se pueden elegir los perfiles que se plotearán **Options > Profiles**


UNIDAD2 Hec-RAS - Word
Cross Section
File Options Help
River: Cauce
Reach: Un tramo
River Sta.: 1200
Reload Data
EJEMPLO1
.04
.03
.04
Legend
EG T=50
WS T=50
Ground
Bank Sta
Elevation (m)
2480
2475
2470
2465
2460
2455
2450
0
20
40
60
80
100
120
140
160

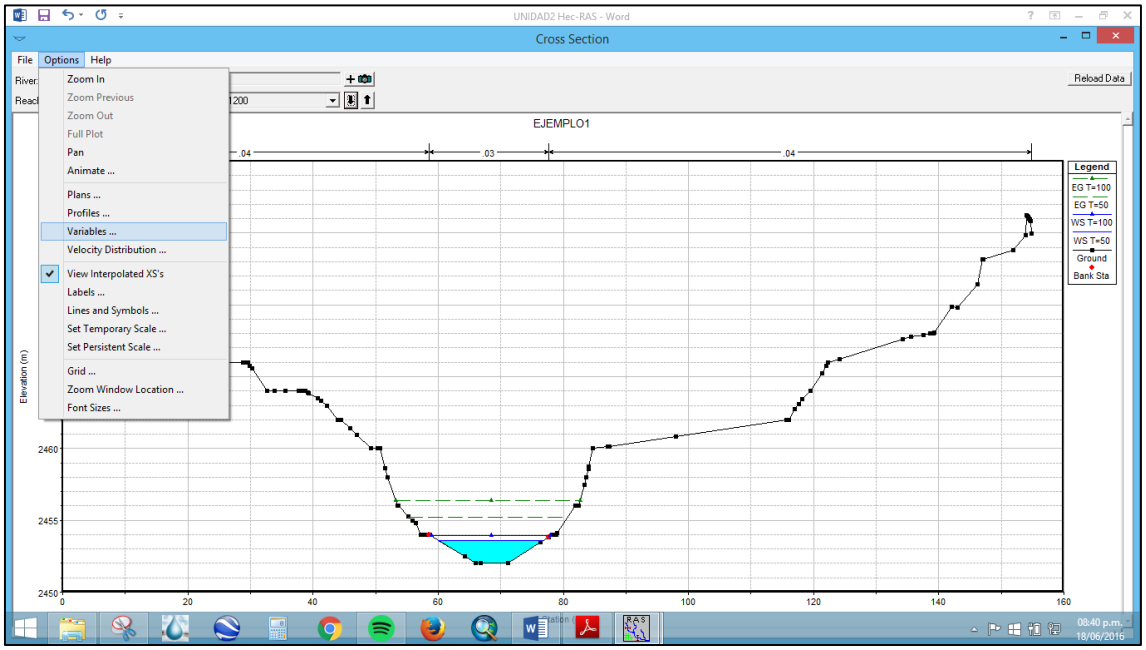

UNIDAD2 Hec-RAS - Word
Cross Section
File Options Help
Zoom In
Zoom Previous
Zoom Out
Full Plot
Pan
Animate ...
Plans ...
Profiles ...
Variables ...
Velocity Distribution ...
View Interpolated XS's
Labels ...
Lines and Symbols ...
Set Temporary Scale ...
Set Persistent Scale ...
Grid ...
Zoom Window Location ...
Font Sizes ...
Reload Data
EJEMPLO1
Legend
EG T=50
WS T=50
Ground
Bank Sta
Elevation (m)

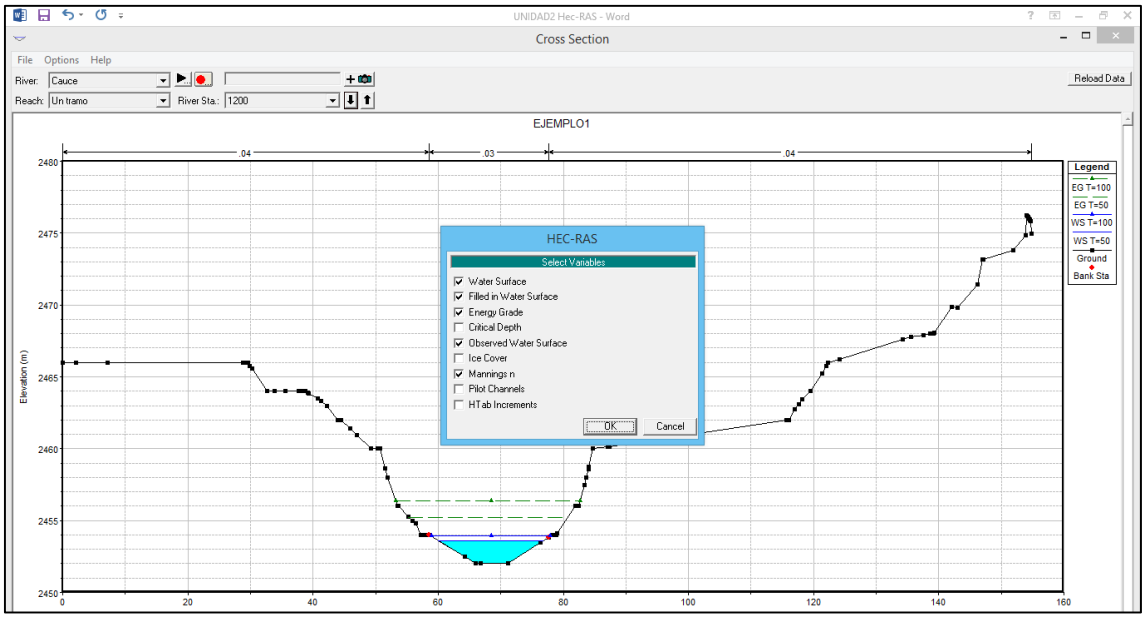

UNIDAD2 Hec-RAS - Word
Cross Section
File Options Help
River: Cauce
Reach: Un tramo
River Sta.: 1200
Reload Data
EJEMPLO1
.04
.03
.04
Legend
EG T=50
WS T=50
Ground
Bank Sta
Select Profiles
Avail Profiles
1 (T=50)
2 (T=100)
Selected
1 (T=50)
Select All
Clear All
OK
Cancel
Elevation (m)
2480
2475
2470
2465
2460
2455
2450
0
20
40
60
80
100
120
140
160


UNIDAD2 Hec-RAS - Word
Cross Section
File Options Help
River: Cauce
Reach: Un tramo
River Sta.: 1200
Reload Data
EJEMPLO1
.04
.03
.04
Legend
EG T=50
WS T=50
Ground
Bank Sta
Select Profiles
Avail Profiles
1 (T=50)
2 (T=100)
Selected (2)
1 (T=50)
2 (T=100)
Select All
Clear All
OK
Cancel
Accept and close
Elevation (m)
2480
2475
2470
2465
2460
2455
2450
0
20
40
60
80
100
120
140
160

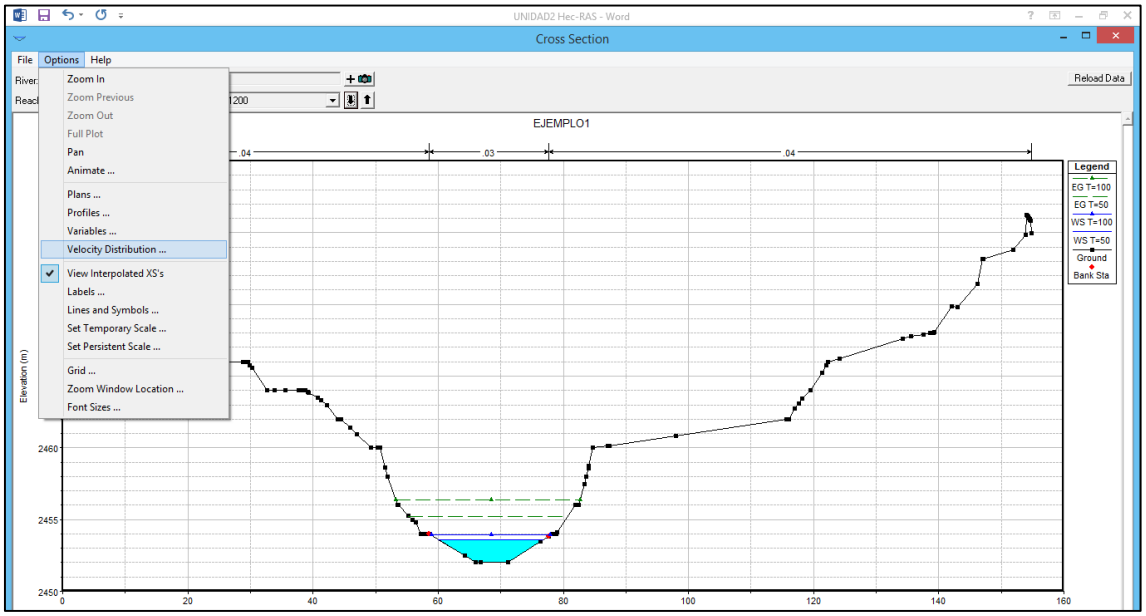


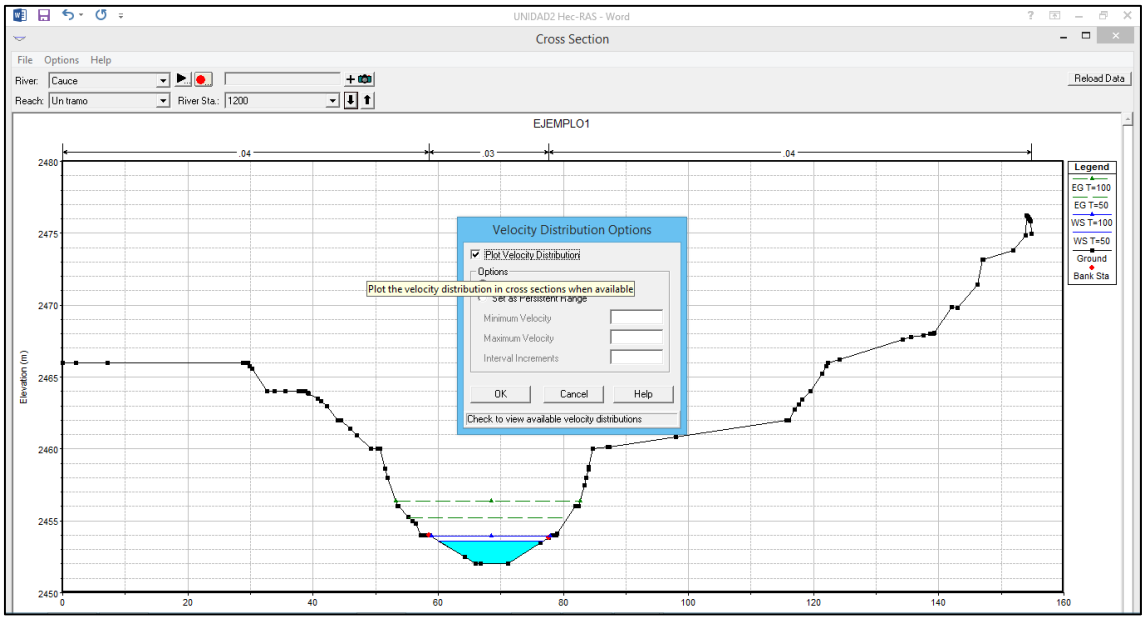
También se pueden elegir las variables que se plotearán **Options > Variables**

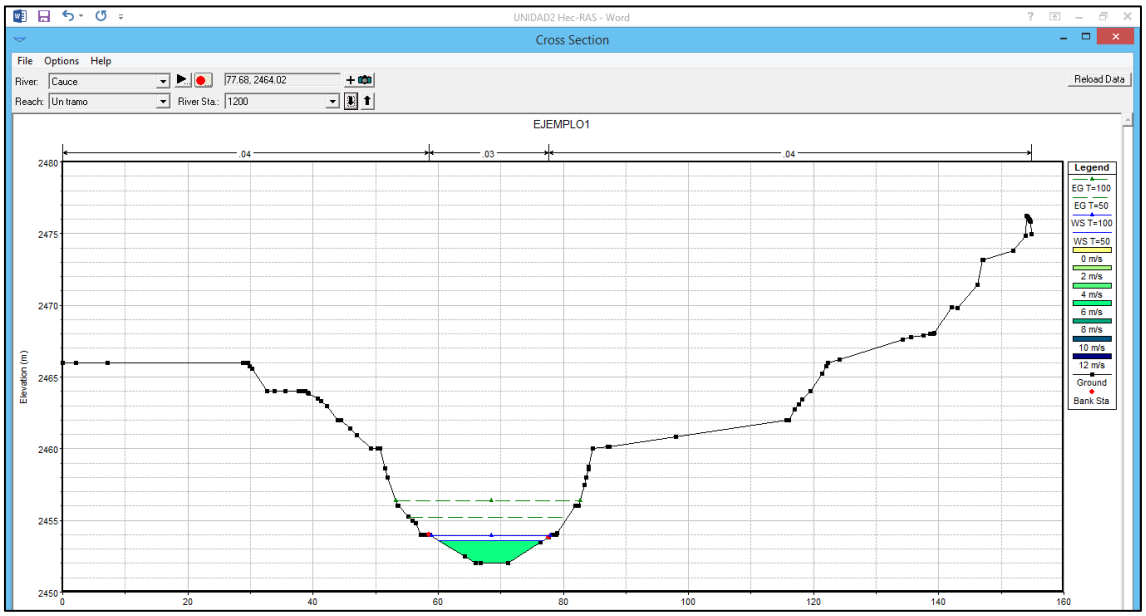


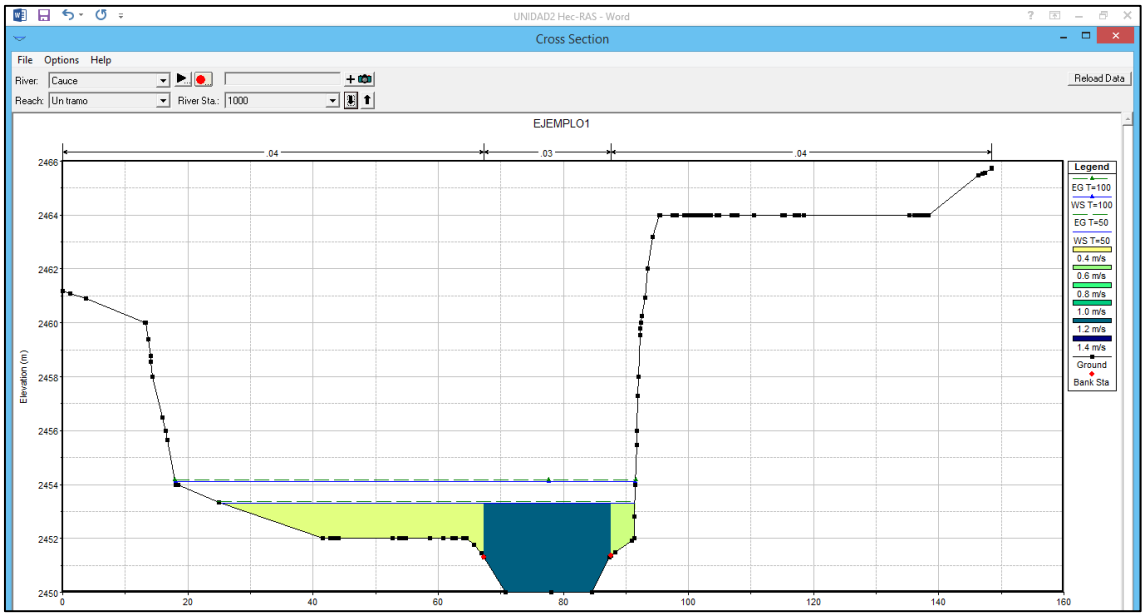


Se puede plotear la distribución de velocidades **Options > Velocity Distribution**




UNIDAD2 Hec-RAS - Word
Cross Section
File Options Help
River: Cauce
Reach: Un tramo
River Sta.: 1200
Reload Data
EJEMPLO1
Velocity Distribution Options
Plot Velocity Distribution
Options
Plot the velocity distribution in cross sections when available
Minimum Velocity
Maximum Velocity
Interval Increments
OK
Cancel
Help
Check to view available velocity distributions
Legend
EG T=100
EG T=50
WS T=100
WS T=50
Ground
Bank Sta
Elevation (m)


UNIDAD2 Hec-RAS - Word
Cross Section
File Options Help
River: Cauce
Reach: Un tramo
77.68, 2464.02
River Sta.: 1200
Reload Data
EJEMPLO1
Legend
EG T=100
EG T=50
WS T=100
WS T=50
0 m/s
2 m/s
4 m/s
6 m/s
8 m/s
10 m/s
12 m/s
Ground
Bank Sta
Elevation (m)

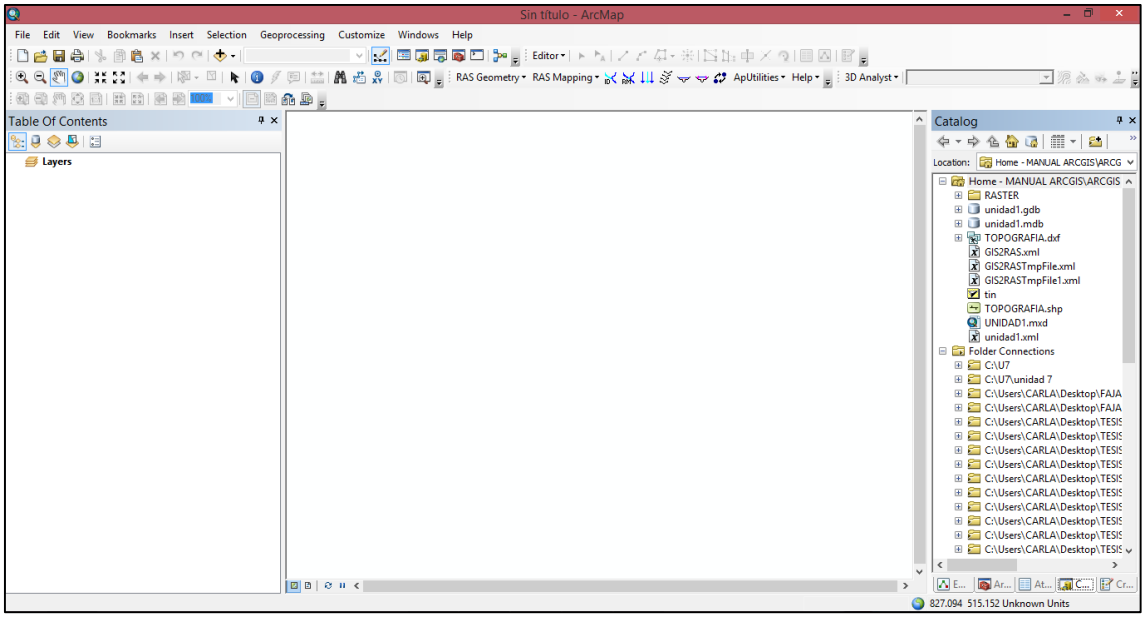


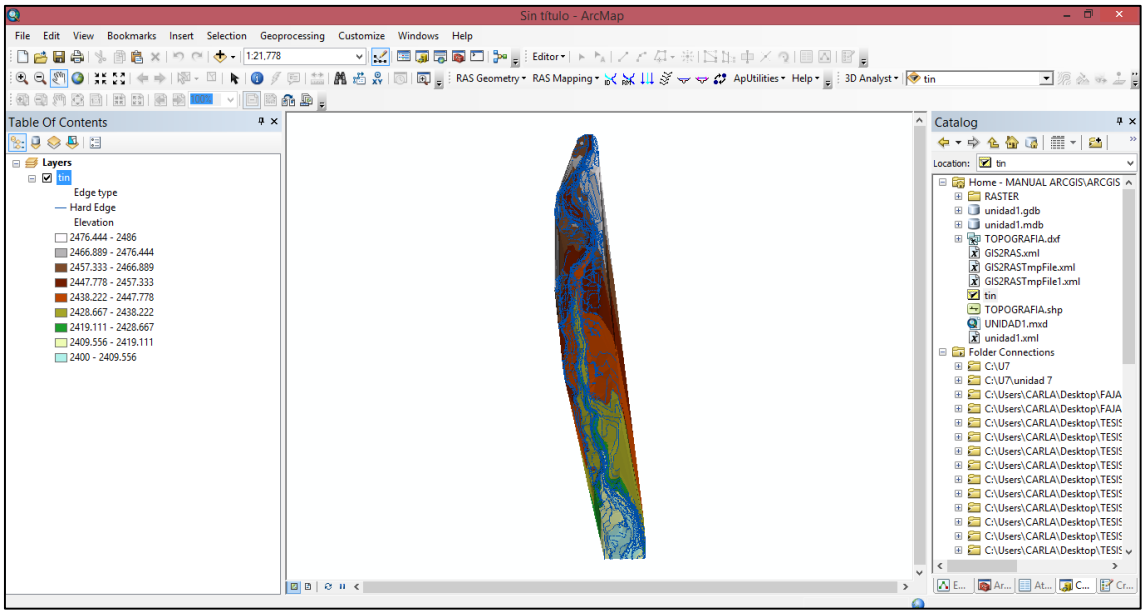
2.7 RAS MAPPER

Para obtener mapas de inundación, profundidad y velocidad en Hec RAS necesitamos tener el terreno en formato float, para esto convertiremos el TIN del proyecto en Arcgis en RASTER y luego en extensión *.flt.

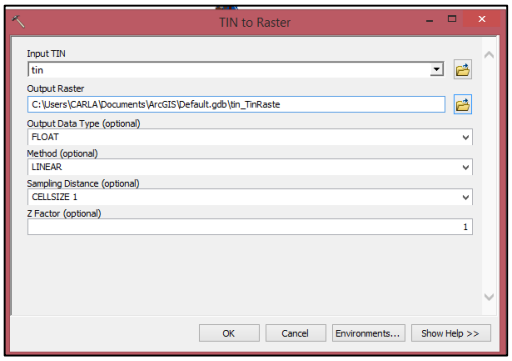
2.7.1 CONVERTIR TIN A RASTER

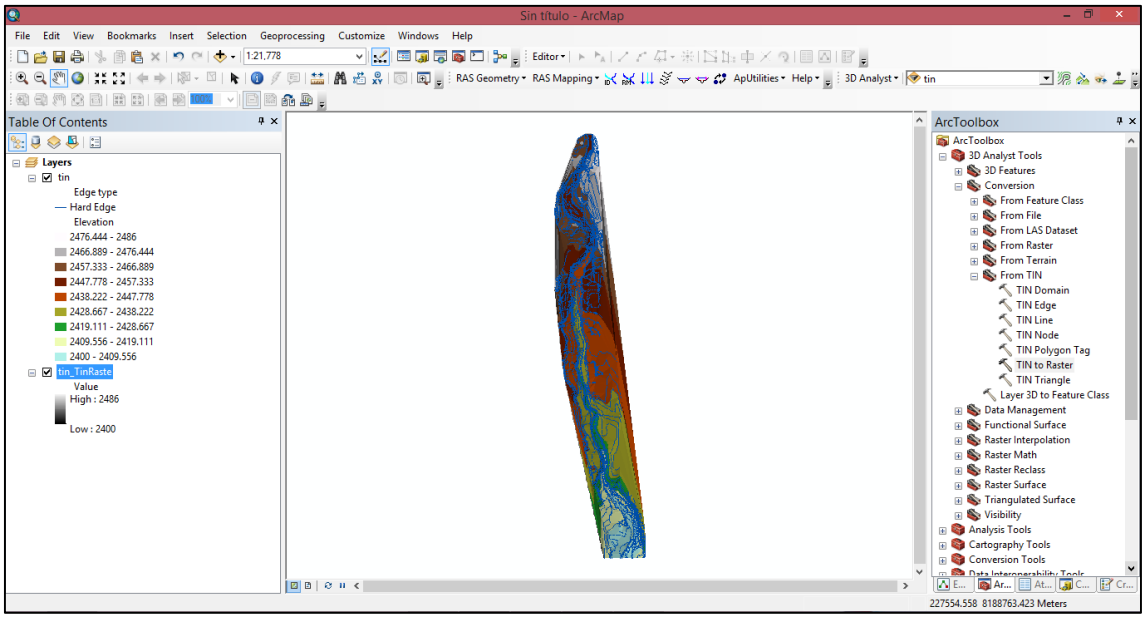
Abrimos un nuevo archivo en Arcgis, adicionamos el TIN con el cual hicimos toda la geometría.



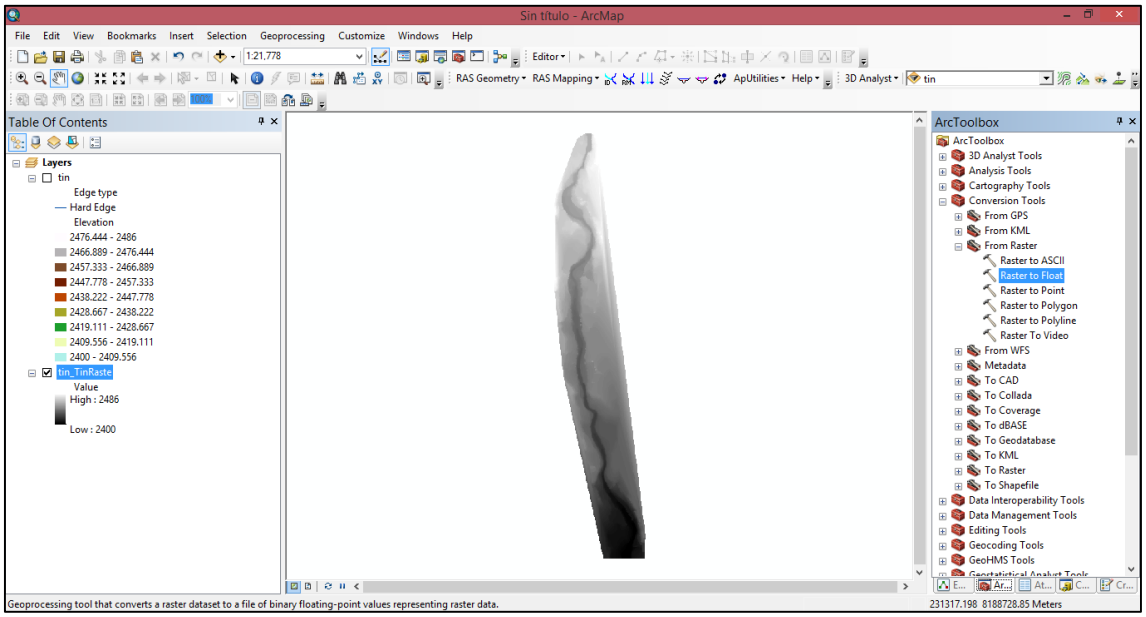


Convertimos el TIN en Raster **ArcToolbox > 3D Analyst Tools > Conversion > From TIN > TIN to Raster,** seleccionamos el TIN, le ponemos nombre al archivo Raster que se creará, el tipo de archivo lo dejamos como lo muestra el programa, el método también, en Sample Distance Ponemos CELLSIZE 1, en Z factor lo dejamos en 1 y aceptamos.

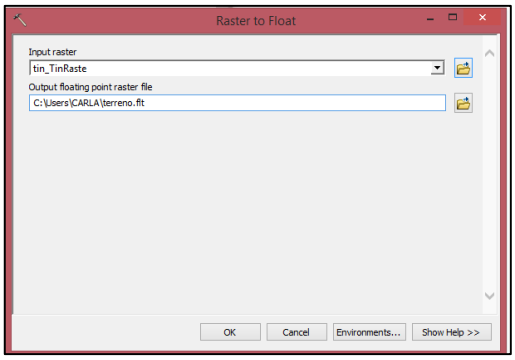


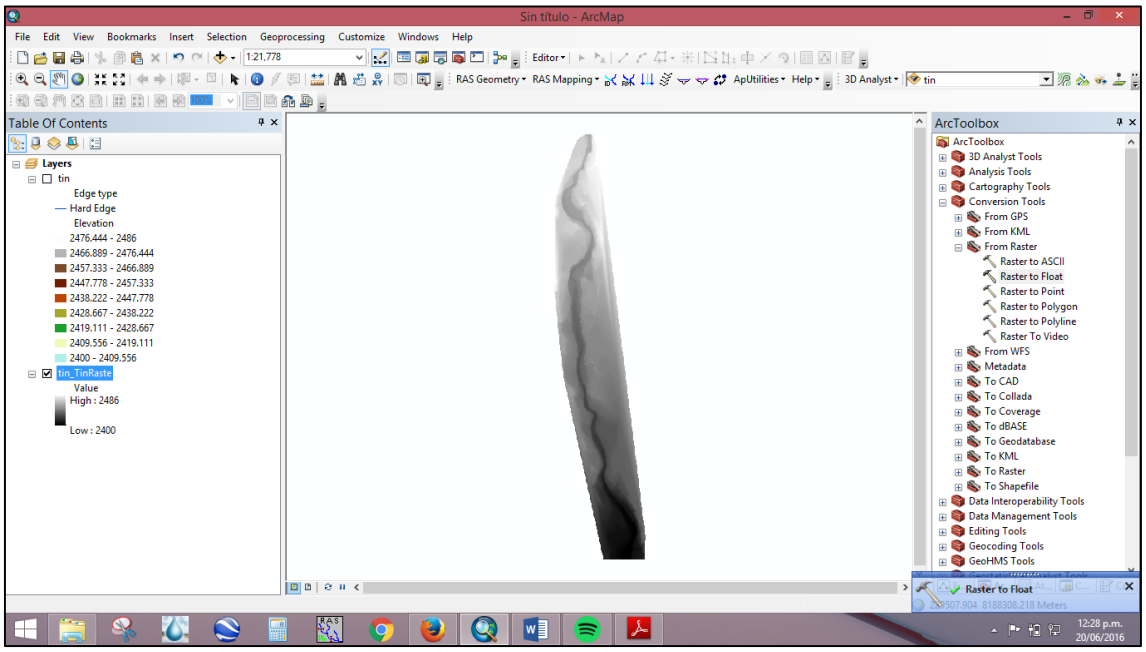


Desactivamos el TIN para apreciar el Archivo Raster que se generó. A continuación convertimos el archivo en Raster a un archivo Float : **ArcToolbox > 3D Analyst Tools > Conversion > From Raster > Raster to Float**

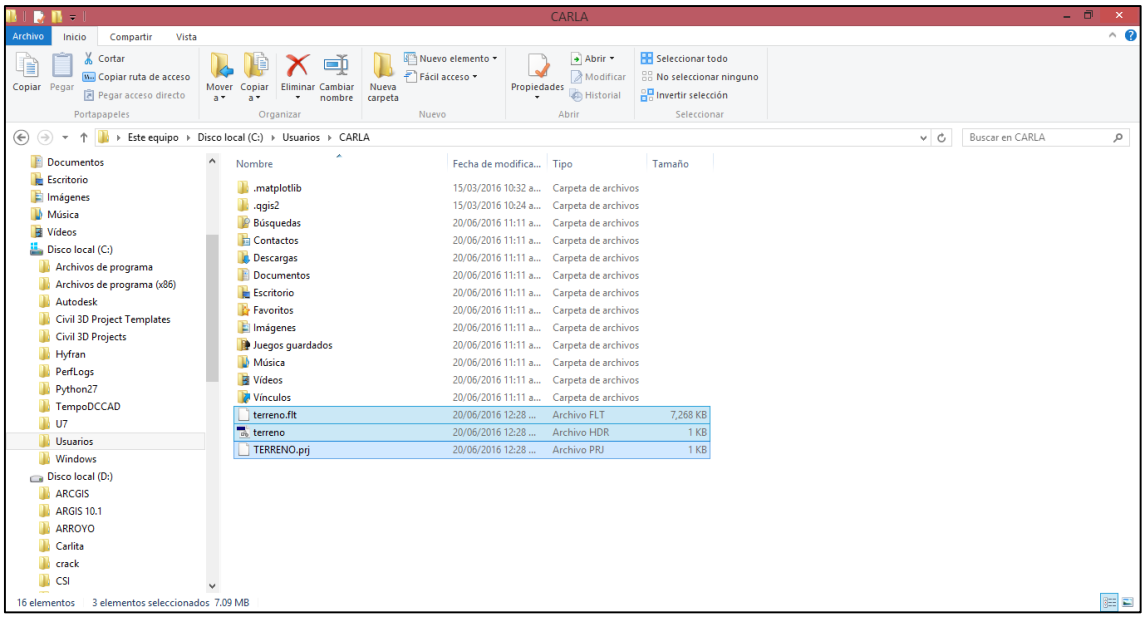


Colocamos el Archivo Raster y al nuevo archivo en Formato Float le ponemos un Nombre y una ruta de guardado y aceptamos.

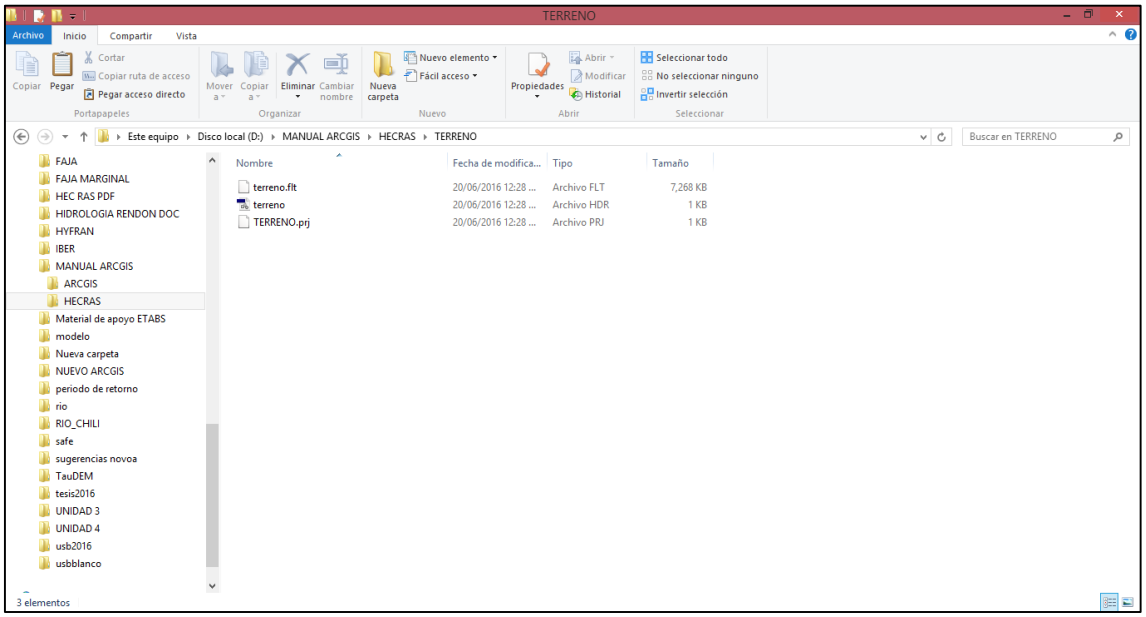




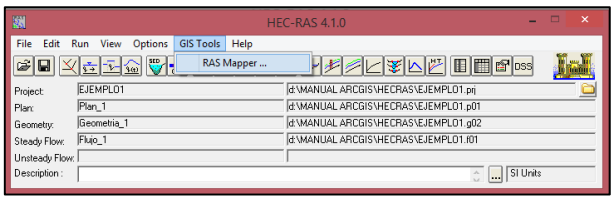
Abrimos la carpeta donde guardamos el archivo y vemos q generó 3 archivos.



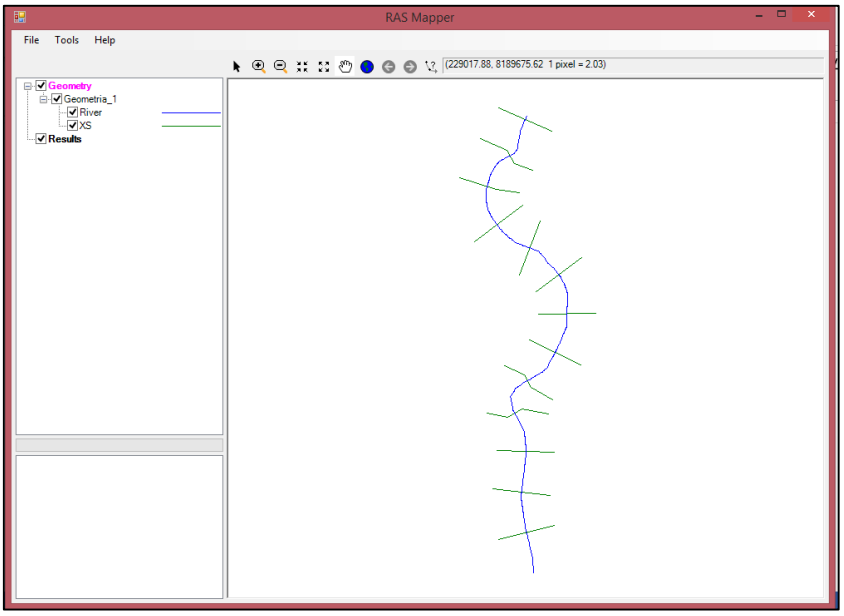
Guardamos los archivos en la carpeta de nuestro proyecto de Hec Ras para encontrarlo rápidamente.



En nuestra ventana principal de HecRAS vamos a **GisTools > RAS Mapper**

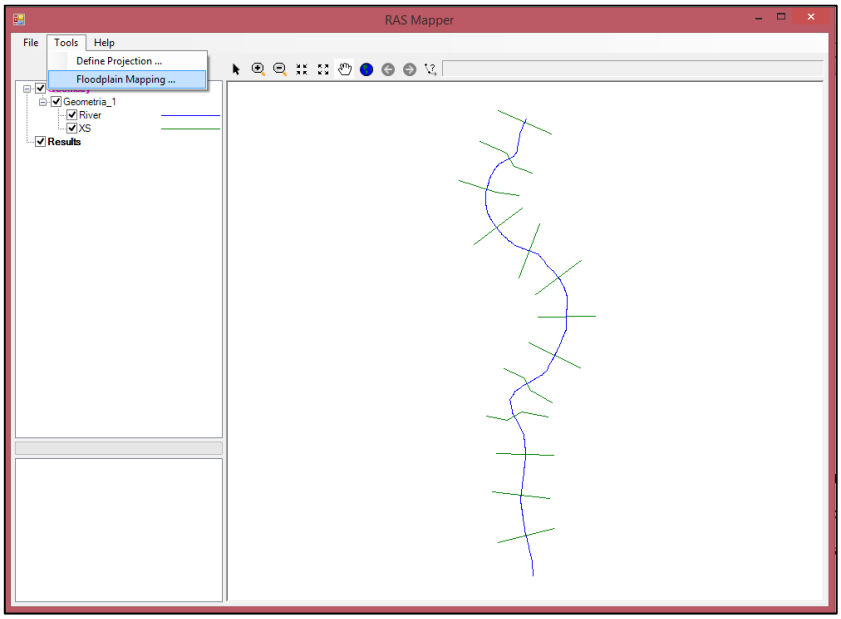


Aparecerá esta ventana con nuestras secciones y el eje del río.

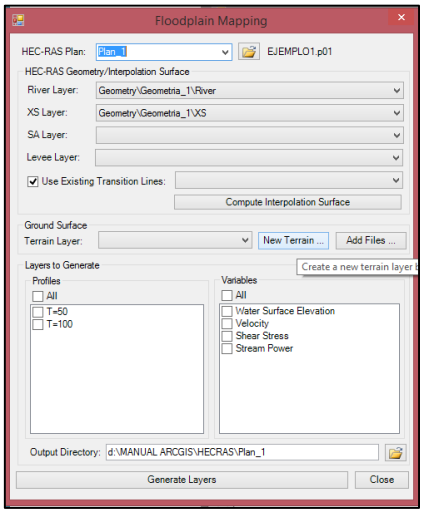


2.7.2 MAPAS DE INUNDACIÓN

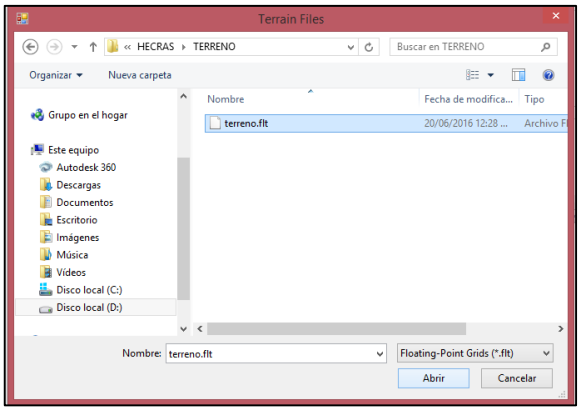
En esta ventana de RAS Mapper vamos a **Tools > Flodplain Mapping**

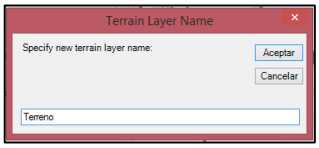


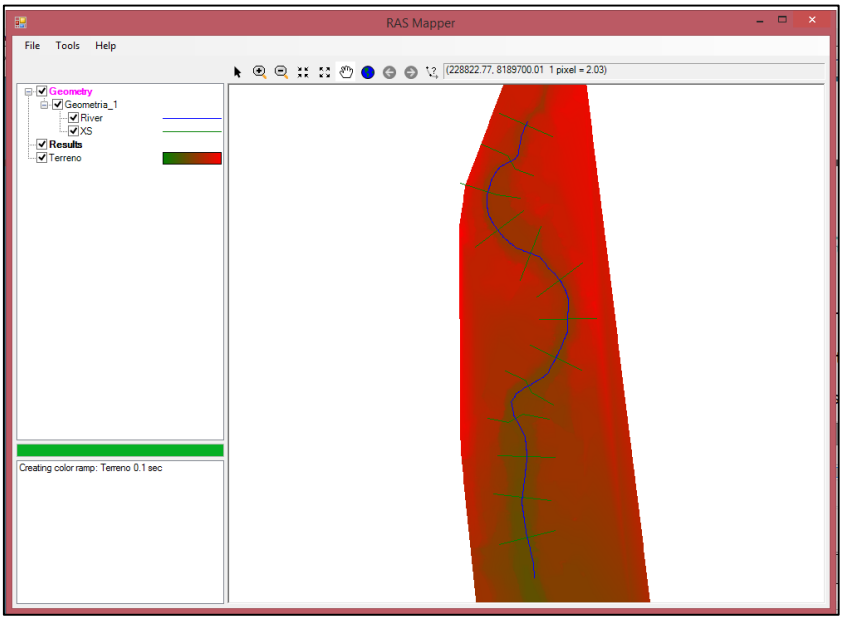
Seleccionamos el plan que creamos anteriormente así como la capa de río y la capa de secciones transversales del archivo de geometría, en la sección de **Ground Surface** hacemos clic en **New Terrain**



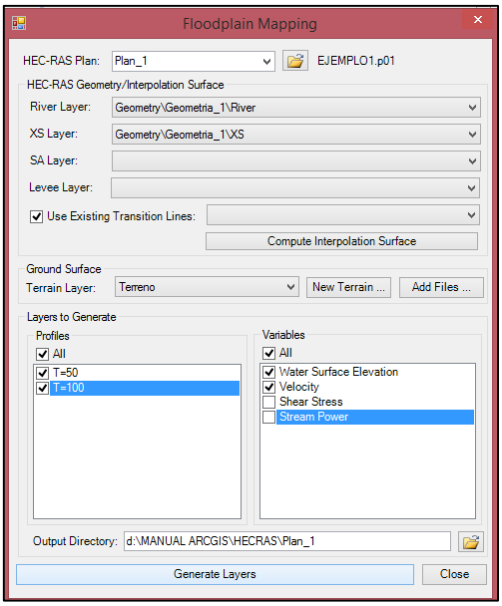
Seleccionamos el archivo con extensión *.flt, aceptamos, especificamos el nombre que le pondremos a esta capa y aceptamos.

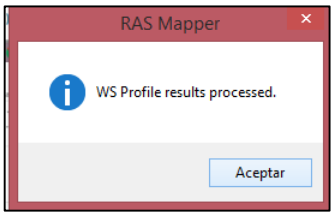






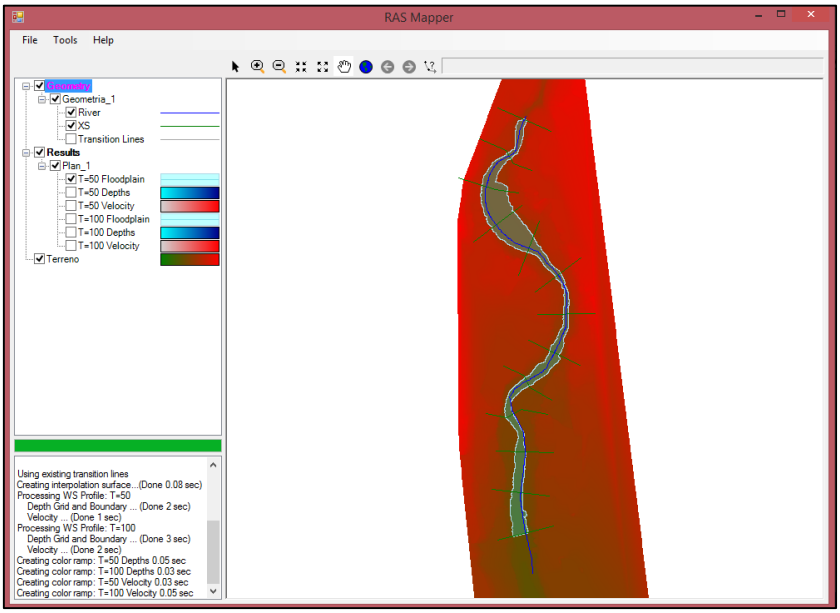
Nuevamente vamos a vamos a **Tools > Flodplain Mapping** y en **Layers to Generate** seleccionamos los perfiles que necesitamos, en **Variables** seleccionamos las dos primeras opciones: Water Surface Elevation y Velocity. Y hacemos clic en **Generate Layers** y aceptamos.

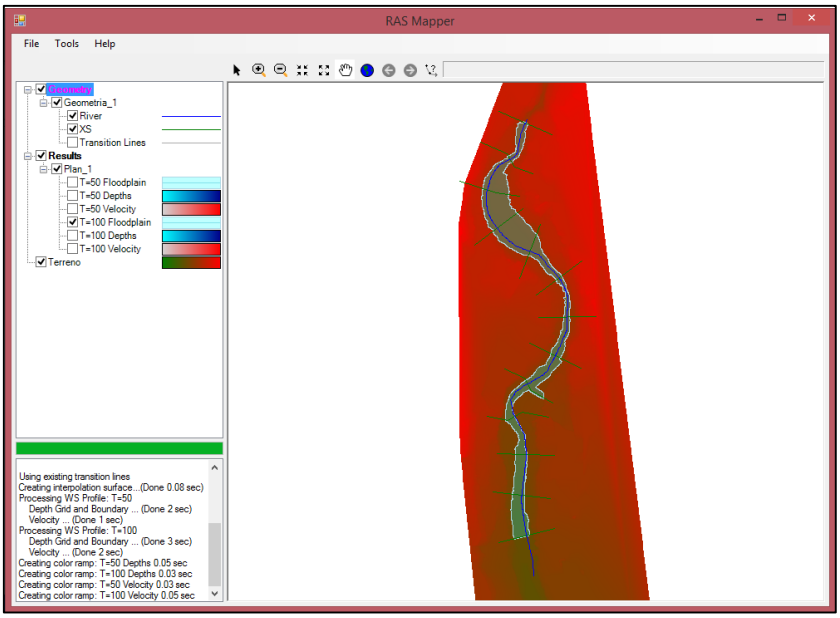




2.7.2.1 ÁREAS DE INUNDACIÓN

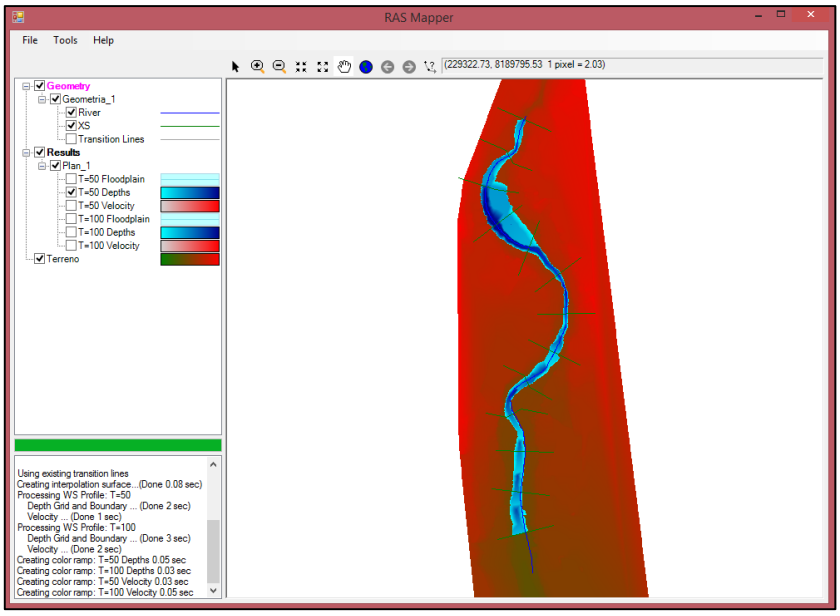
Obtenemos las áreas de inundación para los 2 perfiles creados.

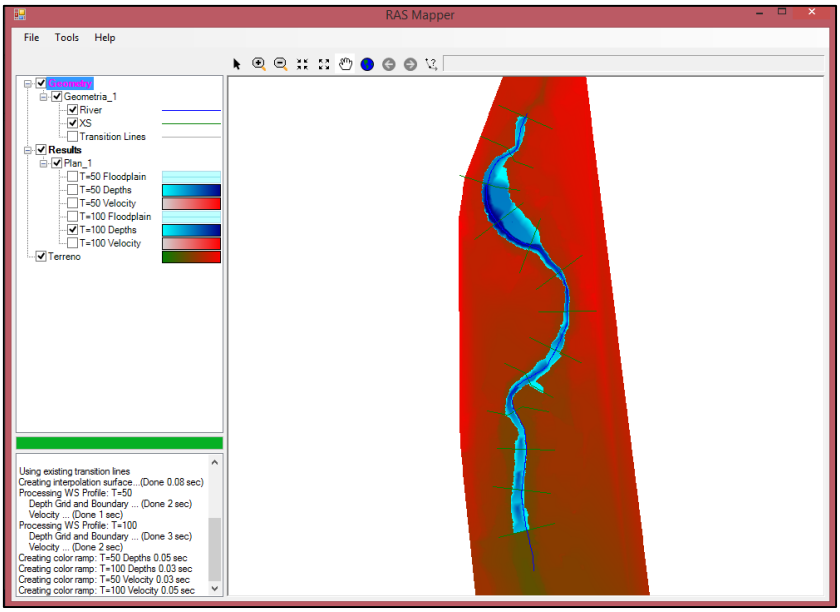




2.7.2.2 MAPA DE PROFUNDIDADES

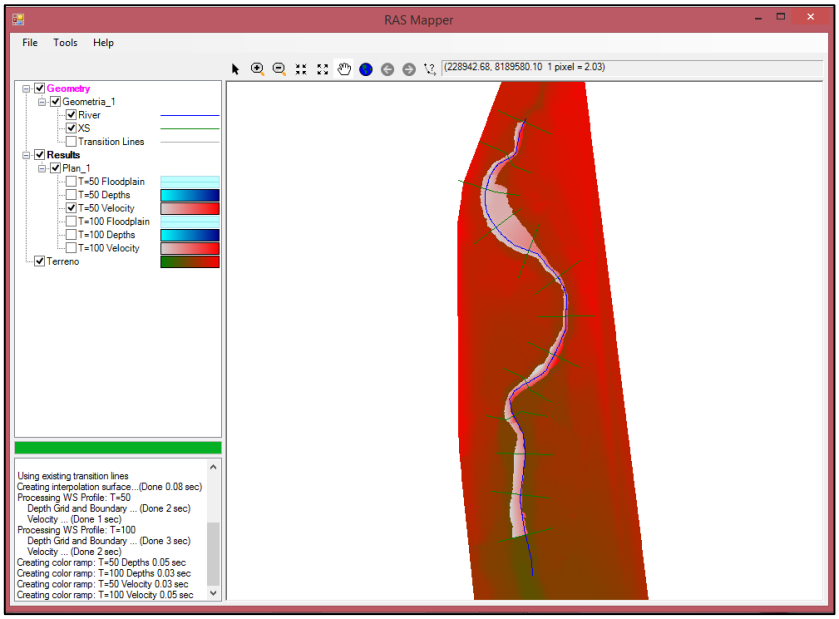
Obtenemos también el mapa de profundidades para cada perfil.

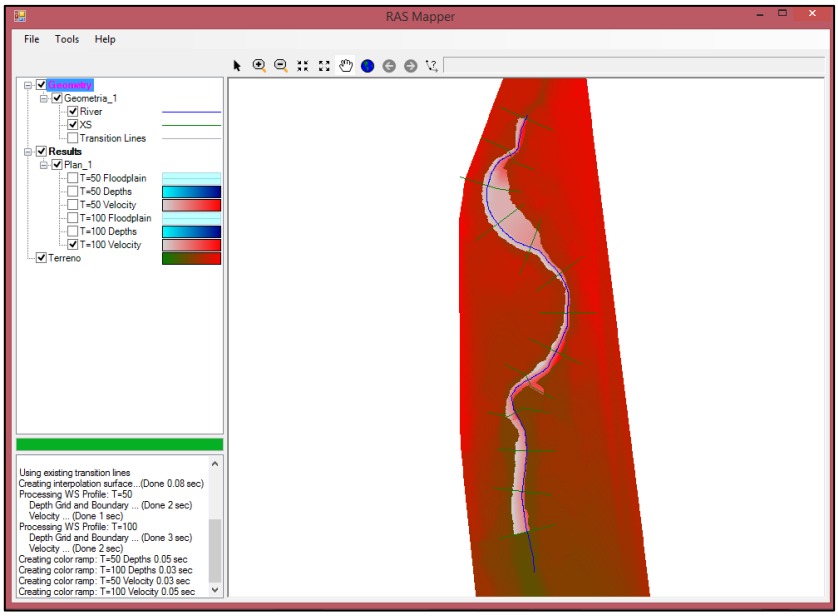




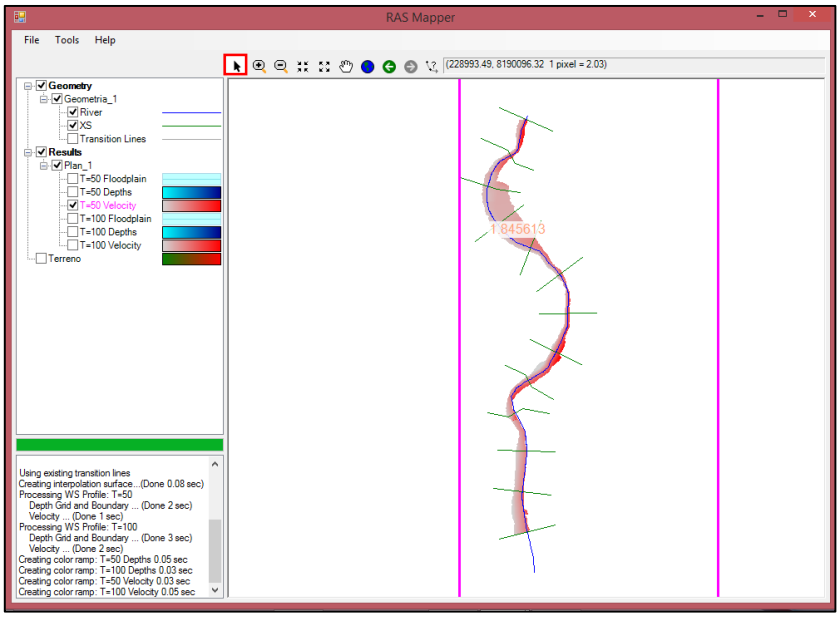
2.7.2.3 MAPAS DE VELOCIDADES

Y finamente obtenemos los mapas de velocidades.



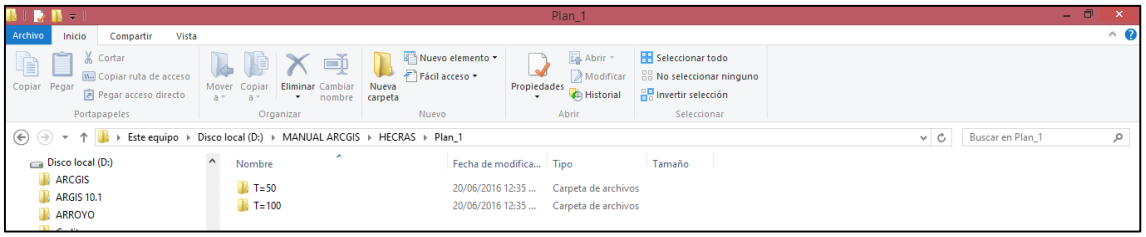


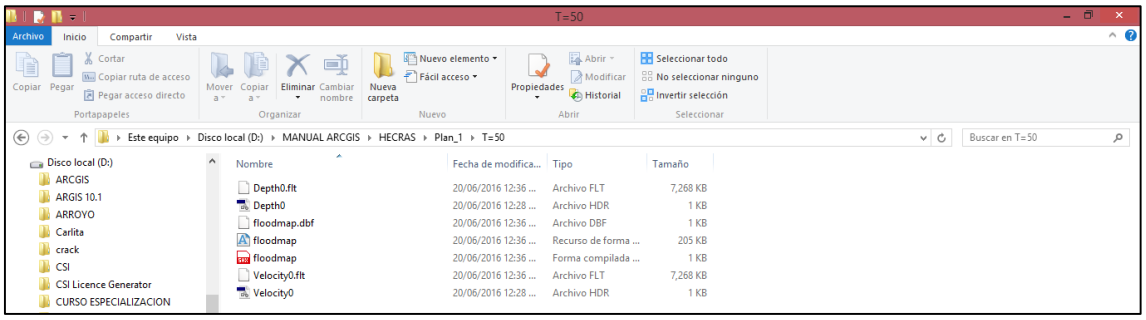
Podemos ver los valores de la velocidad así como de la profundidad dando clic en el puntero negro y situándonos en el lugar donde deseamos saber el valor de la variable.



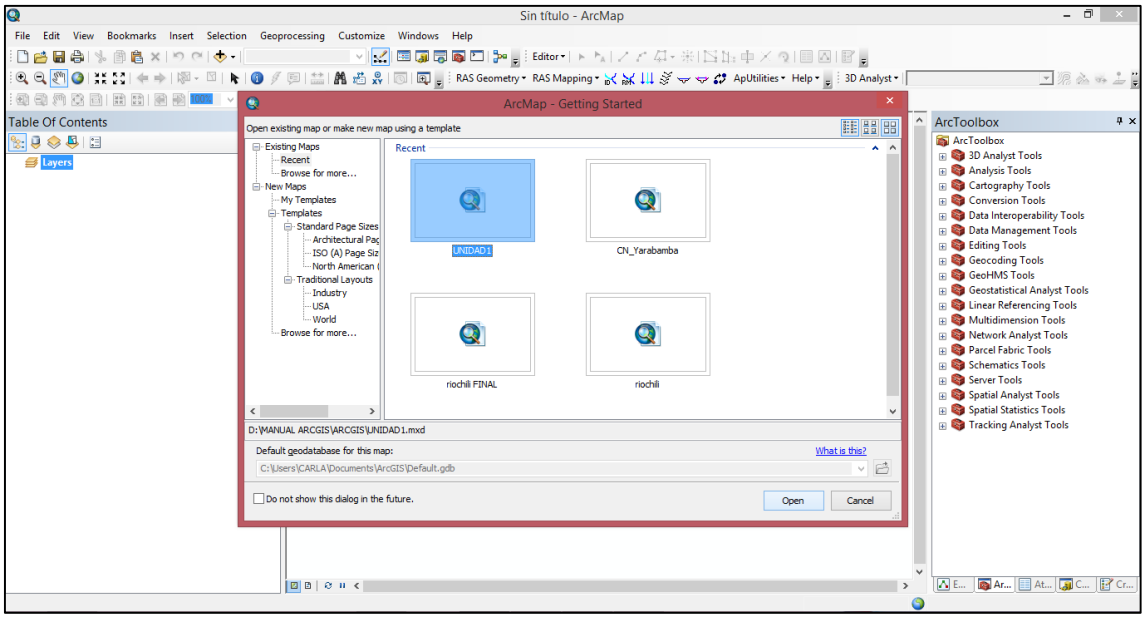
2.8 VISUALIZAR CAPAS GENERADAS EN ARCMAP

Podemos visualizar estos mapas en el ArcGIS, vamos a la ubicación de nuestro archivo de HecRAS y en la carpeta del Plan están los dos perfiles con los mapas que hemos generado.



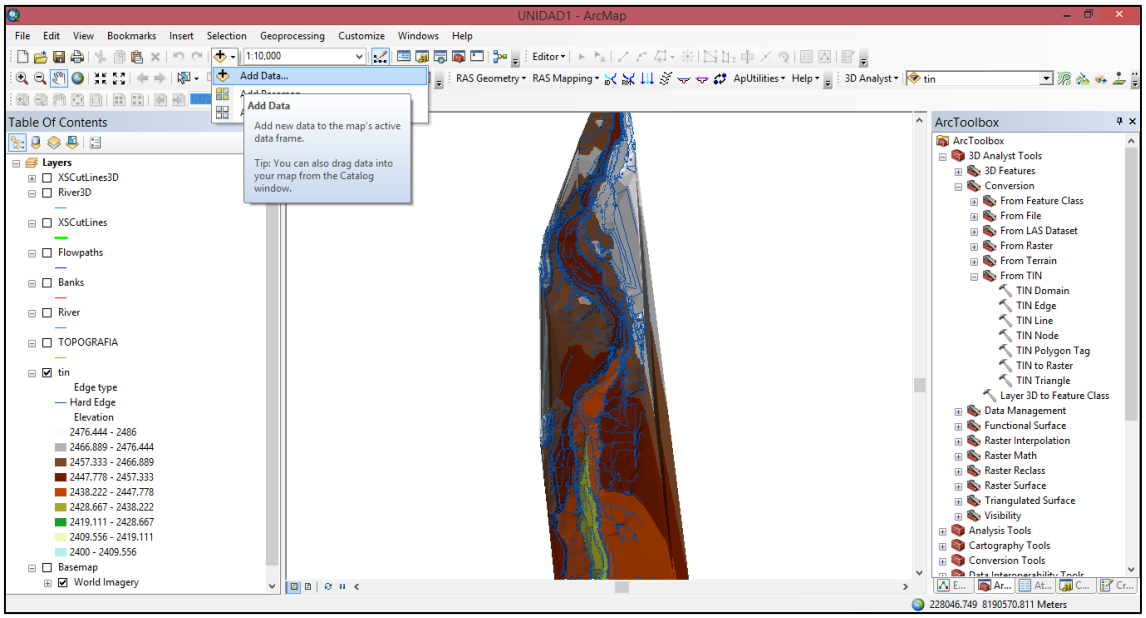


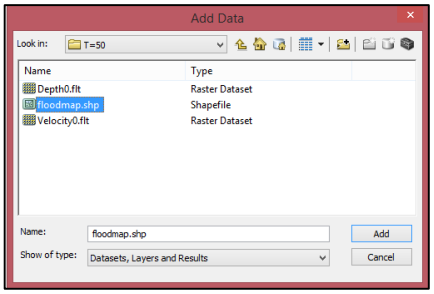
Abrimos el proyecto de ArcGIS.

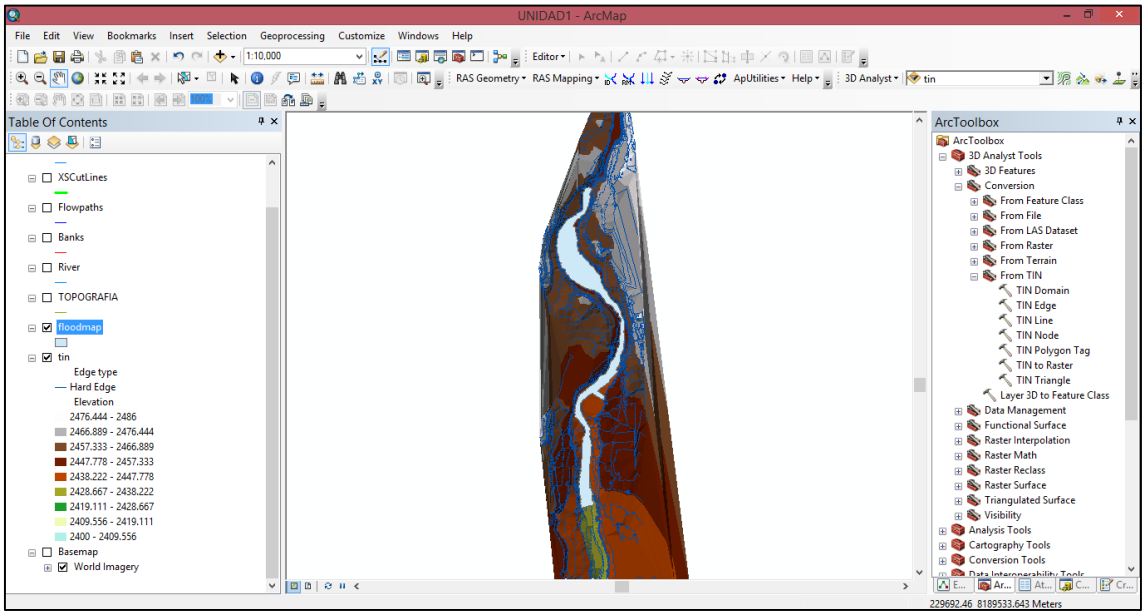


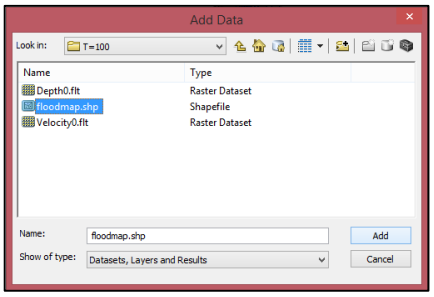
2.8.1 VISUALIZACION DE MAPAS DE INUNDACIÓN

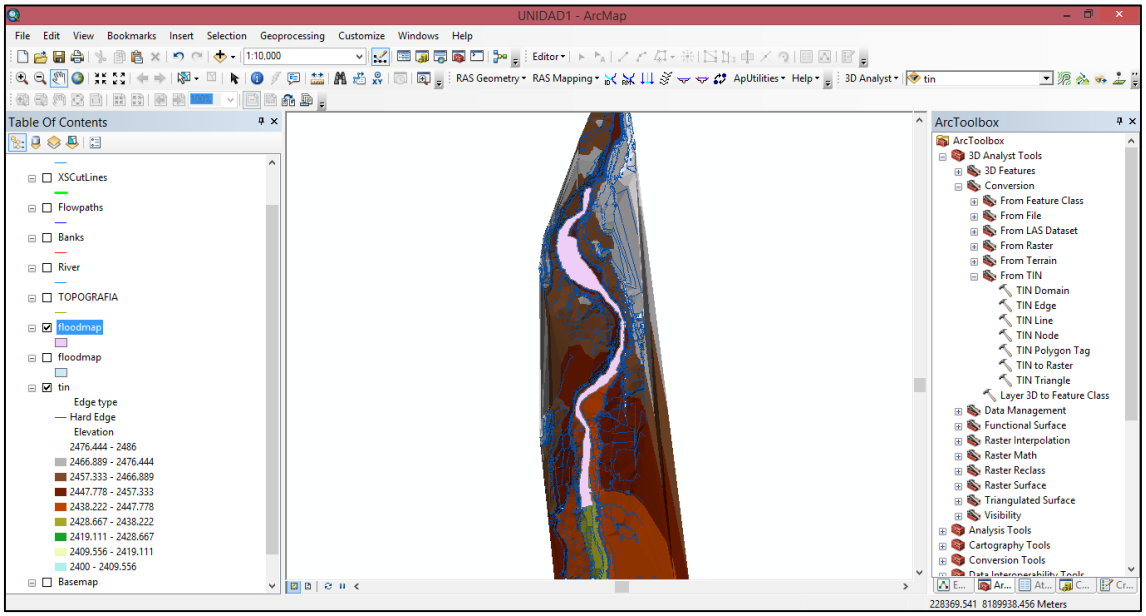
Vamos a Add Data y seleccionamos el archivo de floodmaps.shp para el perfil de T=50 y adicionamos. Lo mismo hacemos para el perfil de T=100.


UNIDAD1 - ArcMap
File Edit View Bookmarks Insert Selection Geoprocessing Customize Windows Help
Add Data...
Add Data
Add new data to the map's active data frame.
Tip: You can also drag data into your map from the Catalog window.
Table Of Contents
Layers
XSCutLines3D
River3D
XSCutLines
Flowpaths
Banks
River
TOPOGRAFIA
tin
Edge type
Hard Edge
Elevation
2476.444 - 2486
2466.889 - 2476.444
2457.333 - 2466.889
2447.778 - 2457.333
2438.222 - 2447.778
2428.667 - 2438.222
2419.111 - 2428.667
2409.556 - 2419.111
2400 - 2409.556
Basemap
World Imagery
ArcToolbox
3D Analyst Tools
3D Features
Conversion
From Feature Class
From File
From LAS Dataset
From Raster
From Terrain
From TIN
TIN Domain
TIN Edge
TIN Line
TIN Node
TIN Polygon Tag
TIN to Raster
TIN Triangle
Layer 3D to Feature Class
Data Management
Functional Surface
Raster Interpolation
Raster Math
Raster Reclass
Raster Surface
Triangulated Surface
Visibility
Analysis Tools
Cartography Tools
Conversion Tools
228046.749 8190570.811 Meters


Add Data
Look in: T=50
Name
Type
Depth0.flt
Raster Dataset
floodmap.shp
Shapefile
Velocity0.flt
Raster Dataset
Name: floodmap.shp
Add
Show of type: Datasets, Layers and Results
Cancel


UNIDAD1 - ArcMap
File Edit View Bookmarks Insert Selection Geoprocessing Customize Windows Help
Table Of Contents
XSCutLines
Flowpaths
Banks
River
TOPOGRAFIA
floodmap
tin
Edge type
Hard Edge
Elevation
2476.444 - 2486
2466.889 - 2476.444
2457.333 - 2466.889
2447.778 - 2457.333
2438.222 - 2447.778
2428.667 - 2438.222
2419.111 - 2428.667
2409.556 - 2419.111
2400 - 2409.556
Basemap
World Imagery
ArcToolbox
3D Analyst Tools
3D Features
Conversion
From Feature Class
From File
From LAS Dataset
From Raster
From Terrain
From TIN
TIN Domain
TIN Edge
TIN Line
TIN Node
TIN Polygon Tag
TIN to Raster
TIN Triangle
Layer 3D to Feature Class
Data Management
Functional Surface
Raster Interpolation
Raster Math
Raster Reclass
Raster Surface
Triangulated Surface
Visibility
Analysis Tools
Cartography Tools
Conversion Tools
229692.46 8189533.643 Meters



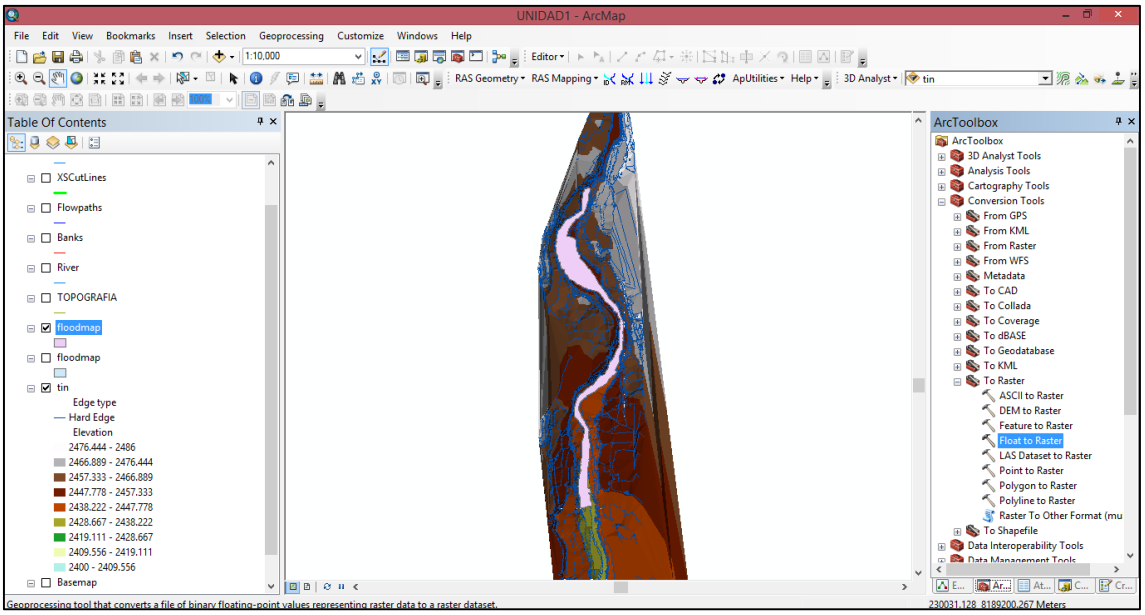


1.8.2 VISUALIZACIÓN DE MAPAS DE PROFUNDIDAD Y VELOCIDAD

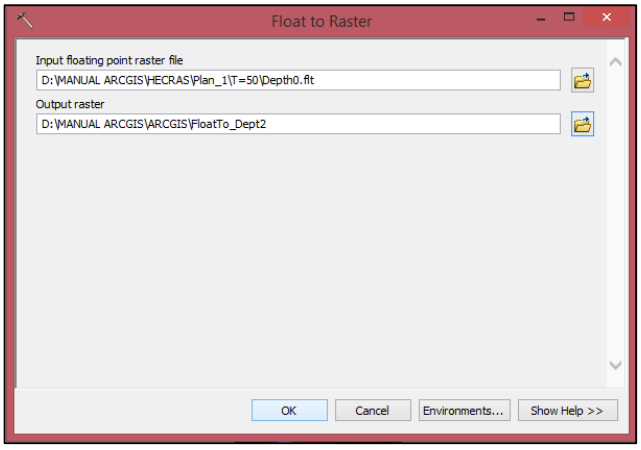
Como estos archivos están el formato Float es necesario convertirlos en formato Raster para poder visualizarlos.

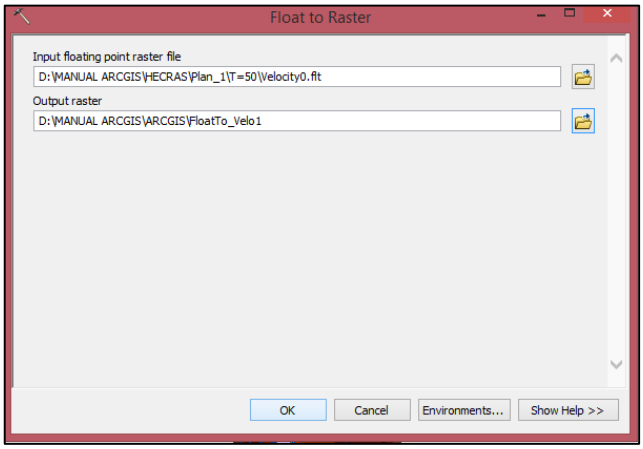
CONVERTIR ARCHIVOS. FLT A RASTER

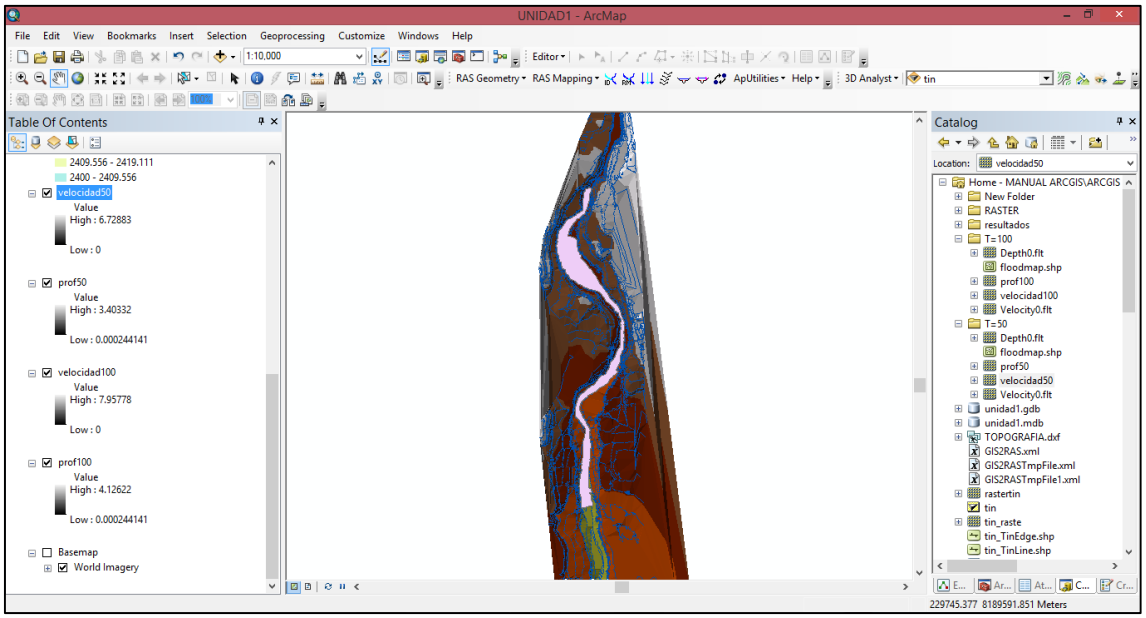
Vamos a **ArcToolbox > Conversion Tools > To Raster > Float to Raster.**



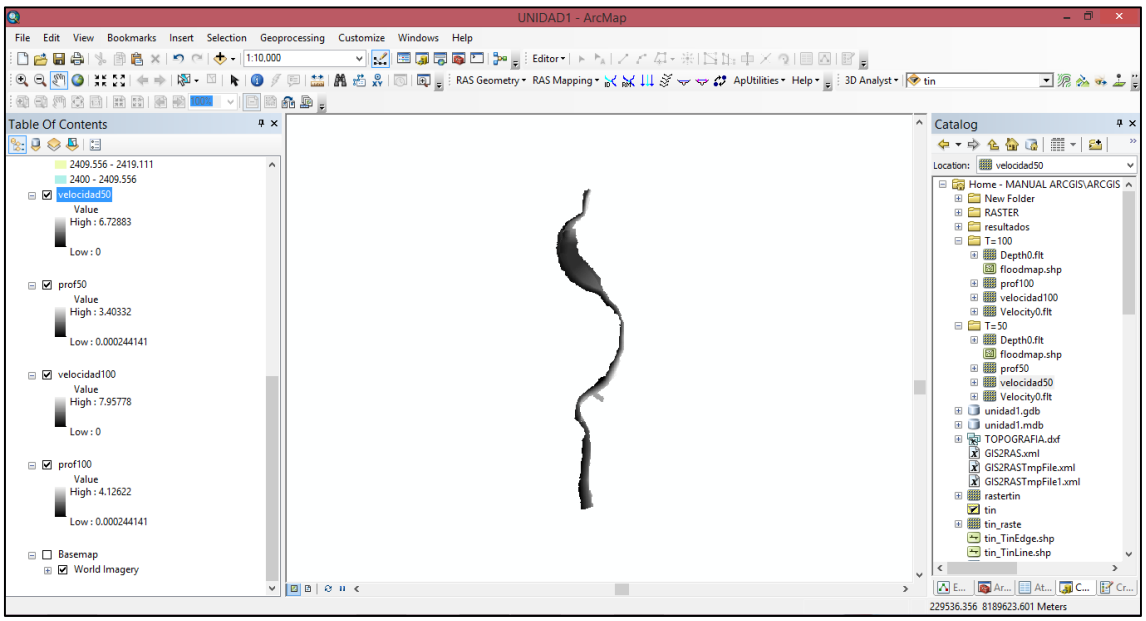
Seleccionamos de cada carpeta de perfil el archivo en formato Float, ponemos el nombre del nuevo archivo en Formato Raster y aceptamos.



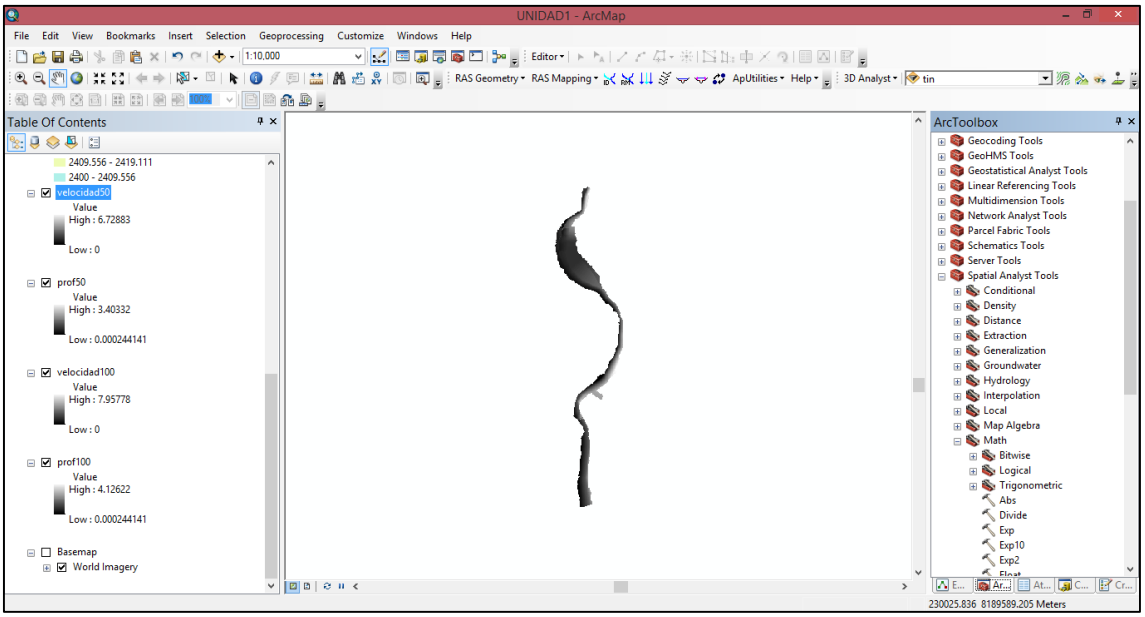


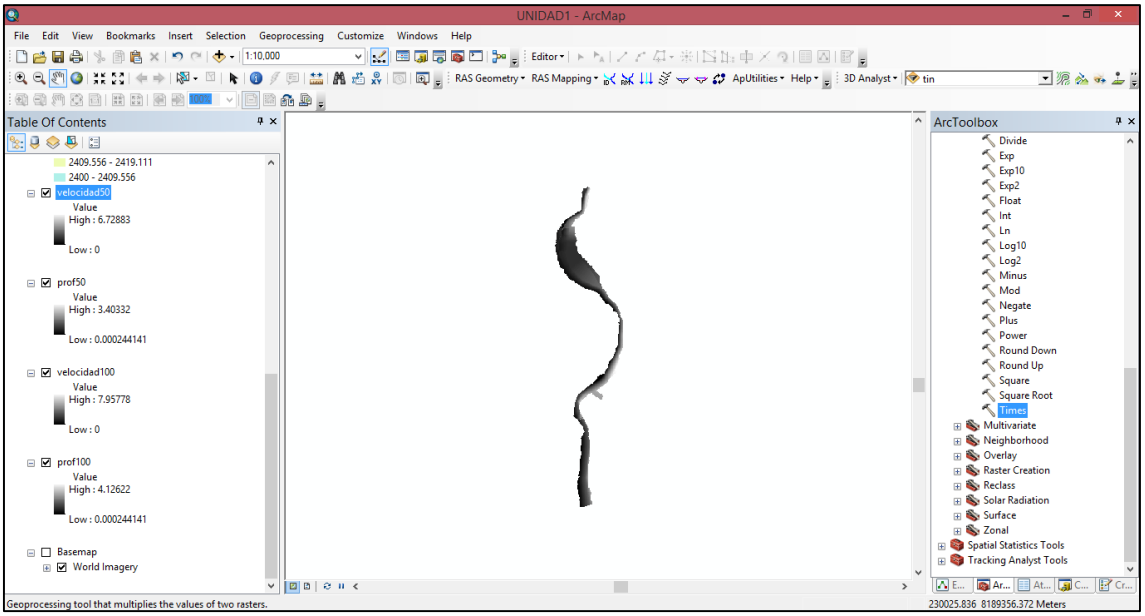


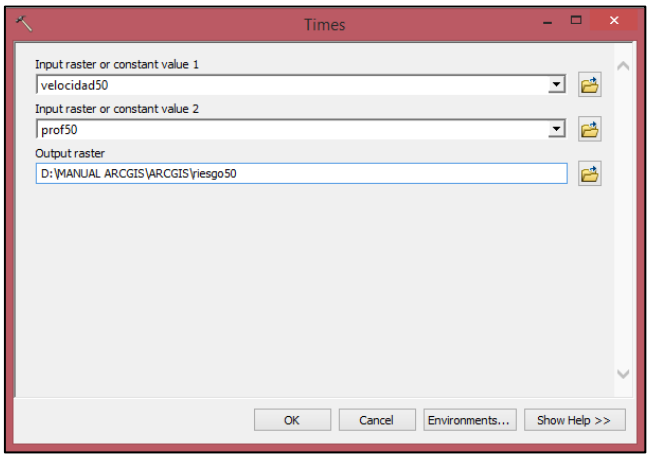
Para poder visualizarlos apagamos la capa del TIN y las capas de mapas de inundación.

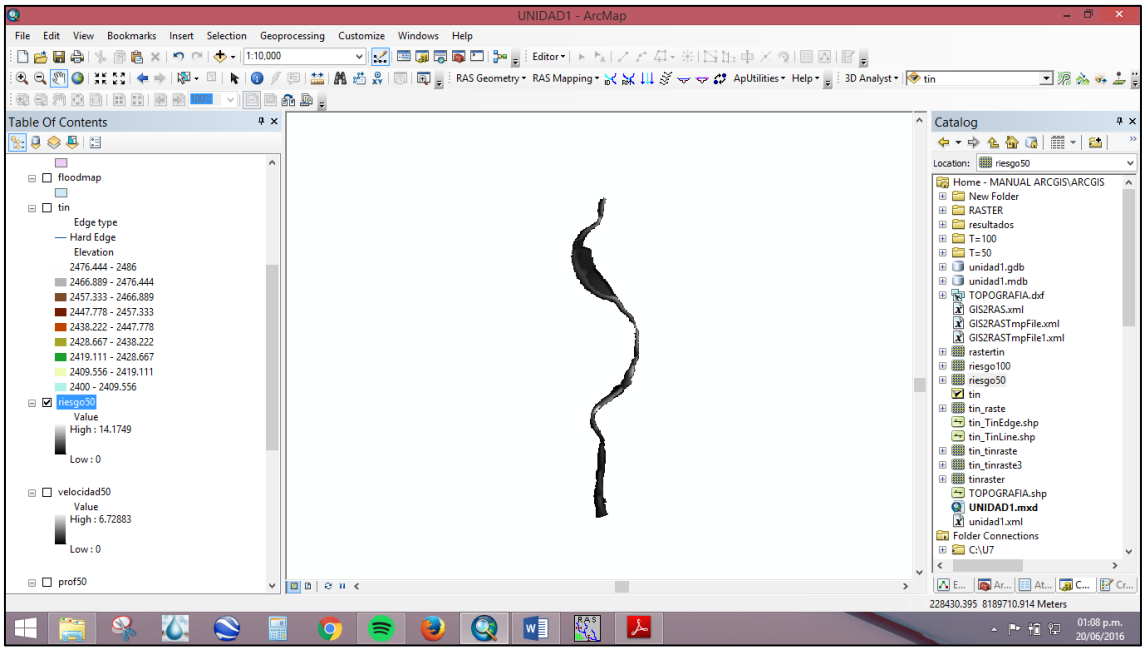


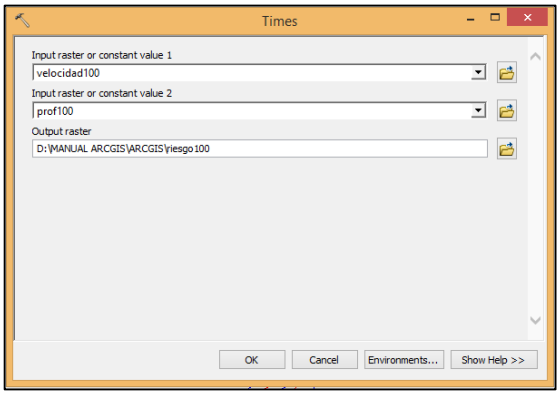
Para obtener el Mapa de Riesgo es necesario Multiplicar el mapa de profundidades y el mapa de velocidades.

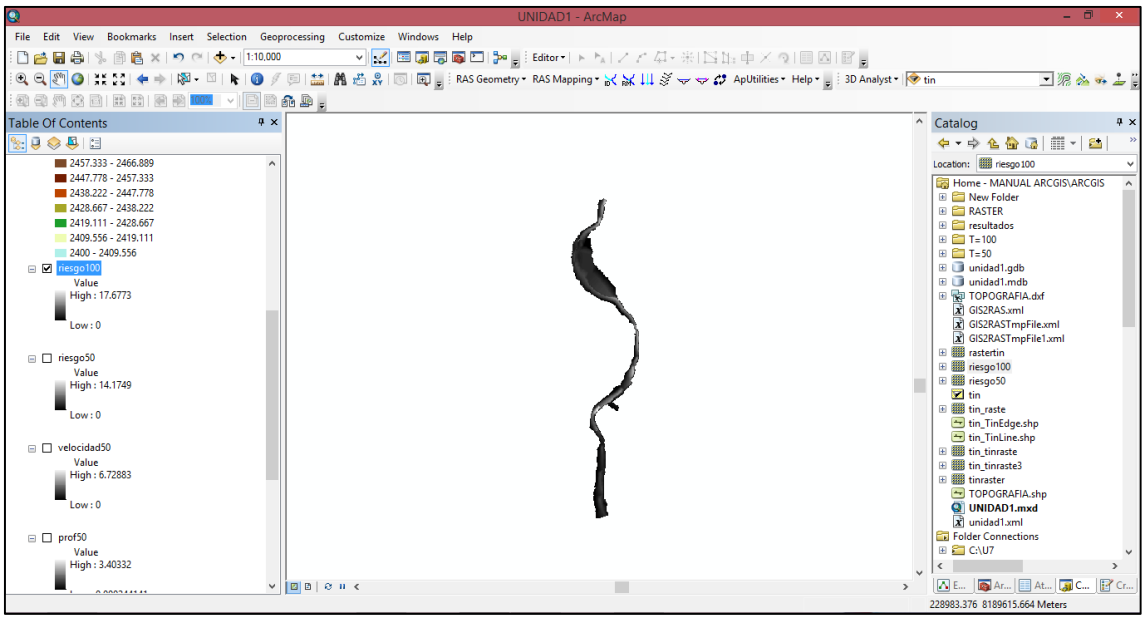

UNIDAD1 - ArcMap
File Edit View Bookmarks Insert Selection Geoprocessing Customize Windows Help
Table Of Contents
2409.556 - 2419.111
2400 - 2409.556
velocidad50
Value
High : 6.72883
Low : 0
prof50
Value
High : 3.40332
Low : 0.000244141
velocidad100
Value
High : 7.95778
Low : 0
prof100
Value
High : 4.12622
Low : 0.000244141
Basemap
World Imagery
ArcToolbox
Geocoding Tools
GeoHMS Tools
Geostatistical Analyst Tools
Linear Referencing Tools
Multidimension Tools
Network Analyst Tools
Parcel Fabric Tools
Schematics Tools
Server Tools
Spatial Analyst Tools
Conditional
Density
Distance
Extraction
Generalization
Groundwater
Hydrology
Interpolation
Local
Map Algebra
Math
Bitwise
Logical
Trigonometric
Abs
Divide
Exp
Exp10
Exp2
230025.836 8189589.205 Meters


UNIDAD1 - ArcMap
File Edit View Bookmarks Insert Selection Geoprocessing Customize Windows Help
Table Of Contents
2409.556 - 2419.111
2400 - 2409.556
velocidad50
Value
High : 6.72883
Low : 0
prof50
Value
High : 3.40332
Low : 0.000244141
velocidad100
Value
High : 7.95778
Low : 0
prof100
Value
High : 4.12622
Low : 0.000244141
Basemap
World Imagery
ArcToolbox
Divide
Exp
Exp10
Exp2
Float
Int
Ln
Log10
Log2
Minus
Mod
Negate
Plus
Power
Round Down
Round Up
Square
Square Root
Times
Multivariate
Neighborhood
Overlay
Raster Creation
Reclass
Solar Radiation
Surface
Zonal
Spatial Statistics Tools
Tracking Analyst Tools
Geoprocessing tool that multiplies the values of two rasters.
230025.836 8189356.372 Meters

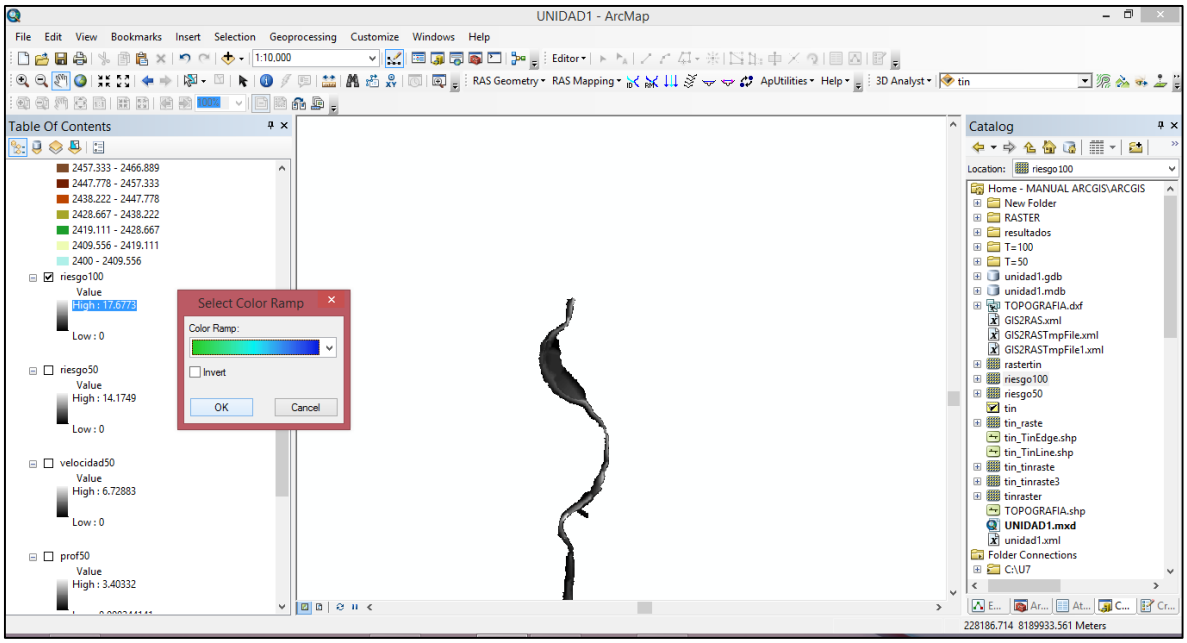

Times
Input raster or constant value 1
velocidad50
Input raster or constant value 2
prof50
Output raster
D:\MANUAL ARCGIS\ARCGIS\riesgo50
OK
Cancel
Environments...
Show Help >>

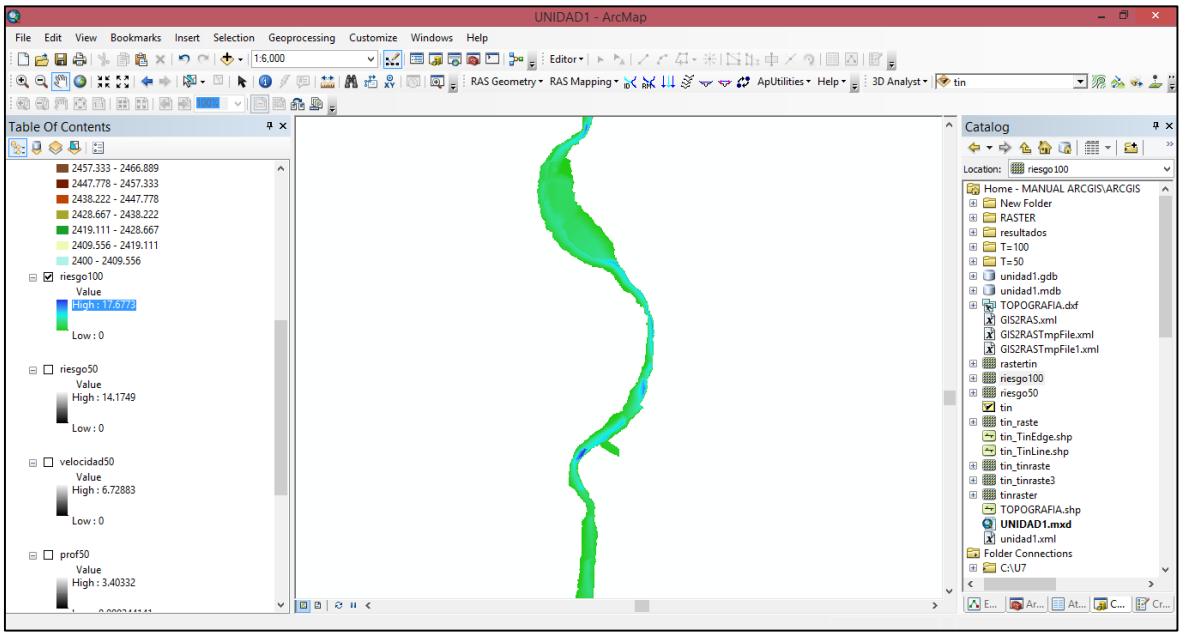

UNIDAD1 - ArcMap
File Edit View Bookmarks Insert Selection Geoprocessing Customize Windows Help
Table Of Contents
floodmap
tin
Edge type
Hard Edge
Elevation
2476.444 - 2486
2466.889 - 2476.444
2457.333 - 2466.889
2447.778 - 2457.333
2438.222 - 2447.778
2428.667 - 2438.222
2419.111 - 2428.667
2409.556 - 2419.111
2400 - 2409.556
riesgo50
Value
High : 14.1749
Low : 0
velocidad50
Value
High : 6.72883
Low : 0
prof50
Catalog
Location: riesgo50
Home - MANUAL ARCGIS\ARCGIS
New Folder
RASTER
resultados
T=100
T=50
unidad1.gdb
unidad1.mdb
TOPOGRAFIA.dxf
GIS2RAS.xml
GIS2RASTmpFile.xml
GIS2RASTmpFile1.xml
rastertin
riesgo100
riesgo50
tin
tin_raste
tin_TinEdge.shp
tin_TinLine.shp
tin_tinraste
tin_tinraste3
tinraster
TOPOGRAFIA.shp
UNIDAD1.mxd
unidad1.xml
Folder Connections
C:\U7
228430.395 8189710.914 Meters
01:08 p.m.
20/06/2016


Times
Input raster or constant value 1
velocidad100
Input raster or constant value 2
prof100
Output raster
D:\MANUAL ARCGIS\ARCGIS\riesgo100
OK
Cancel
Environments...
Show Help >>

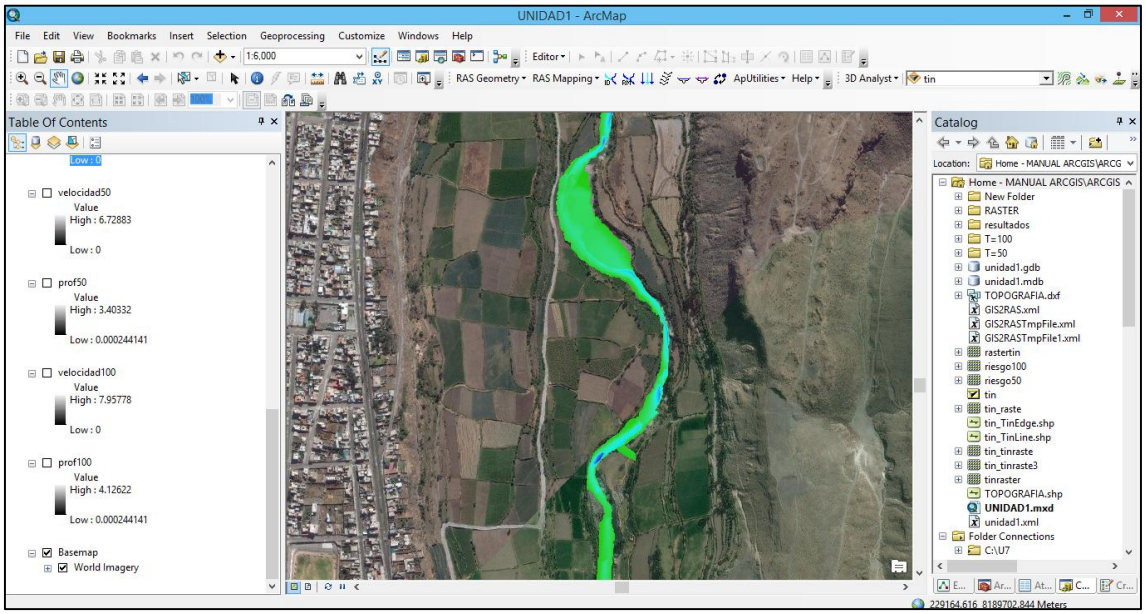

UNIDAD1 - ArcMap
File Edit View Bookmarks Insert Selection Geoprocessing Customize Windows Help
Table Of Contents
2457.333 - 2466.889
2447.778 - 2457.333
2438.222 - 2447.778
2428.667 - 2438.222
2419.111 - 2428.667
2409.556 - 2419.111
2400 - 2409.556
riesgo100
Value
High : 17.6773
Low : 0
riesgo50
Value
High : 14.1749
Low : 0
velocidad50
Value
High : 6.72883
Low : 0
prof50
Value
High : 3.40332
Catalog
Location: riesgo100
Home - MANUAL ARCGIS\ARCGIS
New Folder
RASTER
resultados
T=100
T=50
unidad1.gdb
unidad1.mdb
TOPOGRAFIA.dxf
GIS2RAS.xml
GIS2RASTmpFile.xml
GIS2RASTmpFile1.xml
rastertin
riesgo100
riesgo50
tin
tin_raste
tin_TinEdge.shp
tin_TinLine.shp
tin_tinraste
tin_tinraste3
tinraster
TOPOGRAFIA.shp
UNIDAD1.mxd
unidad1.xml
Folder Connections
C:\U7
228983.376 8189615.664 Meters

Para poder viasualizar la variación de valores en nuestros mapas hacemos doble clic en el cuadro donde dice value  y cambiamos el color.





Y Finalmente activamos la imagen satelital para ubicar donde están las zonas con mayor riesgo.





UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"ANÁLISIS DEL RIESGO DE INUNDACION DE LA CUENCA DEL RIO CHILI EN EL TRAMO DE CHILINA A UCHUMAYO - AREQUIPA"

TOMO III

Tesis presentada por los Bachilleres:

Concha Zeballos, Carla Jessica

Miranda Vega, Andrés Gonzalo

Para optar el Grado de:

Ingeniero Civil

AREQUIPA – PERÚ

2016

CAPÍTULO 11

11 PLANOS

223000 224000 225000 226000 227000 228000 229000 230000 231000

8190000 8189000 8188000 8187000 8186000 8185000 8184000 8183000 8182000 8181000 8180000 8179000

0 0.25 0.5 1 1.5 2 Km

LEYENDA:

- T=500 años
- T= 50 años
- T= 2 años
- T= 200 años
- T= 10 años
- T= 75 años
- T= 5 años

FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"ANÁLISIS DEL RIESGO DE INUNDACION DE LA CUENCA DEL RÍO CHILI EN EL TRAMO DE CHILINA A UCHUMAYO - AREQUIPA."

PLANO:
MAPA DE INUNDACIÓN PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO - 1/2

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

BACHILLERES:
- MIRANDA VEGA, ANDRES GONZALO
- CONCHA ZEBALLOS, CARLA JESSICA

ESCALA: 1:11,000

LÁMINA: T-01

215000 216000 217000 218000 219000 220000 221000 222000 223000 224000 225000

8184000 8183000 8182000 8181000 8180000 8179000 8178000

LEYENDA:

- T=500 años
- T= 50 años
- T= 2 años
- T= 200 años
- T= 10 años
- T= 75 años
- T= 5 años

0 0.25 0.5 1 1.5 2 Km

FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"ANÁLISIS DEL RIESGO DE INUNDACION DE LA CUENCA DEL RÍO CHILI EN EL TRAMO DE CHILINA A UCHUMAYO - AREQUIPA."

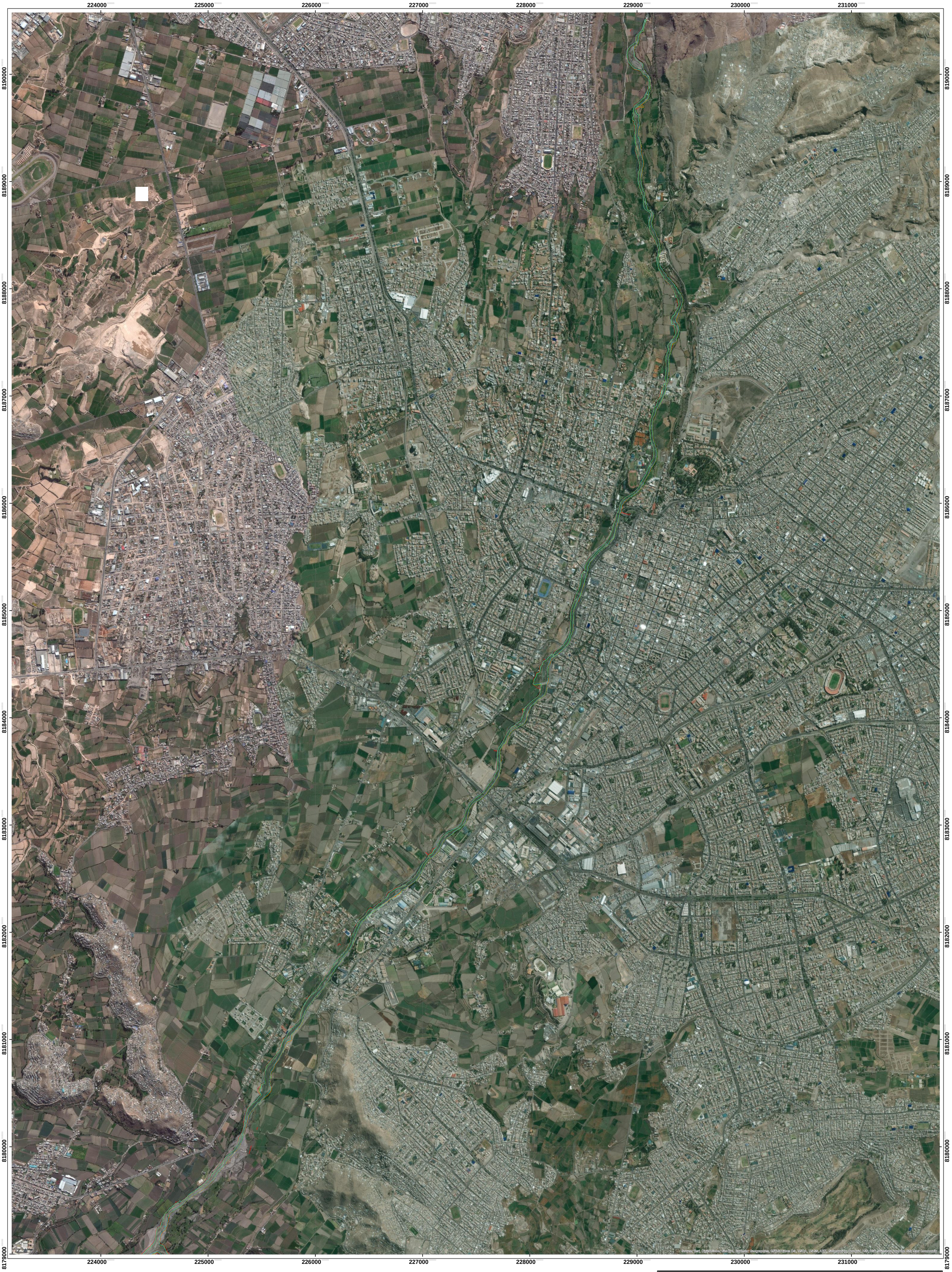
PLANO:
MAPA DE INUNDACIÓN PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO - 2/2

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

BACHILLERES:
- MIRANDA VEGA, ANDRES GONZALO
- CONCHA ZEBALLOS, CARLA JESSICA

ESCALA:
1:10,000

LÁMINA:
T-02



LEYENDA:

- LÍMITE DE CONFIANZA INFERIOR
- T= 100 AÑOS
- LÍMITE DE CONFIANZA SUPERIOR

0 0.25 0.5 1 1.5 2 Km

FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"ANÁLISIS DEL RIESGO DE INUNDACION DE LA CUENCA DEL RÍO CHILI EN EL TRAMO DE CHILINA A UCHUMAYO - AREQUIPA."

PLANO:
MAPA DE INUNDACIÓN LÍMITES DE CONFIANZA T=100 años 1/2

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

BACHILLERES:
- MIRANDA VEGA, ANDRES GONZALO
- CARLA JESSICA CONCHA ZEBALLOS

ESCALA:
1:11,000

LÁMINA:
LC-01



0 0.25 0.5 1 1.5 2 Km

LEYENDA:

- LÍMITE DE CONFIANZA INFERIOR
- T= 100 AÑOS
- LÍMITE DE CONFIANZA SUPERIOR

FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"ANÁLISIS DEL RIESGO DE INUNDACION DE LA CUENCA DEL RÍO CHILI EN EL TRAMO DE CHILINA A UCHUMAYO - AREQUIPA."

PLANO:
MAPA DE INUNDACIÓN LÍMITES DE CONFIANZA T=100 años 2/2

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

BACHILLERES:
- MIRANDA VEGA, ANDRES GONZALO
- CARLA JESSICA CONCHA ZEBALLOS

ESCALA: 1:10,000

LÁMINA: LC-02

223000 224000 225000 226000 227000 228000 229000 230000 231000

8190000 8189000 8188000 8187000 8186000 8185000 8184000 8183000 8182000 8181000 8180000

0 0.25 0.5 1 1.5 2 Km

LEYENDA:

- ESCENARIO 12
- ESCENARIO 11
- T= 5 años

FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"ANÁLISIS DEL RIESGO DE INUNDACION DE LA CUENCA DEL RÍO CHILI EN EL TRAMO DE CHILINA A UCHUMAYO - AREQUIPA."

PLANO:
MAPA DE INUNDACIÓN PARA EVENTOS MÁXIMOS - 1/2

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

BACHILLERES:
- MIRANDA VEGA, ANDRES GONZALO
- CONCHA ZEBALLOS, CARLA JESSICA

ESCALA:
1:11,000

LÁMINA:
EM-01

214000 215000 216000 217000 218000 219000 220000 221000 222000 223000 224000 225000

8184000 8183000 8182000 8181000 8180000 8179000 8178000



LEYENDA:

- ESCENARIO 12
- ESCENARIO 11
- T= 5 años

0 0.25 0.5 1 1.5 2 Km

FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
"ANÁLISIS DEL RIESGO DE INUNDACION DE LA CUENCA DEL RÍO CHILI EN EL TRAMO DE CHILINA A UCHUMAYO - AREQUIPA."		
PLANO: MAPA DE INUNDACIÓN PARA EVENTOS MÁXIMOS - 2/2		UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
BACHILLERES: - MIRANDA VEGA, ANDRES GONZALO - CONCHA ZEBALLOS, CARLA JESSICA	ESCALA: 1:10,000	LÁMINA: EM-02

LEYENDA:

- COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING-COWAN
- COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING-PROMEDIO 0.03
- COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING-PROMEDIO 0.04
- COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING-PROMEDIO 0.05

0 0.25 0.5 1 1.5 2 Km

FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"ANÁLISIS DEL RIESGO DE INUNDACION DE LA CUENCA DEL RÍO CHILI EN EL TRAMO DE CHILINA A UCHUMAYO - AREQUIPA."

PLANO:
MAPAS DE INUNDACIÓN PARA DIFERENTES COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE MANNING T=100 años 1/2

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

BACHILLERES:
- ANDRES GONZALO MIRANDA VEGA
- CARLA JESSICA CONCHA ZEBALLOS

ESCALA: 1:11,000

LÁMINA: N-01



LEYENDA:

- COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING-COWAN
- COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING-PROMEDIO 0.03
- COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING-PROMEDIO 0.04
- COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING-PROMEDIO 0.05

0 0.25 0.5 1 1.5 2 Km

FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"ANÁLISIS DEL RIESGO DE INUNDACION DE LA CUENCA DEL RÍO CHILI EN EL TRAMO DE CHILINA A UCHUMAYO - AREQUIPA."

PLANO:
MAPAS DE INUNDACIÓN PARA DIFERENTES COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE MANNING T=100 años 2/2

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

BACHILLERES:
- ANDRES GONZALO MIRANDA VEGA
- CARLA JESSICA CONCHA ZEBALLOS

ESCALA: 1:10,000

LÁMINA: N-02



LEYENDA:

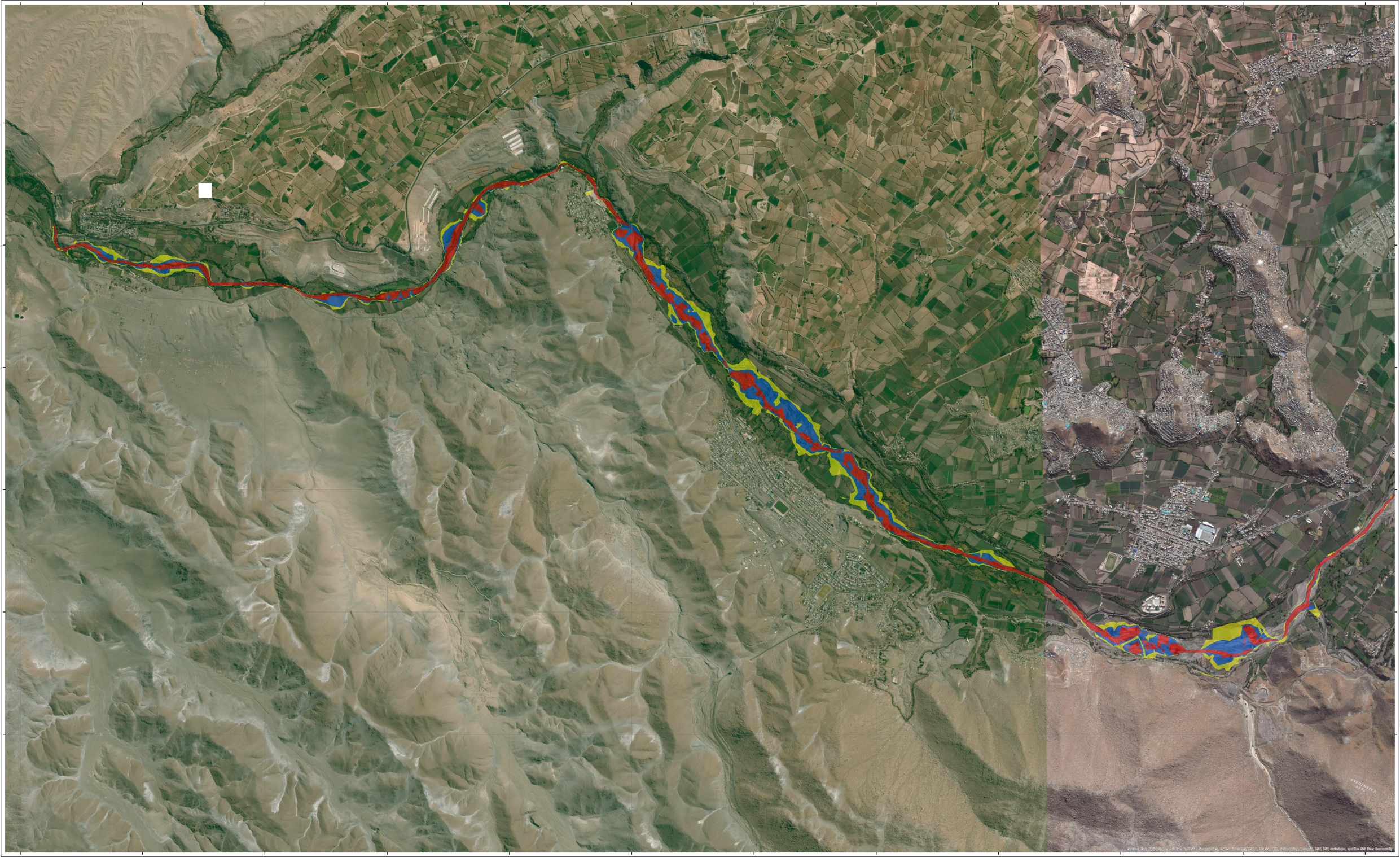
- < 0.5 m2/s
- 0.5 m2/s - 2 m2/s
- > 2 m2/s

0 0.25 0.5 1 1.5 2 Km

FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
"ANÁLISIS DEL RIESGO DE INUNDACION DE LA CUENCA DEL RÍO CHILI EN EL TRAMO DE CHILINA A UCHUMAYO - AREQUIPA."		
PLANO: MAPA DE PELIGRO DINÁMICO ESCENARIO 1 - 1/2		UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
BACHILLERES: - MIRANDA VEGA, ANDRES GONZALO - CONCHA ZEBALLOS, CARLA JESSICA	ESCALA: 1:11,000	LÁMINA: E1-07

214000 215000 216000 217000 218000 219000 220000 221000 222000 223000 224000 225000

8183000
8182000
8181000
8180000
8179000
8178000



LEYENDA:

- < 0.5 m2/s
- 0.5 m2/s - 2 m2/s
- > 2 m2/s

0 0.25 0.5 1 1.5 2 Km

FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
"ANÁLISIS DEL RIESGO DE INUNDACION DE LA CUENCA DEL RÍO CHILI EN EL TRAMO DE CHILINA A UCHUMAYO - AREQUIPA."		
PLANO: MAPA DE PELIGRO DINÁMICO ESCENARIO 1 - 2/2		UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
BACHILLERES: - MIRANDA VEGA, ANDRES GONZALO - CONCHA ZEBALLOS, CARLA JESSICA	ESCALA: 1:10,000	LÁMINA: E1-08