Luis Ángel Miranda Sánchez

Proyección de escurrimientos de diseño para distintas condiciones de urbanización en la zona Noreste de la ciudad de Querétaro.

2015

Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería

Proyección de escurrimientos de diseño para distintas condiciones de urbanización en la zona Noreste de la ciudad de Querétaro.

Tesis
Que como parte de los requisitos para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta

Luis Ángel Miranda Sánchez

Santiago de Querétaro, Querétaro a Marzo de 2015

REPOSITORIO INSTITUCIONAL DGBSDI-UAQ

La presente obra está bajo la licencia:
https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/deed.es

CC BY-NC-ND 4.0 DEED

Atribución-NoComercial-SinDerivadas 4.0 Internacional

Usted es libre de:

Compartir — copiar y redistribuir el material en cualquier medio o formato

La licenciante no puede revocar estas libertades en tanto usted siga los términos de la licencia

Bajo los siguientes términos:

Atribución — Usted debe dar crédito de manera adecuada , brindar un enlace a la licencia, e indicar si se han realizado cambios . Puede hacerlo en cualquier forma razonable, pero no de forma tal que sugiera que usted o su uso tienen el apoyo de la licenciante.

NoComercial — Usted no puede hacer uso del material con propósitos comerciales .

SinDerivadas — Si remezcla, transforma o crea a partir del material, no podrá distribuir el material modificado.

No hay restricciones adicionales — No puede aplicar términos legales ni medidas tecnológicas que restrinjan legalmente a otras a hacer cualquier uso permitido por la licencia.

Avisos:

No tiene que cumplir con la licencia para elementos del material en el dominio público o cuando su uso esté permitido por una excepción o limitación aplicable.

No se dan garantías. La licencia podría no darle todos los permisos que necesita para el uso que tenga previsto. Por ejemplo, otros derechos como publicidad, privacidad, o derechos morales pueden limitar la forma en que utilice el material.

Portada Interna de Tesis

Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Ingeniería Civil

Proyección de escurrimientos de diseño para distintas condiciones de urbanización en la zona Noreste de la ciudad de Querétaro.

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta:
Luis Ángel Miranda Sánchez

Dirigido por:
M. en C. Israel Ruiz González

SINODALES

M. en C Israel Ruiz González
Presidente

Firma

Dr. M. Alfonso Gutiérrez López
Secretario

Firma

Dr. Omar Chávez Alegría
Vocal

Firma

M. en I. Pablo Talamantes Contreras
Suplente

Firma

Dr. J. Arturo Silva Ordaz
Suplente

P.A.

Firma

Dr. Aurelio Domínguez González
Director de la Facultad

Dr. Omar Chávez Alegría
Coordinador de Ingeniería Civil

Centro Universitario
Querétaro, Qro.
Marzo 2015
México

RESUMEN

Debido a que la zona urbana de la ciudad de Querétaro cada día crece más, se genera un cambio de uso de suelo al área que se va ocupando, este cambio de uso de suelo al ser más impermeable, afecta al ciclo hidrológico; incrementando el escurrimiento superficial y en consecuencia, favorece las inundaciones. La infraestructura actual se considera rebasada por los siniestros que han ocurrido, para lo cual es necesario que aguas arriba se considere obras de mitigación que no afecten las infraestructuras actuales, que aguas abajo reciben estos incrementos en los gastos. A partir de este crecimiento de la mancha urbana, es necesario realizar un estudio considerando las condiciones actuales y futuras para que el diseño de las obras posteriores, que se realicen con las dimensiones y los factores de diseño que considere una tendencia de crecimiento similar a la que se ha presentado en los últimos años. Es necesario obtener un diseño a condiciones futuras el cual nos indique y se especifique gastos de diseño así como la ubicación y planeación de obras de regulación y mitigación, Mediante estudios hidrológicos que consideren los cambios futuros en el uso de suelo, se puede validar los criterios de diseño de infraestructuras hidráulicas actuales y determinar si éstas son suficientes o tienen riesgo de ser rebasadas. De esta forma, con una buena planeación se evitarán desastres como inundaciones, y además, se mitigaran los escurrimientos aguas arriba para que la infraestructura aguas abajo no se vea rebasada y ocasione desbordes. Aguas abajo es difícil colocar o ampliar obras de este tipo. Mediante estudios hidrológicos donde se consideró los cambios futuros en el uso de suelo, se evaluaron los criterios de diseño de infraestructuras hidráulicas actuales y se determinó si éstas son suficientes o tienen riesgo de ser rebasadas. Inicialmente se delimitó la zona de estudio en el noreste de la ciudad se Querétaro y se caracterizó la misma; después se realizó una proyección que relacione el tiempo con el incremento del área urbana en la zona de estudio, a partir de esta proyección se determinaron los escenarios de cambio de uso de suelo debido al incremento de la mancha urbana. En esta zona se caracterizó la infraestructura hidráulica actual. Se realizaron los estudios hidrológicos que consideren los escenarios de cambio de uso de suelo previstos, hasta la obra de control identificada. También se evaluó el comportamiento de la obra de control actual con los escurrimientos de los escenarios futuros. Los resultados indican que el bordo el Refugio fue diseñado para regular un gasto de 58 m3/s para un periodo de retorno de 500 años pero debido a las condiciones futuras se tendría que regular un gasto de 50 m3/s; este periodo de retorno equivale a 50 años con esto, se determina que la obra está en riesgo y debido a las condiciones actuales del bordo, se considera una obra que no está dentro del funcionamiento de diseño debido a las malas condiciones. Es por esto que se propone un mantenimiento correctivo para que funcione adecuadamente ya que de acuerdo a los gastos futuros, según la proyección en el 2028, se urbanizaría toda la zona de estudio provocando gastos mayores a los actuales.

(**Palabras clave**: hidrología, urbanización, evaluación, infraestructura)

SUMMARY

Due to the urban area of the city of Querétaro grows daily, a change in land use to the area to be occupied is generated, this change in land use to be more waterproof, affects the hydrological cycle; increasing runoff and consequently favors flooding. The current infrastructure is deemed superseded by the claims that have occurred, for which it is necessary upstream mitigation works that do not affect existing infrastructure, which downstream receiving these increases in expenditures is considered. From this growth of the urban area, it is necessary to conduct a study considering current and future conditions for the design of subsequent works, carried out with the dimensions and design factors to consider a similar growth trend to that has arisen in recent years. It is necessary to obtain a design of future conditions which indicates to us and design costs as well as the location and regulation works planning and mitigation by hydrological studies that consider future changes in land use can be validated specified criteria design of current water infrastructure and determine whether they are sufficient or at risk of being exceeded. Thus, good planning disasters like flooding will be avoided, and also will mitigate runoff upstream so that the water infrastructure not look down and causing overflows exceeded. Downstream is difficult to place or extend such works. By hydrological studies where future changes in land use are considered, the design criteria of current water infrastructure is assessed and determined whether they are sufficient or at risk of being exceeded. Initially the study area was delimited in the northeast of the city was Querétaro and the same was characterized; after a projection that relates the time with the increase of the urban area in the study area, based on this projection scenarios of land use change were determined due to the increase of the urban area was performed. In this area the current water infrastructure was characterized. Hydrological studies consider scenarios envisaged use change floor until the work of identified control is performed. The behavior of the work of current control runoff future scenarios was also evaluated. The results indicate that the board Refuge was designed to regulate the expenditure of 58 m3/s for a return period of 500 years but due to future conditions would have to regulate a flow of 50 m3/s; this return period equal to 50 years with this, it is determined that the work is at risk and due to current conditions onboard, is considered a work that is not within the design operating due to bad conditions. This is because it is proposed corrective maintenance to function properly since according to future expenses, according to the projection in 2028, the entire study area would be urbanize causing higher expenses than today.

(**Keywords**: hydrology, development, evaluation, infrastructure)

A mi Familia

AGRADECIMIENTOS

Gracias a Dios por permitirme llegar a este momento tan importante, gracias por mi familia y las personas que me puso en mi camino para que me acompañaran, apoyaran y ayudaran a lo largo de mi vida.

A mis padres:

Como una muestra de mi agradecimiento por su apoyo, confianza, sacrificios, esfuerzo, comprensión y consejo en esta etapa de mi vida en la que gracias a Dios y a ustedes he culminado una de mis más grandes metas, porque mis triunfos son simplemente una muestra del trabajo en familia y me enorgullece compartirlos con ustedes. Mama que siempre estuviste ahí para educarme y darme el apoyo para levantarme cada que tropezaba y guiarme por el camino que me trajo a este punto donde me siento tan orgulloso de ser su hijo. Papa que siempre me apoyaste sin importar que se tuviera que trabajar más allá de lo necesario, con la ilusión de sacar adelante a nuestra familia.

Gracias a mis padres estoy aquí y con los sacrificios que pasamos, hoy estoy orgulloso de que me enseñaron a valorar, luchar y nunca rendirme para conseguir lo que me propongo, gracias por sus enseñanzas y consejos que me alentaron a ser una mejor persona y un buen profesionista.

A mis hermanos:

Gracias por el apoyo que recibí y las lecciones que aprendimos juntos, en donde valoramos el esfuerzo que contribuimos todos como familia para poder concluir esta meta, en la que recuerdo todo los sacrificios y las cosas que no pudimos tener para poder lograr acabar mis estudios. Gracias por su compañía, alegría y cosas que me enseñaron en hasta el día de hoy, que me hace cada vez ser una mejor persona.

A mi novia:

Gracias por aguantarme tanto tiempo cuando no podía ir a verte por que tenía exámenes y tareas; por todo el apoyo, la paciencia y los ánimos que me dabas para perseguir mis sueños y seguir adelante, gracias por el tiempo y el cariño que hicieron no desesperarme y continuar hasta lograr hoy esta gran meta.

A mis amigos:

Gracias por ser parte de esta etapa de mi vida y por apoyarme en los problemas que en algunas ocasiones no eran de la escuela, pero siempre estuvieron ahí, en los momentos difíciles y también en las fiestas, gracias por contagiarme de esa alegría, esos momentos que recordare para toda la vida como parte de mi juventud.

A mi asesor de tesis Israel Ruiz González por el apoyo, ayudarme y otorgarme las herramientas para poder concluir este trabajo de tesis, que de toda la carrera es a lo que le eh dedicado más tiempo, gracias por su paciencia y la confianza que me brindo para obtener un buen trabajo de tesis.

A Noé, Javier, Mauricio porque me dieron la oportunidad y la confianza de crecer laboralmente, en donde me enseñaron la aplicación de lo estudiado a lo que se utiliza en un trabajo, así mismo aprendí la responsabilidad que implica el trabajo y que me genera una gran satisfacción el ser parte de esta empresa, aprendí muchas cosas que me fortalecieron como profesionista y como persona.

A la Facultad de ingeniería y la Universidad Autónoma de Querétaro:

A mis sinodales, jurado, coordinador de la carrera y profesores por formarme y darme las herramientas y conocimientos para ser un buen profesionista, así como el compartir algunas de sus buenas y malas experiencias laborales, de las cuales aprendí desde antes de entrar al ambiente laboral.

A la Facultad de Ingeniería y la Universidad Autónoma de Querétaro, por darme la oportunidad de ser alumno de esta institución de la cual aprendí y me forme como profesionista, para enfrentar el mundo laboral y ser competitivo llevando siempre la educación impartida en esta mí facultad.

I N D I C E

INDICE……vi
INDICE DE TABLAS……vii
INDICE DE FIGURAS……viii
INDICE DE GRÁFICAS……ix
1. INTRODUCCION 1
1.1. Descripción del problema. 3
1.2. Justificación 6
1.3 Hipótesis y objetivos 9
2. REVISION DE LITERATURA 10
2.1. Análisis de frecuencias a partir de distribuciones de probabilidad univariadas 15
2.2. Modelos matemáticos de extrapolación. 24
3. METODOLOGIA 26
3.1. Fundamentación teórica 26
3.2. Materiales de apoyo. 56
3.3. Delimitación y descripción de la zona de estudio. 63
3.4. Proyección del incremento de área urbana en la zona de estudio. 65
3.5. Determinación de los escenarios de cambio de uso de suelo. 65
3.6. Caracterización de la infraestructura hidráulica. 65
3.7. Recorrido de campo y caracterización de arroyos y tipo de suelo. 66
3.8. Realización de los estudios hidrológicos. 67
3.9. Obtención del volumen a regular y evaluación de la obra de control Bordo El Refugio. 71
3.10. Generación de propuestas y evaluación del riesgo a futuro. 71
4. RESULTADOS Y DISCUSION 72
4.1. Delimitación y descripción de la zona de estudio. 72
4.2. Proyección del Área urbanizada. 86
4.3. Planteamiento de los diferentes escenarios de Urbanización. 92
4.4. Estaciones cercanas al sitio de estudio. 93
4.5. Polígonos de Thiessen. 93
4.6. Análisis probabilístico. 95
4.7. Características fisiográficas de la cuenca de estudio. 105
4.8. Calculo de los coeficientes de curva para los diferentes escenarios de Urbanización. 113
4.9. Cálculo de los gastos para el escenario I. 120
4.10. Cálculo de los gastos para el escenario II. 123
4.11. Cálculo de los gastos para el escenario III. 126
4.12. Cálculo de los gastos para el escenario IV. 129
4.13. Cálculo de los gastos para el escenario V. 132
4.14. Resumen de los gastos de diseño 135
4.15. Volumen generado con el método HUT. 137
4.16. Recorrido de campo y caracterización de la infraestructura hidráulica de la zona 139
5. CONCLUSIONES 149
6. LITERATURA CITADA 151
7. APENDICE 156

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Instrumentos de medición en una estación climatológica 29
Tabla 2. Funciones de probabilidad.....31
Tabla 3. Coeficiente de Kuichling.....40
Tabla 4. Precipitaciones máximas en 24 horas Estación Querétaro. 56
Tabla 5. Precipitaciones máximas en 24 horas Estación Carrillo. 57
Tabla 6. Datos de INEGI, Area urbanizada de Querétaro.....86
Tabla 7. Datos de urbanización dentro de la cuenca. 89
Tabla 8. Escenarios de urbanización, año y área del crecimiento de la zona urbana en la cuenca de estudio. 92
Tabla 9. Ponderación de las precipitaciones en la cuenca de estudio. 101
Tabla 10. Resultados del análisis probabilístico. 104
Tabla 11. Pendiente del Cauce principal. 105
Tabla 12. Coeficiente de Kuishiling. 108
Tabla 13. Características fisiográficas. 110
Tabla 14. Datos para generar las curvas P-D-T 111
Tabla 15. Datos para generar las curvas I-D-T 112
Tabla 16. Coeficiente de escurrimiento en condiciones Naturales. 114
Tabla 17. Coeficiente de escurrimiento en condiciones actuales (27.28 % Urbanización de la cuenca).....115
Tabla 18. Coeficiente de escurrimiento para el escenario III (50 % Urbanización de la cuenca).....117
Tabla 19. Coeficiente de escurrimiento para el escenario IV (75 % Urbanización de la cuenca). 118
Tabla 20. Coeficiente de escurrimiento para el escenario V (100 % Urbanización de la cuenca).....119
Tabla 21. Precipitación de diseño.....120
Tabla 22. Precipitación en exceso, intensidad y gastos de diseño para cada periodo de retorno con el método racional. 120
Tabla 23. Gastos de diseño por el método del hidrograma unitario triangular.....121
Tabla 24. Gastos de diseño por el método de Ven Te Chow. 122
Tabla 25. Precipitación en exceso, intensidad y gastos de diseño para cada periodo de retorno con el método racional. 123
Tabla 26. Gastos de diseño por el método del hidrograma unitario triangular.....124
Tabla 27. Gastos de diseño por el método de Ven Te Chow. 125
Tabla 28. Precipitación en exceso, intensidad y gastos de diseño para cada periodo de retorno con el método racional. 126
Tabla 29. Gastos de diseño por el método del hidrograma unitario triangular.....127
Tabla 30. Gastos de diseño por el método de Ven Te Chow. 128
Tabla 31. Precipitación en exceso, intensidad y gastos de diseño para cada periodo de retorno con el método racional. 129
Tabla 32. Gastos de diseño por el método del hidrograma unitario triangular.....130
Tabla 33. Gastos de diseño por el método de Ven Te Chow. 131
Tabla 34. Precipitación en exceso, intensidad y gastos de diseño para cada periodo de retorno con el método racional. 132
Tabla 35. Gastos de diseño por el método del hidrograma unitario triangular.....133
Tabla 36. Gastos de diseño por el método de Ven Te Chow. 134
Tabla 37. Gastos máximos con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario I. 135
Tabla 38. Gastos máximos con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario II.....135
Tabla 39. Gastos máximos con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario III. 136
Tabla 40. Gastos máximos con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario IV. 136
Tabla 41. Gastos máximos con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario V. 136
Tabla 42. Volumen generado con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario I. 137
Tabla 43. Volumen generado con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario II. 137
Tabla 44. Volumen generado con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario III. 138
Tabla 45. Volumen generado con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario IV.....138
Tabla 46. Volumen generado con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario V. 138
Tabla 47. Áreas Capacidades Bordo El Refugio. 148
Tabla 48. Clasificación de tipo de suelo. 156
Tabla 49. Clasificación de tipo de suelo. 157
Tabla 50. Número de curva para las diferentes coberturas vegetales y uso de suelo.....158
Tabla 51. Número de curva para las diferentes coberturas vegetales y uso de suelo.....159
Tabla 52. Número de curva para las diferentes coberturas vegetales y uso de suelo.....160

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Estación climatológica..... 29
Figura 2 Ejemplo de las funciones de probabilidad utilizadas en Ax. 33
Figura 3. Programa VELL. 35
Figura 4 Modelo digital de elevación con vista en perspectiva. 36
Figura 5. Representación de un modelo digital de elevación en formato raster. 37
Figura 6 imagen aérea de la zona metropolitana de Querétaro. 58
Figura 7. Zona de estudio..... 72
Figura 8 Cuenca de influencia ubicada en la zona noreste de la ciudad de Querétaro..... 73
Figura 9. Cuenca de influencia donde se observa la urbanización cercana. 73
Figura 10. Cuenca de estudio vista hacia el norte, donde se observa la topografía general del sitio de estudio. 74
Figura 11. Curvas de nivel a cada 10m dentro de la cuenca de estudio..... 75
Figura 12. Se muestran los arroyos que se generan en la cuenca de estudio. 76
Figura 13. Delimitación de los arroyos y del sistema de infraestructura pluvial hacia aguas abajo en la Ciudad de Querétaro..... 76
Figura 14. Se muestra el Cauce principal para el análisis hidrológico. 77
Figura 15. Delimitación de la cuenca de acuerdo a la urbanización actual. 78
Figura 16. Condiciones de los escurrimientos dentro de El Refugio. 84
Figura 17. Crecimiento de la zona urbana en la ciudad de Querétaro. 87
Figura 18. Crecimiento de la zona urbana dentro de la cuenca de influencia..... 88
Figura 19. Ajuste y proyección futuro con una función cuadrática 89
Figura 20. Ajuste y proyección futuro con una función cubica 90
Figura 21. Ajuste y proyección futuro con una función Gaussiana. 91
Figura 22. Ajuste y proyección futuro con una función de suma de senos 91
Figura 23 Estaciones cercanas al sitio de estudio. 93
Figura 24 Poligonos de Thiessen, donde se observa que la zona de estudio se encuentra entre el área de influencia de dos estaciones meteorológicas. 94
Figura 25. Estaciones de influencia en la zona de estudio..... 94
Figura 26. Se muestra el Error estándar para las diferentes funciones de probabilidad utilizadas..... 95
Figura 27. Error estándar con la función doble Gumbel optimizada. 95
Figura 28 Cálculo del error estándar para la función Doble Gumbel optimizada de la estación Querétaro..... 97
Figura 29. Resultados de la extrapolación de las precipitaciones para cada periodo de retorno..... 98
Figura 30. Error estándar para las diferentes Funciones de probabilidad utilizadas. 98
Figura 31 Error estándar con la función doble Gumbel optimizada. 99
Figura 32. Cálculo del error estándar para la función Doble Gumbel optimizada de la estación Carrillo..... 100
Figura 33. Resultados de la extrapolación de las precipitaciones para cada periodo de retorno..... 101
Figura 34. Organismo de cuenca seleccionado..... 102
Figura 35. Se muestra la duración seleccionada y un zoom a la zona de estudio..... 102
Figura 36. Selección de las coordenadas de la zona de estudio. 103
Figura 37. Resultados de la extrapolación de las precipitaciones para cada periodo de retorno..... 103
Figura 38. Edafología de la Cuenca de estudio. 113
Figura 39. Escenario 1 (condiciones naturales)..... 114
Figura 40. Escenario II (condiciones Actuales)..... 115
Figura 41. Escenario III (Urbanización 50% de la cuenca)..... 116
Figura 42. Escenario VI (Urbanización 75% de la cuenca). 117
Figura 43. Escenario V (Urbanización 100% de la cuenca)..... 119

INDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 1. Relación de Kuichling 41
Gráfica 2. Ejemplo de curvas P-D-Tr. 42
Gráfica 3. Ejemplo de Curvas I-D-Tr. 42
Gráfica 4. Ejemplo de hidrograma anual. 43
Gráfica 5. Elementos del hidrograma. 43
Gráfica 6. Ejemplo curva Áreas-Capacidades. 47
Gráfica 7. Hipótesis fundamental de la fórmula racional. 49
Gráfica 8. Hidrogramas unitarios sintéticos del Servicio de Conservación de Suelos. (Izquierda)Hidrograma adimensional y (Derecha)Hidrograma unitario triangular. (SCS, 1973). 51
Gráfica 9.- Obtención del factor de reducción del pico Z, con base en la relación t/tr. 55
Gráfica 10. Ajuste y proyección futuro con una función Gaussian. 90
Gráfica 11. Función de distribución Doble Gumbel optimizada. 96
Gráfica 12. Función de distribución Doble Gumbel optimizada. 99
Gráfica 13. Perfil del cauce principal. 106
Gráfica 14. Coeficiente de Kuishiling. 109
Gráfica 15. Coeficiente de Kuishiling para un Tc entre 0.2-0.8 horas. 109
Gráfica 16. Curvas P-D-T. 112
Gráfica 17. Curvas I-D-T 112
Gráfica 18. Hidrogranmas para los diferentes periodos de retorno con método racional. 121
Gráfica 19. Hidrogramas para los diferentes periodos de retorno con método HUT. 122
Gráfica 20. Hidrogramas para los diferentes periodos de retorno con método racional. 123
Gráfica 21. Hidrogranmas para los diferentes periodos de retorno con método HUT. 124
Gráfica 22. Hidrogranmas para los diferentes periodos de retorno con método racional. 126
Gráfica 23. Hidrogramas para los diferentes periodos de retorno con método HUT. 127
Gráfica 24. Hidrogramas para los diferentes periodos de retorno con método racional. 129
Gráfica 25. Hidrogramas para los diferentes periodos de retorno con método HUT. 131
Gráfica 26. Hidrogramas para los diferentes periodos de retorno con método racional. 132
Gráfica 27. Hidrogramas para los diferentes periodos de retorno con método HUT. 134
Gráfica 28. Gráfica Áreas-capacidades. 148

1. INTRODUCCION

Debido a que la zona urbana cada día crece más, se genera un cambio de uso de suelo al área que se va ocupando, este cambio de uso de suelo al ser más impermeable, afecta al ciclo hidrológico incrementando el escurrimiento superficial y en consecuencias favorece las inundaciones.

Las inundaciones son un problema que ha venido creciendo a través de los años, debido a que en general pueden definirse como una irrupción lenta o violenta de aguas de arroyos, río, lagunas o lagos, debido a fuertes precipitaciones pluviales o rupturas de embalses, causando daños considerables. Se pueden presentar en forma lenta o gradual en llanuras y de forma violenta o súbita en regiones montañosas de alta pendiente, es un fenómeno natural, por el cual el agua cubre los terrenos, llegando en ciertas ocasiones a tanta altura que puede dejar sumergidas viviendas, calles, destruir cosechas, con peligro incluso vital para toda la población que habiten el lugar, y enormes pérdidas económicas.

La mala planeación del crecimiento de la ciudad de Querétaro, al no tomar en cuenta adecuadamente el fenómeno de lluvia-escurrimiento, modificado por el cambio de uso de suelo y la urbanización, ocasiona que la infraestructura aguas abajo se vea rebasada; ya que no se tienen obras de regulación o mitigación que regulen aguas arriba el incremento de los gastos de las zonas que se están construyendo en las periferias que drenan hacia el valle de la ciudad de Querétaro. Si no se tiene una adecuada planeación de obras de regulación asociadas a gastos de diseño que consideren las condiciones a futuro, con periodos de retorno mayores de acuerdo al crecimiento de la misma ciudad y proponiendo las obras necesarias con un diseño adecuado en cuestión de gastos de diseño, geometría y ubicación, se generá un problema a futuro y se tienen posteriores afectaciones a la infraestructura hidráulica aguas abajo además de desastres económicos y sociales. Se ha observado que en los últimos años han

ocurrido grandes problemas en la ciudad debido al diseño de las obras con gastos y periodos de retorno rebasados actualmente.

El problema en la ciudad radica que el aumento de la mancha urbana genera un cambio en el uso de suelo por lo tanto mayor escurrimiento superficial y debido a que las obras de conducción y regulación existentes han sido rebasada en su diseño por lo cual ocurren siniestros donde estas obras son insuficientes.La infraestructura actual se considera rebasada por los siniestros que han ocurrido, para lo cual es necesario que aguas arriba se considere obras de mitigación y no afecten las infraestructuras actuales, que aguas abajo reciben estos incrementos en los gastos.

En la mayoría de los predios a urbanizar la iniciativa privada cumple con la normativa de la CONAGUA. Esta dictamina que cada desarrollo habitacional o industrial, tiene que garantizar la correcta regulación de sus escurrimientos. Estos tienen que ser encauzados, sin embargo no siempre el desarrollador original urbaniza por completo el predio y queda la posibilidad de que se desarrollen de forma irregular donde no se cumple esta normatividad. Además no siempre se obliga al futuro constructor a realizar estudios hidrológicos. Generalmente, los particulares urbanizan sin un plan de desarrollo común, no dejan zonas de recarga natural ni área que favorezcan la infiltración, evapotranspiración e intercepción en vegetación.

Se diseñan obras para la canalización y regulación de los escurrimientos superficiales, pero estas infraestructuras se diseñan considerando condiciones actuales, ignorando el futuro y los subsecuentes cambios de uso de suelo, por lo que en futuros cercanos tienen riesgo de ser rebasadas. Es por esto que es necesario planear y diseñar obras para condiciones futuras considerando el crecimiento de la zona urbana aguas arriba, en el caso de este estudio, se analiza el caso de la zona Noreste de la ciudad de Querétaro, para que estas obras futuras y las actuales no vean rebasadas su capacidad.

Por todo lo anterior, es necesario realizar un estudio considerando las condiciones actuales y futuras para que el diseño de las obras posteriores, que se realicen con las dimensiones y los factores de diseño que considere una tendencia de crecimiento similar a la que se ha presentado en los últimos años.

Es necesario obtener un diseño a condiciones futuras que indique y especifique los futuros gastos de diseño, así como la ubicación y planeación de obras de regulación y mitigación, La presente tesis aborda el tema mediante la premisa de que estudios hidrológicos que consideren los cambios futuros en el uso de suelo, se puede validar los criterios de diseño de infraestructuras hidráulicas actuales y determinar si éstas son suficientes o tienen riesgo de ser rebasadas, de esta forma y con una buena planeación, se evitarán desastres como inundaciones, y mitigarán los escurrimientos aguas arriba para que la infraestructura aguas abajo no se vea rebasada y ocasione desbordes debido a que aguas abajo es difícil colocar o ampliar obras de este tipo.

1.1. Descripción del problema.

Las inundaciones son un problema que ha venido creciendo a través de los años, debido a que en general pueden definirse como una irrupción lenta o violenta de aguas de río, lagunas o lagos, debido a fuertes precipitaciones fluviales o rupturas de embalses, causando daños considerables. Se pueden presentar en forma lenta o gradual en llanuras y de forma violenta o súbita en regiones montañosas de alta pendiente, es un fenómeno natural, por el cual el agua cubre los terrenos, llegando en ciertas ocasiones a tanta altura que puede dejar sumergidas viviendas, calles, destruir cosechas, con peligro incluso vital para toda la población que habiten el lugar, y enormes pérdidas económicas.

Debido a que la zona urbana cada día crece más, se genera un cambio de uso de suelo al área que se va ocupando, este cambio afecta al ciclo hidrológico

incrementando el escurrimiento superficial y en consecuencia favorece las inundaciones.

Un artículo del periódico la jornada publicado en 2012 indica que en 20 años se ha registrado un aumento en los daños por fenómenos hidrometeorológicos los cuales entre Inundaciones y huracanes provocaron en México pérdidas por 21 mil 368 mdp. durante la pasada década. Así mismo el documento Adaptación al cambio climático en México: visión, elementos y criterios para la toma de decisiones, del Instituto Nacional de Ecología y Cambio Climático indica que el incremento de la urbanización en zonas bajas aumenta la exposición de la población y la actividad económica a eventos climáticos extremos.

Las pérdidas humanas por los fenómenos hidrometeorológicos han tenido una importante reducción, ya que mientras el promedio de muertes por año entre 1980 y 1999 fue de 506 personas, entre 2000 y 2011 fue de 154.

En el territorio nacional son recurrentes los desastres por inundaciones, y esto se ha agravado sobre todo por la degradación de los recursos naturales. Según el índice de vulnerabilidad frente a inundaciones, 25 por ciento de la población en México reside en áreas vulnerables. Alrededor de 456 mil personas que habitan áreas con una elevado riesgo, que aumentan su fragilidad ante desastres, precisa. Lo anterior dejó en claro la alta vulnerabilidad del país ante esta condición. Además indica la magnitud económica y social del problema que se genera por las inundaciones y fenómenos de esta naturaleza, los cuales a nivel nacional se invierte el dinero para restaurar carreteras, casas, poblado afectados por las inundaciones.

Según el INEGI a través de los censos de población, se registra que en el estado de Querétaro, la población ha incrementado de manera considerable, convirtiendo al estado en el tercer lugar nacional en incremento de población, con una tasa de crecimiento poblacional anual de 2.6 por ciento, con un total de un

millón 827 mil 937 habitantes. Querétaro se ha convertido en una ciudad muy atractiva para hacer negocios, pero por lo mismo implica mayores niveles de consumo y problemas de infraestructura pluvial debido al crecimiento de la mancha urbana.

Sumado a esto, se tiene registro de que las prácticas agrícolas y ganaderas han erosionado el 70 por ciento de la tierra, lo cual agregando el cambio y urbanización genera problemas que causen el cambio de los escurrimientos que se tenían en la cuenca natural.

Debido a este crecimiento poblacional y el desarrollo de la zona urbana que se genera, se da un cambio de uso de suelo que generará un escurrimiento mayor debido a la impermeabilización del terreno.

En Querétaro en los últimos meses se ha alarmado a la población debido a que en la temporada de lluvias las obras hidráulicas que conducen el escurrimiento de la ciudad se han visto rebasados y en varias ocasiones ocasionando inundación de alto riesgo para la población.

Una noticia del periódico Reforma indica que en agosto del 2014, la ciudad de Querétaro fue afectada por inundaciones cuando fue la llegada de la temporada de lluvias, que debido a una intensa lluvia en la zona metropolitana de esta ciudad provoco caos vial e inundaciones en calles y avenidas.

Se observa que la infraestructura hidráulica resulta ser insuficiente por las consecuencias que se observan en las inundaciones de la ciudad cada día resultan causar más daños materiales y en ocasiones vidas humanas.

La mala planeación del crecimiento de la ciudad de Querétaro sin tomar en cuenta adecuadamente el fenómeno de lluvia-escurrimiento que provocado por el cambio de uso de suelo y el crecimiento de la ciudad, ocasiona que la

infraestructura aguas abajo se vea rebasada; ya que no se tiene obras de regulación o mitigación que regulen aguas arriba el incremento de los gastos de las zonas que se están construyendo en las periferias aguas arriba dl valle de la ciudad de Querétaro, por lo que no se tiene si no se tiene una adecuada planeación de obras de regulación asociadas a gastos de diseño considerando las condiciones a futuro, con periodos de retorno mayores de acuerdo al crecimiento de la misma ciudad y proponiendo las obras necesarias con un diseño adecuado.

El problema en la ciudad radica que el aumento de la mancha urbana genera un cambio en el uso de suelo por lo tanto mayor escurrimiento superficial y debido a que las obras de conducción y regulación existentes han sido rebasada en su diseño por lo cual ocurren siniestros donde estas obras son insuficientes.

1.2. Justificación

La zona urbana cada día crece más, por lo que se genera un cambio de uso de suelo al área que se va ocupando, este cambio afecta al ciclo hidrológico incrementando el escurrimiento superficial y en consecuencias favorece las inundaciones.

En México han ocurrido desastres hidrometeorológicos, los cuales causan perdidas económicas y humanas. Uno de los factores que favorecen las inundaciones urbanas es el incremento de la población; la planeación, que no considera los aspectos del cambio de uso de suelo, modifica las condiciones futuras aguas arriba de las ciudades u obras hidráulicas generando inundaciones en las zonas bajas. Generalmente las comunidades se desarrollan en estas zonas debido a la disponibilidad de agua superficial y a la facilidad de construcción en zonas planas.

En los últimos años se ha observado que en la ciudad de Querétaro la infraestructura hidráulica pluvial es insuficiente, debido a que se han presentado en

varias ocasiones desbordes de drenes que ocasiona cuantiosos desastres materiales, económicos y lamentablemente hasta vidas humanas.

Debido a que en la ciudad de Querétaro el crecimiento de la mancha urbana ha incrementado considerablemente en los últimos años, es necesario realizar un estudio considerando las condiciones actuales y futuras para que el diseño de las obras posteriores, que se realicen con las dimensiones y los factores de diseño que considere una tendencia de crecimiento similar a la que se ha presentado en los últimos años.

En México se tienen muy pocas mediciones y estaciones por lo cual es difícil tener registros que tengan una mayor aproximación a lo que se requiere, sin embargo es necesario que con las condiciones que se tiene se realice un cálculo, el cual nos aproxime a las precipitaciones más adecuadas de diseño.

Se diseñan obras para la canalización y regulación de los escurrimientos superficiales, pero estas infraestructuras se diseñan considerando condiciones actuales, ignorando el futuro y los subsecuentes cambios de uso de suelo, por lo que en futuros cercanos tienen riesgo de ser rebasadas. Es por esto que es necesario planear y diseñar obras para condiciones futuras considerando el crecimiento de la zona urbana aguas arriba para que estas mismas y las actuales no se vean rebasadas en cuestión de su capacidad.

Estudios anteriores, censos de población, registran que en el estado de Querétaro la población ha incrementado de manera considerable, convirtiendo al estado en el tercer lugar nacional en incremento de población. Un modelo matemático que describa este crecimiento, puede pronosticar escenarios donde se calculen para distintos periodos de retorno y mancha urbanizada los gastos que se consideraran en el diseño de obras en el momento de urbanizar una zona nueva. Se considera que hay una relación directa entre el crecimiento demográfico y la mancha urbana.

Debido a que en la ciudad de Querétaro se tiene un crecimiento rápido, Es necesario realizar una buena planeación en infraestructura hidráulica, tomando criterios de diseño a futuro con gastos que se generarán, respecto a los periodos de retorno futuros, que eviten que en las zonas aguas abajo (como es en específico la zona del centro de Querétaro) se dañen las estructuras pluviales. Esto evita problemas a futuro o por lo menos, disminuye el riesgo de desbordes e inundaciones que causan problemas económicos, sociales etc.

En la mayoría de los predios a urbanizar la iniciativa privada cumple con la normativa vigente. Esta dictamina que cada desarrollo habitacional o industrial, tiene que garantizar la correcta regulación de sus escurrimientos. Estos tienen que ser encauzados, sin embargo no siempre el desarrollador original urbaniza por completo el predio y queda la posibilidad de que se desarrollen de forma irregular donde no se cumple esta normatividad. Además no siempre se obliga al futuro constructor a realizar estudios hidrológicos; generalmente los particulares urbanizan sin un plan de desarrollo común, no dejan zonas de recarga natural ni área que favorezcan la infiltración, evapotranspiración e intercepción en vegetación.

1.3 Hipótesis y objetivos

Hipótesis: Modelos hidrológicos que consideran el cambio en el uso de suelo debido al crecimiento del área urbana, pueden pronosticar los incrementos en el escurrimiento; debido a este aumento, la infraestructura hidráulica presente se vuelve insuficiente en el futuro.

Objetivo general: Mediante estudios hidrológicos que consideren los cambios futuros en el uso de suelo, validar los criterios de diseño de infraestructuras hidráulicas actuales y determinar si éstas son suficientes o tienen riesgo de ser rebasadas.

Objetivo particular:

- Delimitar la zona de estudio y caracterización de la misma.
- Hacer una proyección que relacione el tiempo con el incremento del área urbana en la zona de estudio.
- Determinar los escenarios de cambio de uso de suelo debido al incremento de la mancha urbana.
- Caracterizar la infraestructura hidráulica.
- Hacer los estudios hidrológicos que consideren los escenarios de cambio de uso de suelo previstos, hasta la obra de control identificada.
- Evaluar el comportamiento de las obras hidráulicas actuales con los escurrimientos de los escenarios futuros.

2. REVISION DE LITERATURA

Es bien sabido que en la actualidad las inundaciones son un problema grave. La CONAGUA tiene una normativa que especifica que cada fraccionamiento privado debe, regular las aguas pluviales y canalizarlas hacia un dren, arroyo o rio natural con el fin de no provocar desequilibrio en los escurrimientos que se generaban en condiciones naturales.

Por otra parte en la mayoría de los predios a urbanizar la iniciativa privada cumple con la normativa. Esta dictamina que cada desarrollo habitacional o industrial, tiene que garantizar la correcta regulación de sus escurrimientos. Estos tienen que ser encauzados; sin embargo no siempre el desarrollador original urbaniza por completo el predio y queda la posibilidad de que se desarrollen de forma irregular donde no se cumple esta normatividad. Además no siempre se obliga al futuro constructor a realizar estudios hidrológicos, generalmente los particulares urbanizan sin un plan de desarrollo común, no dejan zonas de recarga natural ni área que favorezcan la infiltración, evapotranspiración e intercepción en vegetación.

En México se tienen muy pocas mediciones y estaciones, por lo cual es difícil tener registros que tengan una mayor aproximación a lo que se requiere;, sin embargo es necesario que con las condiciones que se tiene se realice un cálculo, el cual nos aproxime a las precipitaciones más adecuadas de diseño.

El problema del agua se plantea por los organismos internacionales como uno de los más relevantes para el presente siglo. Así como el agua es indispensable para el desarrollo y la calidad de vida, su utilización y manejo tienen gran incidencia en los aspectos ambientales. Un problema muy importante en la vida de las sociedades son los desastres debidos a la ocurrencia de eventos extremos de precipitación (Lopardo *et al*., 2003). Debido a que el régimen de

lluvias característico de cada zona o región puede presentar valores extremos, tanto de exceso como en déficit, se producen fenómenos naturales de crecidas y estiajes de los recursos de agua, que a la vez da origen a situaciones de inundaciones y sequías (Esparza, 2005).

Cada año estas inundaciones y sequías causan daños en propiedades y cobran vidas en muchas partes del mundo, además de generar costos económicos muy altos. En la parte superior de los costos están: la pérdida de vidas, lesiones, molestias y algunos costos indirectos. Es por esto, que surge el interés en comprender y describir la naturaleza aleatoria de los fenómenos hidrológicos. Estos fenómenos son de tipo estocástico o mixtos (Estocástico y determinístico a la vez); lo que limita la aplicación de métodos basados en leyes físicas para su modelado pues arroja n resultados poco confiables o demasiado complicados para su aplicación.

El medio más obvio para reducir los daños causados por las inundaciones y sequías es la alerta en un tiempo específico. La alerta de inundaciones permite a las personas evacuar un área en peligro. Si el tiempo es suficiente, las posesiones vulnerables pueden ser movidas de la zona peligrosa y ser protegidas, ya sea con sacos de arena u otras medidas que minimicen los daños en las propiedades (Kite, 1988). Un segundo medio para reducir daños, es la planificación avanzada a partir de la probabilidad de eventos. Por ejemplo, la zonificación pluvial basada en la probabilidad de que el río o lago lleguen a tener ciertos niveles asegurando que desarrollos habitacionales e industriales no estén localizados en áreas de alto riesgo.

El análisis de frecuencias es una de las técnicas aplicadas en la hidrología para tratar y estimar la probabilidad asociada con eventos de diseño. Si bien, esta técnica de análisis a recibido diversas críticas por los supuestos considerados, es importante mencionar que es uno de los pocos métodos disponibles y es sin duda mejor que otros de tipo no probabilístico (Kite, 1988).

Un problema común en hidrología y los recursos del agua es la estimación de la precipitación debido a la falta de datos para eventos de poca ocurrencia. Además, en la mayoría de los análisis de frecuencias se considera que los datos provienen de una sola población. Por ejemplo, en Latinoamérica, la función de distribución de Gumbel ha sido ampliamente utilizada (Heo *et al.,* 2001a, 2001b). Sin embargo, es muy frecuente encontrar que los fenómenos son el resultado de factores causantes distintos. Este hecho fue reconocido por Hazen (1930) quien planteó la existencia de poblaciones mezcladas en las muestras de datos. En estos casos, se dice que la distribución de la variable aleatoria es una combinación de dos o más distribuciones básicas (Varas y Lara, 1998) y que, además, los picos máximos de las tormentas se encuentran mutuamente correlacionados con la cantidad de tormentas correspondientes (Yue, 2000). Por lo que su análisis ha requerido el desarrollo de la teoría estadística, en la aplicación para valores extremos en el diseño de recursos del agua y su manejo (W. et al, 2002).

La presencia de poblaciones mezcladas puede producirse principalmente en sitios donde sea factible tener eventos de naturaleza distinta; por lo tanto, los patrones y magnitud de precipitación cambian constantemente. En particular, fenómenos meteorológicos como inundaciones, sequías y lluvias se incrementarán tanto en frecuencia como en magnitud (Yang *et al.,* 2010). En el caso de la presencia de precipitación extrema con una larga extensión del evento puede provocar inundaciones o en caso contrario sequías, por lo que se esperará gran presión en los recursos del agua (Yang *et al*., 2009; Zhang *et al.,* 2008ª). Por ejemplo, los escurrimientos pueden ser generados por lluvias, deshielos o en el caso de los países sujetos a la influencia de ciclones tropicales, por tormentas convectivas de la temporada normal de lluvias, sistemas frontales, o bien, por huracanes, tormentas o depresiones tropicales. Claramente estos tipos de escurrimientos obedecen a factores hidrometeorológicos distintos (Haan, 1985). En México, la ocurrencia de fenómenos hidrometeorológicos extremos es una constante cada año (Gutiérrez y Ramírez, 2005), debido a que el clima es

influenciado por la posición y fuerzas de grandes sistemas subtropicales de presión del norte del Atlántico y noreste del Océano Pacífico (Mendoza *et al.,* 2007).

La hidrología es la ciencia mediante la cual el hombre trata de establecer las propiedades y la distribución del agua (Kite, 1988). Un concepto muy importante dentro de la hidrología es el ciclo hidrológico que es un término descriptivo aplicado a la circulación general del agua. Este ciclo comprende desde la evaporación del agua de los océanos debido a la radiación solar, el transporte de este vapor por las masas de aire en movimiento, la formación de nubes hasta la ocurrencia de precipitación y escurrimiento. De igual forma, estudia la retención en la superficie del agua precipitada del escurrimiento, ya sea sobre la superficie o bajo ésta por la que penetra en el suelo (Aparicio, 2003).

Algunos de los procesos hidrológicos contienen una parte que puede ser predecible de forma determinística (a través de una ley física) y otra parte puede ser aleatoria. Otros no contienen ninguna parte que pueda ser predeterminada y son totalmente aleatorios, estos últimos son conocidos como procesos estocásticos. En este caso se encuentran los eventos hidrológicos extremos, tales como las crecientes o sequías y en general los relacionados de forma muy directa con los fenómenos de precipitación (Ramírez, 2004).

El análisis estadístico de eventos extremos ha jugado un rol importante en la práctica en ingeniería relacionados el diseño y gestión de los recursos hídricos. Algunas de las primeras aplicaciones de la teoría estadística en valores extremos, fueron relacionados con problemas en climatología (Katz *et al*., 2002). Por ejemplo, Gumbel (1941), un pionero de la aplicación de la estadística de extremos consideró un problema del “periodo de retorno” de avenidas. Recientes desarrollos de la teoría estadística de valores extremos puede ser aplicada para mejorar las estimaciones de variables hidrológicas y realizar un análisis más significativo físicamente (Katz *et al.,* 2002). La precipitación, permite caracterizar un área desde el punto de vista de las posibilidades de ocurrencia de eventos de lluvia de un

determinado tamaño. La caracterización de este tipo de variables, se ha estimado en una serie de estudios sobre los eventos extremos, usando una serie de procedimientos estadísticos univariados, multivariados, mixtos o técnicas de regionalización que pueden reducir potencialmente la incertidumbre en las estimaciones de cuantiles que son inherentes en el enfoque en el lugar (Schaefer 1990). Por lo tanto, es importante entender los principios de fundamentación y aplicación de diversas metodologías utilizadas para el análisis de datos en hidrología.

El análisis de frecuencias es una herramienta fundamental para la predicción de eventos extremos. Cada espacio muestral tiene su propia función de distribución o de densidad de probabilidad que normalmente no se conoce *a priori.* Cuando de ese espacio se extrae un grupo de datos (muestra) al azar, es razonable esperar que su función de distribución de probabilidad sea similar a la del espacio completo, en particular si la muestra es grande (Esparza, 2005).

Parte importante en el análisis de frecuencias son los datos que se utilizan, debido a que deben cumplir con varias condiciones: ser completamente aleatorios, es decir, insesgados, independientes y homogéneos. Las mediciones y registros normalmente involucran errores humanos e instrumentales. Tales errores pueden ser de dos tipos, llamados errores accidentales y sistemáticos, aunque a veces es difícil distinguir entre ambos. Muchos errores son la combinación de los dos. Los errores accidentales son normalmente debidos al observador y en algunas ocasiones debido a la naturaleza del instrumento de medición. Por otra parte, los errores sistemáticos pueden aparecer ya sea en el observador o en la medición y tales errores no son aleatorios (Chow, 1994).

Además de contar con datos confiables, es esencial considerar el número de años con registro, ya que en algunas ocasiones, las series de tiempo son relativamente cortas y considerar estas para un análisis puede arrojar resultados erróneos. Por tal motivo, es importante conocer la longitud mínima de datos para

obtener valores adecuados. En este sentido, algunos autores han realizado recomendaciones sobre la longitud mínima de registro de variables hidrológicas como se muestra a continuación.

- Ott, recomienda usar como mínimo 20 años de longitud de registro (Ott, 1972).
- La IACWD (*Interagency Advisory Comitte on water Data*), recomienda utilizar como mínimo 25 años de longitud de registro (IACWD, 1982).
- El USBR (*United Status Boreau of Reclamation*), recomienda utilizar como mínimo 25 años de longitud de registro (USBR, 1981).
- El UKFSR (*United Kingdom Flood Studies Report*), recomienda utilizar como máximo periodo de retorno 2 N, donde N es la longitud del registro (UKFSR, 1975).
- Viessman recomienda utilizar como mínimo 10 años de longitud de registro para un periodo de retorno de 2 N, donde N es la longitud de registro (Viessman *et al.*, 2002).

En el caso de México, Esparza (2005), realizó un estudio de la influencia de la longitud del registro en la estimación de gastos de diseño. Se abordaron diferentes escenarios (registros más antiguos, más recientes, máximos y mínimos de la estación), y los mismos escenarios considerando límites de confianza de 95%. Finalmente, se realizó una identificación de regiones a partir de los datos de las estaciones e interpolaron con el método IDW (*Inverse Distance Weighting*) cada una de ellas. Con esto se puede determinar una longitud mínima de registro según la región donde se pretenda desarrollar un análisis de series de tiempo.

2.1. Análisis de frecuencias a partir de distribuciones de probabilidad univariadas

Una distribución de probabilidad es una función que representa la probabilidad de ocurrencia de una variable aleatoria. Mediante el ajuste a una distribución de un conjunto de datos hidrológicos, una gran cantidad de

información probabilística en la muestra puede resumirse en forma compacta en la función. Por lo tanto, la selección y aplicación de diferentes distribuciones de probabilidad univariadas es de vital importancia para un análisis adecuado. Debido a esto, en este estudio se aplican la distribución Normal, Log-Normal, Exponencial, Gamma y Gumbel que se han ampliamente para ajuste de variables hidrológicas.

Con el fin de conocer un poco de estas distribuciones, se hace una breve descripción de las funciones de distribución aplicadas en el estudio. Además, se presentar algunas de sus características y ecuaciones.

2.1.1. Distribución Normal

Su gráfica, la curva normal, describe en forma aproximada muchos fenómenos en la naturaleza de mediciones físicas en diversas áreas. Esta ecuación fue desarrollada en 1733 por Abraham De Moivre. Sin embargo, Karl Frirdrieck Gauss también derivó su ecuación a partir de un estudio de errores en mediciones repetidas de la misma cantidad (Walpone y Myers, 1992; Kreiszig, 1973).

La distribución normal surge del teorema del límite central, el cual establece que si una secuencia de variables aleatorias x_i son independientes y están idénticamente distribuidas con media μ y varianza σ^2, entonces la distribución de la suma de n de estas variables aleatorias, $Y = \sum_{i=1}^{n} x_i$, tiende hacia la distribución normal con media $n\mu$ y varianza $n\sigma^2$ a medida que n aumenta. El punto importante es que esto es cierto sin importar cuál es la función de distribución de probabilidad de x (Chow *et al.,* 1994).

La variable aleatoria continua que denota la distribución en forma de campana se le conoce como variable aleatoria normal. Las variables hidrológicas,

como la precipitación anual, calculada como la suma de los efectos de muchos eventos independientes tienden a seguir la distribución normal, aunque su desventaja cuando se trata de describir variables de este tipo es que ésta varia en un rango continuo ($-\infty, \infty$), mientras que la mayoría de las variables de tipo hidrológico no son negativas, además de que es simétrica alrededor de la media, mientras que la información hidrológica tiende a ser asimétrica (Chow, 1994).

Su función de densidad de probabilidad se muestra en la siguiente ecuacion.

Ecuación 1

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} exp\left(-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)$$

Donde x representa la variable, μ es la media de la muestra y σ^2 la varianza. Además su función de distribución de probabilidad para la distribución normal es:

Ecuación 2

$$F(x) = \int_{-\infty}^{x} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} exp^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{2\sigma^2}\right)^2} dx$$

2.1.2. Distribución Log-Normal

Si la variable aleatoria $\mathrm{Y} = \log \mathrm{x}$ está normalmente distribuida, entonces se dice que x está distribuida en forma Log-normal. Chow (1954) llegó a la conclusión de que esta distribución se aplica a variables hidrológicas formadas como productos de otras variables. La distribución log normal tiene las ventajas sobre la distribución normal de que está limitada ($\mathrm{X} > 0$) y de que la transformación Log tiende a reducir la asimetría positiva comúnmente encontrada en información hidrológica, debido a que al tomar logaritmos se reducen en una proporción mayor los números grandes que los números pequeños. Algunas de las limitantes de esta distribución son, por un lado, que tiene solamente dos parámetros y, por otro lado, que requiere que los logaritmos de los datos sean simétricos alrededor de su media (Chow *et al*., 1994).

Su función de densidad de probabilidad se muestra en la ecuación.

Ecuación 3

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(y-\mu_y)^2}{2\sigma_y^2}\right)$$

Donde x representa la variable, μ es la media de la muestra y σ^2 la varianza.

La función de distribución de probabilidad para la distribución normal es:

Ecuación 4

$$F(x) = \int_0^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{1}{x\beta} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{lnx-\alpha}{\beta}\right)^2} dx$$

2.1.3. Distribución Exponencial

Algunas secuencias de eventos hidrológicos, como la ocurrencia de precipitación, pueden considerarse como procesos de Poisson, en los cuales los eventos ocurren instantánea e independientemente en el tiempo, o a lo largo de una línea. El tiempo entre tales eventos, o tiempo de interarribo, está descrito por una distribución exponencial cuyo parámetro λ es la tasa media de ocurrencia de los eventos. En la distribución exponencial es fácil estimar λ a partir de la función observada (Chow *et al.,* 1994).

Esta distribución también se conoce como distribución exponencial negativa. El tiempo de ocurrencia de fenómenos como la precipitación, pueden considerarse como Procesos de Poisson ya que los eventos ocurren instantánea e independientemente en un horizonte de tiempo, a lo largo de la línea. El tiempo entre dichos eventos lo describe la distribución exponencial cuyo parámetro λ es la tasa media de ocurrencia de los eventos. La ventaja de la distribución exponencial radica en que es fácil estimar a partir de la información observada y que la distribución exponencial se adapta muy bien a estudios teóricos. Su desventaja es

que se requiere que la ocurrencia de cada evento sea completamente independiente (Chow et al., 1988).

Su función de densidad de probabilidad se muestra en la ecuación siguiente.

Ecuación 5

$$f(x) = \lambda e^{-\lambda x}$$

Donde x representa la variable, μ es la media de la muestra y σ^2 la varianza.

La función de distribución de probabilidad para la distribución normal es

Ecuación 6

$$F(x) = 1 - e^{-\lambda x}$$

2.1.4. Distribución Gamma

El tiempo que toma la ocurrencia de un número β de eventos en un proceso de Poisson está descrito por la distribución gamma, la cual es la distribución de una suma de β variables aleatorias independientes e idénticas, distribuidas exponencialmente. La distribución gamma tiene una forma que varía suavemente y es muy útil para la descripción de variables hidrológicas asimétricas sin el uso de la transformación log (Chow et al., 1994). Esta distribución es de gran importancia en la teoría de colas y en los problemas de confiabilidad (Walpole y Myers, 1992). Sin embargo, la distribución gamma de dos parámetros tiene como límite inferior cero, lo cual es una desventaja para la aplicación a variables hidrológicas con un límite inferior que es superior a cero (Chow et al., 1994).

Su función de densidad de probabilidad se muestra en la ecuación 3.7

Ecuación 7

$$f(x) = \frac{\lambda^{\beta} x^{\beta-1} e^{-\lambda x}}{\Gamma(\mathrm{B})}$$

Donde x representa la variable, μ es la media de la muestra y σ^2 la varianza.

La función de distribución de probabilidad para la distribución normal es

Ecuación 8

$$F(x) = \frac{1}{\alpha\Gamma(\beta)} * \int_{\delta}^{x} \left(\frac{x-\delta}{\alpha}\right)^{\beta-1} e^{\frac{x-\delta}{\alpha}} dx$$

Donde α, β y δ son los parámetros. Además $\Gamma(\beta)$ es la función matemática gamma.

2.1.5. Distribución Gumbel

La distribución de Valores Extremos Tipo I o Distribución Gumbel nace con Fisher y Tippet, en los años veinte con la teoría de Valores Extremos. En los años treinta, Gumbel realiza aplicaciones prácticas usando los estadísticos de valores extremos de distribuciones del tiempo de duración de la vida humana y en 1941 publica algunos artículos con respecto a sus aplicaciones en el análisis de frecuencias de gastos máximos y mínimos. Jenkinson (1955) demostró que esta es un caso especial de la Distribución General de valores Extremos (Ven Te Chow et al., 1996).

Donde su función de densidad de probabilidad es:

Ecuación 9

$$f(x) = \frac{1}{b} exp\left[-\frac{(x-a)}{b} - exp\left[-\frac{(x-a)}{b}\right]\right]$$

Su función de distribución acumulada es:

Ecuación 10

$$F(x) = exp\left\{-exp\left[\frac{x-a}{b}\right]\right\}$$

Donde x es la variable, α y β son los parámetros de la función.

2.1.6. Construcción de la función de distribución de probabilidad para poblaciones mezcladas

Si $f_i(x)$ para i=1,2,.., r representan funciones de densidad de probabilidad (fdp) y λi para i =1,2,.., r son factores de ponderación cumpliendo con $\lambda_i \geq 0$ y $\sum_{i=1}^{r} \lambda_i = 1$, entonces se tiene que:

Ecuación 11 $$f_x(x) = \sum_{i=1}^{r} \lambda_i f_i(x_i)$$

Es una fdp denominada función de densidad mezclada ya que está compuesta de una mezcla de $f_i(x)$. Los parámetros λ_i pueden tomarse como la probabilidad de que la variable aleatoria pertenezca a la función $f_i(x)$ donde $f_i(x)$ es la función de densidad de x dado que ésta pertenezca a la i-ésima población.

La distribución acumulada de x está dada entonces por:

Ecuación 12 $$F_x(x) = \int_{-\infty}^{x} \sum_{i=1}^{r} \lambda_i f_i(t) dt = \sum_{i=1}^{r} \lambda_i \int_{-\infty}^{x} f_i(t) dt$$

Así por ejemplo, en el caso de la presencia de una población no ciclónica (población 1) y otra ciclónica (población 2) en una muestra de escurrimientos, la primera de ellas se puede describir a través de $f_1(x)$, mientras la segunda lo hará mediante $f_2(x)$. Si λ_1 es la proporción o probabilidad de que las avenidas sean generadas por tormentas no ciclónicas y $\lambda_2 = 1 - \lambda_1$ es la proporción o probabilidad de eventos de origen ciclónico, las ecuaciones anteriores describirán la densidad y la distribución mezclada de probabilidades de los gastos respectivamente.

Resulta obvio, sobre todo por la nomenclatura y el lenguaje utilizado en este tema, que los eventos pertenecientes a las diferentes poblaciones son mutuamente excluyentes. Es decir, en el caso más sencillo de dos poblaciones, es claro que si un evento dado es ciclónico, entonces no puede formar parte de la población no ciclónica. Sin embargo, este hecho no ha sido siempre considerado en la literatura, como se establece a continuación.

En México, el principal modelo para la construcción de funciones de probabilidad para poblaciones mezcladas, utilizado comúnmente en el análisis de frecuencias de gastos, es el desarrollado por González Villarreal (1970). González propuso, para el caso de dos poblaciones, el modelo siguiente:

Ecuación 13 $$F(q) = F_1(q)[p + (1-p)F_2(q)]$$

Donde q es la variable aleatoria, gastos en este caso, $F_1(q)$ es la función de distribución de probabilidad asociada con la población 1, $F_2(q)$ es la función de distribución de probabilidad asociada con la población 2, p es la probabilidad de que la variable pertenezca a la población 1.

Con la formulación dada por la ecuación anterior, González intentó tomar en cuenta la posibilidad de haber considerado un evento como perteneciente a la población 1 cuando realmente corresponde a la población 2. Por esta razón, existe una diferencia entre las construcciones (2) para r = 2, y (3), la cual está dada por:

Ecuación 14 $$F_E(x) - F_G(x) = (1-p)[F_1(x)F_2(x) - F_2(x)]$$

Donde $F_E(x)$ y $F_G(x)$ son las distribuciones mezcladas formuladas para el caso de eventos mutuamente excluyentes y la propuesta por González respectivamente. Es evidente que para p = 1 las dos formulaciones coinciden pero a medida que el grado de segregación del fenómeno aumenta, las formulaciones pueden arrojar resultados muy distintos.

Bajo la consideración de que se sabe a ciencia cierta cuáles eventos pertenecen a cada población, la distribución mezclada propuesta por González muestra una clara inconsistencia, ya que para el caso p = 0, es decir que toda la muestra provenga de la población 2, se tiene que $F(x) = F_1(x)F_2(x)$, lo que carece de sentido.

Al introducir el concepto de periodo de retorno en las expresiones y se obtiene que para un gasto dado $T_E \geq T_G$, lo cual también implica que para un periodo de retorno dado, la formulación propuesta por González Villarreal genere gastos mayores que la correspondiente a eventos excluyentes. Para fines de

diseño, esta sobrestimación parece no ser un problema grave, sin embargo de cualquier forma, la utilización de la distribución Gumbel doble propuesta por González puede conducir a un sobre diseño sistemático de las obras.

Aunque la idea de González es muy valiosa, con respecto a la presencia de eventos ciclónicos, las herramientas y sistemas actuales garantizan la certeza en la segregación de la muestra, por lo cual no sería necesario considerar esa probabilidad de error en la separación de las poblaciones.

El resultado de la discusión anterior permite afirmar que cuando se puede identificar objetivamente el origen de cada valor observado de la muestrea, la construcción de distribuciones con poblaciones mezcladas debe realizarse con base en la expresión considerando mutua exclusión. Solamente en el caso en que no se conozca el origen de la muestra es conveniente utilizar la función de González Villarreal.

2.1.7. Distribución Gumbel + Gumbel

Particularmente, la función de distribución Gumbel + Gumbel, en su forma más difundida, se acepta que ambas poblaciones siguen distribuciones, por ejemplo, de valores extremos tipo I o Gumbel, dando origen así a la función mezclada conocida como Gumbel doble, cuya distribución resulta:

Ecuación 15

$$F(x) = \exp\left[-e^{-(x-u_1)/\alpha_1}\right]\left\{p + (1-p)\exp\left[-e^{-(x-u_2)/\alpha_2}\right]\right\}$$

Donde x es la variable aleatoria de la distribución, u1, u2 son los parámetros de ubicación asociados con las poblaciones 1 y 2 respectivamente, $\alpha 1$ y $\alpha 2$ son los parámetros de escala asociados con las poblaciones 1 y 2 respectivamente.

2.2. Modelos matemáticos de extrapolación.

Un modelo matemático se define como una descripción desde el punto de vista de las matemáticas de un hecho o fenómeno del mundo real, desde el tamaño de la población, hasta fenómenos físicos como la velocidad, aceleración o densidad. El objetivo del modelo matemático es entender ampliamente el fenómeno y tal vez predecir su comportamiento en el futuro.

El proceso para elaborar un modelo matemático es el siguiente:

- Encontrar un problema del mundo real
- Formular un modelo matemático acerca del problema, identificando variables (dependientes e independientes) y estableciendo hipótesis lo suficientemente simples para tratarse de manera matemática.
- Aplicar los conocimientos matemáticos que se posee para llegar a conclusiones matemáticas.
- Comparar los datos obtenidos como predicciones con datos reales. Si los datos son diferentes, se reinicia el proceso.

Es importante mencionar que un modelo matemático no es completamente exacto con problemas de la vida real, de hecho, se trata de una idealización. Hay una gran cantidad de funciones que representan relaciones observadas en el mundo real; las cuales se analizarán en los párrafos siguientes, tanto algebraicamente como gráficamente.

2.2.1. Cuadrático.

En estadística, la distribución de Pearson, llamada también ji cuadrada o chi cuadrado (χ^2) es una distribución de probabilidad continua con un parámetro k que representa los grados de libertad de la variable aleatoria

Ecuación 16

$$X = Z_1^2 + \cdots + Z_k^2$$

Donde Z_i son variables aleatorias normales independientes de media cero y varianza uno. El que la variable aleatoria X tenga esta distribución se representa habitualmente así: $X \sim \chi_k^2$.

2.2.2. Cubico

Una función es polinomio si tiene la forma:

Ecuación 17 P(x) = anxn + an-1xn-1 + …… a2x2 + a1x + a0

Donde n representa un entero negativo y los números a0, a1, a2,….. an, son constantes llamadas coeficientes del polinomio.

El dominio de todos los polinomios son todos los números reales (-∞, ∞). Los polinomios se nombran de acuerdo al grado del primer término. Los polinomios de grado uno son de la forma: P(x) = mx + b, y son funciones lineales.

Los polinomios de segundo grado son llamados funciones cuadráticas y presentan la forma P(x) = axx + bx + c; su gráfica es de una parábola.
Una función de tercer grado, es llamada función cúbica, y tiene la forma: P(x) = ax3 + bx2 + cx + d.

Función polinomial de tercer grado La función polinomial de tercer grado es toda aquella función que se puede escribir de la forma: y = a3x 3 + a2x 2 + a1x + a0 donde a3 6= 0. La función polinomial de tercer grado también se conoce como función cúbica.

3. METODOLOGIA

3.1. Fundamentación teórica

3.1.1. Sistema de Información Geográfica

Un Sistema de Información Geográfica (también conocido con los acrónimos SIG en español o GIS en inglés) es un conjunto de herramientas que integra y relaciona diversos componentes (usuarios, hardware, software, procesos) que permiten la organización, almacenamiento, manipulación, análisis y modelización de grandes cantidades de datos procedentes del mundo real que están vinculados a una referencia espacial, facilitando la incorporación de aspectos sociales-culturales, económicos y ambientales que conducen a la toma de decisiones de una manera más eficaz.

Un SIG (Sistema de Información Geográfica) nos permiten hacer un análisis exhaustivo del territorio en los ámbitos más diversos. Son herramientas versátiles, con un amplio campo de aplicación en cualquier actividad que conlleve un componente espacial.

Así, la tecnología de los Sistemas de Información Geográfica puede ser utilizada para investigaciones científicas, para gestión de los recursos y activos, en arqueología, en evaluación del impacto ambiental, para la planificación urbana, en cartografía, sociología, geografía histórica, marketing o logística, por nombrar sólo algunos ámbitos de aplicación.

Los SIG se están convirtiendo en herramientas indispensables en la toma de decisiones en las que la información espacial tiene una especial relevancia. De alguna de estas decisiones depende en muchos casos el éxito o el fracaso de un negocio o bien la mejora considerable de la productividad de una empresa. Teniendo en cuenta esto resulta fácil comprender la relevancia que estas tecnologías están adquiriendo para el mundo empresarial.

En el sentido más estricto, es cualquier sistema de información capaz de integrar, almacenar, editar, analizar, compartir y mostrar la información geográficamente referenciada. En un sentido más genérico, los SIG son herramientas que permiten a los usuarios crear consultas interactivas, analizar la información espacial, editar datos, mapas y presentar los resultados de todas estas operaciones.

La tecnología de los Sistemas de Información Geográfica puede ser utilizada para investigaciones científicas, la gestión de los recursos, la gestión de activos, la arqueología, la evaluación del impacto ambiental, la planificación urbana, la cartografía, la sociología, la geografía histórica, el marketing, la logística por nombrar unos pocos. Por ejemplo, un SIG podría permitir a los grupos de emergencia calcular fácilmente los tiempos de respuesta en caso de un desastre natural, o encontrar los humedales que necesitan protección contra la contaminación, o pueden ser utilizados por una empresa para ubicar un nuevo negocio y aprovechar las ventajas de una zona de mercado con escasa competencia.

3.1.2. ArcGIS

ArcGIS es una completa plataforma de información que permite crear, analizar, almacenar y difundir datos, modelos, mapas y globos en 3D, poniéndolos a disposición de todos los usuarios según las necesidades de la organización.

Como sistema de información, ArcGIS es accesible desde clientes desktop, navegadores web, y terminales móviles que se conectan a servidores de departamento, corporativos o con arquitecturas de computación en la nube (Cloud Computing).

Para los desarrolladores, ArcGIS proporciona herramientas que les permitirán crear sus propias aplicaciones

ArcGIS es el nombre de un conjunto de productos de software en el campo de los Sistemas de Información Geográfica o SIG. Producido y comercializado por ESRI, bajo el nombre genérico ArcGIS, en él se agrupan varias aplicaciones para la captura, edición, análisis, tratamiento, diseño, publicación e impresión de información geográfica con herramientas tales como ArcReader, ArcMap, ArcCatalog, ArcToolbox.(Esri, 2014).

3.1.3. MATLAB

MATLAB es el lenguaje de alto nivel y un entorno interactivo utilizado por millones de ingenieros y científicos de todo el mundo. Se le permite explorar y visualizar las ideas y colaborar en todas las disciplinas, incluyendo procesamiento de señales e imágenes, comunicaciones, sistemas de control, y las finanzas computacionales.

Se puede utilizar MATLAB en proyectos tales como el consumo de energía de modelado para construir las redes eléctricas inteligentes, desarrollo de algoritmos de control para vehículos hipersónicos, analizando los datos del tiempo para visualizar la trayectoria y la intensidad de los huracanes, y que ejecutan millones de simulaciones para determinar la dosis óptima de antibióticos.

Para el caso de estudio se cuenca con funciones de extrapolación que se utilizaran para la proyección de la mancha urbana en la zona de estudio.

3.1.4. Modelos matemáticos para la extrapolación de datos de urbanización.

Se utilizan los modelos de extrapolación y distribución mencionados en el inciso 2.2, donde se manejan las extrapolaciones por medio de los modelos; cuadrático, cubico, suma de senos y Gaussiano.

3.1.5. Estación climatológica.

Una estación climatológica es un conjunto de instrumentos colocados a la intemperie que permiten medir las variaciones del clima, colocados en sitios estratégicos representativos de ambientes diversos (CONAGUA, 2014).

Tabla 1. Instrumentos de medición en una estación climatológica

Evento climático	Instrumento de medición
Precipitación	Pluviómetro ó Pluviógrafo
Temperatura	Termómetro tipo “SIX”
Evaporación	Tanque evaporómetro
Viento	Veleta o anemoscopio
Tiempo y visibilidad	Observación

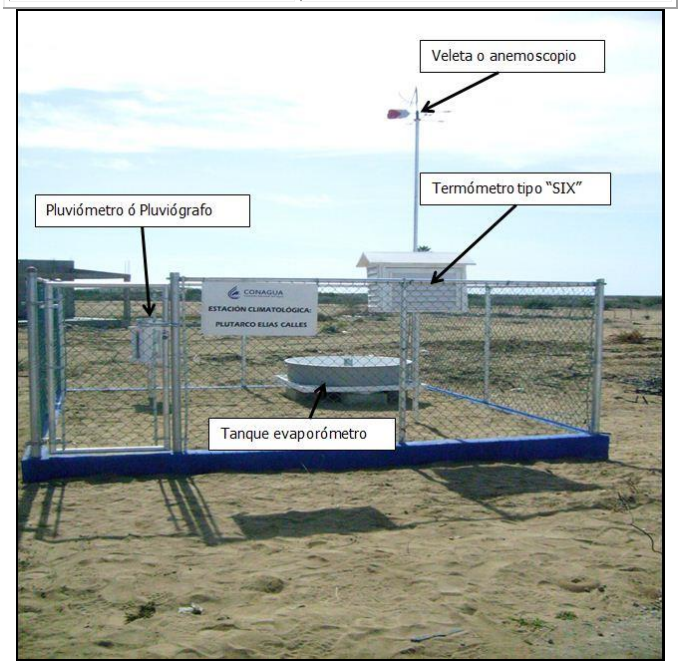


Figura 1 Estación climatológica.

3.1.6. POLÍGONOS DE THIESSEN

El método de los polígonos de Thiessen consiste en delimitar áreas de influencia (unidades discretas) a partir de un conjunto de puntos. El tamaño y la configuración de los polígonos depende de la distribución de los puntos originales. Una limitante que tiene el método es que no se puede estimar el error asociado, pues el valor para cada polígono se obtiene a partir de un solo punto.

Los polígonos de Thiessen son uno de los métodos de interpolación más simples, basados en la distancia euclidiana, especialmente apropiada cuando los datos son cualitativos. Se crean al unir los puntos entre sí, trazando las mediatrices de los segmento de unión. Las intersecciones de estas mediatrices determinan una serie de polígonos en un espacio bidimensional alrededor de un conjunto de puntos de control, de manera que el perímetro de los polígonos generados sea equidistante a los puntos vecinos y designan su área de influencia.(Puyol, 2006)

3.1.7. ANÁLISIS DE FRECUENCIA

Es un procedimiento para estimar la frecuencia o probabilidad de ocurrencia de ciertos eventos hidroclimaticos (Monsalve, 2008).

El diseño y la planificación de obras hidráulicas están siempre relacionadas con eventos hidrológicos futuros; por ejemplo, la avenida de diseño para el vertedero de una presa es un evento que tal vez no se ha presentado jamás, o al menos no en el periodo de datos disponible, pero que es necesario conocer pera el diseño de la obra (Aparicio, 2010)

Por ello, y como sucede en la mayoría de las ciencias, con mucha frecuencia el estadístico es el camino obligado en la solución de los problemas. En particular, la probabilidad y la estadística juegan un papel de primer orden en el análisis hidrológico (Aparicio, 2010)

El análisis de frecuencia se información hidrológica relaciona los eventos extremos con frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad (Chow, et al. 1994)

3.1.7.1. Funciones de probabilidad

El análisis de frecuencia, en general, se realiza ajustando el comportamiento de los datos observados a una distribución teórica de probabilidad, entre las cuales para este trabajo de tesis se ocupan las siguientes:

Tabla 2. Funciones de probabilidad.

Nombre	*Funcion*	Parámetros
Normal estandarizada	$F(t) = \int_{-\infty}^{t} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} dt$ $donde \quad t = \frac{x - \alpha}{\beta}$	a y ß
Lognormal	$F(t) = \int_{0}^{t} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} dt$ $donde\ t = \frac{\ln(x - \delta) - \alpha}{\beta}$	a, ß y d
Gumbel	$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$	a: parámetro de forma ß: parámetro de escala
Exponencial	$F(x) = 1 - e^{-\frac{x-\beta}{\alpha}}$	a y ß
Gamma	$F(x) = \frac{1}{\alpha\Gamma(\beta)} *$ $* \int_{\delta}^{x} (\frac{x - \delta}{\alpha})^{\beta - 1} e^{-\frac{x-\delta}{\alpha}} dx$ $donde\ \Gamma(\beta)$: *funcion matematica gamma*	a, ß y d
Doble Gumbel	$F(x) = p(e^{-e^{-\alpha_1(x-\beta_1)}}) +$ $+ (1 - p)(e^{-e^{-\alpha_2(x-\beta_2)}})$	a1, ß1, a2, ß2 y P

3.1.7.2. Programa Ax

El proceso estadístico tiene como finalidad calcular las lluvias máximas probables con una duración de 24 horas para los periodos de retorno adoptados para posteriormente hacer el proceso de simulación lluvia-escurrimiento.

Los periodos de retorno seleccionados para la determinación de los gastos máximos generados en este estudio, fueron de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200 Y 500 años, de acuerdo con las recomendaciones de la Comisión Nacional del Agua.

Las funciones de probabilidad comúnmente utilizadas por su facilidad y de acuerdo al tipo de información climatológica disponible son las siguientes funciones: Normal, Log-Normal, Gumbel y Doble Gumbel.

Para efectuar el ajuste de las funciones conocidas a la distribución de los datos observados, se utilizó el programa AX, desarrollado por el Centro Nacional de Prevención de Desastres, el cual ajusta las funciones de probabilidad mencionadas a muestras de datos históricos, e incluye variantes de aproximación por momentos y máxima verisimilitud por cada método de ajuste o función de probabilidad analizada, determinando el error estándar (diferencia cuadrática entre el valor observado y el calculado por la función) de cada una de ellas respecto a la muestra.

Además, para determinar un ajuste más adecuado de la función Doble Gumbel, se realiza la optimización del parámetro p, en esta opción se encuentra el menor error estándar de ajuste a partir del método de Rosenbrock, que es un procedimiento de búsqueda directa que encuentra el mínimo de una función no lineal de múltiples variables no restringidas o acotadas.

A continuación se muestra las funciones que están inmersas en el programa.

Resumen de errores estándar Archivo analizado: EL_PUE-1....

Función	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2 parámetros	3 parámetros	2 parámetros	3 parámetros
Normal	6,371	----------	6,371	----------
Lognormal	5,326	5,289	5,467	5,473
Gumbel	5,172	----------	5,229	----------
Exponencial	5,726	----------	25,086	----------
Gamma	54,516	54,516	54,516	54,516
Doble Gumbel	5,499			

Mínimo error estándar: 5,172

Calculado por la función: Gumbel (momentos)

Aceptar Imprimir Ayuda

Figura 2 Ejemplo de las funciones de probabilidad utilizadas en Ax.

3.1.7.3. Visualizador de Escenarios de lluvia.

El Visualizador de Escenarios de Lluvia presenta los resultados de análisis de precipitaciones para diferentes duraciones y periodos de retorno, que funciona a través de la elección de la combinación entre los organismos de cuenca y las duraciones en un un punto geográfico, que arrojará los resultados de las precipitaciones para los diferentes periodos de retorno, dirigido a personal técnico que requiera los datos de precipitación asociados a las diferentes duraciones. El programa tiene como objetivo presentar de manera ágil información puntual sobre las precipitaciones para las correspondientes duraciones y periodos de retorno.

VELL (Visualizador de Escenarios de Lluvia) Versión 1.0, es un desarrollo informático realizado por Tláloc Ingenieros Consultores S. A. de C. V., a través del cual se presentan los resultados del análisis de precipitaciones para diferentes duraciones y periodos de retorno, encargado por el Centro Nacional de Prevención de Desastres y Coordinado por la Subdirección de Riesgos por Inundación.

La Coordinación Nacional de Protección Civil (CNPC), a través del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), interesada en la buena calidad de los estudios hidrológicos para elaborar mapas de peligro y riesgo por inundaciones, consideró pertinente elaborar mapas de isoyetas de altura de precipitación, con diferentes duraciones asociados con distintos periodos de retorno, que proporcionan información importante para los Atlas de peligro o riesgo estatales y municipales, así como para el estudio de diferentes tipos de obras, que caen en el ámbito de otras dependencias del gobierno federal, organismos descentralizados y privados.

La finalidad de este trabajo es doble:

- Complementar y validar la información pluviográfica disponible en el país, subsanando la carencia de la misma, en algunas zonas y,

- Ofrecer información básica para la elaboración de mapas de peligro y riesgo por inundación, asegurando el uso de criterios homogéneos durante la realización del análisis de frecuencias en cualquier cuenca del país.

En este software, la información climatológica se obtuvo de la base de datos CLICOM, del Servicio Meteorológico Nacional (SMN), dependiente de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), que cuenta con alrededor de 5,338 estaciones en todo el país; sin embargo, las empleadas en este trabajo, corresponden a 2,243 estaciones pluviométricas instaladas en diferentes puntos del país. El número de estaciones utilizadas fue definido, básicamente, revisando que el registro histórico de cada estación contara con al menos 20 años de información válida, hasta diciembre de 2010.

Además también se verificó que:

1. Las coordenadas geográficas de cada estación fueran correctas,
2. Los valores máximos y mínimos registrados no estuvieran influenciados por errores de captura, o de otro tipo.

Este trabajo abarca la totalidad del territorio nacional y presenta la información pluviométrica mediante mapas de isoyetas para cada uno de los Organismos de Cuenca en los que la CONAGUA divide al país y, aunque fue elaborado para simular escenarios de inundación, a través de los que se definen, tanto mapas de peligro como de riesgo, es posible usarlo en proyectos de obras de infraestructura hidráulica (puentes, obras de protección, etc.).

Los periodos de retorno que se presentan son: 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1000 y 2000 años, mientras que las duraciones corresponden a 1, 2, 3, 4, 5, 10, 15, 20, 30 y 40 días. El valor de la altura de precipitación máxima asociada con cada isoyeta está expresado en milímetros.

El análisis estadístico y probabilístico de la información se efectuó utilizando las distribuciones siguientes: Normal, Exponencial, Lognormal de 2 y 3 parámetros,

Gama de 2 y 3 parámetros Gumbel y Doble Gumbel, en tanto que para determinar la bondad de cada una de las distribuciones de probabilidad a la serie de datos históricos, se usó el mínimo error estándar y extrapolar la precipitacion para distintos periodos de retorno.

Figura 3. Programa VELL.

3.1.8. USO DE SUELO Y VEGETACIÓN

El uso del suelo es el uso que los seres humanos hacen de la superficie terrestre. El uso del suelo abarca la gestión y modificación del medio ambiente natural para convertirlo en un ambiente construido tal como campos de sembradío, pasturas y asentamientos humanos. También ha sido definido como "las acciones, actividades e intervenciones que las personas realizan sobre un determinado tipo de superficie para producir, modificarla o mantenerla" (FAO, 1997a; FAO/UNEP, 1999)

De acuerdo con información de la CONABIO el sitio de estudio cuenta con características de Vegetación y Tipo de Suelo particulares de la región, y de las cuales se desprende un suelo Tipo C (arenas finas, limos y bastante arcilla) de acuerdo a las tablas para usos de suelo. (CONABIO, 2012).

3.1.9. Modelo Digital de elevación.

Un modelo digital de elevación es una representación visual y matemática de los valores de altura con respecto al nivel medio del mar, que permite caracterizar las formas del relieve y los elementos u objetos presentes en el mismo. Estos valores están contenidos en un archivo de tipo raster con estructura regular, el cual se genera utilizando equipo de cómputo y software especializados. En los modelos digitales de elevación existen dos cualidades esenciales que son la exactitud y la resolución horizontal o grado de detalle digital de representación en formato digital, las cuales varían dependiendo del método que se emplea para generarlos y para el caso de los que son generados con tecnología LIDAR se obtienen modelos de alta resolución y gran exactitud (valores submétricos).

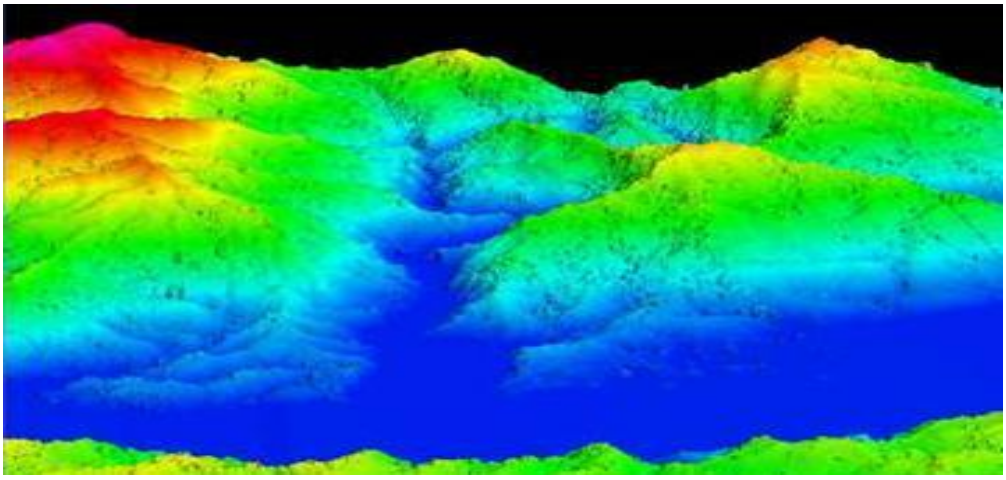


Figura 4 Modelo digital de elevación con vista en perspectiva.

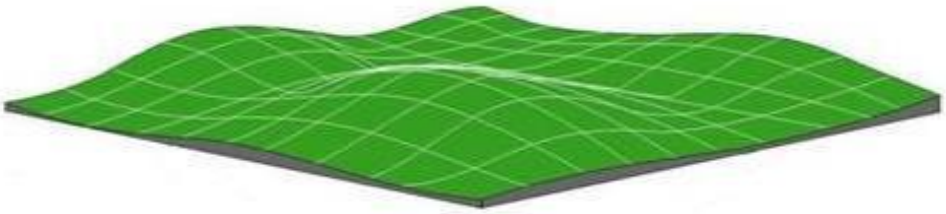


Figura 5. Representación de un modelo digital de elevación en formato raster.

Desde el siglo XVII la representación del relieve siempre ha tenido importancia relevante para conocer la información que existe acerca de los elementos en la superficie de la tierra, siendo de gran importancia para el análisis y estudios de muy diversa índole en los campos de ingeniería civil y ciencias de la tierra, en particular, el estudio de la forma del terreno y los elementos presentes en el mismo constituye un importante insumo para muchos usuarios como cartógrafos, geólogos, hidrólogos, ingenieros, militares y ahora en la actualidad para los sistemas de información geográfica (SIG).

El modelo digital de elevación desde su creación en la década de los 50 ha constituido un medio para el conocimiento y representación del terreno y para lograr análisis de los elementos presentes en el mismo mediante el uso de equipo y software especializado para tal fin. En la actualidad los modelos constituyen un medio para lograr la representación del relieve muy versátil y funcional ya que a partir del mismo se puede conocer la conformación o morfología del terreno (MDT) sino también los elementos de origen antrópico y la vegetación presente en el mismo (MDS).

Además es posible derivar o generar información a partir de los modelos digitales de elevación que nos posibilita que tengamos más datos de apoyo para el cumplimiento de objetivos, toma de decisiones y desarrollo de proyectos relacionados con el relieve, los datos de apoyo derivados pueden ser curvas de nivel, corrientes de agua, mapas de pendientes, redes irregulares de triángulos

(TIN), imágenes del relieve sombreado o mapa de sombras, puntos acotados de altura, modelos vectoriales de la altura de los elementos presentes en el terreno, líneas estructurales, entre otros.

Hoy en día con los sistemas de información geográfica el modelo digital de elevación tiene un abanico de representaciones que permiten al usuario desarrollar mejores análisis de estos datos del relieve ya que permiten visualizar los mismos mediante tintas hipsométricas, realizar perfiles longitudinales, obtener vistas en 3D, modelamiento dinámico en 3D, gamas tradicionales de color, intervalos de color de acuerdo a la variación y rangos de la elevación, sobre posición de datos o información en formato vectorial o raster de diferentes ámbitos, temas y aplicaciones

3.1.9.1. Tipos de modelos digitales de elevación

En la actualidad el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI) realiza la representación del relieve generando un modelo simplificado lo más cercano a la realidad, debido a que se cuenta con diferentes métodos y soluciones tecnológicas que permiten proporcionar un número infinito de puntos o de información geográfica para tal fin mediante el uso de sistemas computarizados con la finalidad de obtener y caracterizar las formas del terreno, dicho modelo se denomina “Modelo Digital de Elevación” (MDE), el cual es utilizado como una fuente de información digital para el estudio de la superficie del terreno de México.

Al existir dos tipos, superficie y terreno, a través de los modelos digitales de elevación es posible conocer la existencia, disposición, forma y posición de los elementos que conforman un espacio geográfico y que pueden ser de origen natural o antrópico (INEGI, 2013).

3.1.10. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración (Tc) se asume como el lapso que tarda en llegar una gota de agua desde la parte más alta de la cuenca hasta su punto de salida. Para el cálculo de este parámetro se utilizaron tres ecuaciones para comparar los resultados y obtener un tiempo de concentración promedio, para lo cual se propone las ecuaciones siguientes:

A) Método de Rowe **Ecuación 18**

$$T_c(horas) = \left[\frac{(11.9)(L^3)}{D}\right]^{0.385}$$

B) Método de Kirpich **Ecuación 19**

$$T_c(horas) = 0.0003245\left[\frac{(L)}{S^{1/2}}\right]^{0.77}$$

C) Método del SCS **Ecuación 20**

$$T_c(horas) = \left[\frac{(L^{1.15})}{3085\ D^{0.38}}\right]$$

Donde:
L= Longitud del cauce principal en Km
D= Desnivel del cauce principal en m
S= Pendiente del cauce principal en %

3.1.11. Curvas I-D-T y P-D-T

Las curvas de Precipitación, Duración, Periodo de Retorno (P-d-Tr), sirven para relacionar la altura de la lluvia en 24 horas con la duración de la tormenta para asociarlo a cierto periodo de retorno.

La elaboración de estas curvas parte de las características propias de la cuenca, básicamente sus estaciones de influencias y el tiempo de concentración.

Para la construcción de las curvas P-d-Tr se utilizó el modelo de Emil Kuichling y C.E. Gransky. Las fórmulas son las siguientes.

Ecuación 21

$$P_T = \frac{KT^{1-e}}{(1-e)}$$

Ecuación 22

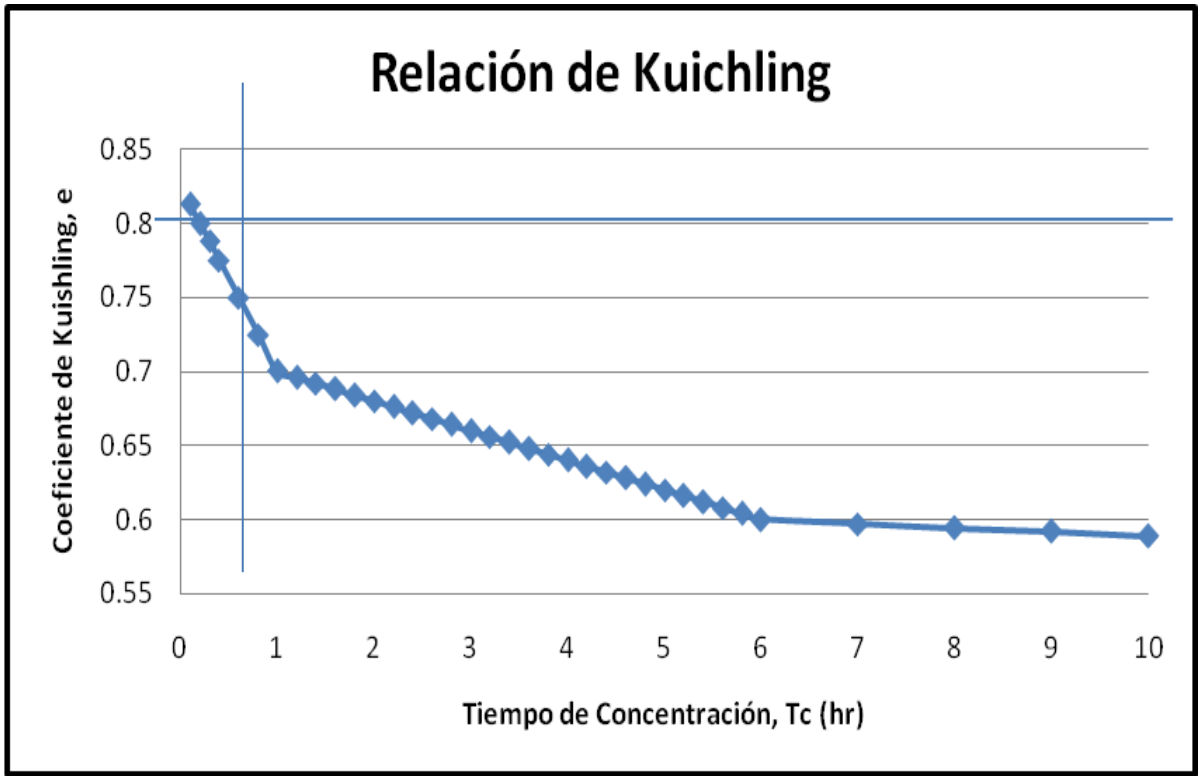
$$K = \frac{(P_{24})(1-e)}{24^{1-e}}$$

Donde,

PT = Precipitación en el tiempo T (mm);
T = Tiempo de duración de la lluvia (hr);
e = Coeficiente de Kuichling.

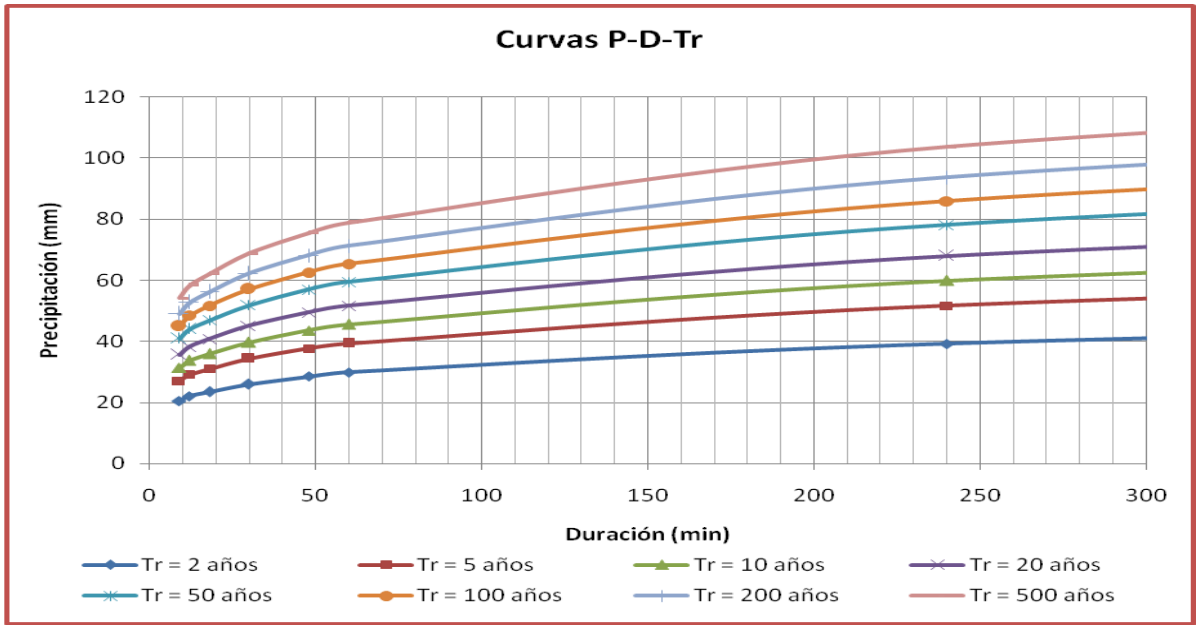
Tabla 3. Coeficiente de Kuichling

Tc	e	Tc	e	Tc	e
0.1	0.813	2.2	0.676	4.6	0.628
0.17	0.804	2.4	0.672	4.8	0.624
0.2	0.800	2.6	0.668	5.0	0.620
0.4	0.775	2.8	0.664	5.2	0.616
0.6	0.750	3.0	0.660	5.4	0.612
0.8	0.725	3.2	0.656	5.6	0.608
1.0	0.700	3.4	0.652	5.8	0.604
1.2	0.696	3.6	0.648	6.0	0.600
1.4	0.692	3.8	0.644	7.0	0.597
1.6	0.688	4.0	0.640	8.0	0.594
1.8	0.684	4.2	0.636	9.0	0.592
2.0	0.680	4.4	0.632	10.0	0.589



Gráfica 1. Relación de Kuichling

Aplicando las fórmulas anteriores a la precipitación máxima en 24 horas para diferentes periodos de retorno y duraciones de tormenta menores a 24 horas, se obtienen los datos para formar las curvas Precipitación-Duración-Periodo de Retorno (P-D-Tr).



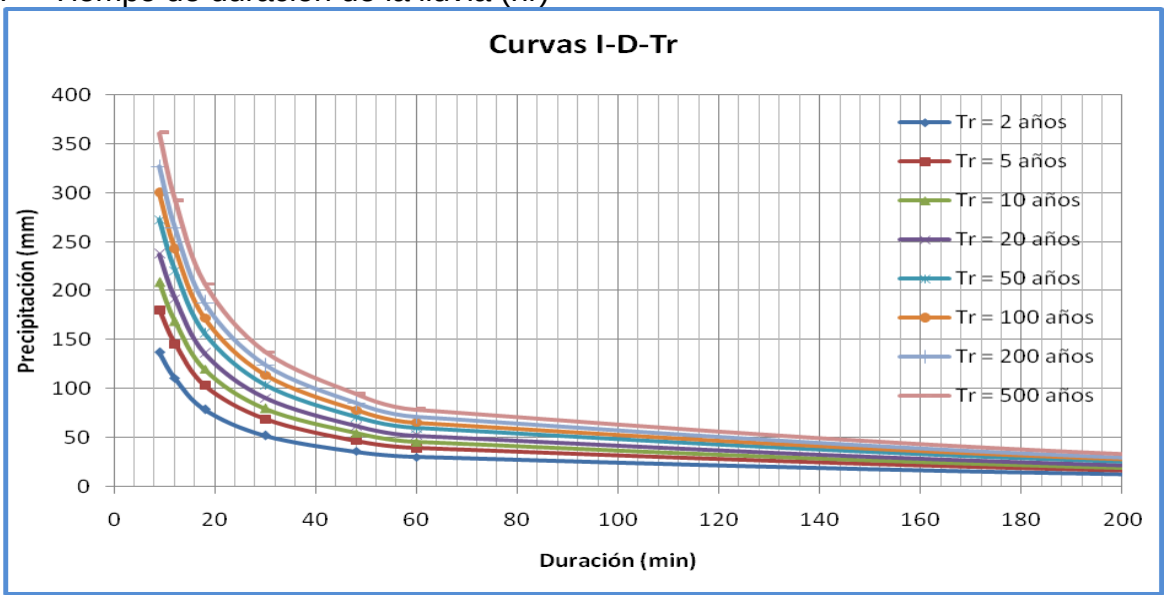
Gráfica 2. Ejemplo de curvas P-D-Tr.

El método para calcular los gastos máximos no emplea las curvas Intensidad-Duración-Periodo de Retorno; sin embargo, estas se obtienen a partir de los datos de Precipitación-Duración-Periodo de Retorno mediante la siguiente fórmula:

Ecuación 23

$$I = \frac{P_T}{T}$$

I = Intensidad (mm/hr);
P_T = Precipitación en el tiempo T (mm);
T = Tiempo de duración de la lluvia (hr)

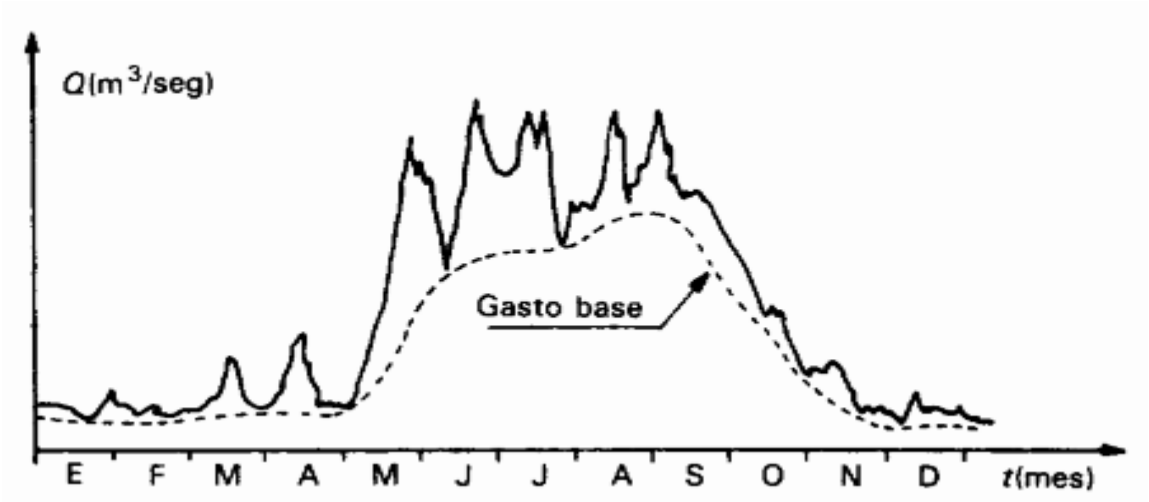


Gráfica 3. Ejemplo de Curvas I-D-Tr.

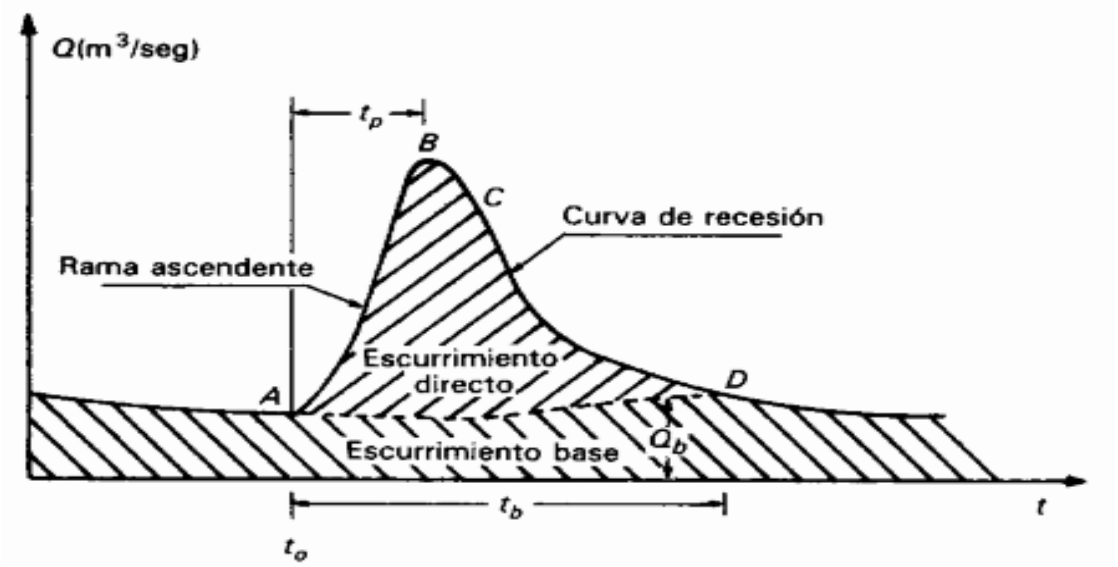
3.1.12. Hidrograma

El hidrograma es una representación gráfica o tabular de la variación en el Tiempo de los gastos que escurren por un cauce. El gasto (Q) se define como el volumen de escurrimiento por unidad de tiempo (m3/s) que escurre por un cauce.

El hidrograma se define para una sección transversal de un río y si los valores obtenidos se grafican contra el tiempo se obtendrá una representación gráfica como el siguiente ejemplo:



Gráfica 4. Ejemplo de hidrograma anual.



Gráfica 5. Elementos del hidrograma.

Los elementos fundamentales del hidrograma son: el gasto antecedente; la rama ascendente; la cresta o pico; la rama descendente; la curva de recesión; y el gasto base. A continuación se define cada uno de ellos.

El gasto antecedente. Es el valor donde tiene inicio la rama ascendente; esto es, cuando la condición de saturación en una zona de la superficie de la cuenca es tal que cualquier evento de precipitación propiciará el escurrimiento directo.

La rama ascendente. Es aquella parte del hidrograma que muestra una fuerte pendiente positiva, uniendo el punto asociado al gasto antecedente con el segmento correspondiente a la cresta o pico del escurrimiento.

La cresta o pico. Es el valor máximo del escurrimiento y en ocasiones la rama ascendente se une en un sólo punto, el gasto pico, con la rama descendente; en otras se presenta un cambio notorio en la pendiente del hidrograma antes de alcanzar el gasto pico, es decir, aún cuando se trata de una pendiente positiva, su valor es mucho menor al de la rama ascendente antes del gasto pico.

La rama descendente. Se inicia cuando se presenta el gasto pico y puede ser que al comienzo el descenso sea lento, mostrando pendientes relativamente pequeñas; posteriormente el descenso será franco y la pendiente aumentará considerablemente hasta que algún otro evento de escurrimiento tenga lugar. Si los eventos de escurrimiento ya no son relevantes, de modo que la rama descendente mantiene su tendencia, entonces llegará un momento en el cual se presentará un cambio notorio en la pendiente del hidrograma. En ese momento se forma la curva de recesión, es decir, aquel tramo que mantiene una pendiente negativa, pero con un valor mucho menor al que está asociado con la rama descendente.

La curva de recesión. Es el resultado de aportes de otros sistemas con otras características, y que son notorios después del escurrimiento directo. Tales aportes podrían tener como origen el medio poroso de las riberas aguas arriba de la sección donde se lleva a cabo la medición; cuando los niveles o tirantes en el río aumentan, las riberas, en algunas partes, serán capaces de captar cantidades importantes de agua a través de infiltraciones en las paredes de las riberas, las cuales serán liberadas una vez que los niveles desciendan nuevamente. Los tiempos de respuesta en el cauce son mucho más rápidos que los que tienen lugar en las riberas. La curva de recesión tenderá a estabilizarse alrededor de un valor casi constante, con oscilaciones relativamente pequeñas; esto ocurre en la época de estiaje.

El gasto base. Es el valor casi constante al cual tiende la curva de recesión. Generalmente se asocia con el aporte del agua subterránea; sin embargo, como se mencionó anteriormente, si la cuenca ha sido alterada en su funcionamiento hidrológico por alguna obra de control, entonces el flujo base tendrá su origen en la operación de los sistemas hidráulicos existentes.

La forma del hidrograma. Estará fuertemente influenciada por las características fisiográficas de la cuenca hidrológica, así como por las condiciones particulares del cauce (cambios en la sección, condiciones de las riberas, etc.)(Breña Puyol *et al.* 2006).

3.1.13. Análisis de hidrogramas.

Se entiende por análisis de hidrogramas aquel proceso por el cual se tratan de definir y cuantificar los diferentes elementos que lo conforman. Como primer paso se considera la separación del flujo base y del escurrimiento directo y para ello se requiere de la identificación del gasto antecedente y del punto donde inicia la curva de recesión.

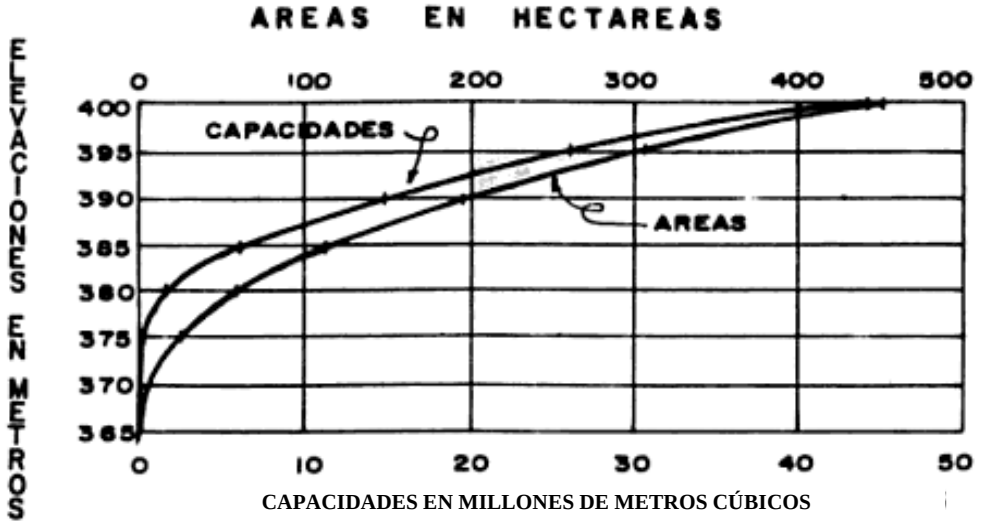
Existen al respecto diferentes métodos de separación del gasto base y del escurrimiento directo y a continuación se presentan tres (Chow et al, 1988; Viessman *et al.*, 1989).

3.1.14. Curvas de aéreas capacidades.

Los valores de las áreas y de los volúmenes parciales y acumulados se tabulan y con ellos se construye una gráfica que se denomina " Curvas de áreas-capacidades- elevaciones" en donde se aprecian las áreas inundadas y los volúmenes almacenados para diferentes alturas de embalse.

En el eje de las ordenadas se marcan las elevaciones a una escala adecuada, de manera que abarquen desde el fondo del cauce hasta el nivel probable de aguas máximas; y en el eje de las abscisas de marcan los valores de las aéreas y capacidades de vaso.

De la tabla del cálculo de volúmenes de obtienen los valores del área y de la capacidad correspondientes a cada elevación, marcándolas en la gráfica y una vez dibujados todos los puntos, se unen por medio de una línea continua los que corresponden a las áreas, haciendo otro tanto con los correspondientes a las capacidades.(Fernando García, 2005).



Gráfica 6. Ejemplo curva Áreas-Capacidades.

3.1.15. Modelos lluvia- escurrimiento.

A lo largo del tiempo se han desarrollado una gran cantidad de modelos lluvia-escurrimiento; de hecho esta relación es una de las más antiguas relaciones que trató de explicar el complicado ciclo hidrológico. La representación de los escurrimientos se da a través de un hidrograma, el cual, si se estudia con detalle puede llegar a definir las características fisiográficas y climáticas que rigen las relaciones entre la lluvia y el escurrimiento (Chow et al., 1994). La forma de los hidrogramas para tormentas particulares varía no solo de una cuenca a otra sino que también de tormenta a tormenta. El hidrograma unitario propuesto por Sherman en 1932 se define como el escurrimiento resultante de un milímetro de exceso de lluvia generado uniformemente sobre el área de una cuenca a lo largo de una duración efectiva. Partiendo de esta definición, se pueden desarrollar un sinnúmero de relaciones que representan la relación lluvia-escurrimiento.

El estudio de la precipitación sin embargo, ha sido desarrollado más a profundidad que el fenómeno del escurrimiento; esto porque la lluvia es más fácil de entender que el proceso de escurrimiento ya que en este intervienen mayor número de variables (Arrioja, 1975). Los modelos lluvia-escurrimiento se pueden clasificar dependiendo de la cantidad de datos que se requieran para su operación en (Arrioja, 1975): Modelos para los cuales se requiere del conocimiento de algunas características generales de la cuenca comúnmente el área de la cuenca. Modelos basados en un análisis de frecuencias y del conocimiento detallado de sus características fisiográficas. Asimismo, para poder calibrar las relaciones que dan origen a los modelos de lluvia-escurrimiento es necesario contar con el mayor número de registros posibles en cuanto a precipitación y escurrimientos de la cuenca en estudio; por esta razón los modelos de lluvia-escurrimiento pueden ser tan complejos como se deseé. Por ejemplo, se pueden cuantificar los niveles de incertidumbre que producen estos modelos debido a errores en los registros

hidrológicos y climáticos y a la influencia en el uso del suelo dentro del modelo (Nandakumara y Meina, 1997). Se han creado también métodos para modelar estas incertidumbres asociadas al campo aleatorio de las variables que intervienen en los modelos lluvia-escurrimiento (Kottegoda *et al*., 2000). Los resultados que se obtienen utilizando modelos lluvia-escurrimientos para cuencas urbanas presentan algunas dificultades, en el sentido, el principal problema que debe resolverse es la representación de la variación espacial y temporal de la lluvia; ya que las respuestas en cuencas urbanas casi siempre son rápidas y debe de estudiarse particularmente, la forma de los hidrogramas a su salida, especialmente para eventos de gran intensidad (Aronica y Cannarozzo, 2000). Actualmente los modelos lluvia-escurrimiento están siendo desplazados por los modelos de predicción del clima, los cuales pueden cuantificar de manera muy precisa el rol de la topografía de la cuenca en el escurrimiento (Bruijn y Brandsma, 2000).

3.1.15.1. MÉTODO RACIONAL

Es el modelo más antiguo de la relación lluvia-escurrimiento a pesar de estar basado en ciertas hipótesis que generalmente no se cumplen y que se apartan más de la realidad mientras mayor es el área de la cuenca (Aparicio, 2001; SCT, 1984 y Ghosh, 1997).

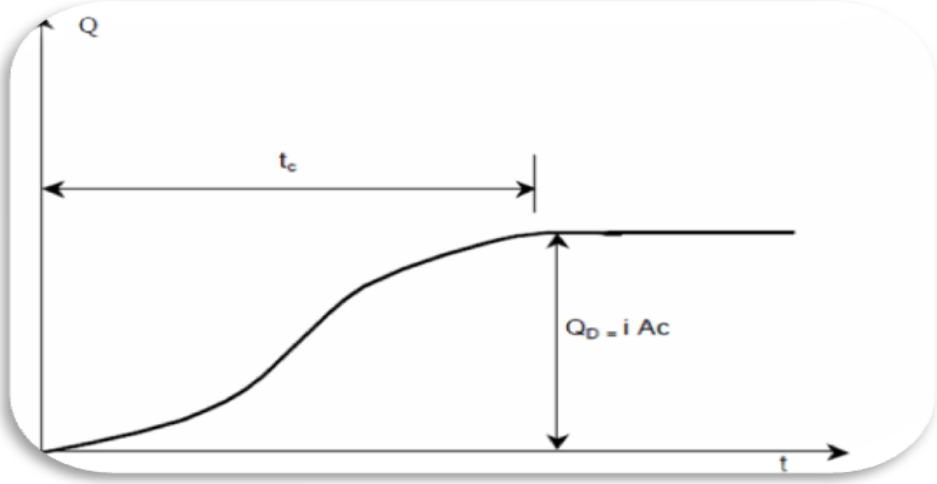
Ecuación 24 $$Q = 0.278 * C * i * A$$

Donde:

A= área de la cuenca en km2
Q= caudal máximo posible en m3/s
I= intensidad de la lluvia en mm/h
0.278= factor de homogeneidad de unidades
C= coeficiente de escurrimiento (He/Hpd)

Hipótesis fundamental: Una lluvia constante y uniforme que cae sobre la cuenca de estudio, producirá un gasto de descarga el cual alcanza su valor máximo cuando todos los puntos de la cuenca está contribuyendo al mismo tiempo

en el punto de diseño. La Gráfica 7 muestra la hipótesis básica de la fórmula racional.



Gráfica 7. Hipótesis fundamental de la fórmula racional.

La hipótesis se satisface para un lapso de tiempo, denominado tiempo de concentración Tc definido como el tiempo que tarda el agua en fluir desde el punto más alejado de la cuenca hasta el punto de aforo o de estudio.

Para obtener la Hp de diseño se utilizó la fórmula de Emil Kuishiling y C.E. Gransky, quienes consideran que la duración de la tormenta es igual al tiempo de concentración. Este método sugiere las siguientes expresiones:

Ecuación 25

$$Hp = \frac{K\ Tc^{1-e}}{(1-e)}$$

Donde:

Hp= Precipitacion en 24 horas.
K= Factor de conversión.
e= coeficiente de Kuishiling.

Ecuación 26

$$K = \frac{Hp\,(1-e)}{24^{1-e}}$$

Para calcular la lluvia en exceso se aplicó el criterio del Servicio de Conservación de Suelos en E U A (SCS).

Ecuación 27

$$He = \frac{(Hp - (508/N) + 5.08)^2}{(Hp + (2032/N) - 20.32)}$$

Donde:

Hp= Precipitacionde diseño.
N= Numero de curva.
He= Precipitacion en exceso.

Ecuación 28

$$C = He / Hpd$$

Donde:

Hpd= Precipitacionde diseño.
C= Coeficiente de escurrimiento.
He= Presipitacion en exceso.

Ecuación 29

$$I = \frac{K}{(1 - e)(Tc)^e}$$

Donde:

Hp= Precipitacion de diseño para el Tc correspondiente.
K= Factor de conversión.
e= coeficiente de Kuishiling.
Tc= tiempo de concentración.

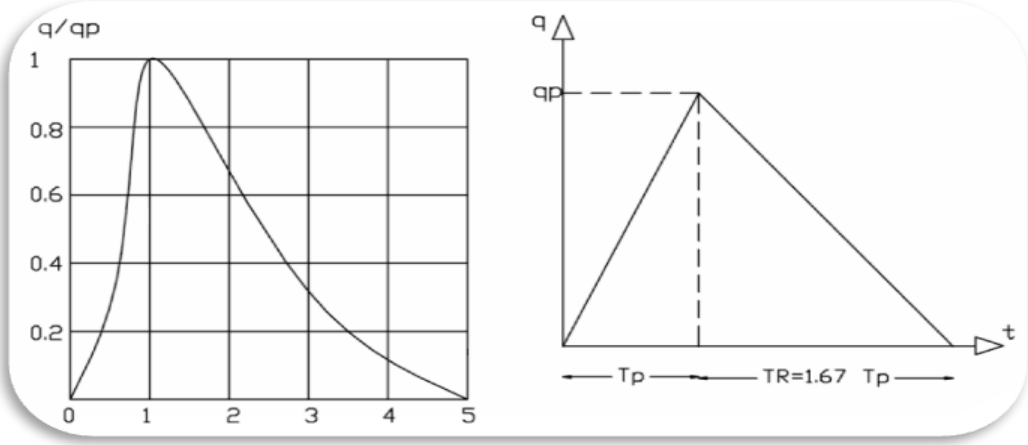
3.1.15.2. Método del hidrograma unitario triangular (HUT)

Este método, desarrollado por el SCS, consta de dos partes. En una de ellas se hace una estimación del volumen de escorrentía resultante de una precipitación - escurrimiento directo, y en la otra se determina el tiempo de distribución del escurrimiento, incluyendo el caudal de punta.

Para la distribución en el tiempo de la escorrentía, se procede así: se hace uso del hidrograma unitario adimensional desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos cuya forma está predeterminada.

La escala de tiempo del hidrograma se expresa en unidades del período de ascenso (Tp) del mismo y los caudales de escurrimiento se expresan en unidades del caudal de escurrimiento de punta (qp).

Para convertir las ordenadas adimensionales del hidrograma en valores reales, debe conocerse el período de elevación (Tp) y el caudal pico o de punta (qp). Este último se obtiene utilizando la relación obtenida del hidrograma triangular sintético, como se muestra en el paso siguiente:



Gráfica 8. Hidrogramas unitarios sintéticos del Servicio de Conservación de Suelos. (Izquierda)Hidrograma adimensional y (Derecha)Hidrograma unitario triangular. (SCS, 1973).

Para aplicar este método se requieren como datos de entrada el área de la cuenca en km2, el tiempo de concentración de la cuenca en horas, el número de curva de la cuenca y estimar la precipitación en exceso (He) de la Ecuación 27.

El tiempo pico como una de las características del hidrograma unitario triangular se determinó mediante la fórmula siguiente:

Ecuación 30

$$Tp = 0.60\,Tc + \frac{D}{2}$$

Donde:

Tc= Tiempo de concentración.

D = Duración de la tormenta.

Para obtener el gasto, considerando los anteriores parámetros se utiliza la formula siguiente:

Ecuación 31.

$$Qd = \frac{0.556\,He\,A}{2\,Tp}$$

Donde:

He= Precipitación en exceso.

A= Área de la cuenca.

Tp= Tiempo pico.

Para obtener el hidrograma de escurrimiento se multiplican las ordenadas del hidrograma adimensional por el valor de gasto pico y las abscisas por el tiempo pico para cada periodo de retorno en ambas actuales y condiciones futuras.

3.1.15.3. MÉTODO DE VEN TEE CHOW

Para calcular con este método el gasto máximo correspondiente a un periodo de retorno, se procede como sigue:

Dependiendo de las características del suelo de la cuenca en estudio, observadas según se indica en la cláusula C, de la norma N-PRY-CAR-1-06-002.

Trabajos de campo, este se clasifica dentro de alguno de los siguientes tipos:

- Tipo A.- Suelos con potencial de escurrimiento mínimo. Incluye gravas y arenas de tamaño medio, limpias y mezclas de ambas.
- Tipo B.- Suelo con infiltración media inferior a la del tipo A. incluye arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena y limo.
- Tipo C.- Suelos con infiltracion media inferior a la de tipo B, comprende areas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezlas de arena , limo y arcilla.
- Tipo D.- Suelos con potencial de escurrimiento maximo. Incuye principalmente arcillas de alta plasticidad, suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables.

Según el tipo de suelo, clasificado como se indica anteriormente, y de acuerdo con las características de la superficie de la cuenca, se determina el número de escurrimiento.

Si existen varias zonas con suelos de tipos diferentes, para cada una de ellas de determina su número de escurrimiento (η_t), así como su área (A_t) y se obtiene el número de escurrimiento de toda la cuenca aplicando la siguiente fórmula:

Ecuación 32

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^{k} \eta_i A_i}{A}$$

η = Número de escurrimiento de la cuenca en estudios, adimensional.

η_i =Número de escurrimiento de la zona i, adimensional.

A_i =Área de la zona i ,(η_t)

A = Área total de la cuenca.

k = Número de zonas identificadas.

Los resultados que se obtienen mediante el Método de Chow, son muy sensibles a la variación del número de escurrimiento, por lo que su determinación ha de hacerse cuidadosamente.

Con una duración de tormenta (t o Tc), seleccionada arbitrariamente, en horas, según se requiera, se entra verticalmente en las curvas de intensidad-duración- periodo de retorno, obtenidas anteriormente para el periodo de retorno establecido y se determina la intensidad en milímetros por hora.

Se calcula la altura de precipitación (P o Hpd) correspondiente a la intensidad de lluvia determinada como se indica en el inciso anterior, multiplicando esta por la duración de la tormenta seleccionada como se indicó anteriormente, multiplicando esta por la duración de la tormenta seleccionada y se transforma a centímetros.

Con el número de escurrimiento (η) y la altura de precipitación (P) se determina la precipitación en exceso (Pe o He), calculado anteriormente.

Con base en la precipitación en exceso (Pe) y la duración de la tormenta (t) seleccionada, se determina el factor de escurrimiento (X), en centímetros por hora, con la siguiente ecuación:

$$X = \frac{P_e}{t}$$

Ecuación 33

Donde:

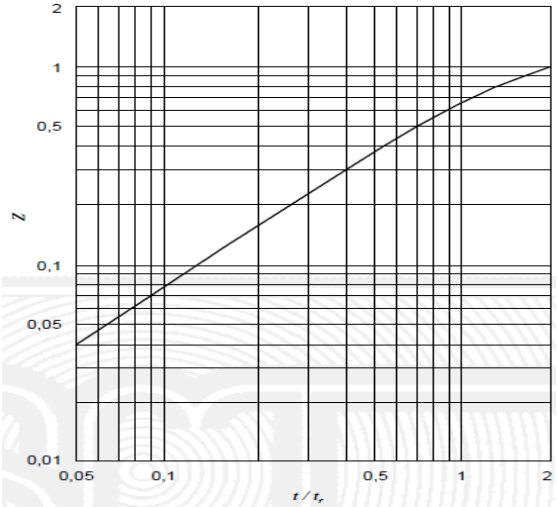
X = Factor de escurrimiento, (cm/h).
P_e = Precipitación en exceso para la duración de tormenta seleccionada y el periodo de retorno establecido, (cm).
t = Duración de la tormenta seleccionada en horas, (h).
Con la longitud del cauce principal (L) convertida a metros y su pendiente media (Sc) expresada en por ciento, se calcula el tiempo de retraso (tr) mediante la siguiente formula.

Ecuación 34

$$t_r = 0.00505\left(\frac{L}{\sqrt{Sc}}\right)^{0.64}$$

Donde:

t_r = Tiempo de retraso,(h).
L = Longitud del cauce principal, (m).
Sc = Pendiente media del cauce principal, (%).
Se calcula la relación entre la duración de la tormenta seleccionada y el tiempo de retraso (t/tr), y con ayuda de la siguiente figura de manual de la SCT, se determina el factor de reducción del pico (Z), adimensional.



Gráfica 9.- Obtención del factor de reducción del pico Z, con base en la relación t/tr.

El gasto que producirá la precipitación con la duración de la tormenta seleccionada, para el periodo de retorno establecido, se calcula con la siguiente fórmula:

Ecuación 35

$$Q = 2.78AXZ$$

Donde:
Q =Gasto para la duración de la tormenta seleccionada y el periodo de retorno establecido, m3/s.
A =Área de la cuenca, (Km^2).
X =Factor de escurrimiento, (cm/h).
Z = Factor de reducción del pico, adimensional.
Se repite el procedimiento para diferentes periodos de retorno (Tr) y se selecciona como gasto máximo (Q_{Tr}) para cada periodo de retorno.

3.2. Materiales de apoyo.

3.2.1. Estaciones meteorológicas.

La información de lluvia, como parte medular de este estudio, proviene de los datos pluviométricos existentes en la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) en su Dirección Local Querétaro, consistente en lluvias máximas anuales en un periodo de 24 horas hasta el año 2013.

La actualización de las estaciones climatológicas utilizadas hasta el año de registro 2013.

Tabla 4. Precipitaciones máximas en 24 horas Estación Querétaro.

OBSERVATORIO DE QUERÉTARO
Registro de lluvias máximas en 24 horas

AÑO	LLUVIA (mm)	AÑO	LLUVIA (mm)	AÑO	LLUVIA (mm)
1921	42.0	1954	48.8	1987	53.6
1922	S/R	1955	38.8	1988	45.0
1923	48.5	1956	37.0	1989	46.2
1924	39.8	1957	43.0	1990	32.5
1925	45.2	1958	36.6	1991	55.8
1926	37.3	1959	30.3	1992	47.5
1927	48.3	1960	30.3	1993	40.0
1928	26.5	1961	51.0	1994	30.7
1929	30.4	1962	55.0	1995	60.0
1930	48.3	1963	49.0	1996	62.8
1931	S/R	1964	36.0	1997	59.8
1932	S/R	1965	60.0	1998	63.4
1933	51.0	1966	65.0	1999	32.1
1934	34.6	1967	55.0	2000	19.7
1935	38.0	1968	55.0	2001	54.3
1936	30.5	1969	42.6	2002	46.8
1937	40.0	1970	83.5	2003	87.1
1938	27.0	1971	43.0	2004	51.0
1939	49.0	1972	42.7	2005	38.7
1940	31.0	1973	37.5	2006	44.2
1941	58.0	1974	53.3	2007	50.5
1942	29.3	1975	36.6	2008	50.3
1943	41.0	1976	46.8	2009	85.9
1944	74.4	1977	39.7	2010	62.0
1945	50.4	1978	49.8	2011	69.5
1946	31.2	1979	37.3	2012	46.5
1947	29.6	1980	44.8	2013	47.5
1948	32.2	1981	49.4		
1949	30.3	1982	44.4		
1950	75.7	1983	93.5		
1951	48.0	1984	60.3		
1952	37.4	1985	88.9		
1953	55.5	1986	S/R		

Tabla 5. Precipitaciones máximas en 24 horas Estación Carrillo.

ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA CARRILLO Registro de lluvia máxima en 24 horas					
AÑO	**Lluvia máx. en 24 hr. (mm)**	**AÑO**	**Lluvia máx. en 24 hr. (mm)**	**AÑO**	**Lluvia máx. en 24 hr. (mm)**
1987	29.0	1997	41.3	2007	42.5
1988	31.0	1998	61.4	2008	49.5
1989	62.0	1999	42.5	2009	41.0
1990	35.0	2000	29.8	2010	62.5
1991	60.6	2001	56.5	2011	44.6
1992	65.7	2002	80.0	2012	50.5
1993	49.5	2003	125.1	2013	38.0
1994	44.9	2004	41.0		
1995	54.7	2005	41.0		
1996	48.7	2006	46.3		

3.2.2. Modelo digital de Elevación.

Generalmente, en cualquier trabajo hidrológico el área de estudio es mayor al área que ocupa el predio, debido a que las aportaciones estudiadas no están limitadas por el predio, sino por su área de captación. En este caso, al analizar el MDE existente en la página de INEGI y visitar el sitio de estudio.

Para delimitar el área de aportación de la cuenca se utiliza el modelo digital de INEGI en escala 1:50,000. Posteriormente, se insertó una imagen de satélite corregida y referenciada al sistema UTM al Sistema de Información Geográfica. Adicionalmente, se contó con la topografía (curvas de nivel) de las condiciones actuales en el predio, por último, a partir de la ubicación del predio, se trazó la cuenca.

3.2.3. Tablas de uso de suelo.

De acuerdo con información de la CONABIO el sitio de estudio cuenta con características de Vegetación y Tipo de Suelo particulares de la región, y de las

cuales se desprende un suelo Tipo C (arenas finas, limos y bastante arcilla) de acuerdo a las tablas para usos de suelo anexadas en los apéndices al final de este documento.

3.2.4. Fotografías satelitales y aéreas.

Como forma de representación gráfica se utilizó las fotografías aéreas extraídas de Google Earth, de las cuales se procesaron para obtener información más detallada.

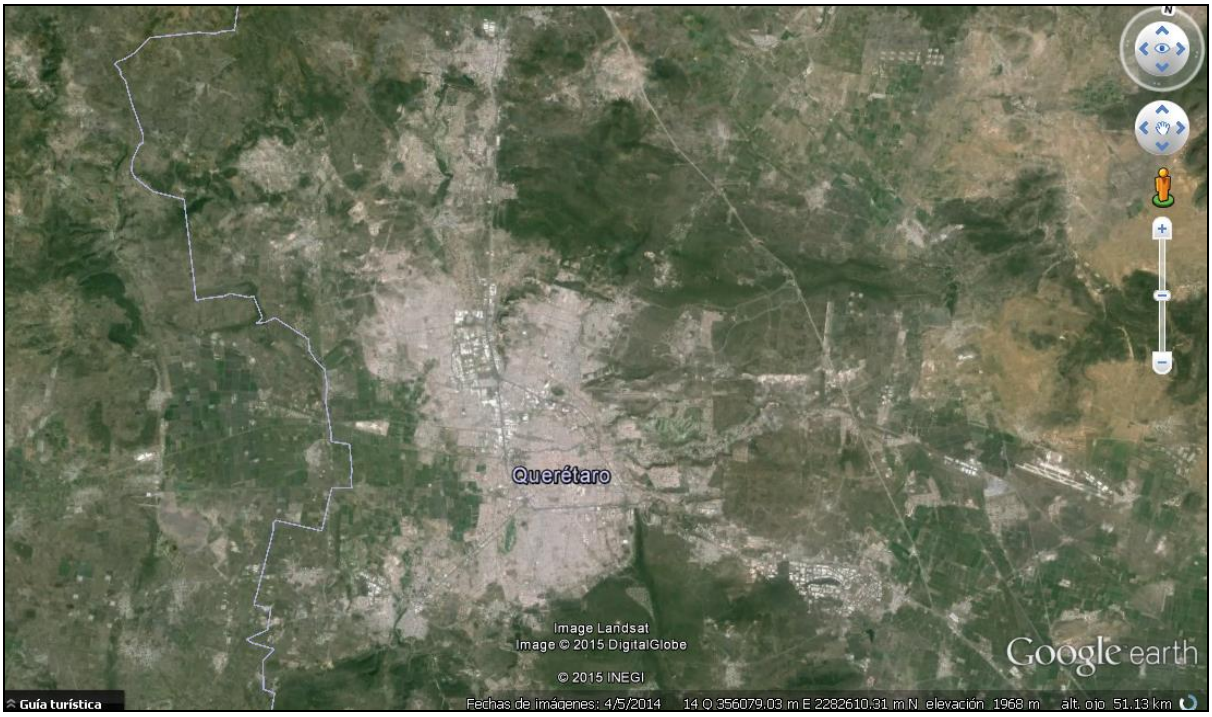


Figura 6 imagen aérea de la zona metropolitana de Querétaro.

3.2.5. Información de infraestructura pluvial, Bordo el refugio información del bordo diciembre del 2010.

Ilustración 1. Bordo El Refugio 2010.

El bordo “El Refugio” tiene asignado el ID-2920 dentro del SISP y según los datos obtenidos durante la visita de inspección, fue construido en el año de 1993 por la Secretaría de Desarrollo Agropecuario del Gobierno del Estado, para regular las crecientes del arroyo Pedro Mendoza, afluente del Dren Norte, que a la vez es tributario del río Querétaro dentro de la Región Hidrológica No. 12 Río Lerma.

Esta obra forma parte del sistema de bordos para regulación de avenidas que protegen contra inundaciones a los alrededores de la ciudad de Santiago de Querétaro. Su mantenimiento y operación están a cargo de la Comisión Estatal de Aguas.

La cortina es de materiales graduados, con núcleo de arcilla, respaldos de material granular y protección de enrocamiento a volteo en ambos taludes. En el lado de aguas abajo cuenta con berma estabilizadora de materiales pétreos. Tiene

longitud por la corona 170 m, altura máxima sobre el cauce 7.5 m, ancho de corona 4 m y talud exterior 2:1 en ambos lados.

El vertedor es de descarga libre, con sección de control tipo lavadero, canal de descarga y tanque amortiguador, revestidos de mampostería; el cual está alojado en la ladera de la margen derecha. Tiene longitud de cresta 20 m; gasto de avenida máxima 58.67 m3/s, correspondiente a un periodo de retorno de 500 años y gasto regularizado 21.60 m3/s.

La obra de toma, ubicada en el lado izquierdo de la cortina, es de tubería a presión, constituida por: caja de rejillas en la entrada aguas arriba; línea de tubería de acero que pasa debajo de la cortina, alojada en zanja sobre el terreno natural, rellena de concreto; y en la salida, una válvula de compuerta con 24 pulgadas de diámetro, alojada en el interior de una caja con rejilla; carrete y codo para descarga del gasto de extracción en una caja disipadora de energía.

El bordo “El Refugio” se localiza a 6 km en línea recta, al nor-oriente de la ciudad de Santiago de Querétaro; en el sitio con coordenadas geográficas:

Latitud Norte 20°38’14.28’’
Longitud Oeste 100°21’10.73’’

El acceso al bordo se realiza dentro de la zona urbana de la ciudad de Santiago de Querétaro, por el Bulevar Bernardo Quintana, para tomar el anillo vial Fray Junípero Serra, por el cual se recorre en dirección nor-oriente 6.6 km, hasta un retorno a desnivel frente a la entrada al fraccionamiento El Refugio; se retorna por el mismo eje vial una distancia de 500 m, en donde al lado derecho entronca un camino de terracería, por el cual 600 m adelante se llega a la margen izquierda de la cortina.

3.2.5.1. INFORME DE LA VISITA DE INSPECCIÓN

La visita de inspección fue realizada como parte del Convenio de Colaboración CONAGUA-INAP, el día 11 de diciembre de 2010, con el propósito de revisar las condiciones actuales del bordo y recopilar la información técnica de los principales componentes, para su integración al Sistema Informático de Seguridad de Presas (SISP).

Inspección de la cortina. La corona del bordo se observa irregular, con ancho promedio de 4 m y asentamiento ligero a lo largo de la misma, por consolidación del material y el paso de personas y animales. Existe vegetación abundante que cubre una buena parte de los hombros de la corona con ambos taludes. En el enrocamiento que protege el talud mojado se aprecian desplazamientos ligeros por efecto del oleaje, pero puede considerarse en general que está en condiciones aceptables.

Ilustración 2. Vista de la corona, hombro y talud aguas abajo de la cortina.

Ilustración 3. Deslizamiento del enrocamiento a volteo, del talud aguas arriba.

Inspección al vertedor. Se observó que las mamposterías que conforman los muros guía, la plantilla de la sección de control y el tanque amortiguador, se encuentran en buenas condiciones estructurales. No pudo conseguirse información referente a que alguna vez el vertedor haya entrado en operación.

Entre algunas juntas del mamposteo de la plantilla empiezan a desarrollarse huizaches y arbustos, que si no se eliminan pueden causar daños a la estructura.

Ilustración 4. Vista del canal de descarga y tanque amortiguador del vertedor.

Inspección de la obra de toma. Se observó que la caja con rejilla ubicada a la entrada de la toma se encuentra en buenas condiciones; la línea de tubería a presión termina en una caja de concreto armado que aloja una válvula de compuerta de 60.96 cm (24”) de diámetro.

La válvula de la toma fue objeto del vandalismo y el vástago (tornillo sin fin) que conecta el mecanismo interno con el volante de operación, fue cortado y saqueado. Para poder extraer el tramo de vástago cortado, fueron seccionadas algunas piezas de la rejilla de protección que está fija. También falta la sección abatible de la rejilla en el hueco por el que se tiene acceso al interior de la caja.

Ilustración 5. Válvula de compuerta de la obra de toma, en la que se aprecia la falta del vástago de operación y estanque de descarga.

Estructuralmente, la caja de válvulas y el tanque de descarga de la toma, están en condiciones aceptables; sólo requieren labores de limpieza para extraer tierra y piedras depositadas en su interior.

3.3. Delimitación y descripción de la zona de estudio.

Se realizó la ubicación y se identificó en un trazo de la zona en un mapa con referencia de coordenadas geográficas al centro del sitio utilizando como referencia una imagen de Google Earth con datos de INEGI 2014, mostrando una panorámica de la ciudad de Querétaro y en particular una de la zona noreste.

En esta parte se utilizó programas como el Arcgis, Google Earth, Auto Cad, etc. Los cuales ayudaron para ubicar geográficamente la zona de estudio y poder obtener las características para realizar el estudio hidrológico y hacer notar gráficamente la ubicación y justificación del por qué se consideran esas estacione meteorológicas, así como observar si existen arroyos o algún cauce que nos delimite el predio de estudio.

Se definió la cuenca de influencia, la cual se utilizó el programa Arcgis que a partir del modelo digital de elevaciones proporcionado por el INEGI con resolución de pixel de 30m y herramientas del mismo programase delimito la cuenca y se revisó de acuerdo a la topografía del lugar para corroborar el parteaguas. Debido a que es una zona inmersa en la mancha urbana, se realizó un recorrido de campo, en el cual se corroboró la topografía y el parteaguas de estudio, así como se observaron algunas modificaciones del mismo puesto que como se observaron calles se le limito por las calles y en algunas partes por muros que delimitan los escurrimientos actuales.

Con ayuda del Programa Arcgis se analizó y se mostró los arroyos propuestos, los cuales se consideran para el cálculo hidrológico de la zona de estudio.

Se realizó un recorrido de campo en donde se visitaron los arroyos y la zona en general, principalmente para obtener las características que intervienen en el estudio hidrológico, también se recorrió los arroyo principal y se observó los tipos de suelos y vegetación existentes en la zona, debido a que esa información es básica para la realización del estudio.

3.4. Proyección del incremento de área urbana en la zona de estudio.

Para cumplir el primer objetivo se obtuvo el modelo matemático que relacione el incremento de la mancha urbana en una rutina computacional en el programa Matlab con modelos como la extrapolación en Matlab. Se seleccionó través de la teoría spline, Esta rutina a partir de información de INEGI, proyectará el incremento de la mancha urbana. Además de imágenes satélites actuales e históricas como cartas topográficas, se buscó con la ayuda de SIGS el porcentaje en el cambio del área de la mancha urbana.

3.5. Determinación de los escenarios de cambio de uso de suelo debido al incremento de la mancha urbana.

De acuerdo a la información obtenida anteriormente se propusieron escenarios para diferentes porcentajes de urbanización y considerando la mancha urbana que se generará para cada tiempo, se calculó el tiempo con una proyección a futuro el incremento de la mancha urbana en la zona de estudio y se obtuvo el tiempo en que la zona de estudio se convertirá por completo en una zona urbana para lo cual se determina el periodo de retorno que será aplicable considerando el área con un cambio de uso de suelo a un coeficiente de escurrimiento de zona impermeable o urbana.

3.6. Caracterización de la infraestructura hidráulica.

Se realizó una caracterización de la infraestructura hidráulica en la zona, y se obtuvo información de la CONAGUA acerca del bordo El Refugio, él cual es la obra hidráulica que se consideró como obra de control de avenidas en esa zona. También se realizaron visitas al sitio para observar y generar información técnica del sitio de estudio y las obras que se encuentran actualmente; Se obtuvieron las curvas de nivel a partir de un levantamiento realizado en el mes de Enero del 2015, lo que sirvió para generar el plano y el cual como obra de regulación, se obtuvo

las curvas áreas capacidades; también se midió en campo las características generales, como: dimensiones de la cortina , ubicación y características de vertedor y obra de toma, azolves hasta la actualidad. Esta información obtenida se comparó con la información de diseño del bordo que fue proporcionada por la CONAGUA.

3.7. Recorrido de campo y caracterización de arroyos y tipo de suelo.

Se realizó un recorrido de campo en donde se recorrió los arroyos y la zona en general, principalmente para obtener las características que intervienen en el estudio hidrológico, también se recorrió los arroyo principal y se observó los tipos de suelos y vegetación existentes en la zona, debido a que esa información es básica para la realización del estudio.

Se cargó el sitio de estudio al Programa ArcGis en el cual se proyectaron las coordenadas para georreferenciarlo adecuadamente y se cargó las estaciones con sus coordenadas en las cuales se pudo observar cuales eran las estaciones cercanas al sitio de estudio y la distancia aproximada. Con relación a lo anterior se analizó y se trazaron los polígonos de Thiessen, los cuales determinan que estación es la que influye en la zona de estudio.

Se obtuvieron las características importantes para el estudio del sitio, características que nos definen los parteaguas o condiciones en especial así como lo primordial que es observar y caracterizar el tipo de suelo en cada zona y definir las áreas para la ponderación de los mismos.

A partir de las curvas de nivel trazadascon ayuda del Arcgis y el MDE, se delineron los arroyos y en el recorrido de campo se corroboran los escurrimientos y dirección del flujo en la zona de estudio.

3.8. Realización de los estudios hidrológicos que consideren los escenarios de cambio de uso de suelo previstos, hasta la obra de control identificada.

Se realizaron estudios hidrológicos con los diferentes porcentajes o escenarios propuestos donde debido al cambio de uso de suelo se obtendrán los coeficientes ponderados par a cada escenario.

En los estudios hidrológicos se realizó lo siguiente:

Estudios hidrológicos hasta la obra de control, ésta coincide con la salida de la cuenca, el análisis se realizó mediante la información que se tiene de las estaciones hidrometeorológicas, las cuales se obtuvieron anteriormente. Con respecto a esta información se realizó el análisis probabilístico como se mencionó anteriormente.

3.8.1. Polígonos de Thiessen

Se obtuvo la información de las estaciones de influencia en la zona de estudio, las cuales se muestran a continuación.

3.8.2. Análisis probabilístico

El proceso estadístico tiene como finalidad calcular las lluvias máximas probables con una duración de 24 horas para los periodos de retorno adoptados para posteriormente hacer el proceso de simulación lluvia-escurrimiento.

Los periodos de retorno seleccionados para la determinación de los gastos máximos generados en este estudio, fueron de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 200 Y 500 años, de acuerdo con las recomendaciones de la Comisión Nacional del Agua.

Las funciones de probabilidad comúnmente utilizadas por su facilidad y de acuerdo al tipo de información climatológica disponible son las siguientes funciones: Normal, Log-Normal, Gumbel y DobleGumbel.

Para efectuar el ajuste de las funciones conocidas a la distribución de los datos observados, se utilizó el programa AX, desarrollado por el Centro Nacional de Prevención de Desastres, el cual ajusta las funciones de probabilidad mencionadas a muestras de datos históricos, e incluye variantes de aproximación por momentos y máxima verisimilitud por cada método de ajuste o función de probabilidad analizada, determinando el error estándar (diferencia cuadrática entre el valor observado y el calculado por la función) de cada una de ellas respecto a la muestra.

Además, para determinar un ajuste más adecuado de la función Doble Gumbel, se realiza la optimización del parámetro p, en esta opción se encuentra el menor error estándar de ajuste a partir del método de Rosenbrock, que es un procedimiento de búsqueda directa que encuentra el mínimo de una función no lineal de múltiples variables no restringidas o acotadas.

Con el objeto de determinar a qué función de probabilidad se ajusta mejor la muestra de registros de precipitación máxima en 24 h, se llevó a cabo como una primera aproximación, un ajuste global de los registros de precipitación máxima, procedimiento que está contenido en el mismo programa de computo AX. Los resultados de salida del programa se indican en la tabla de abajo y se muestran los errores cuadráticos de cada función aplicada.

Con base en los resultados obtenidos, se extrapolaron los datos deseados en el programa AX para cada periodo de retorno de lluvias máximas en 24 horas a partir de la distribución Doble Gumbel optimizada para la estación.

De acuerdo con la bibliografía consultada, se recomienda que al realizar extrapolaciones de datos climatológicos, como en el presente estudio, el mayor periodo de retorno de los datos extrapolados no sea mayor de 5 veces el tamaño de la muestra, para garantizar resultados confiables.

Con la información obtenida anteriormente de las estaciones, se analizó por medio de dos programas, el programa Ax, el cual se muestra en el apartado de fundamentación teórica que incluye las funciones probabilísticas, y en base a esto se realizó la corrida con la información de las precipitaciones máximas proporcionadas, se encontró que función tenía el menor error estándar y la cual se ajustó más a los valores históricos de las precipitaciones, también se graficó y se analizó con la función con menos error, se obtuvieron los valores extrapolados para diferentes periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100,200, 500 , 1000 años. Este proceso se realizó para las dos estaciones y se pondero los resultados de acuerdo a su área de influencia en la cuenca. Con el programa VELL como fue mencionado en la fundamentación teórica contiene las isoyetas de todo el país actualizadas hasta el 2013 en donde se seleccionó el organismo de cuenca del Lerma y se buscó la coordenada, y se analizó con una precisión mayor ya que el método de las isoyetas es un modelo espacial que nos permite precisar más en el fenómeno de la lluvia.

3.8.3. Curvas P-D-T e I-D-T

Con relación a la información de la zona de estudio se propuso el cauce principal y el desnivel que se tomaría para obtener la pendiente del mismo y los parámetros fisiográficos que nos ayudan al estudio de la misma zona. Se calculó el tiempo de concentración por tres métodos, pendiente del cauce principal, área de estudio, así como el coeficiente de Kuichiling los cuales nos ayudan para los siguientes parámetros y formación de las curvas P-D-T e I-D-T.

Se construyeron las curvas P-D-T e I-D-T para obtener un panorama del comportamiento de la zona de estudio.

3.8.4. Caracterización de la zona de estudio y coeficientes de escurrimiento.

Mediante las tablas de la CONABIO y la visita de campo y las áreas de diferentes tipos de uso de suelo y vegetación se determinó los coeficientes N de escurrimiento que le corresponde a cada tipo de suelo, de acuerdo a esta clasificación se dividió la zona y se realizó un mapa de la situación actual y para cada escenario, respecto a esta división se calculó las áreas y porcentajes de estas para el análisis y con respecto a lo anterior se realizó el cálculo del factor N para cada propuesta de los diferentes escenarios de urbanización.

3.8.5. Calculo de los gastos por los métodos Racional, HUT y Chow.

Se realizó el cálculo de los gastos de diseño para los diferentes periodos de retorno con respecto a tres métodos de modelos de lluvia escurrimiento, el racional, hidrograma unitario, vente Chow y, donde se observaron los hidrogramas para cada periodo de retorno y para cada condición de escenarios propuestos.

Al realizar el análisis y cálculo de los gastos por el método del hidrogramas unitarios se calculó el N ponderado de acuerdo a cada tipo de suelo y en cada escenario a partir de las condiciones actuales y para cada periodo de retorno, se calculó la precipitación en exceso y se calculó el tiempo pico que es el factor que nos indica el gasto pico en el hidrograma.

Se utilizó el método racional, en el cual también se pondero los coeficientes de escurrimiento y se calculó para cada escenario propuesto y cada periodo de retorno.

Se realizó el cálculo por el método de vente Chow a partir de los parámetros fisiográficos de la cuenca obtenidos anteriormente.

3.8.6. Comparación de los métodos de lluvia escurrimiento analizados para los distintos escenarios.

Se realizó la comparación y la construcción de los hidrogramas para cada escenario propuesto indicando los gastos y los diferentes periodos de retorno y métodos utilizados.

3.9. Obtención del volumen a regular y evaluación de la obra de control Bordo El Refugio.

Se obtuvo el volumen a regular entre la diferencia de las condiciones futuras totalmente urbanizada menos las condiciones naturales con el método del HUT que se consideró el más adecuado para las características de la cuenca.

Se realizó un le levantamiento topográfico para obtener las curvas de nivel del bordo, con las cuales de obtuvo la gráfica de áreas capacidades con referencia al área de embalse, NAMO, NAME, para evaluar la capacidad del bordo El Refugio.

Se evaluó esta obra de regulación de acuerdo con lo obtenido anteriormente, su diseño original y las condiciones de estabilidad y funcionamiento que presenta actualmente, así como el volumen a regular futuro por los cambios generados en la cuenca al ser urbanizada.

3.10. Generación de propuestas y evaluación del riesgo a futuro.

Por último se analizaron los resultados y se generaron las conclusiones y propuestas de mejora de la obra de regulación de acuerdo al riesgo en que se encuentra la infraestructura pluvial a analizada, debido al incremento que se tendrá a futuro en los escurrimientos y el mantenimiento que se debería llevar para mejorar las condiciones del bordo El Refugio.

4. RESULTADOS Y DISCUSION

4.1. Delimitación y descripción de la zona de estudio.

Se realizó la ubicación y se identificó en un trazo de la zona en un mapa con referencia de coordenadas geográficas al centro del sitio utilizando como referencia una imagen de Google Earth con datos de INEGI 2014, mostrando una panorámica de la ciudad de Querétaro y en particular una de la zona noreste, como se muestra a continuación.

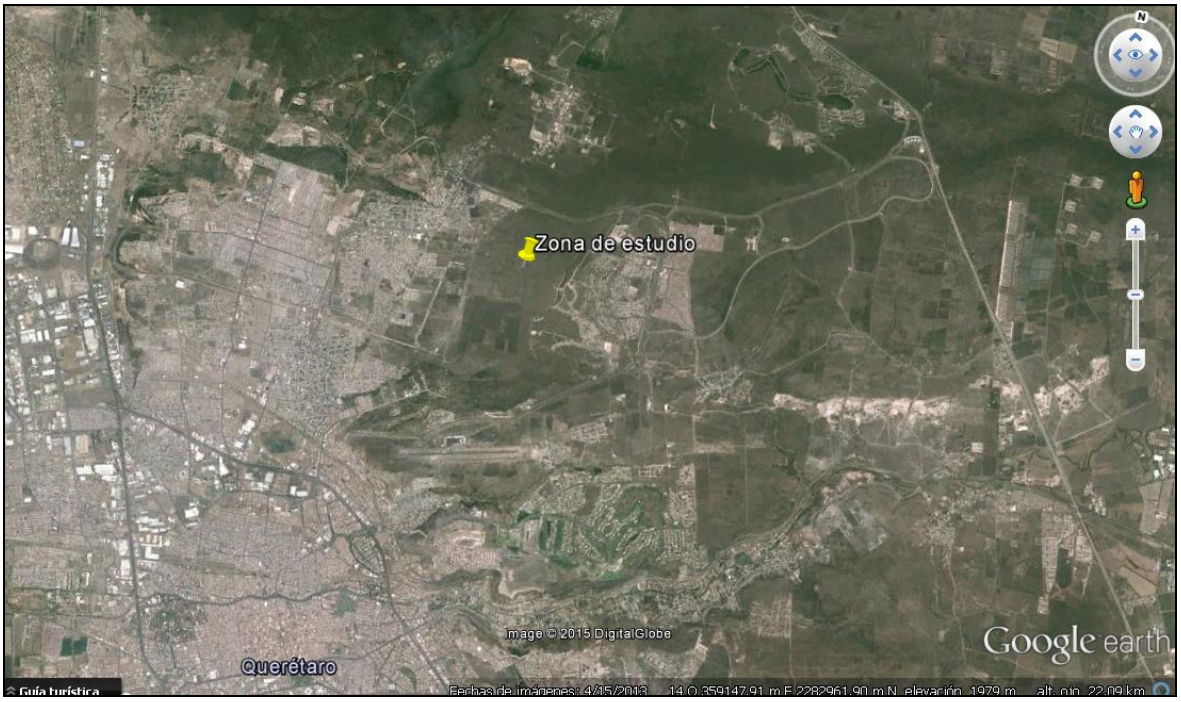


Figura 7. Zona de estudio.

La zona de estudio es una zona aún no urbanizada, rodeada de la mancha urbana generada en los últimos años, por lo que se consideró un sitio favorable para analizar el fenómeno de los incrementos de escurrimientos a futuro.

4.1.1. Delimitación de la cuenca de influencia.

En las siguientes figuras se muestra la delimitación y de la cuenca de influencia, así como características físicas generales del sitio de estudio.

Figura 8 Cuenca de influencia ubicada en la zona noreste de la ciudad de Querétaro.

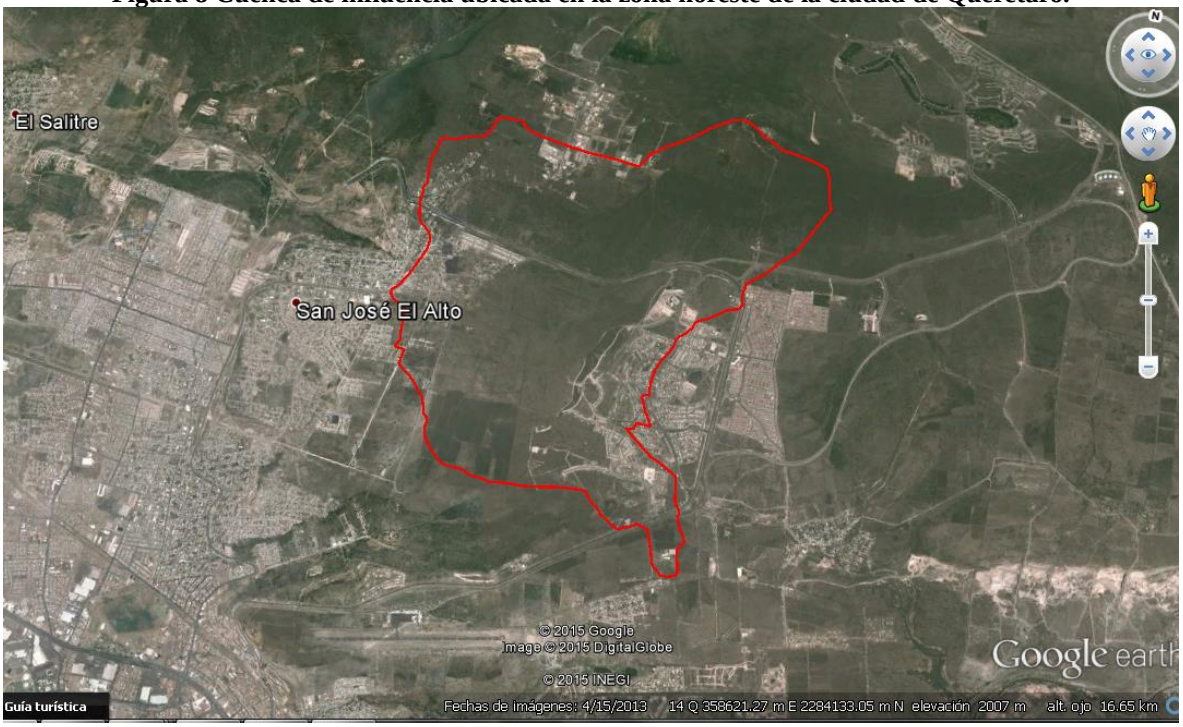


Figura 9. Cuenca de influencia donde se observa la urbanización cercana.

Figura 10. Cuenca de estudio vista hacia el norte, donde se observa la topografía general del sitio de estudio.

Como se observó en las figuras anteriores se muestra la topografía en general de la cuenca de aportación, esta zona tiene en el norte un área de reserva ecológica en la parte norte, colinda al este con el fraccionamiento La Pradera y al oeste con la comunidad de San José El Alto, al sur se encuentra el anillo vial Fray Junípero Serra así como el bordo El Refugio que fue considerado como la obra de control por estar a la salida de la cuenca de estudio.

4.1.2. COORDENADAS DEL SITIO DE ESTUDIO

El centroide de la cuenca de estudio se ubica en las coordenadas UTM: Zona 14Q, 358071.26m E y 2283877.05m N.

4.1.3. Justificación de la cuenca de aportación.

La cuenca se delimito de acuerdo con las curvas de nivel en condiciones naturales, pero se modificó debido a que en la actualidad las construcciones existentes modificaron las direcciones de los escurrimientos. A continuación se

muestran las curvas de nivel que nos indicaron el parteaguas y las imágenes del recorrido de campo con el cual se justificó la delimitación de la misma.

4.1.3.1. Curvas de Nivel

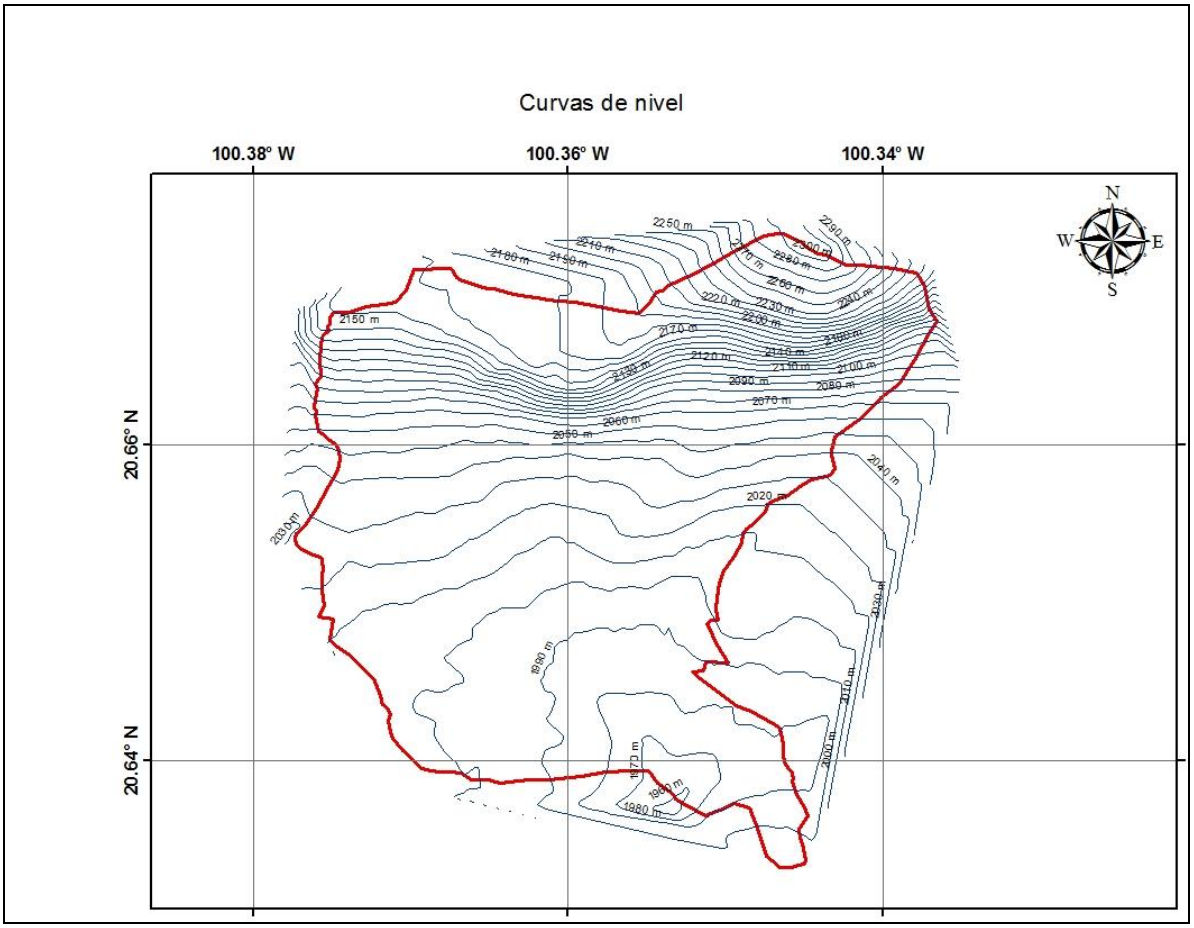


Figura 11. Curvas de nivel a cada 10m dentro de la cuenca de estudio.

Se observa en la figura anterior las curvas de nivel obtenidas a través del modelo digital de elevaciones, en donde se delimito la cuenca de estudio, así como la identificación de los arroyos que debido a la topografía se generan; se observa también el desnivel y que los escurrimiento provienen de la parte norte hacia la parte Sur de la cuenca hasta llegar al bordo El Refugio.

4.1.3.2. Delimitación de los arroyos dentro de la cuenca de estudio.

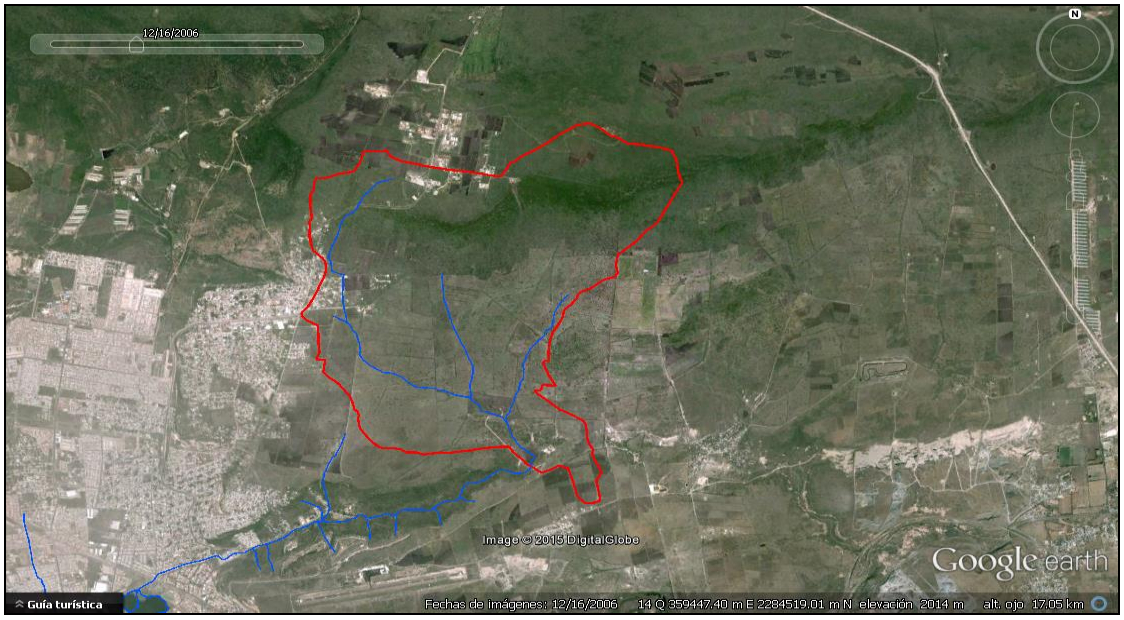


Figura 12. Se muestran los arroyos que se generan en la cuenca de estudio.

Figura 13. Delimitación de los arroyos y del sistema de infraestructura pluvial hacia aguas abajo en la Ciudad de Querétaro.

En las imágenes anteriores se muestran los arroyos dentro y fuera de la cuenca de estudio, en donde se destaca que esta cuenca conecta hacia el bordo

Benito Juarez y se puede observar que lo que ocurra en la parte de la cuenca, desencadena un efecto hacia aguas abajo.

A continuación se muestra el cauce principal que se utilizó para los cálculos correspondientes.

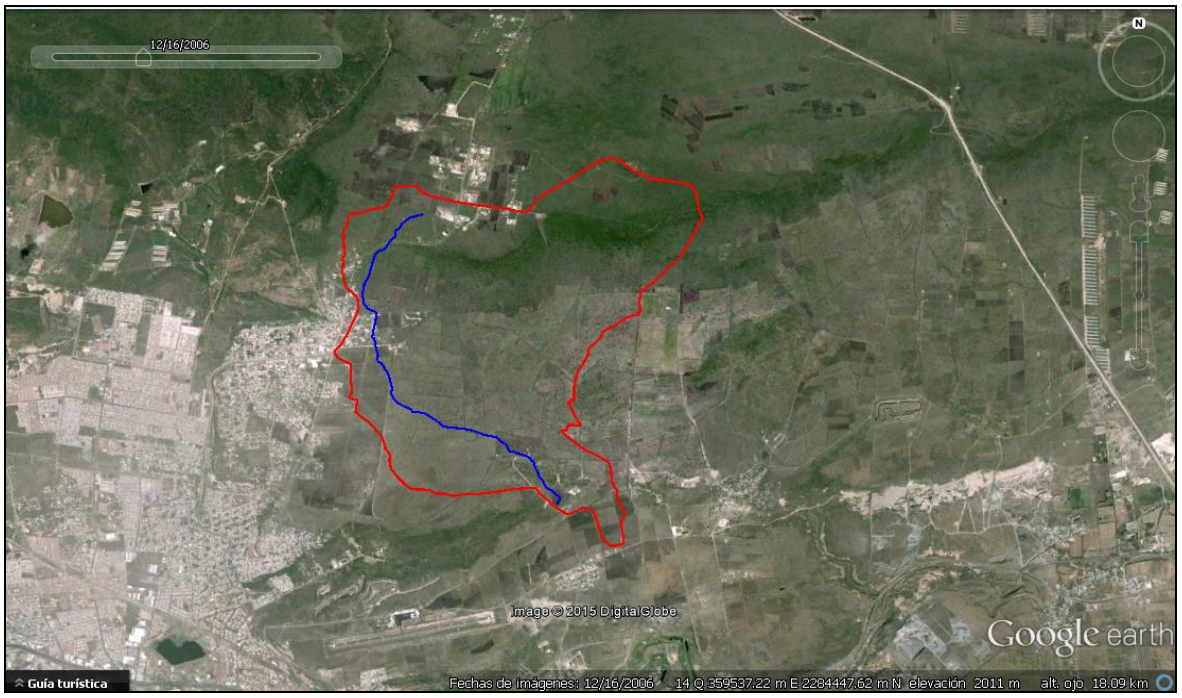


Figura 14. Se muestra el Cauce principal para el análisis hidrológico.

En la figura anterior se observa el trazo del cauce principal el cual escurre den dirección de Norte a Sur de la cuenca, hasta llegar al Bordo El Refugio, el cual se tomó como obra de control para el análisis de la cuenca.

4.1.3.3. Recorrido de campo

Se realizó el recorrido de campo para corroborar la ubicación de los arroyos, así como verificar las condiciones y dirección de los escurrimientos dentro de la cuenca de estudio, en donde se modificó la cuenca natural, ya que debido a la urbanización de la zona, por medio de las calles, cunetas, drenes etc. Modificaron la dirección de los escurrimientos y se reduce el área de la cuenca que en un principio se manejó con respecto a la topografía.

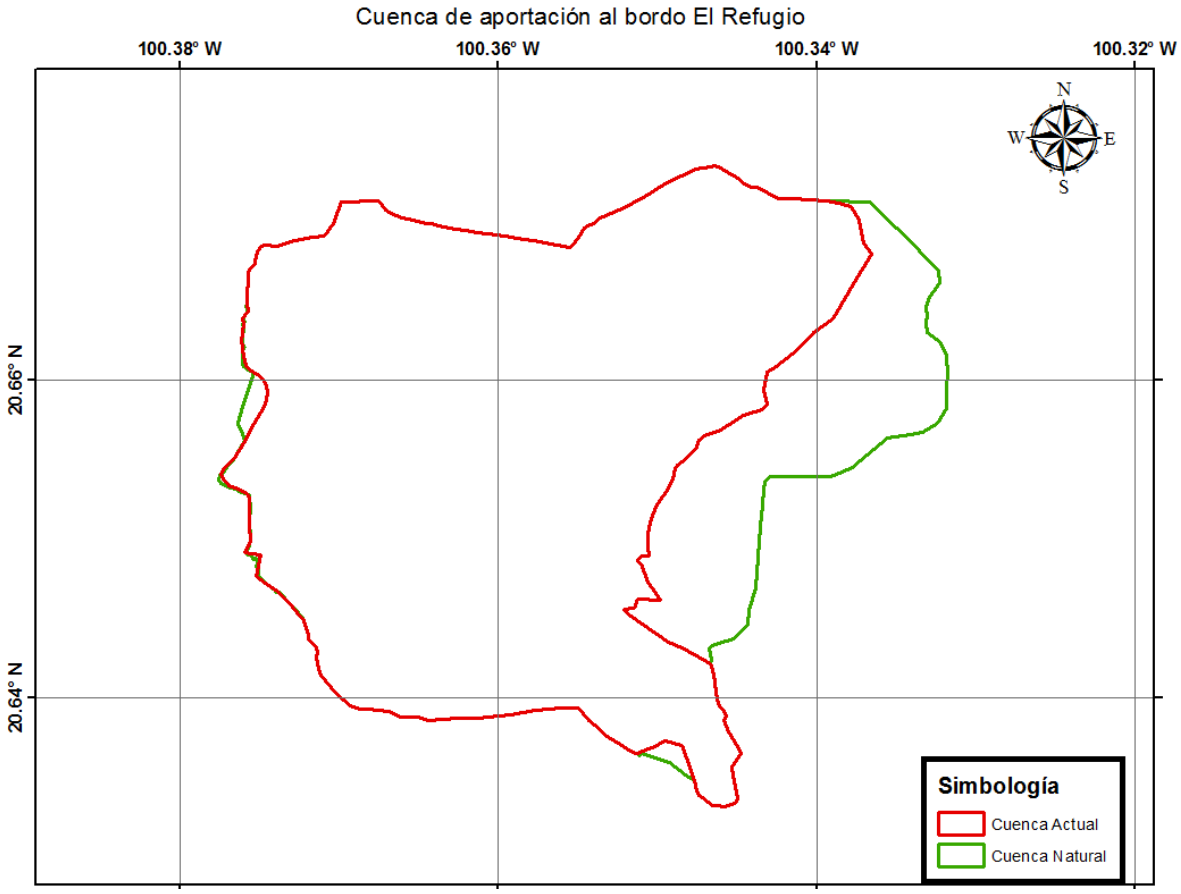


Figura 15. Delimitación de la cuenca de acuerdo a la urbanización actual.

En la figura anterior se muestra la reducción del área de la cuenca natural ya que se convierte en una cuenca urbana al delimitar esta misma por calles y drenes existentes que se muestran a continuación.

A continuación se observa la zona de estudio, así como las imágenes que justifican las condiciones de los escurrimientos dentro de la cuenca de estudio.

Ilustración 6. Vista panorámica de la zona de estudio.

En particular como se observa es una zona inmersa en la mancha urbana y considerada en el plan de urbanización de la ciudad, por lo que se hizo el análisis para evaluar el cambio que se tendrá en los escurrimientos y las afectaciones aguas abajo al considerar la urbanización futura.

Ilustración 7. Fotografías del recorrido de campo, justificando la delimitación de la cuenca y el uso de suelo.

En la figura anterior se destaca las condiciones de cómo se generan los escurrimientos dentro de la cuenca, en la parte norte de la cuenca se encuentra el anillo vial Fray Junípero Serra, el cual no interfiere en los escurrimiento, debido a que se tiene alcantarillas como se muestra que permiten el paso de los escurrimientos, hacia el sur, lo que refiere a que los escurrimientos o dirección del flujo permanece con la dirección original.

A continuación de muestran imágenes de la parte Oeste de la cuenca donde se delimito el parteaguas debido a la existencia de un pequeño canal que desvía los escurrimientos y no entran a la zona de estudio.

Ilustración 8. Se observa el parteaguas en la zona Oeste del sitio de estudio y la dirección del escurrimiento.

Ilustración 9. Canal que delimita los escurrimientos al direccionarlos hacia el Suroeste, saliendo de la cuenca de estudio.

En las ilustraciones siguientes se muestra principalmente la vegetación existente, así como el tipo de suelo que se tiene y que se utiliza como referencia para elegir los coeficientes de escurrimiento.

Ilustración 10. Zona Suroeste de la Zona de estudio.

Ilustración 11. Se muestra la vegetación predominante en la zona de estudio.

Debido a que no toda la zona son fraccionamientos regulares o cerrados, se tiene también en la zona Oeste asentamientos urbanos, donde no se tienen definidas calles ni una urbanización uniforme, conocidos y mencionados estos asentamientos como irregulares.

Ilustración 12. Asentamientos irregulares en la zona Oeste del sitio de estudio.

Como se mencionó anteriormente la carretera al norte de la cuenca no interfiere en desviar los escurrimientos por cuentas debido ya que se tienen alcantarillas y canales de paso que permiten generar la misma dirección de los escurrimientos originales , estos canales y alcantarillas se muestran a continuación

Ilustración 13. Puentes para el paso de los escurrimientos de aguas arriba.

Ilustración 14. Tubos para el paso de los escurrimientos de aguas arriba en la zona Norte del sitio de estudio.

Por último se tiene el recorrido dentro del fraccionamiento El Refugio; como se observa en la siguiente figura, se encontró que se modificó tanto la cuenca natural como la dirección de los escurrimientos, debido a que se tiene canales y alcantarillas. Se asume que por proyecto fue más factible conducir las aguas pluviales de la zona Este del fraccionamiento hacia la parte Sureste. Con lo anterior, el agua no escurre hacia el bordo El Refugio que es la Obra de regulación a evaluar.

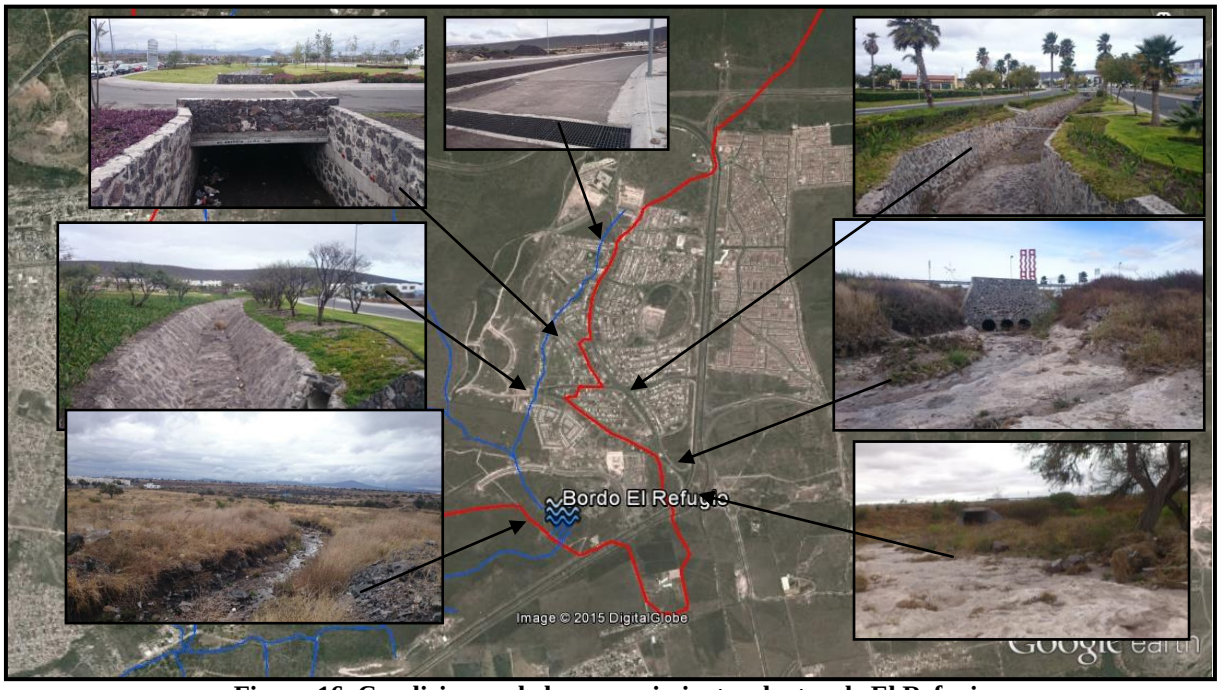


Figura 16. Condiciones de los escurrimientos dentro de El Refugio.

Se observa en la figura anterior que dentro del Refugio, los escurrimientos son captados por medio de rejilla y hay canales que direccionan los escurrimientos hacia afuera del fraccionamiento, dividiendo el Refugio de manera hidráulica en dos partes. La parte este se elimina de la zona de estudio ya que el trazo de calles y el mismo drenaje pluvial expulsan el agua de esa zona hacia el este por medio de tubos, canales y puentes. Por otra parte la zona oeste del Refugio es conducida por medio de canales y con descarga hacia dentro de la cuenca de estudio y finalmente hacia el bordo El Refugio.

Ilustración 15. Se muestra la Reserva ecológica al Norte de la cuenca de estudio.

En la Ilustración anterior se observa la zona de reserva ecológica, la cual en el plan de desarrollo urbano está considerada, pero para el análisis más crítico se propuso el escenario futuro cuando también se pudiera dar la urbanización de esta zona.

4.2. Proyección del Área urbanizada.

Se obtuvo a partir de los censos de INEGI las poblaciones y área urbana de la ciudad de Querétaro para darnos una idea de cómo se ha generado el crecimiento en los últimos años. A continuación se presentan en una tabla para su posterior comparación con la cuenca de estudio

Tabla 6. Datos de INEGI, Area urbanizada de Querétaro.

Población y mancha urbana en la ciudad de Querétaro		
Año	Población	Área Km2
1990	455646	48.349
1995	579249	66.751
2000	685281	93.275
2005	803567	153.816
2010	917034	213.413

A continuación se presenta un mapa que se generó para visualizar mejor la información de la urbanización de la ciudad a través del tiempo.

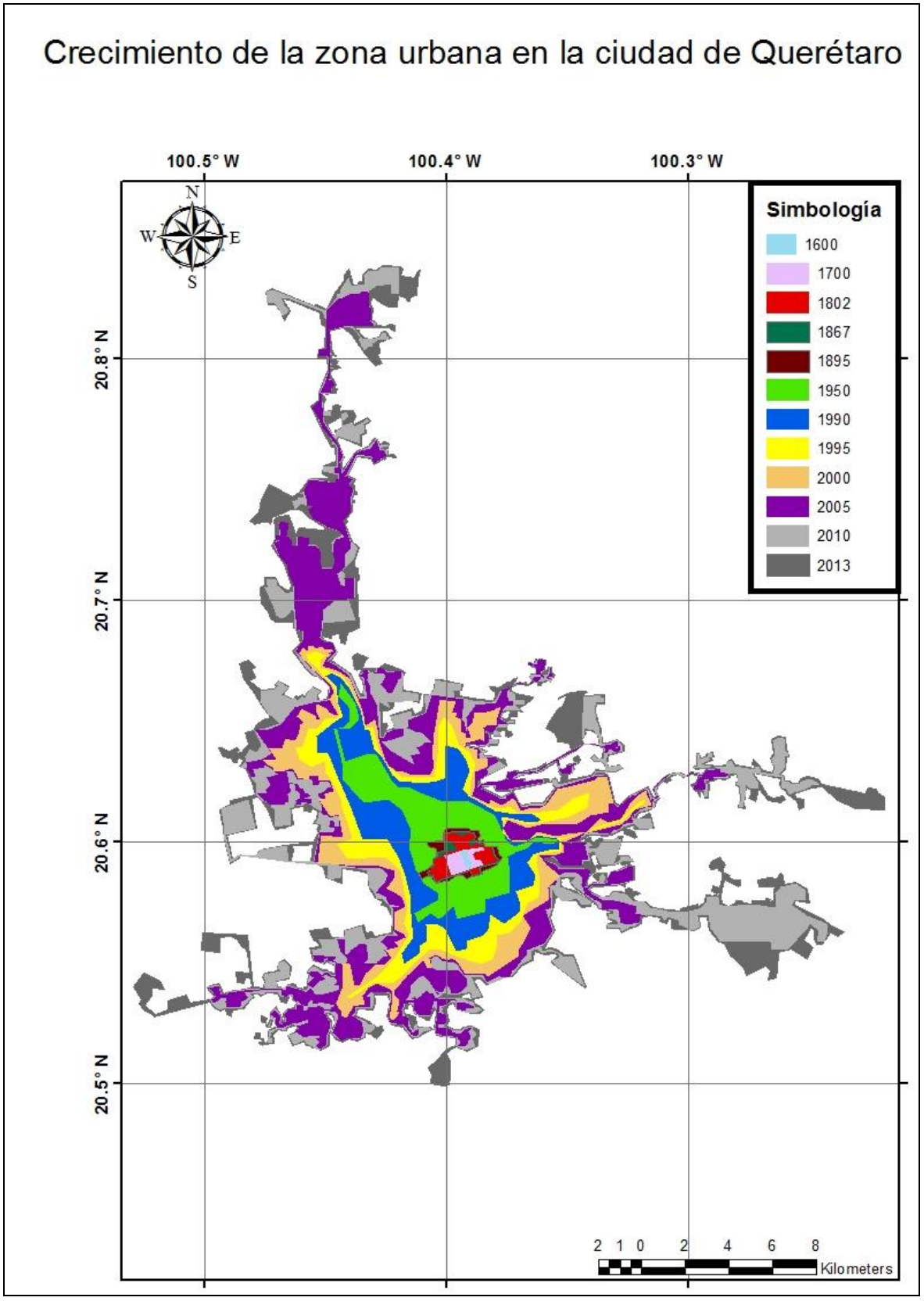


Figura 17. Crecimiento de la zona urbana en la ciudad de Querétaro.

También se generó el mapa de la urbanización dentro de la cuenca de estudio a través de los últimos años, el cual se muestra en la figura siguiente:

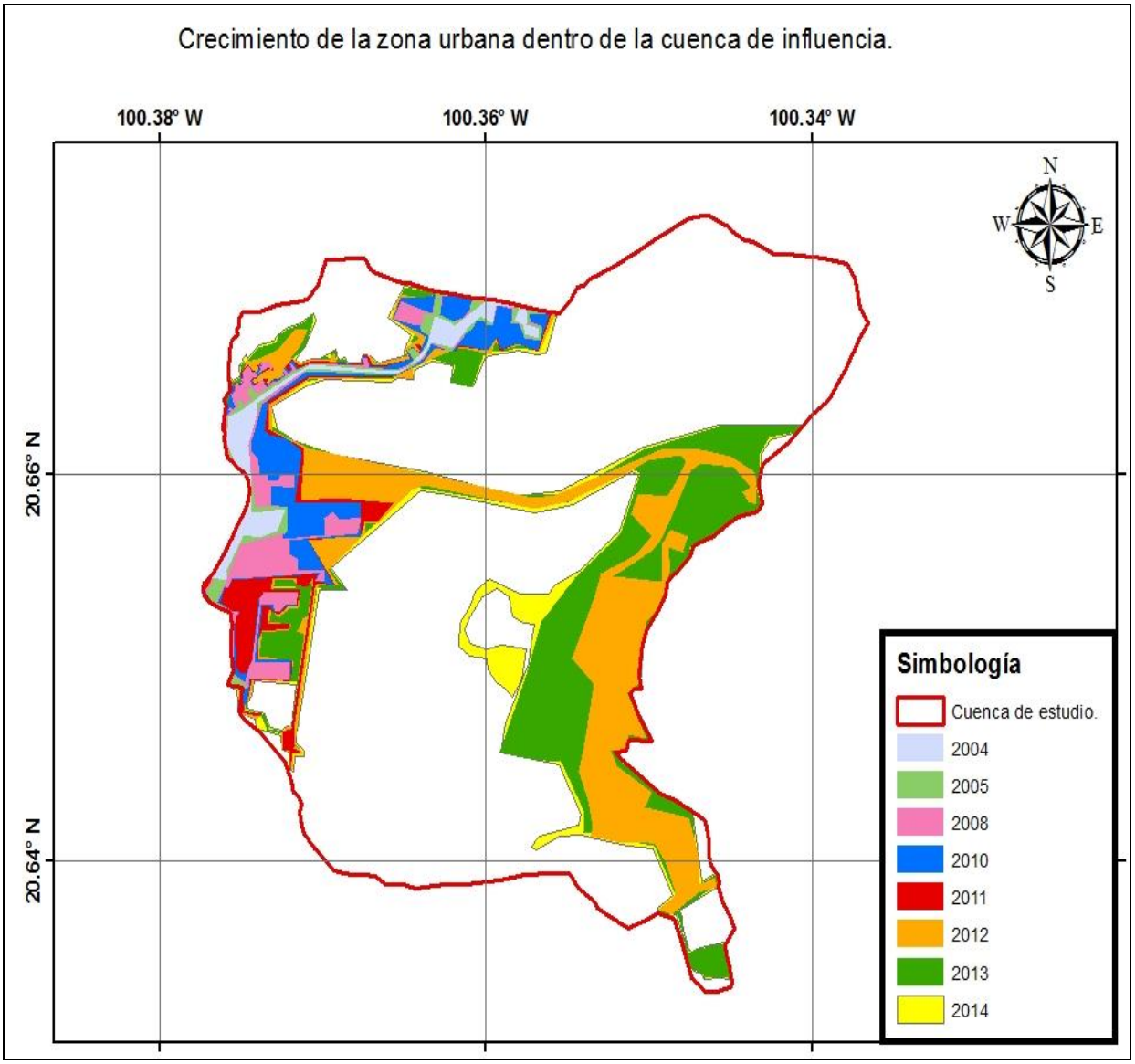


Figura 18. Crecimiento de la zona urbana dentro de la cuenca de influencia.

A continuación se muestran los datos proporcionados por el INEGI y calculado a través de las imágenes aéreas para obtener las áreas de urbanización dentro de la cuenca de estudio.

Tabla 7. Datos de urbanización dentro de la cuenca.

Población y mancha urbana en la cuenca de estudio		
Año	Área Km2	% del área de la cuenca
2000	0.000	0.00
2004	0.192	1.74
2005	0.293	2.65
2008	0.586	5.31
2010	0.935	8.47
2011	1.520	13.77
2012	2.395	21.70
2013	3.386	30.67
2014	3.930	35.60

Con los datos de INEGI proporcionado se realizó la proyección del área urbana con ayuda del programa Matlab en donde se obtuvieron los siguientes resultados al aplicar varias funciones de ajuste de datos.

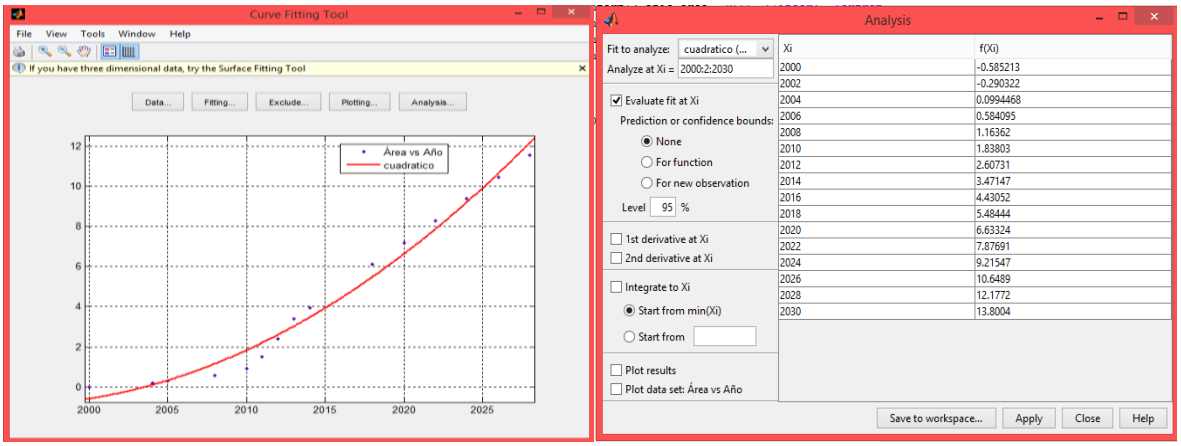
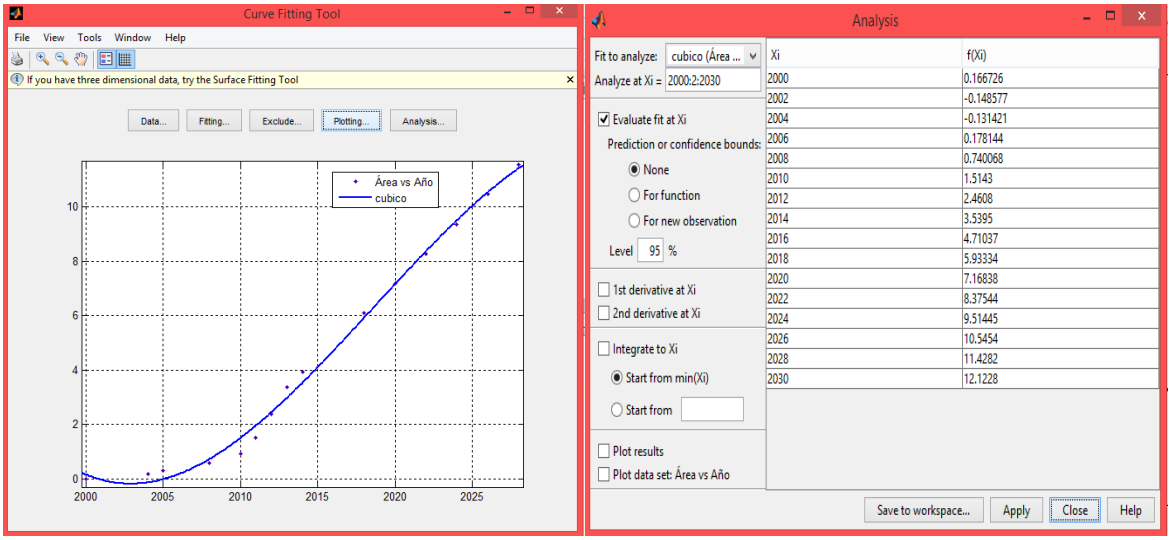
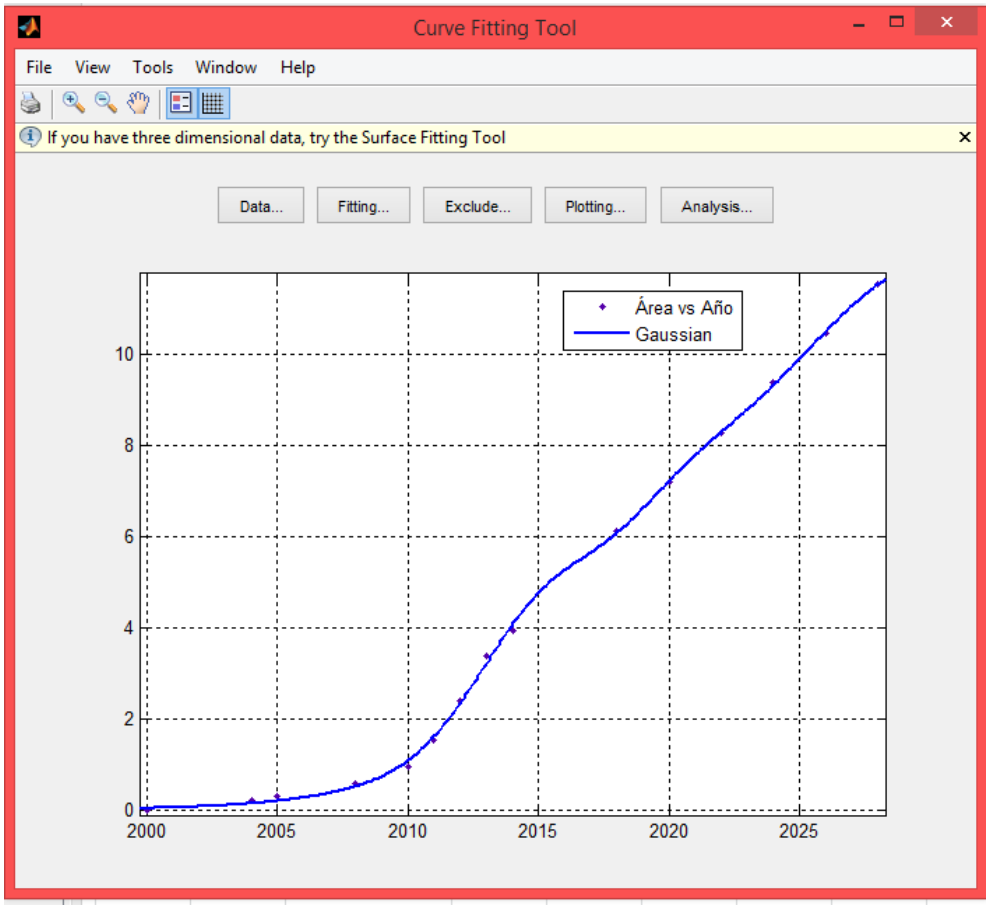


Figura 19. Ajuste y proyección futuro con una función cuadrática

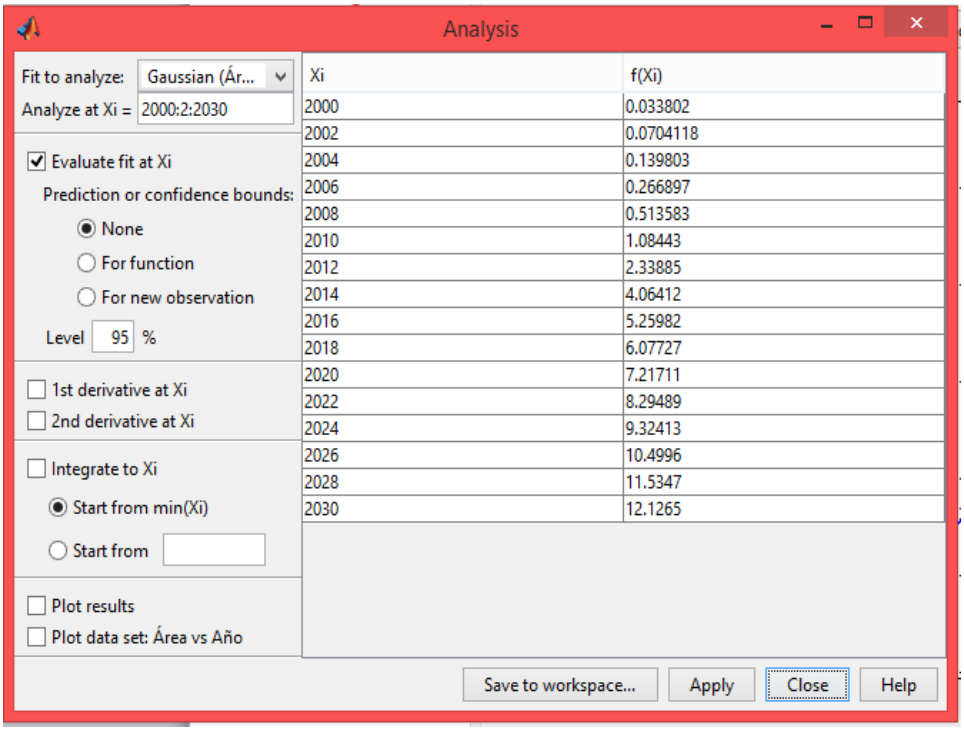


Xi	f(Xi)
2000	0.166726
2002	-0.148577
2004	-0.131421
2006	0.178144
2008	0.740068
2010	1.5143
2012	2.4608
2014	3.5395
2016	4.71037
2018	5.93334
2020	7.16838
2022	8.37544
2024	9.51445
2026	10.5454
2028	11.4282
2030	12.1228

Figura 20. Ajuste y proyección futuro con una función cubica

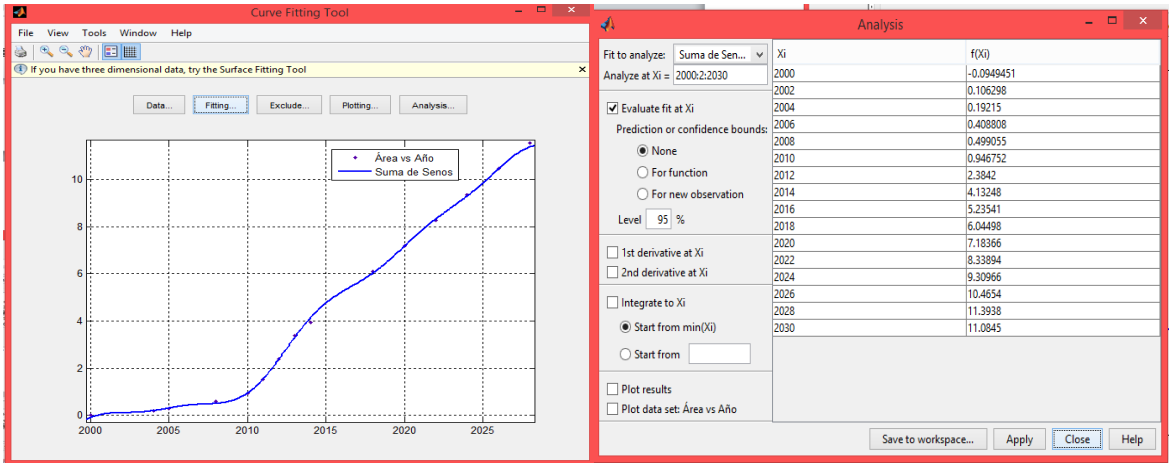


Gráfica 10. Ajuste y proyección futuro con una función Gaussian.



Xi	f(Xi)
2000	0.033802
2002	0.0704118
2004	0.139803
2006	0.266897
2008	0.513583
2010	1.08443
2012	2.33885
2014	4.06412
2016	5.25982
2018	6.07727
2020	7.21711
2022	8.29489
2024	9.32413
2026	10.4996
2028	11.5347
2030	12.1265

Figura 21. Ajuste y proyección futuro con una función Gaussiana.



Xi	f(Xi)
2000	-0.0949451
2002	0.106298
2004	0.19215
2006	0.408808
2008	0.499055
2010	0.946752
2012	2.3842
2014	4.13248
2016	5.23541
2018	6.04498
2020	7.18366
2022	8.33894
2024	9.30966
2026	10.4654
2028	11.3938
2030	11.0845

Figura 22. Ajuste y proyección futuro con una función de suma de senos

De lo anterior se toma como la más aproximada la proyección con la funcion Gaussiana, debido que aunque en el modelo de la Suma de senos, se tiene un error estándar menor, los datos finales indican un decremento ilógico al decir que el área urbana se irá reduciendo, por lo que se tomara como se mencionó la proyección del modelo Gaussiano, en donde se tiene un menor error estándar y el

modelo se considera atinado, del cual se muestran los resultados anteriormente en la Figura 20.

4.3. Planteamiento de los diferentes escenarios de Urbanización.

Con los datos anteriores, se plantearon los escenarios de urbanización considerando la el incremento del área urbana y la proyección a futuro, para el análisis se estudiaran 5 escenarios, el primero en condiciones naturales (antes de la urbanización de la zona), el segundo en condiciones actuales, el tercero con 50% de urbanización de la cuenca de estudio, el cuarto con 75% de urbanización dentro de la misma y por último el 100% de la urbanización. Los años en que se generara esta urbanización se muestran a continuación.

Tabla 8. Escenarios de urbanización, año y área del crecimiento de la zona urbana en la cuenca de estudio.

Población y mancha urbana en la cuenca de estudio			
Escenario	Año	Área Km2	% del área de la cuenca
I	2000	0.000	0.00
	2004	0.192	1.74
	2005	0.293	2.65
	2008	0.586	5.31
	2010	0.935	8.47
	2011	1.520	13.77
	2012	2.395	21.70
	2013	3.386	30.67
II	2014	3.930	35.60
III	2018	5.520	50.00
VI	2022	8.280	75.00
V	2028	11.039	100.00

Como se puede observar, en la tabla anterior la proyección nos indica que para el 2028 se tendrá la urbanización total de la cuenca y que generara un escurrimiento mayor el cual se tendrá que regular para no tener afectaciones aguas debajo de la zona de estudio.

4.4. Estaciones cercanas al sitio de estudio.

A continuación se muestran las estaciones cercanas al sitio de estudio de las cuales se obtendrán las precipitaciones para los estudios hidrológicos.

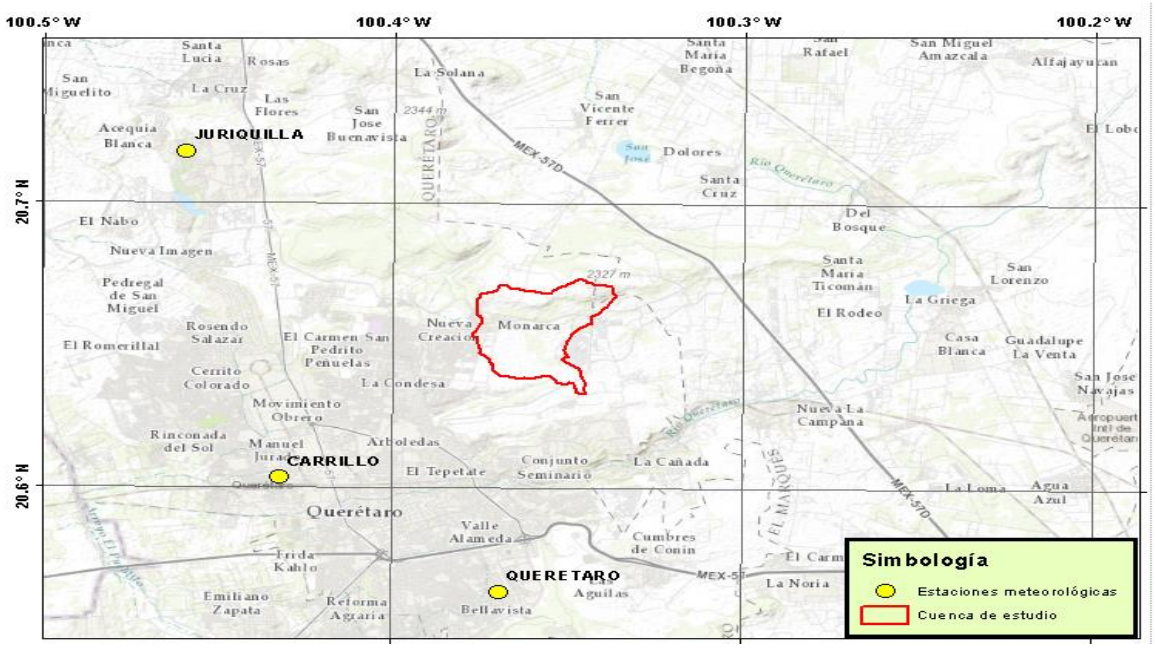


Figura 23 Estaciones cercanas al sitio de estudio.

4.5. Polígonos de Thiessen

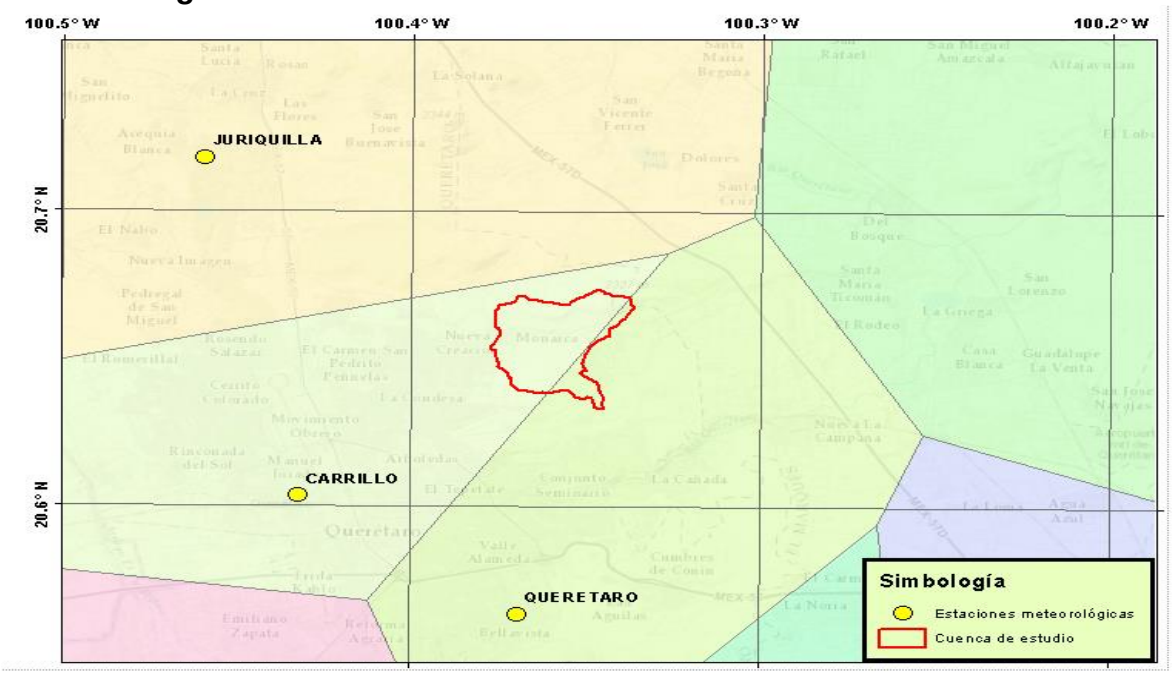


Figura 24 Poligonos de Thiessen, donde se observa que la zona de estudio se encuentra entre el área de influencia de dos estaciones meteorológicas.

En los Poligonos de Thiessen, se observó que la zona de estudio se encuentra entre el área de influencia de dos estaciones meteorológicas por lo que se realizara un ponderado de las estaciones de influencia.

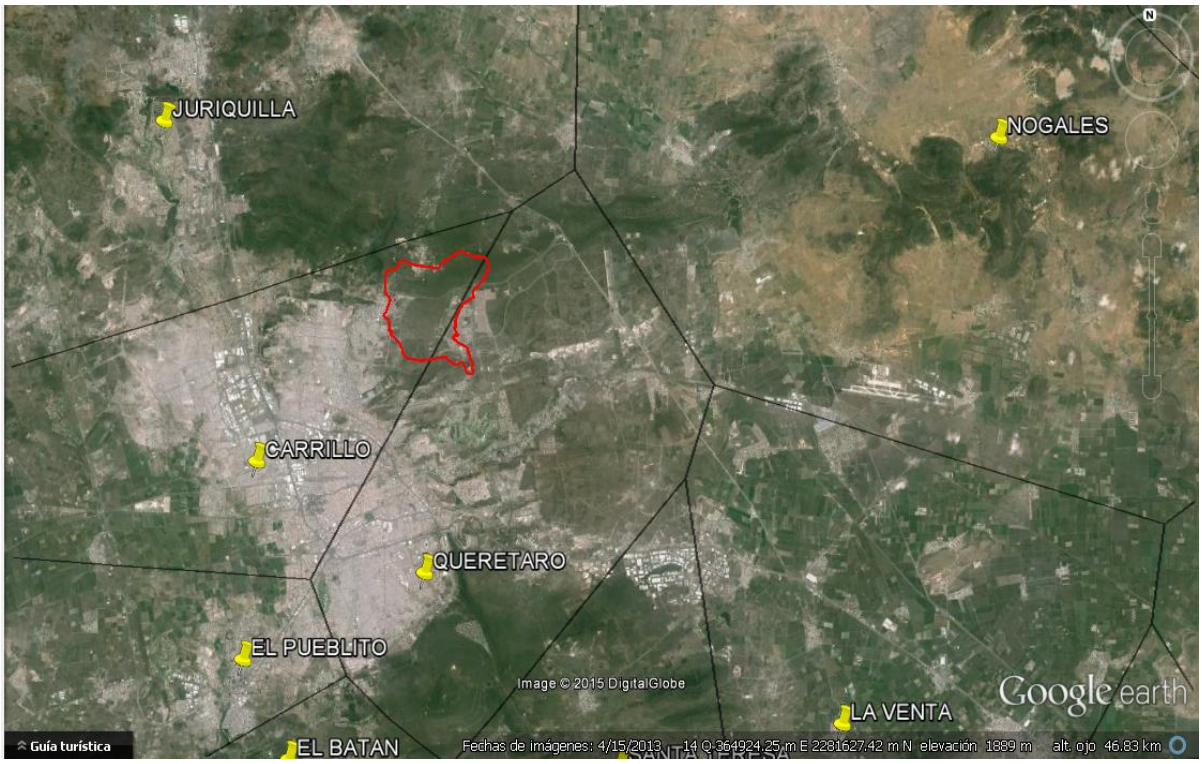


Figura 25. Estaciones de influencia en la zona de estudio.

4.6. Análisis probabilístico.

4.6.1. Programa Ax.

4.6.1.1. Estación Querétaro.

Análisis con el programa Ax, para la estación Querétaro, se obtuvo un error estándar menor con la función de probabilidad Gamma como se muestra a continuación.

Resumen de errores estándar Archivo analizado: ESTQUE-1....

Función	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2 parámetros	3 parámetros	2 parámetros	3 parámetros
Normal	4,423	----------	4,423	----------
Lognormal	3,347	3,378	3,532	15,270
Gumbel	3,317	----------	3,385	----------
Exponencial	4,385	----------	31,604	----------
Gamma	3,497	3,311	3,935	3,309
Doble Gumbel	3,618			

Mínimo error estándar: 3,309

Calculado por la función: Gamma (m x. ver.) 3 p.

Aceptar Imprimir Ayuda

Figura 26. Se muestra el Error estándar para las diferentes funciones de probabilidad utilizadas.

Optimización de la función Doble Gumbel Archivo: ESTQUE-1.TXT

P	8,
Ciclos	1
Ciclos 1ª pob	1
Contador de alfa1	16
Error	3149660910
Contador de beta1	2
Error	3195952132
Ciclos 2ª pob	1
Contador de alfa2	29
Error	3404967846
Contador de beta2	2
Error	3426025019
Error global	3617686477

Resultados de la optimización:

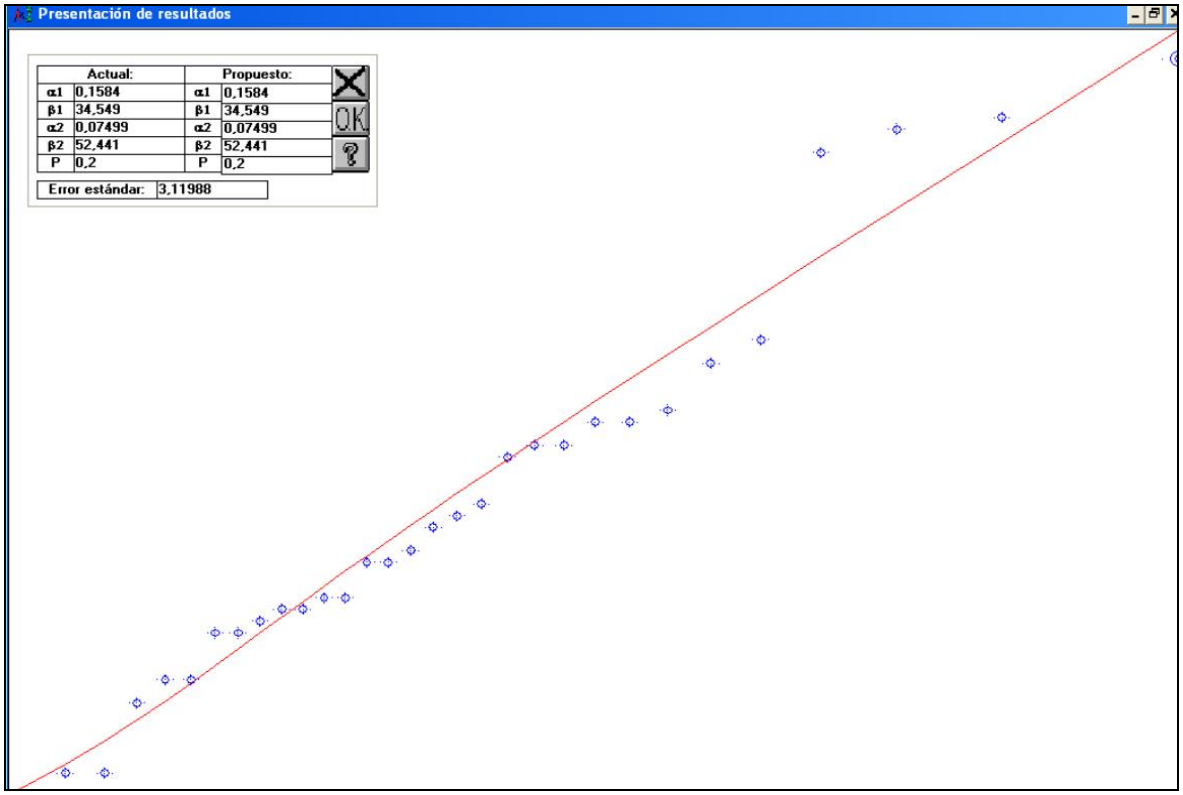
P	2,
α1	1584040904
β1	3454857140
α2	7498627017
β1	5244087697
Error	3119881562

O. K. Cancelar Cerrar Imprimir Ayuda

Figura 27. Error estándar con la función doble Gumbel optimizada.

Con referente a las Figura 26 se observó que la distribución Gamma es la más adecuada ya que genera un menor error estándar, pero al aplicarle la distribución Doble Gumbel optimizada, se obtiene diferentes combinaciones en el porcentaje de la primera Gumbel y la segunda, se llega a obtener un mejor ajuste y por lo tanto como se observa en la Figura 27 se redujo el error estándar hasta 3.11, lo cual es menor que el anterior de la Gamma de 3.30 y en consecuencia se decidió tomar la Doble Gumbel optimizada por ser la más adecuada y ajustada a los datos para el análisis probabilístico de las precipitaciones.

A continuación se muestra la gráfica de la función Doble Gumbel optimizada para los valores analizados.



Gráfica 11. Función de distribución Doble Gumbel optimizada.

Errores cuadráticos Archivo: ESTQUE~1....

i	Tr	Dato	Calculado	Error^2
1	32,	93,	95,42	5,88
2	16,	88,	85,91	4,35
3	10,67	87,	80,23	45,8
4	8,	85,	76,11	79,01
5	6,4	69,	72,84	14,76
6	5,33	67,	70,11	9,65
7	4,57	63,	67,73	22,42
8	4,	62,	65,63	13,15
9	3,56	62,	63,71	2,94
10	3,2	60,	61,95	3,82
11	2,91	60,	60,31	,1
12	2,67	59,	58,76	,06
13	2,46	55,	57,29	5,23
14	2,29	54,	55,87	3,5
15	2,13	53,	54,5	2,25
16	2,	51,	53,16	4,68
17	1,88	50,	51,85	3,42
18	1,78	50,	50,55	,3
19	1,68	47,	49,26	5,1
20	1,6	47,	47,96	,93
21	1,52	46,	46,66	,44
22	1,45	46,	45,34	,44
23	1,39	45,	43,99	1,03
24	1,33	44,	42,6	1,97
25	1,28	44,	41,17	8,04
26	1,23	40,	39,68	,1
27	1,19	40,	38,12	3,52
28	1,14	38,	36,48	2,31

Parámetros estadísticos de la muestra:

$\mu =$ 54,806 $\sigma =$ 16,481 $\gamma =$,821 $\kappa =$ 3,462

Parámetros de la función: Doble Gumbel

Parámetro	Alfa1	Beta1	Alfa2	Beta2	P
Valor	.04090424	.85714072	.62701787	.08769725	2,

Error estándar = 3,12

Cerrar Extrapolar Graficar Imprimir Ayuda

Figura 28 Cálculo del error estándar para la función Doble Gumbel optimizada de la estación Querétaro.

Extrapolación...

No	Tr	Dato cal
1	2,	53,16
2	5,	69,12
3	10,	79,32
4	20,	89,
5	50,	101,47
6	100,	110,8
7	200,	120,09
8	500,	132,31
9	1000,	141,53
10	2000,	150,76
11	5000,	163,16
12	10000,	171,8

Cerrar Imprimir Guardar Ayuda

Figura 29. Resultados de la extrapolación de las precipitaciones para cada periodo de retorno.

4.6.1.2. Estación Carrillo.

Análisis con el programa Ax, para la estación Carrillo, se obtuvo un error estándar menor con la función de probabilidad Doble Gumbel como se muestra a continuación.

Resumen de errores estándar Archivo analizado: ESTCAR-1....

Función	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2 parámetros	3 parámetros	2 parámetros	3 parámetros
Normal	9,429	----------	9,429	----------
Lognormal	7,293	6,489	8,350	12,029
Gumbel	7,144	----------	8,402	----------
Exponencial	6,264	----------	26,183	----------
Gamma	7,993	6,793	8,613	7,094
Doble Gumbel	5,548			

Mínimo error estándar: 5,548

Calculado por la función: Doble Gumbel

Aceptar Imprimir Ayuda

Figura 30. Error estándar para las diferentes Funciones de probabilidad utilizadas.

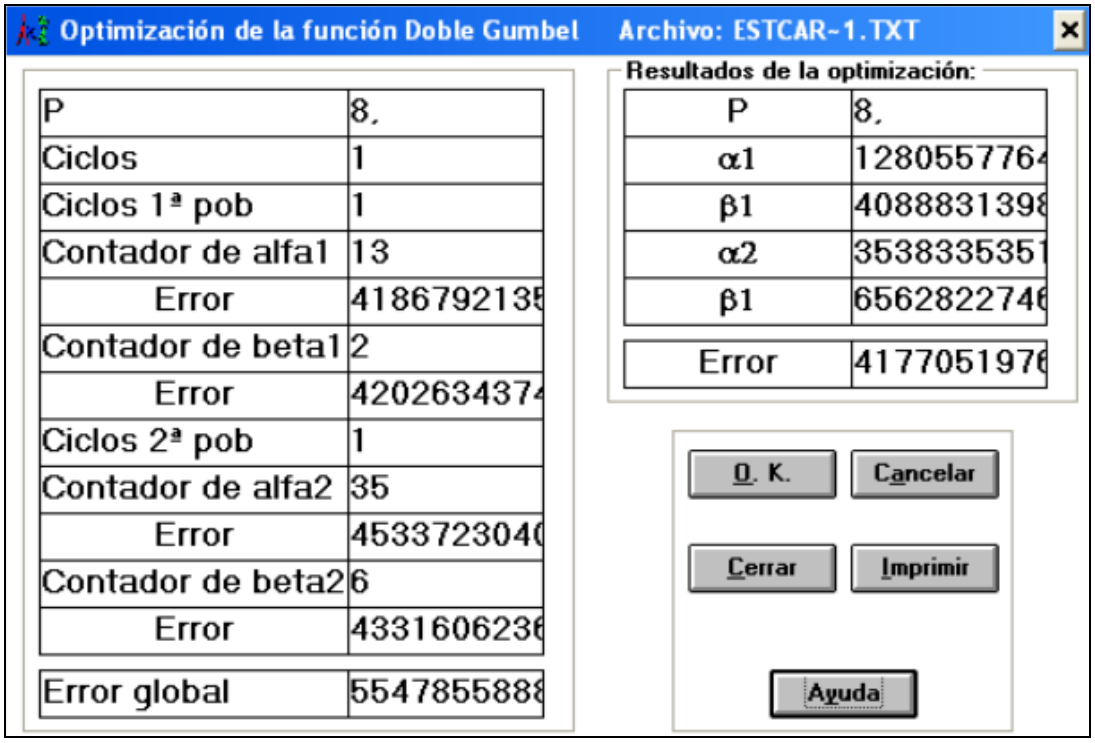
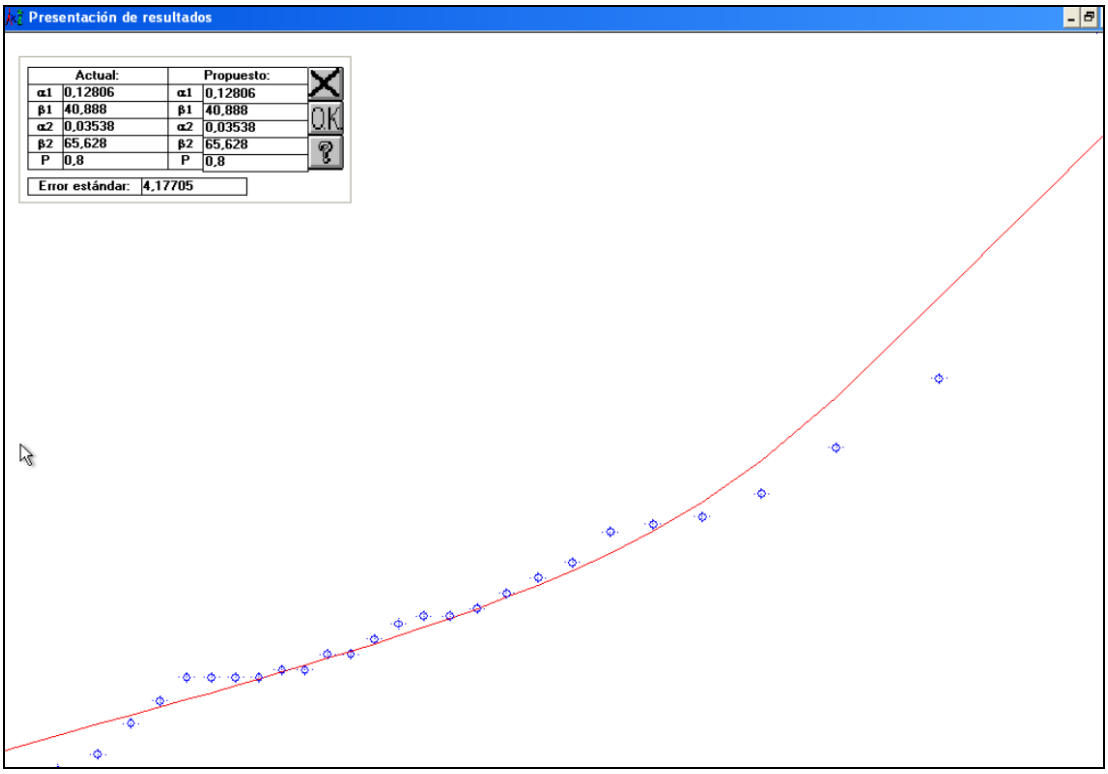


Figura 31 Error estándar con la función doble Gumbel optimizada.



Gráfica 12. Función de distribución Doble Gumbel optimizada.

Errores cuadráticos Archivo: ESTCAR~1.T...

i	Tr	Dato	Calculado	Error^2
1	29,	125,	112,75	150,09
2	14,5	80,	90,66	113,53
3	9,67	71,	77,56	43,04
4	7,25	65,	69,25	18,04
5	5,8	62,	63,83	3,34
6	4,83	61,	60,04	,93
7	4,14	60,	57,19	7,91
8	3,63	56,	54,92	1,17
9	3,22	54,	53,03	,94
10	2,9	52,	51,41	,35
11	2,64	50,	49,98	,
12	2,42	49,	48,7	,09
13	2,23	49,	47,53	2,17
14	2,07	48,	46,44	2,44
15	1,93	46,	45,41	,34
16	1,81	44,	44,44	,19
17	1,71	44,	43,51	,24
18	1,61	42,	42,6	,36
19	1,53	42,	41,71	,08
20	1,45	41,	40,83	,03
21	1,38	41,	39,95	1,1
22	1,32	41,	39,06	3,78
23	1,26	41,	38,13	8,23
24	1,21	38,	37,16	,71
25	1,16	35,	36,1	1,21
26	1,12	31,	34,91	15,28
27	1,07	29,	33,46	19,92
28	1,04	29,	31,4	5,77

Parámetros estadísticos de la muestra:

$\mu =$ 50,929 $\sigma =$ 18,999 $\gamma =$ 2,348 $\kappa =$ 10,91

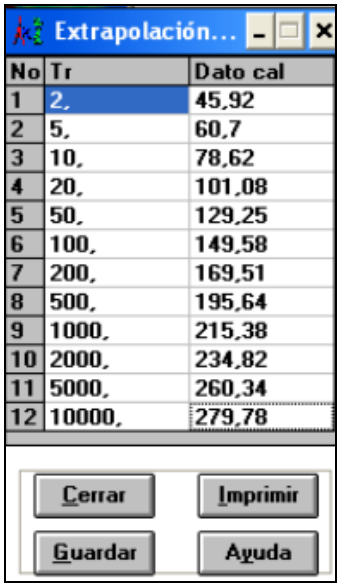
Parámetros de la función: Doble Gumbel

Parámetro	Alfa1	Beta1	Alfa2	Beta2	P
Valor	55776431	83139863	33535117	82274602	8,

Error estándar = 4,177

Cerrar Extrapolar Graficar Imprimir Ayuda

Figura 32. Cálculo del error estándar para la función Doble Gumbel optimizada de la estación Carrillo.



No	Tr	Dato cal
1	2,	45,92
2	5,	60,7
3	10,	78,62
4	20,	101,08
5	50,	129,25
6	100,	149,58
7	200,	169,51
8	500,	195,64
9	1000,	215,38
10	2000,	234,82
11	5000,	260,34
12	10000,	279,78

Figura 33. Resultados de la extrapolación de las precipitaciones para cada periodo de retorno.

4.6.1.3. Ponderación.

En la siguiente tabla se muestra la ponderación de las precipitaciones de acuerdo con el área de influencia de la estación con respecto a la cuenca de estudio.

Tabla 9. Ponderación de las precipitaciones en la cuenca de estudio.

CUENCA EL REFUGIO						
Determinación de las precipitaciones máximas en 24 horas en función de la zona de influencia que corresponde a las estaciones climatológicas cercanas al área en estudio						
Área total de cuenca (km^2):			11.039			
		ESTACIÓN: QUERÉTARO OBSERVATORIO		ESTACIÓN: CARRILLO		Precipitación máxima en 24 horas para la cuenca.
		Área de influencia (km^2):	1.795	Área de influencia (km^2):	9.244	
		% respecto al área total:	16.3	% respecto al área total:	83.7	
		Lluvia máxima en 24 horas		Lluvia máxima en 24 horas		
		Determinada para la estación	Ponderada para la cuenca	Determinada para la estación	Ponderada para la cuenca	
PERIODO DE RETORNO	AÑOS	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
	2	44.90	7.30	45.7	38.27	**45.57**
	5	59.10	9.61	60.3	50.49	**60.10**
	10	68.60	11.15	76.3	63.89	**75.05**
	20	80.90	13.15	98.5	82.48	**95.64**
	50	90.20	14.67	114.0	95.46	**110.13**
	100	99.50	16.18	129.00	108.02	**124.20**
	200	121.70	19.79	139.00	116.40	**136.19**
	500	132.00	21.46	156.09	130.71	**152.17**

4.6.2. VELL (Visualizador de Escenarios de Lluvia).

Se muestra a continuación el organismo de cuenca seleccionado en el que se encuentra inmerso la zona de estudio, que para este caso es el organismo de cuenca Lerma Santiago Pacifico.

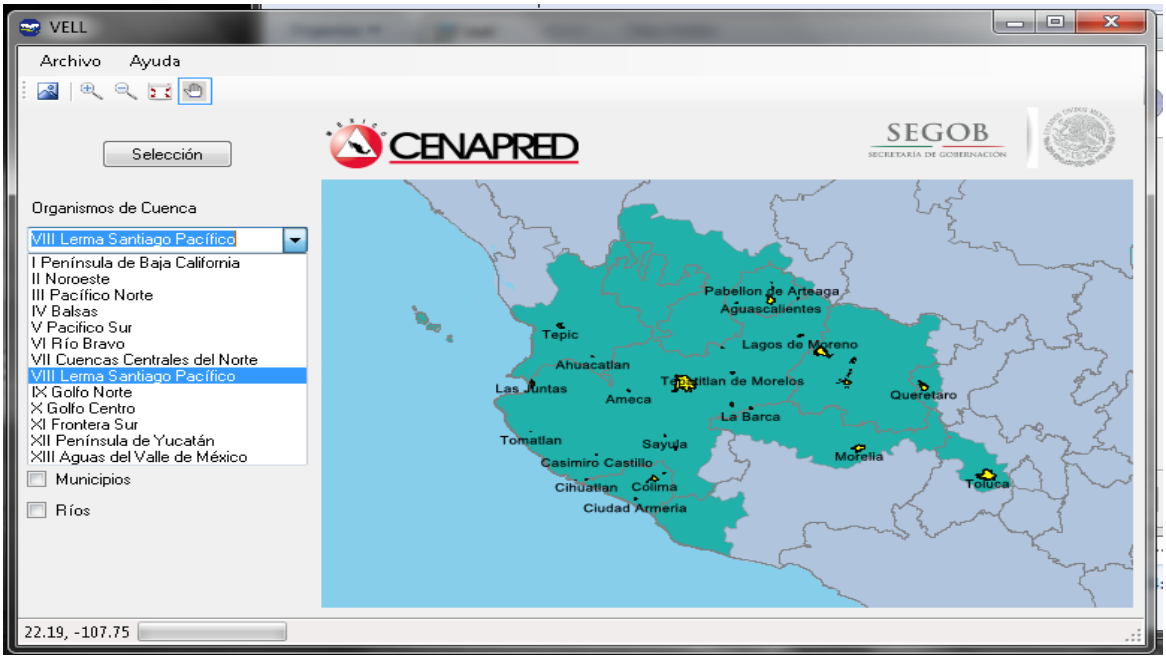


Figura 34. Organismo de cuenca seleccionado.

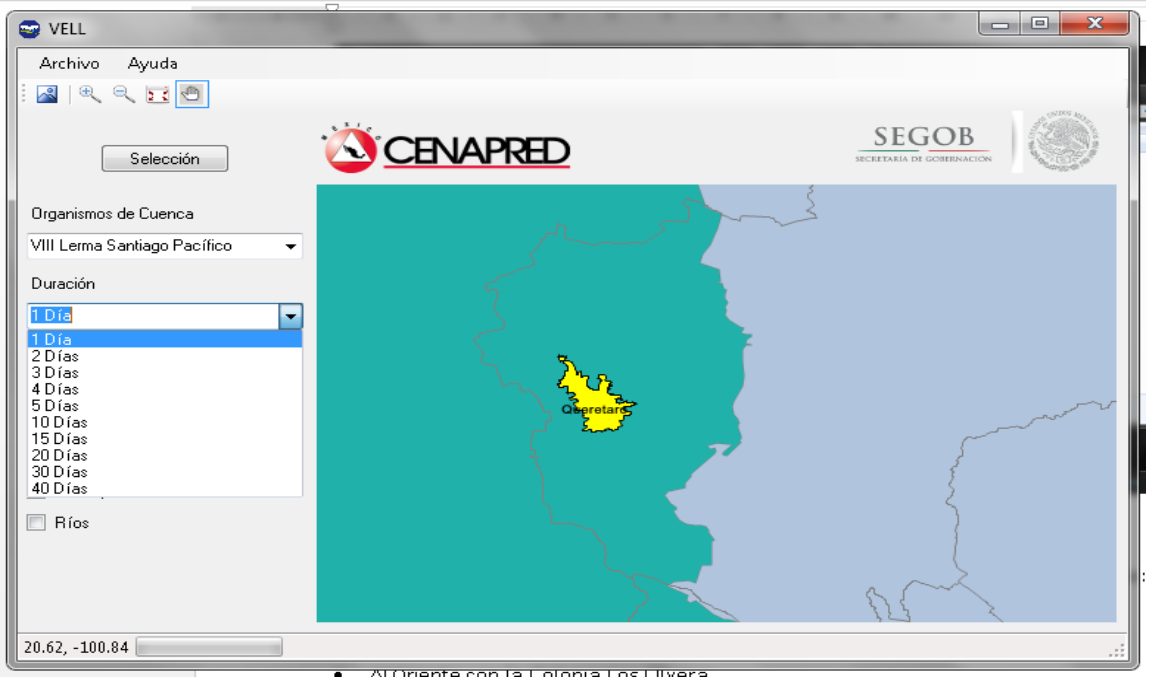


Figura 35. Se muestra la duración seleccionada y un zoom a la zona de estudio.

Se realizó un zoom y se buscó la coordenada del sitio, donde se realizó el cálculo por el método de las isoyetas como se muestra a continuación.

Figura 36. Selección de las coordenadas de la zona de estudio.

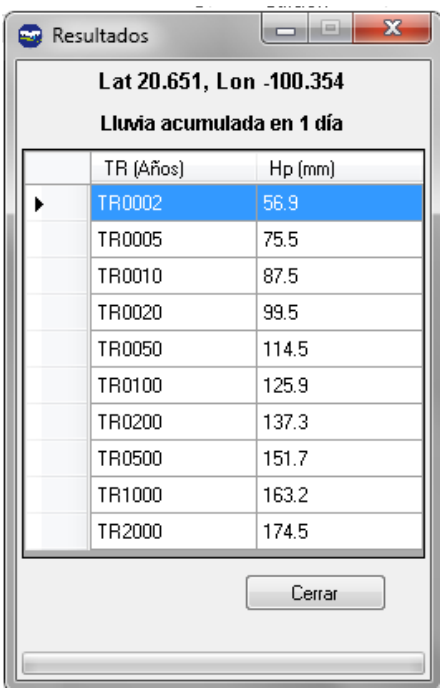


Figura 37. Resultados de la extrapolación de las precipitaciones para cada periodo de retorno.

4.6.3. Precipitaciones Finales

Con lo anterior se decidió tomar las precipitaciones obtenidas con el programa Vell, ya que este programa considera un modelo más espacial por estar basado en el método de las isoyetas y el análisis del Ax está sujeto a las estaciones que no se encuentran muy cercanas al sitio de estudio.

Ademas se consideró el VELL por generar los resultados que aunque son muy parecidos por ambos métodos, con el VELL son mayores las precipitaciones y con esto se tiene un factor de seguridad inmerso en el análisis, aunque este programa no está actualizado al 2014, se tomó esta información haciendo el criterio de que se considera hacer el análisis aunque no tenga los últimos 2 años de registro, ya que se tienen en el programa registros mayores de 20 años, se considera confiable para esta caso de estudio.

Tabla 10. Resultados del VELL.

RESULTADOS DEL PROGRAMA VELL	
Tr	Hp 24 hrs
2	**56.9**
5	**75.5**
10	**87.5**
20	**99.5**
50	**114.5**
100	**125.9**
200	**137.3**
500	**151.7**

4.7. Características fisiográficas de la cuenca de estudio.

4.7.1. Pendiente del cauce principal por método Taylor-schwarz

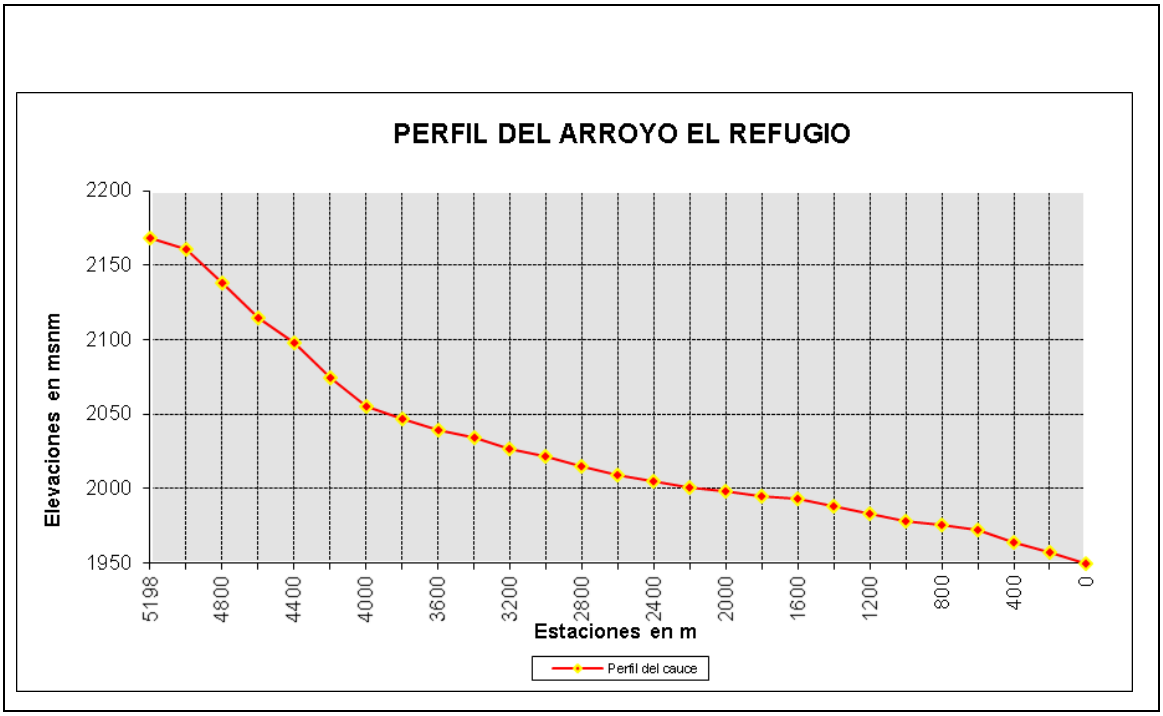
Tabla 11. Pendiente del Cauce principal.

CÁLCULO DE LA PENDIENTE DEL CAUCE
FÓRMULA DE TAYLOR - SCHWARZ

Proyecto: E.H. de Avenidas en la Cuenca del Noreste de Querétaro (El Refugio)
Arroyo: El Refigio

ELEVACIÓN (msnm)	*CADENAMIENTO (m)*	*DIFERENCIA ELEVACIÓN (m)*	*DIFERENCIA CADENAMIENTO (m)*	*(Ei/Li)^0.5*	*L/(Ei/Li)^0.5*
1950.00	0				
1957.00	200	7.00	200	0.18708	1069.04
1964.00	400	7.00	200	0.18708	1069.04
1972.00	600	8.00	200	0.20000	1000.00
1976.00	800	4.00	200	0.14142	1414.21
1978.00	1000	2.00	200	0.10000	2000.00
1983.00	1200	5.00	200	0.15811	1264.91
1988.00	1400	5.00	200	0.15811	1264.91
1993.00	1600	5.00	200	0.15811	1264.91
1995.00	1800	2.00	200	0.10000	2000.00
1998.00	2000	3.00	200	0.12247	1632.99
2001.00	2200	3.00	200	0.12247	1632.99
2005.00	2400	4.00	200	0.14142	1414.21
2009.00	2600	4.00	200	0.14142	1414.21
2015.00	2800	6.00	200	0.17321	1154.70
2022.00	3000	7.00	200	0.18708	1069.04
2027.00	3200	5.00	200	0.15811	1264.91
2034.00	3400	7.00	200	0.18708	1069.04
2039.00	3600	5.00	200	0.15811	1264.91
2047.00	3800	8.00	200	0.20000	1000.00
2055.00	4000	8.00	200	0.20000	1000.00
2074.00	4200	19.00	200	0.30822	648.89
2098.00	4400	24.00	200	0.34641	577.35
2115.00	4600	17.00	200	0.29155	685.99
2138.00	4800	23.00	200	0.33912	589.77
2161.00	5000	23.00	200	0.33912	589.77
2168.00	5198	7.00	198	0.18803	1053.05
Sumas:		**218.00**	**5198.00**	**4.99**	**30408.88**

PENDIENTE (TAYLOR - SCHWARZ) =	**0.029219**
PENDIENTE DIRECTA =	0.041939



Gráfica 13. Perfil del cauce principal.

De la gráfica anterior podemos destacar que por el método de Taylor la pendiente es menor que la pendiente directa, se tolo la pendiente por el método de Taylor ya que se consideró más adecuada por haberse dividido en secciones y estar más apegada al terreno natural.

4.7.2. Tiempo de concentración

CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (Tc)

A) Método de Rowe

$$Tc = \left(\frac{0.87\, L^{3}}{D} \right)^{0.385} = \mathbf{0.80} \text{ HRS}$$

B) Método de Kirpich

$$Tc = 0.0003245 \left(\frac{L}{S^{1/2}} \right)^{0.77} = \mathbf{0.92} \text{ HRS}$$

C) Método del SCS

$$'Tc = \frac{L^{1.15}}{3085\, D^{0.38}} = \mathbf{0.80} \text{ HRS}$$

Tc promedio = 0.83 **HRS**

Tc seleccionado = 0.80 HRS

Como se observó por los tres métodos se obtuvo un tiempo de concentración parecido pero se eligió el menor, ya que es más crítico, al tener un tiempo de concentración menor, los escurrimientos se incrementan y con esto podemos tener un mayor gasto, no es tan elevada la diferencia entre uno y otro por lo que solo se tomó este criterio para tener un pequeño factor de seguridad.

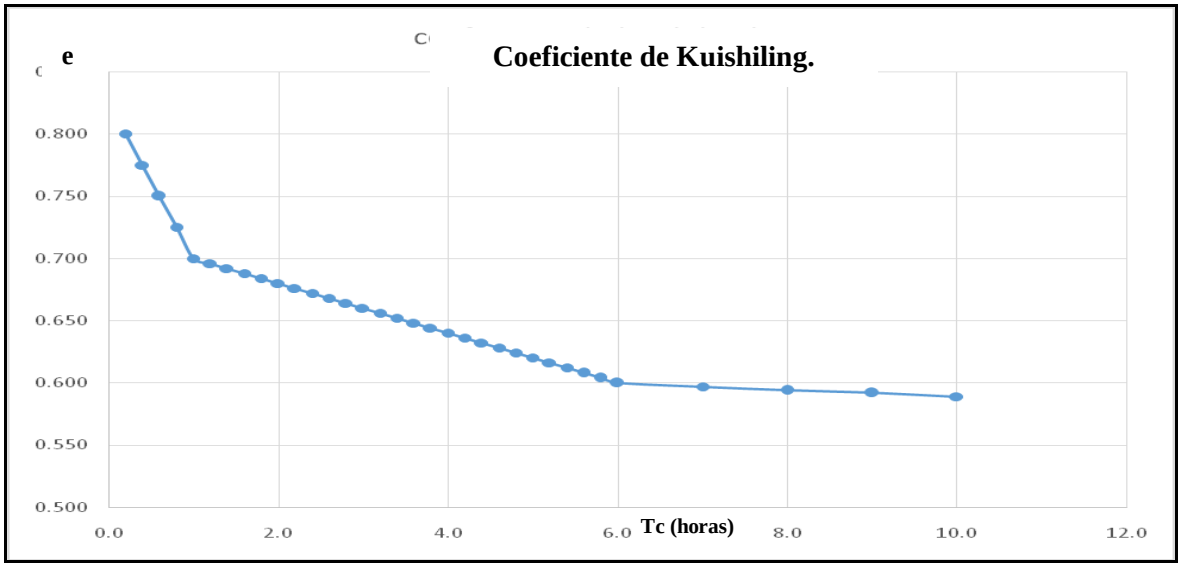
4.7.3. Coeficiente de Kushiling.

Este coeficiente intervienen para el cálculo de las precipitaciones de diseño, así como la intensidad, por lo que se calcula a partir de la siguiente tabla.

Tabla 12. Coeficiente de Kuishiling.

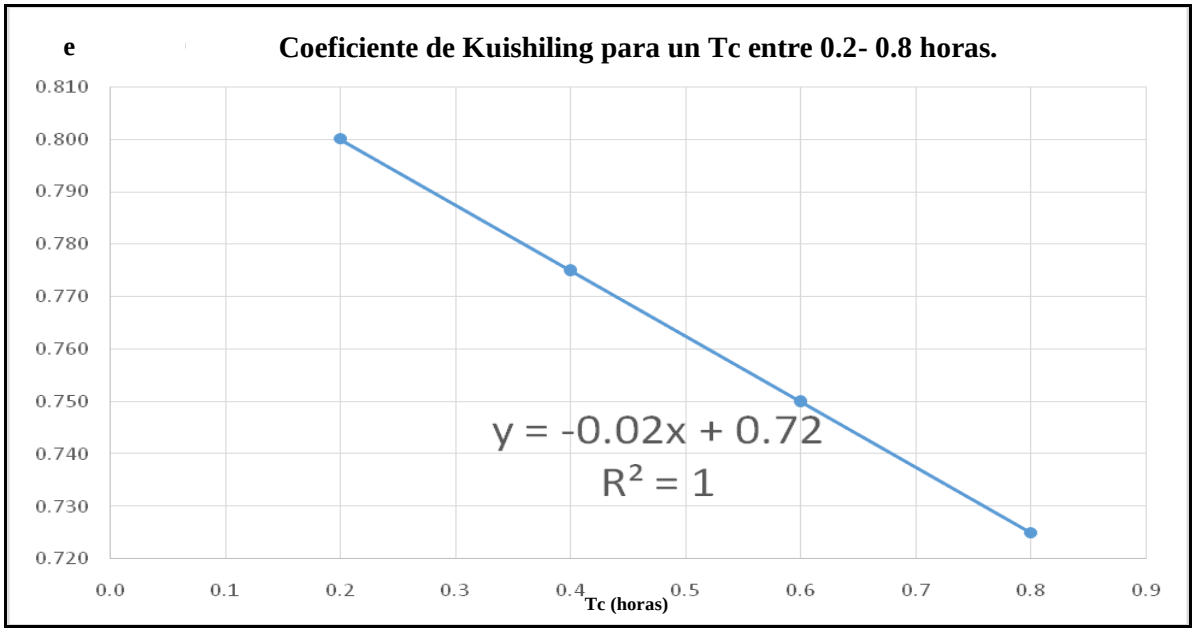
Tc	e	Tc	e
0.2	0.8	3.6	0.648
0.4	0.775	3.8	0.644
0.6	0.75	4	0.64
0.8	0.725	4.2	0.636
1	0.7	4.4	0.632
1.2	0.696	4.6	0.628
1.4	0.692	4.8	0.624
1.6	0.688	5	0.62
1.8	0.684	5.2	0.616
2	0.68	5.4	0.612
2.2	0.676	5.6	0.608
2.4	0.672	5.8	0.604
2.6	0.668	6	0.6
2.8	0.664	7	0.597
3	0.66	8	0.594
3.2	0.656	9	0.592
3.4	0.652	10	0.589

Debido a que ya se tiene el tiempo de concentración se calculó la gráfica y se identificó el coeficiente de Kuishiling correspondiente.



Gráfica 14. Coeficiente de Kuishiling.

La grafica anterior nos muestra los valores para distintos tiempos de concentración, pero para poder precisar más en el valor se calculó la ecuación que representa el tramo en donde se encuentra el tiempo de concentración para este estudio y que se muestra en la siguiente gráfica.



Gráfica 15. Coeficiente de Kuishiling para un Tc entre 0.2-0.8 horas.

Con la ecuación anterior se pudo calcular el coeficiente de kuishiling, el cual con ayudo al cálculo de las precipitaciones e intensidades de diseño.

4.7.4. Resumen de características fisiográficas de la cuenca.

Tabla 13. Características fisiográficas.

ÁREA DE LA CUENCA =	**11.04**	Km^2
LONGITUD DEL C.P. =	**5.198**	Km
DESNIVEL DEL C.P. =	**218**	m
PENDIENTE PROMEDIO DEL CAUCE TAYLOR-SCHWARZ =	**0.02921**	Milésimas
VALOR (e) DE LA FÓRMULA DE KUISHILING =	**0.725**	Adimensional

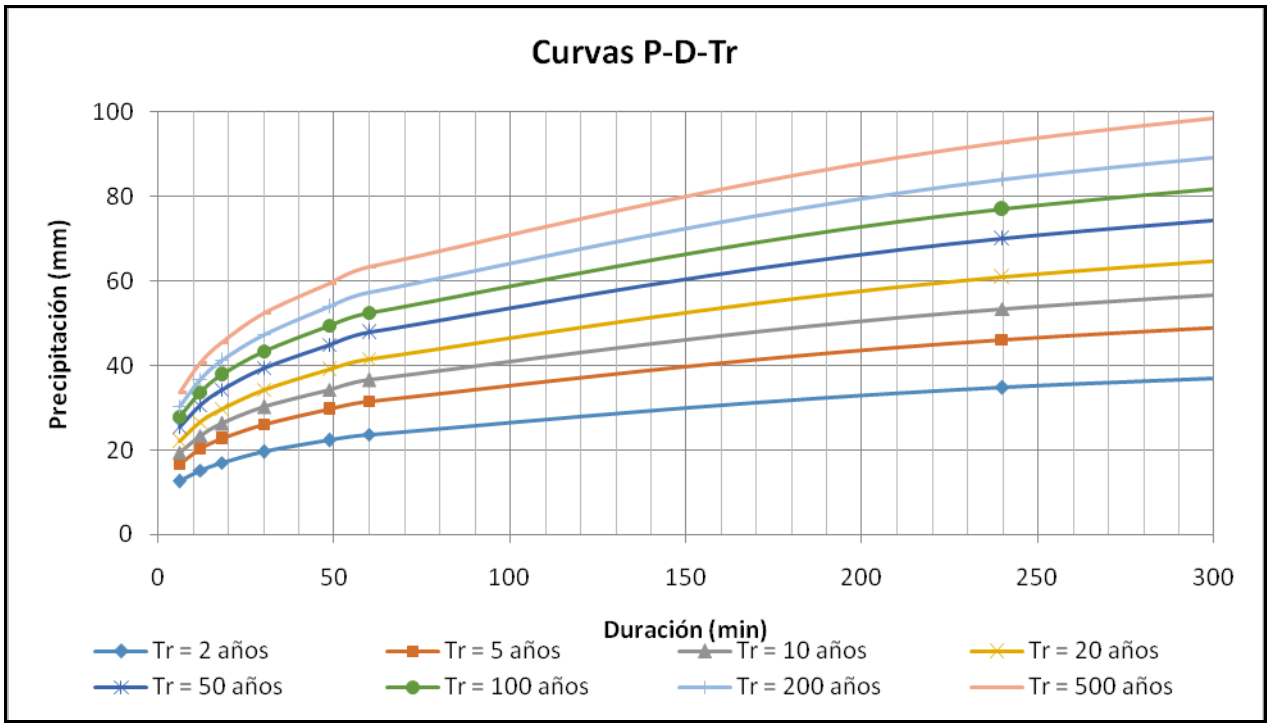
En la tabla anterior se observan las características fisiográficas generales de la cuenca, de las cuales se tomó la pendiente por el método de Taylor, ya que se considera un método que al dividir el cauce y promediar las pendientes de cada tramo se tiene una pendiente más adecuada y parecida al cauce principal natural, se tomó el área en km2 para el análisis por los métodos raciona, HUT y Chow, los cuales así consideran las unidades para su estudio.

4.7.5. Curvas P-D-T e I-D-T

Para la obtención de las curvas P-D-T se realizó el cálculo para las diferentes duraciones propuestas entre ellas la de tiempo de concentración, lo cual se muestra a continuación en la tabla y la gráfica.

Tabla 14. Datos para generar las curvas P-D-T

e =	0.725												
Tr (años)	$Pmáx_{24}$ (mm)	K	Duración (hr)										
			0.1	0.2	0.3	0.5	0.8	1	4	9	12	18	24
2	56.9	6.53	12.6	15.2	17.0	19.6	22.3	23.7	34.8	43.4	47.0	52.6	56.9
5	75.5	8.67	16.7	20.2	22.6	26.0	29.6	31.5	46.1	57.6	62.4	69.8	75.5
10	87.5	10.05	19.4	23.5	26.2	30.2	34.3	36.5	53.5	66.8	72.3	80.8	87.5
20	99.5	11.42	22.0	26.7	29.8	34.3	39.0	41.5	60.8	76.0	82.2	91.9	99.5
50	114.5	13.15	25.4	30.7	34.3	39.5	44.9	47.8	69.9	87.4	94.6	105.8	114.5
100	125.9	14.46	27.9	33.7	37.7	43.4	49.4	52.5	76.9	96.1	104.0	116.3	125.9
200	137.3	15.77	30.4	36.8	41.1	47.3	53.9	57.3	83.9	104.8	113.5	126.9	137.3
500	151.7	17.42	33.6	40.7	45.5	52.3	59.5	63.3	92.7	115.8	125.4	140.2	151.7

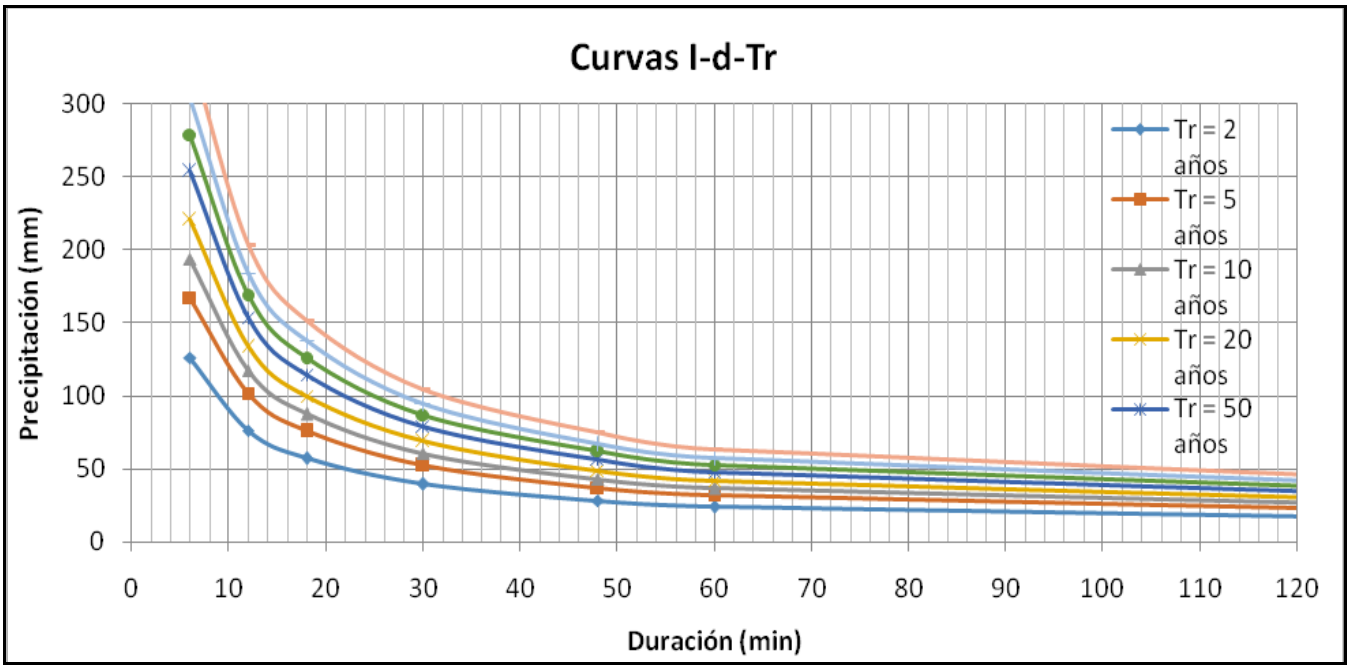


Gráfica 16. Curvas P-D-T.

A partir de las curvas P-D-T se realizó el cálculo para las diferentes duraciones y obtener las intensidades entre ellas la de tiempo de concentración, lo cual se muestra a continuación en la tabla y la gráfica.

Tabla 15. Datos para generar las curvas I-D-T

e =	0.725												
Tr (años)	$Pmáx_{24}$ (mm)	K	Duración (hr)										
			0.1	0.2	0.3	0.5	0.8	1	4	9	12	18	24
2	56.9	6.53	126.0	76.2	56.8	39.2	27.9	23.7	8.7	4.8	3.9	2.9	2.4
5	75.5	8.67	167.2	101.2	75.4	52.1	37.0	31.5	11.5	6.4	5.2	3.9	3.1
10	87.5	10.05	193.8	117.3	87.4	60.3	42.9	36.5	13.4	7.4	6.0	4.5	3.6
20	99.5	11.42	220.4	133.3	99.4	68.6	48.8	41.5	15.2	8.4	6.9	5.1	4.1
50	114.5	13.15	253.6	153.4	114.4	79.0	56.2	47.8	17.5	9.7	7.9	5.9	4.8
100	125.9	14.46	278.9	168.7	125.7	86.8	61.8	52.5	19.2	10.7	8.7	6.5	5.2
200	137.3	15.77	304.1	184.0	137.1	94.7	67.3	57.3	21.0	11.6	9.5	7.0	5.7
500	151.7	17.42	336.0	203.3	151.5	104.6	74.4	63.3	23.2	12.9	10.4	7.8	6.3



Gráfica 17. Curvas I-D-T

4.8. Calculo de los coeficientes de curva para los diferentes escenarios de Urbanización.

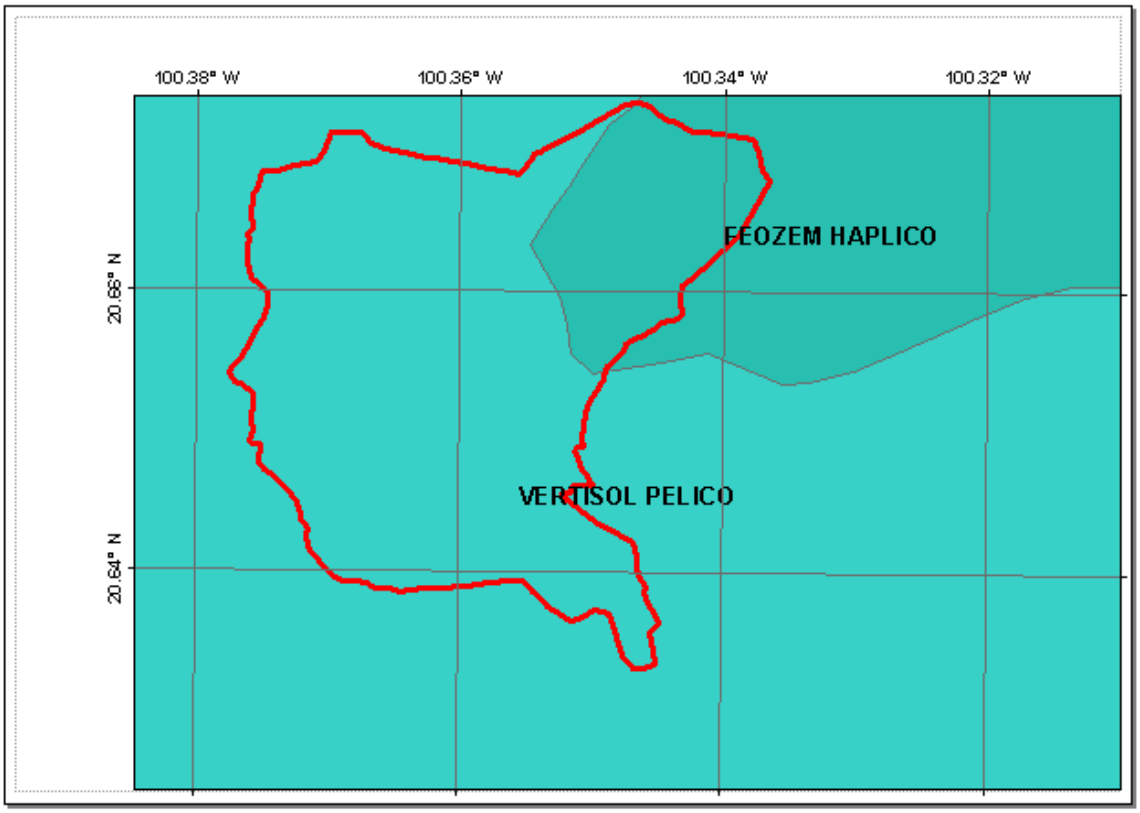


Figura 38. Edafología de la Cuenca de estudio.

En la figura anterior se muestran la edafología del sitio el cual nos indica el tipo de suelo para tomar el criterio, dentro del cual tanto el vertisol pélico como el feozem hálpico, son tipo C y que a continuación con esta información y lo obtenido en el recorrido de campo se justifican los coeficientes de escurrimiento para los distintos escenarios que se muestran a continuación.

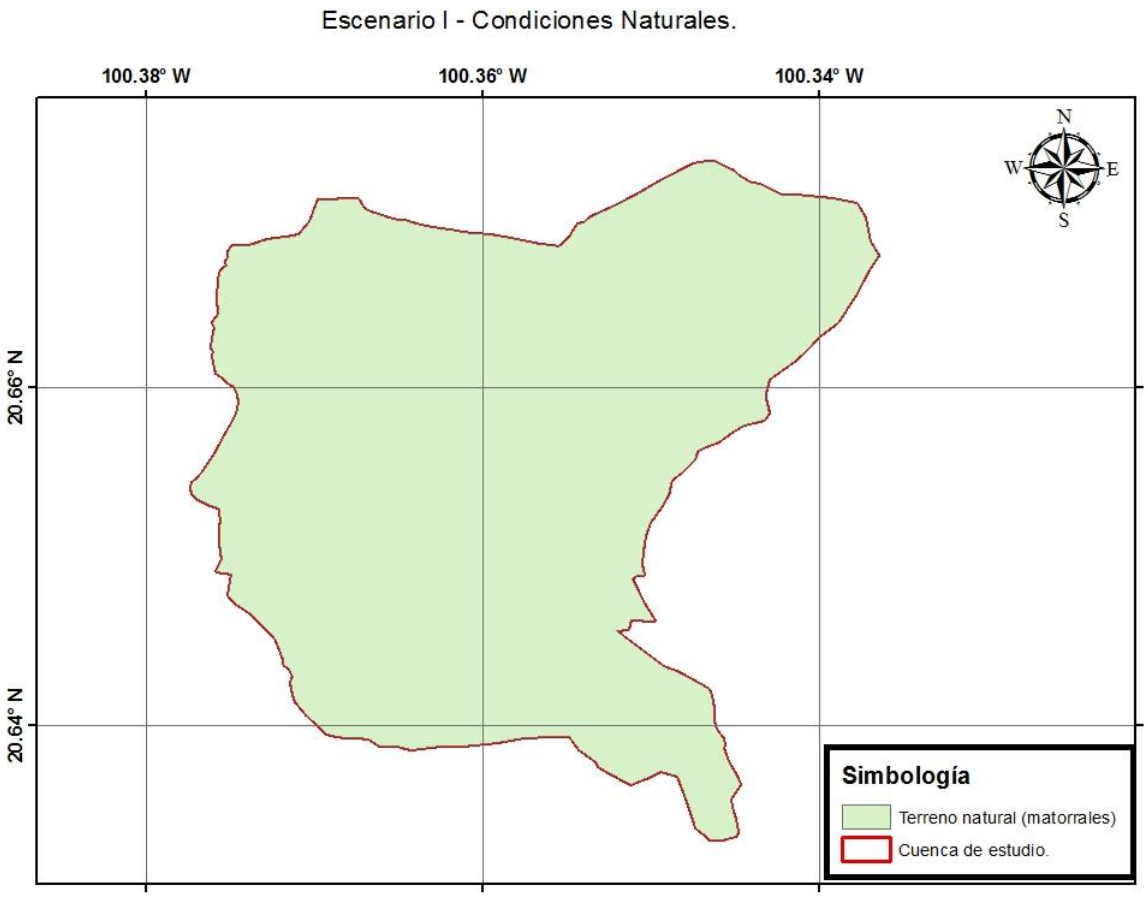


Figura 39. Escenario 1 (condiciones naturales).

Tabla 16. Coeficiente de escurrimiento en condiciones Naturales.

DETERMINACIÓN DEL VALOR DEL NÚMERO "N" DE ESCURRIMIENTO, ESCENARIO I							
USO DEL SUELO O COBERTURA	**ÁREA TRIBUTARIA km^2**	**% DEL ÁREA TOTAL**	**PRÁCTICA DE TRATAMIENTO**	**CONDICIÓN HIDROLÓGICA**	**NÚMERO DE CURVA PARA EL GRUPO HIDROLÓGICO DE SUELO**		
					TIPO DE SUELO	**VALOR DE "N"**	**VALOR DE "N" PONDERADO**
Terreno natural *Matorral, maleza*	11.039	100		*Mala*	C	75	75
TOTAL:	**11.039**						**75.00**

Cuenca de estudio	**11.039**	**km^2**

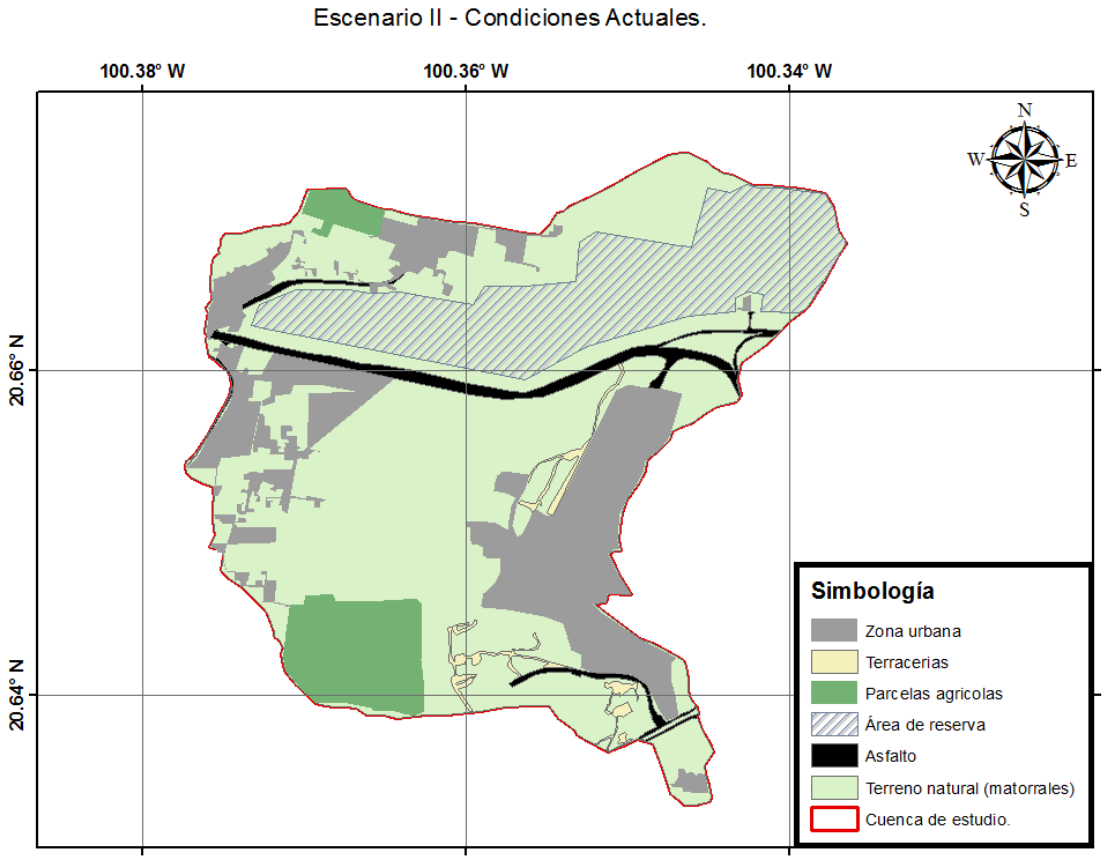


Figura 40. Escenario II (condiciones Actuales).

Tabla 17. Coeficiente de escurrimiento en condiciones actuales (27.28 % Urbanización de la cuenca).

DETERMINACIÓN DEL VALOR DEL NÚMERO "N" DE ESCURRIMIENTO, ESCENARIO II							
USO DEL SUELO	ÁREA TRIBUTARIA km^2	% DEL ÁREA TOTAL	PRÁCTICA DE TRATAMIENTO	CONDICIÓN HIDROLÓGICA	NÚMERO DE CURVA PARA EL GRUPO HIDROLÓGICO DE SUELO		
					TIPO DE SUELO	VALOR DE "N"	VALOR DE "N" PONDERADO
Calles y caminos:							
Pavimentados con cunetas	0.054	0.49			C	92	0.45
De terracería	0.120	1.09			C	87	0.95
Rancherías, pueblos y zonas urbanas (65%)*, con lotes de 500 m^2 o menos	3.011	27.28			C	91	24.82
Suelo agrícola cultivado:							
Cultivos en hilera	0.740	6.7	*Hileras rectas*	*Buena*	C	81	5.43
Terreno natural							
Matorral, maleza	7.114	64.44		*Mala*	C	77	49.6188
TOTAL:	**11.039**						**81.27**

Cuenca de estudio	**11.039**	**km^2**

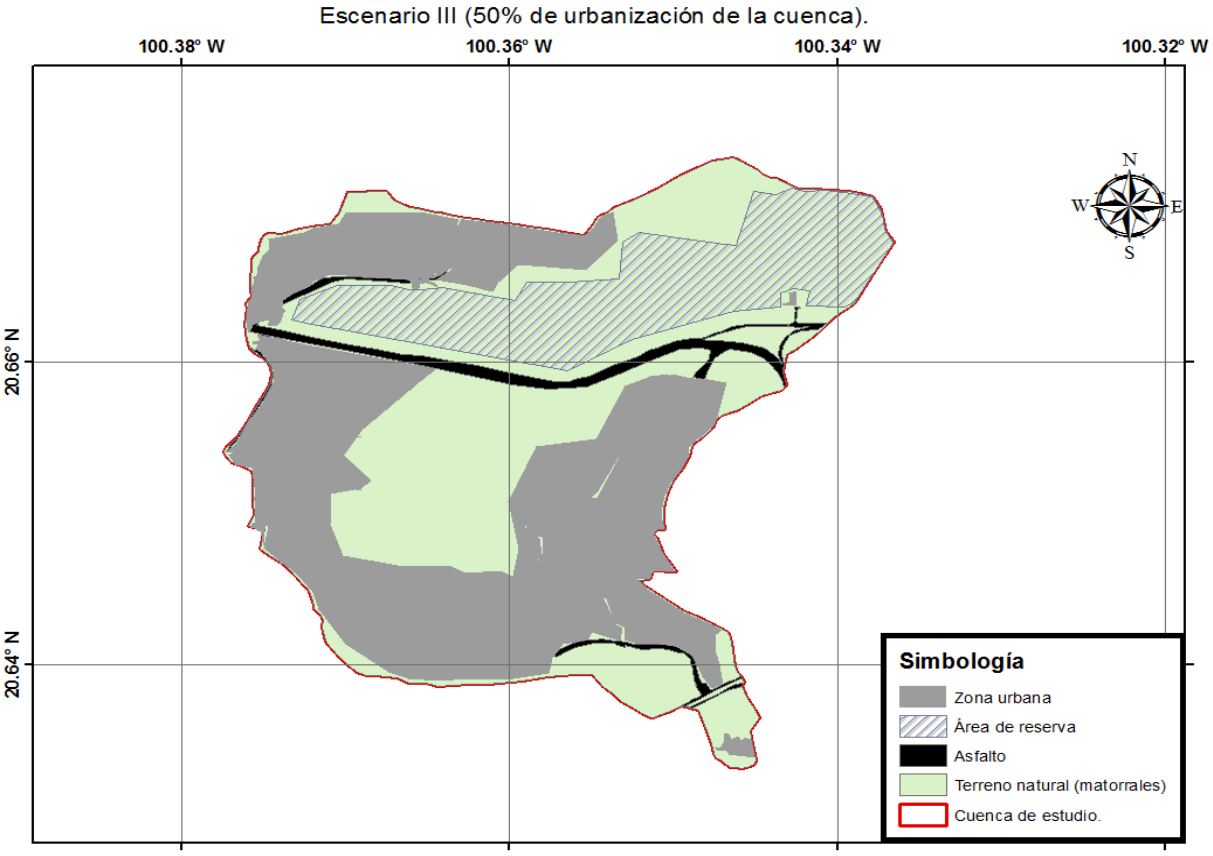


Figura 41. Escenario III (Urbanización 50% de la cuenca).

Tabla 18. Coeficiente de escurrimiento para el escenario III (50 % Urbanización de la cuenca).

DETERMINACIÓN DEL VALOR DEL NÚMERO "N" DE ESCURRIMIENTO, ESCENARIO III							
USO DEL SUELO O COBERTURA	ÁREA TRIBUTARIA km^2	% DEL ÁREA TOTAL	PRÁCTICA DE TRATAMIENTO	CONDICIÓN HIDROLÓGICA	NÚMERO DE CURVA PARA EL GRUPO HIDROLÓGICO DE SUELO		
					TIPO DE SUELO	VALOR DE "N"	VALOR DE "N" PONDERADO
Calles y caminos:							
Pavimentados con cunetas	0.054	0.491			C	92	0.45
De terracería	0.000	0			C	87	0.00
Rancherías, pueblos y zonas urbanas (65%)*, con lotes de 500 m^2 o menos	5.520	50			C	90	45.00
Suelo agrícola cultivado:							
Cultivos en hilera	0.000	0	*Hileras rectas*	*Buena*	C	77	0.00
Terreno natural							
Matorral, maleza	5.465	49.509		*Mala*	C	77	38.12193
TOTAL:	**11.039**						**83.57**

Cuenca de estudio	**11.039 km^2**

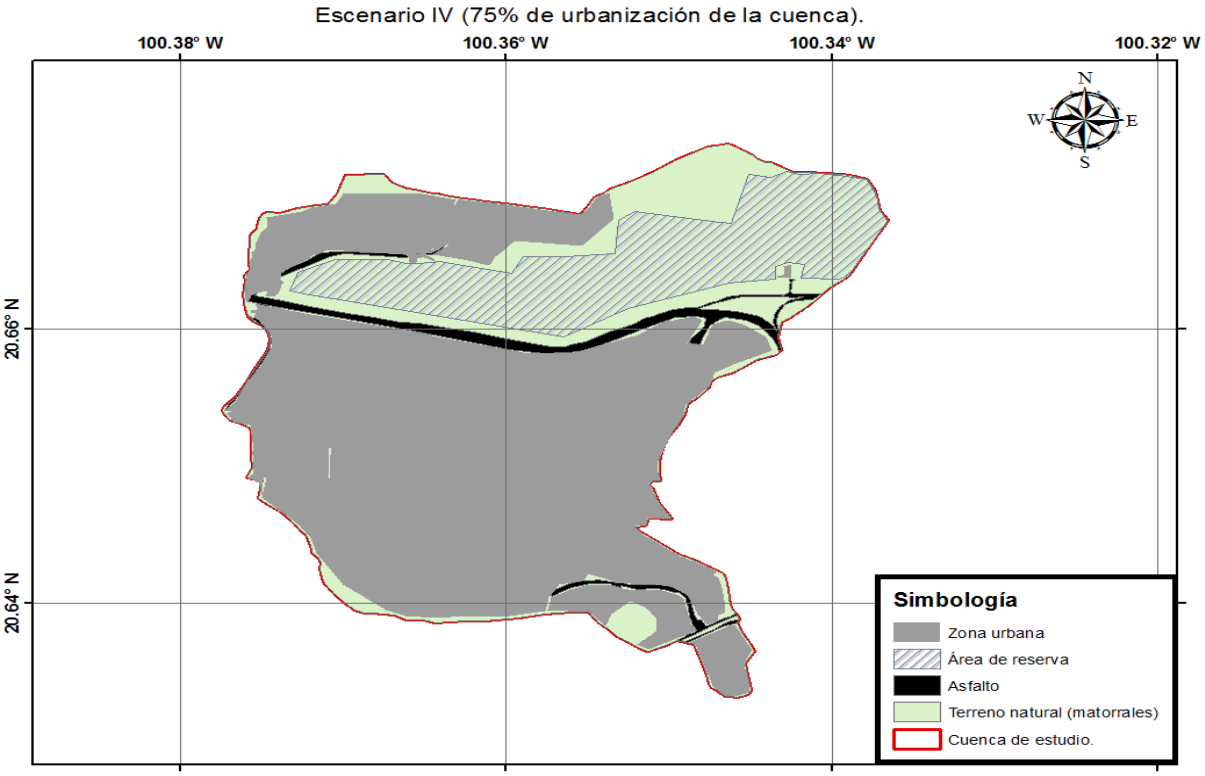


Figura 42. Escenario VI (Urbanización 75% de la cuenca).

Tabla 19. Coeficiente de escurrimiento para el escenario IV (75 % Urbanización de la cuenca).

DETERMINACIÓN DEL VALOR DEL NÚMERO "N" DE ESCURRIMIENTO, ESCENARIO IV							
USO DEL SUELO O COBERTURA	**ÁREA TRIBUTARIA km^2**	**% DEL ÁREA TOTAL**	**PRÁCTICA DE TRATAMIENTO**	**CONDICIÓN HIDROLÓGICA**	**NÚMERO DE CURVA PARA EL GRUPO HIDROLÓGICO DE SUELO**		
					TIPO DE SUELO	**VALOR DE "N"**	**VALOR DE "N" PONDERADO**
Calles y caminos:							
Pavimentados con cunetas	0.054	0.491			C	92	0.45
De terracería	0.000	0			C	87	0.00
Rancherías, pueblos y zonas urbanas (65 %)*, con lotes de 500 m^2 o menos	8.279	75			C	90	67.50
Suelo agrícola cultivado:							
Cultivos en hilera	0.000	0	*Hileras rectas*	*Buena*	C	77	0.00
Terreno natural							
Matorral, maleza	2.706	24.509		*Mala*	C	77	18.87193
TOTAL:	**11.039**						**86.82**

Cuenca de estudio	**11.039**	**km^2**

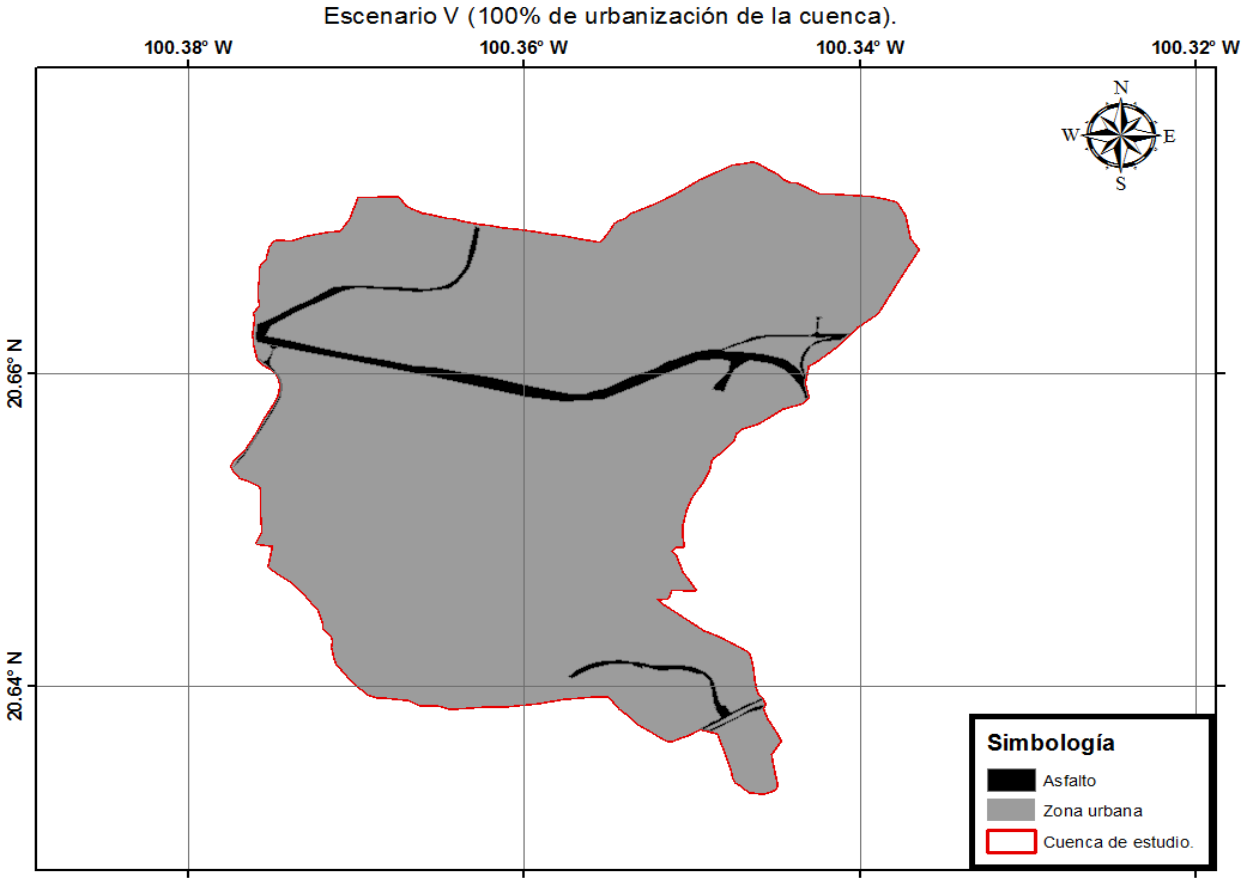


Figura 43. Escenario V (Urbanización 100% de la cuenca).

Tabla 20. Coeficiente de escurrimiento para el escenario V (100 % Urbanización de la cuenca).

DETERMINACIÓN DEL VALOR DEL NÚMERO "N" DE ESCURRIMIENTO, ESCENARIO V							
USO DEL SUELO O COBERTURA	ÁREA TRIBUTARIA km^2	% DEL ÁREA TOTAL	PRÁCTICA DE TRATAMIENTO	CONDICIÓN HIDROLÓGICA	NÚMERO DE CURVA PARA EL GRUPO HIDROLÓGICO DE SUELO		
					TIPO DE SUELO	VALOR DE "N"	VALOR DE "N" PONDERADO
Calles y caminos: *Pavimentados con cunetas*	0.054	0.491			C	92	0.45
Rancherías, pueblos y zonas urbanas (65 %)*, con lotes de 500 m^2 o menos	10.985	99.509			C	90	89.56
TOTAL:	**11.039**						**90.01**

Cuenca de estudio	**11.039**	**km^2**

4.9. Cálculo de los gastos para el escenario I.

4.9.1. Determinación de la lluvia de diseño.

Al aplicar las ecuaciones anteriores Ecuación 25 y Ecuación 26 , se obtienen los siguientes resultados de Hp de diseño.

Tabla 21. Precipitación de diseño.

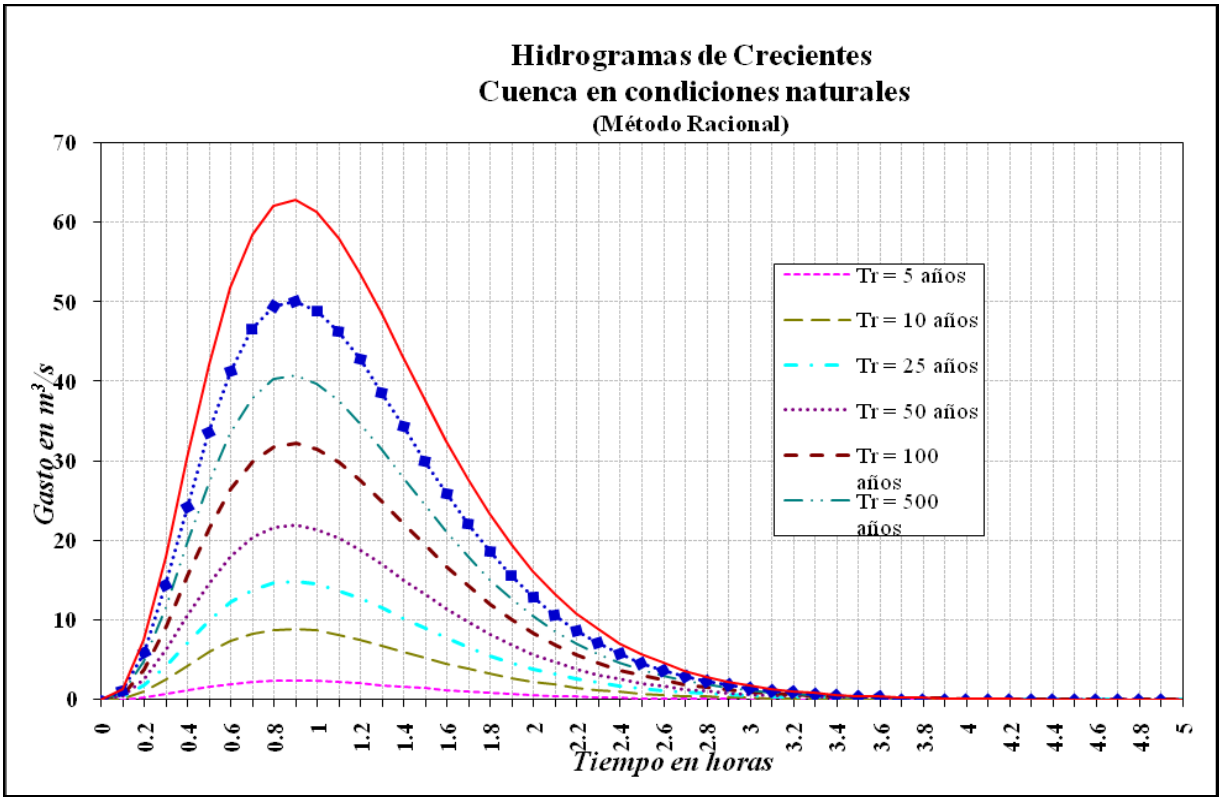
Tr (años)	K	Hp media de diseño (mm)
2	6.53	**22.33**
5	8.66	**29.63**
10	10.04	**34.34**
20	11.42	**39.05**
50	13.14	**44.94**
100	14.45	**49.41**
200	15.76	**53.88**
500	17.41	**59.54**

4.9.2. Calculo del gasto máximo Método Racional.

Al utilizar las ecuaciones 24, 27, 28 y 29, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 22. Precipitación en exceso, intensidad y gastos de diseño para cada periodo de retorno con el método racional.

Tr (años)	He (mm)	I (mm/hr)	Qmáx (m^3/s)
2	0.62	27.91	**2.366**
5	2.31	37.04	**8.875**
10	3.87	42.92	**14.827**
20	5.71	48.81	**21.923**
50	8.39	56.17	**32.168**
100	10.65	61.76	**40.836**
200	13.08	67.36	**50.168**
500	16.37	74.42	**62.789**



Gráfica 18. Hidrogranmas para los diferentes periodos de retorno con método racional.

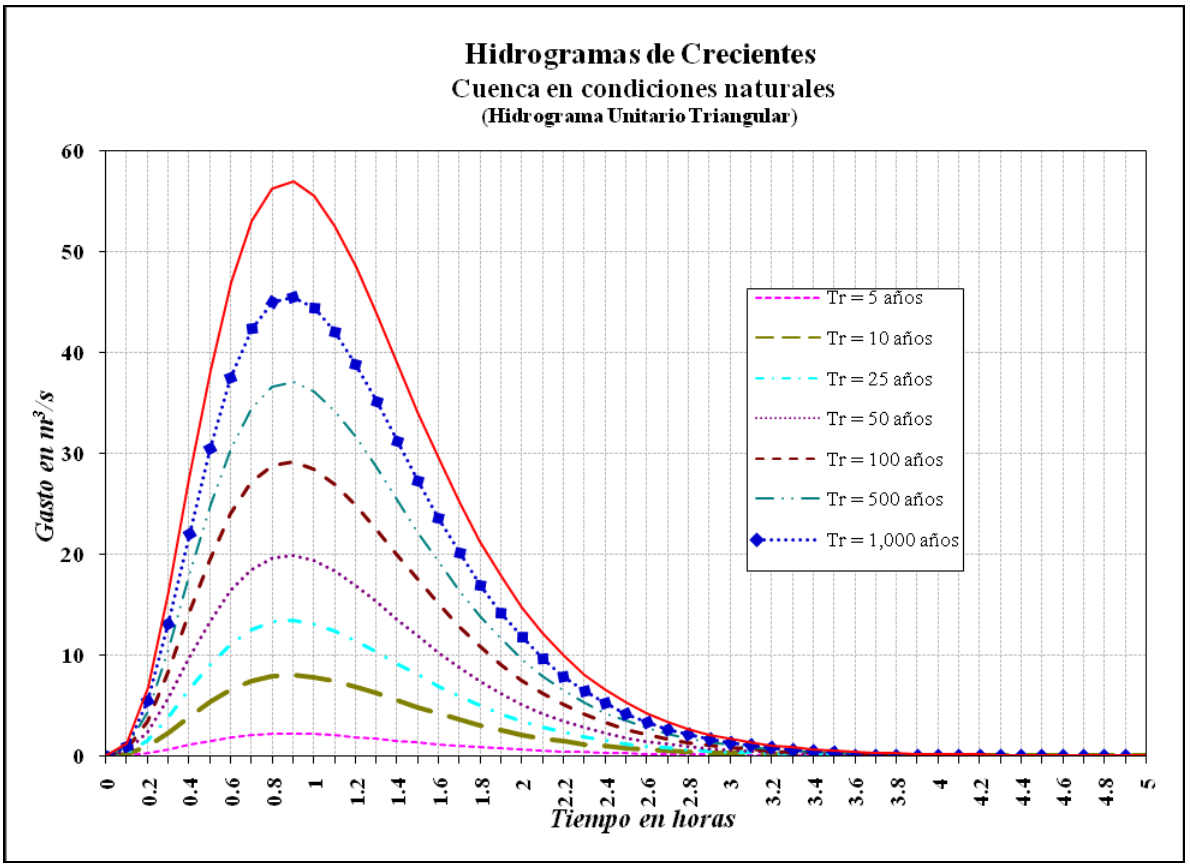
4.9.3. Calculo del gasto máximo Método de Hidrograma Unitario Triangular.

Las características del hidrograma unitario triangular se determinaron mediante las Ecuaciones 30 y 31.

Al utilizar las ecuaciones anteriores, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 23. Gastos de diseño por el método del hidrograma unitario triangular.

Tr (años)	Q máximo (m^3/s)
2	**2.151**
5	**8.069**
10	**13.479**
20	**19.930**
50	**29.243**
100	**37.124**
200	**45.607**
500	**57.081**



Gráfica 19. Hidrogramas para los diferentes periodos de retorno con método HUT.

4.9.4. Cálculo del gasto máximo Método de Ven Te Chow.

Al utilizar las ecuaciones 33, 34 y 35, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 24. Gastos de diseño por el método de Ven Te Chow.

Tr (años)	X	Q máximo (m^3/s)
2	0.77	**1.516**
5	2.89	**5.685**
10	4.83	**9.497**
20	7.14	**14.041**
50	10.48	**20.603**
100	13.31	**26.155**
200	16.35	**32.132**
500	20.46	**40.215**

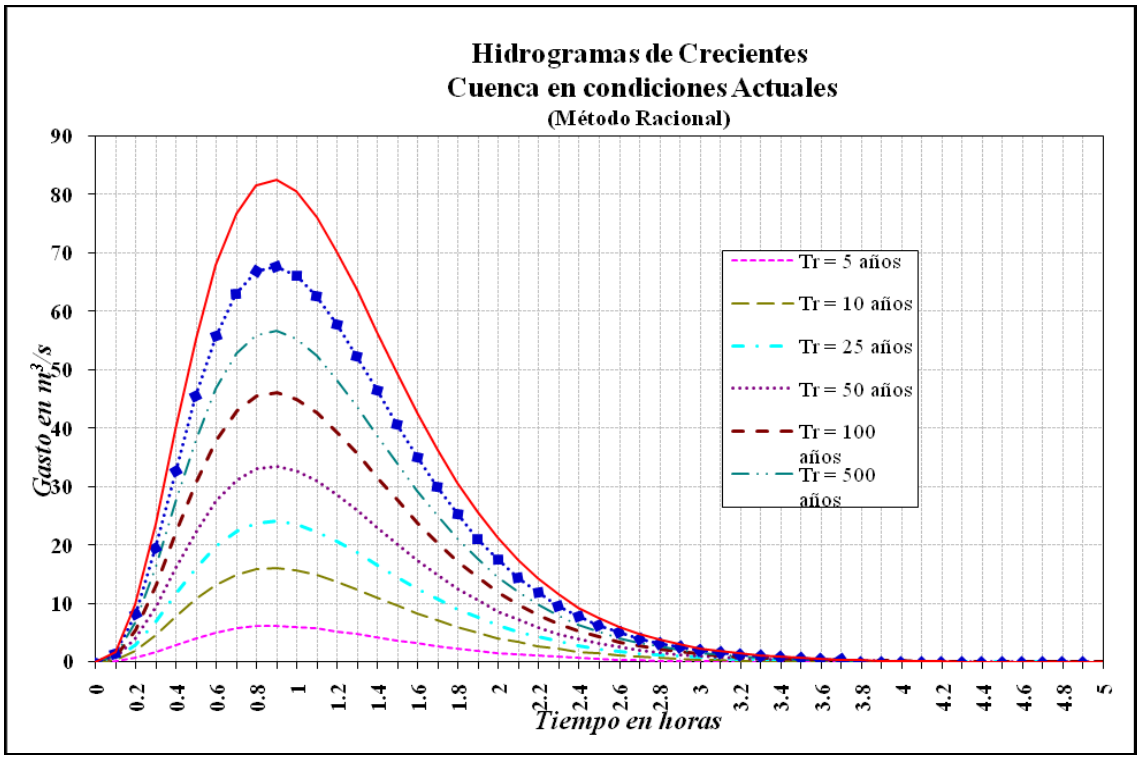
4.10. Cálculo de los gastos para el escenario II.

4.10.1. Calculo del gasto máximo Método Racional.

Al utilizar las ecuaciones 24, 27, 28 y 29, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 25. Precipitación en exceso, intensidad y gastos de diseño para cada periodo de retorno con el método racional.

Tr (años)	He (mm)	I (mm/hr)	Qmáx (m^3/s)
2	1.63	27.91	**6.259**
5	4.20	37.04	**16.115**
10	6.31	42.92	**24.206**
20	8.70	48.81	**33.391**
50	12.03	56.17	**46.154**
100	14.77	61.76	**56.657**
200	17.66	67.36	**67.752**
500	21.51	74.42	**82.497**



Gráfica 20. Hidrogramas para los diferentes periodos de retorno con método racional.

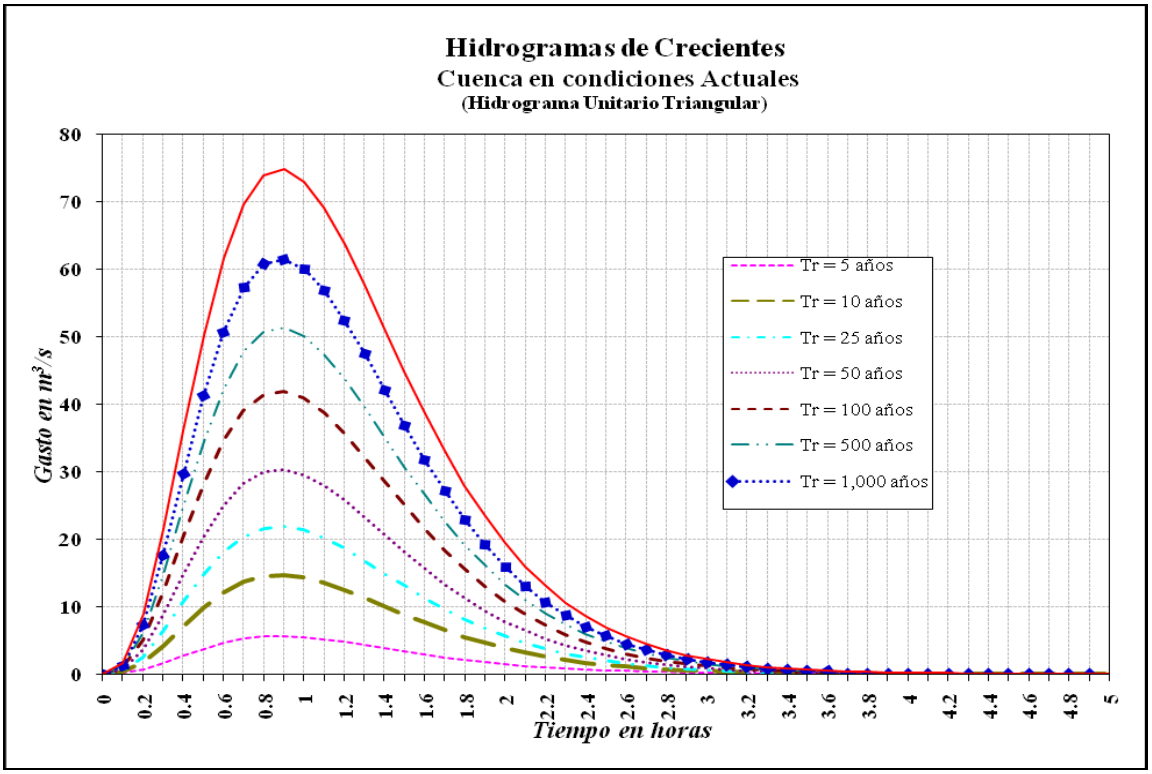
4.10.2. Cálculo del gasto máximo Método de Hidrograma Unitario Triangular.

Las características del hidrograma unitario triangular se determinaron mediante las Ecuaciones 30 y 31.

Al utilizar las ecuaciones anteriores, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 26. Gastos de diseño por el método del hidrograma unitario triangular.

Tr (años)	Q máximo (m^3/s)
2	**5.690**
5	**14.650**
10	**22.006**
20	**30.356**
50	**41.958**
100	**51.507**
200	**61.593**
500	**74.997**



Gráfica 21. Hidrogranmas para los diferentes periodos de retorno con método HUT.

4.10.3. Calculo del gasto máximo Método de Ven Te Chow.

Al utilizar las ecuaciones 33,34 y 35, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 27. Gastos de diseño por el método de Ven Te Chow.

Tr (años)	X	Q máximo (m^3/s)
2	2.04	**4.009**
5	5.25	**10.322**
10	7.89	**15.504**
20	10.88	**21.387**
50	15.04	**29.561**
100	18.46	**36.288**
200	22.08	**43.394**
500	26.88	**52.838**

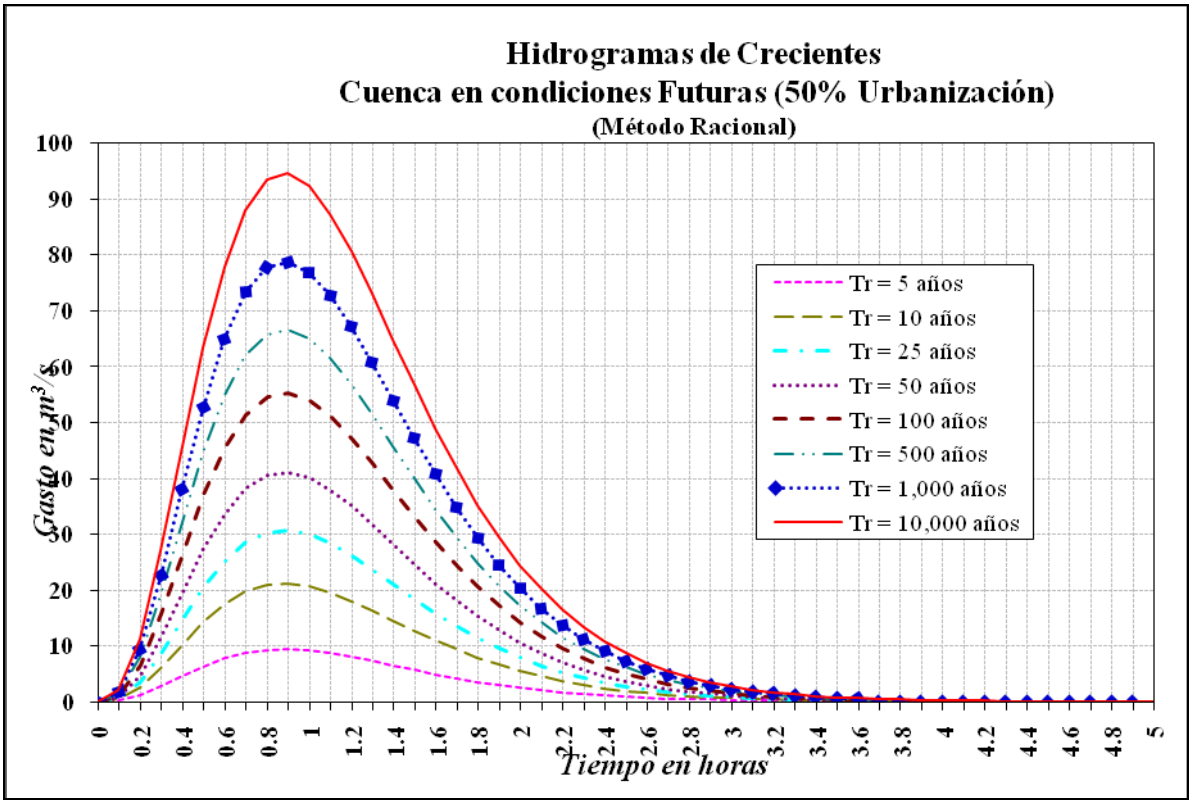
4.11. Cálculo de los gastos para el escenario III.

4.11.1. Calculo del gasto máximo Método Racional.

Al utilizar las ecuaciones 24, 27, 28 y 29, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 28. Precipitación en exceso, intensidad y gastos de diseño para cada periodo de retorno con el método racional.

Tr (años)	He (mm)	I (mm/hr)	Qmáx (m^3/s)
2	2.45	27.91	**9.390**
5	5.55	37.04	**21.282**
10	7.99	42.92	**30.634**
20	10.69	48.81	**41.026**
50	14.39	56.17	**55.213**
100	17.40	61.76	**66.734**
200	20.54	67.36	**78.794**
500	24.68	74.42	**94.684**



Gráfica 22. Hidrogranmas para los diferentes periodos de retorno con método racional.

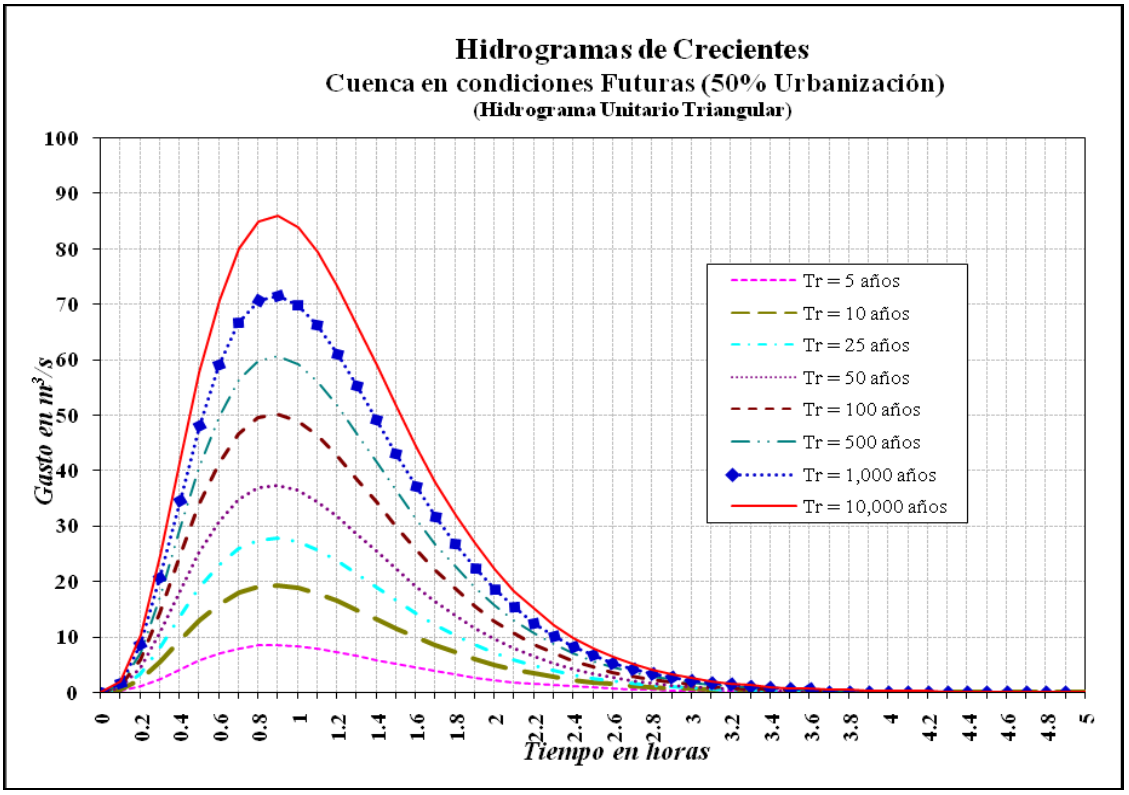
4.11.2. Calculo del gasto máximo Método de Hidrograma Unitario Triangular.

Las características del hidrograma unitario triangular se determinaron mediante las Ecuaciones 30 Y 31.

Al utilizar las ecuaciones anteriores, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 29. Gastos de diseño por el método del hidrograma unitario triangular.

Tr (años)	Q máximo (m^3/s)
2	**8.536**
5	**19.347**
10	**27.849**
20	**37.296**
50	**50.193**
100	**60.668**
200	**71.631**
500	**86.076**



Gráfica 23. Hidrogramas para los diferentes periodos de retorno con método HUT.

4.11.3. Cálculo del gasto máximo Método de Ven Te Chow.

Al utilizar las ecuaciones 33,34 y 35, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 30. Gastos de diseño por el método de Ven Te Chow.

Tr (años)	X	Q máximo (m^3/s)
2	3.06	**6.014**
5	6.93	**13.631**
10	9.98	**19.621**
20	13.37	**26.276**
50	17.99	**35.363**
100	21.75	**42.742**
200	25.68	**50.467**
500	30.85	**60.644**

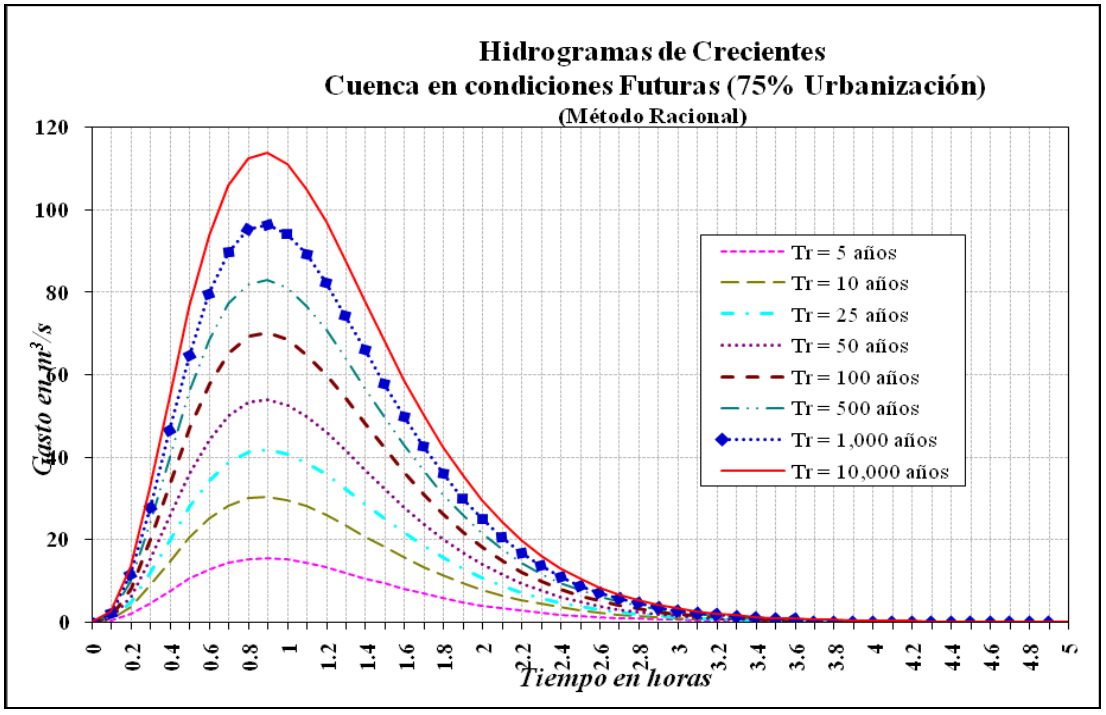
4.12. Cálculo de los gastos para el escenario IV.

4.12.1. Cálculo del gasto máximo Método Racional.

Al utilizar las ecuaciones 24, 27, 28 y 29, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 31. Precipitación en exceso, intensidad y gastos de diseño para cada periodo de retorno con el método racional.

Tr (años)	He (mm)	I (mm/hr)	Qmáx (m^3/s)
2	4.02	27.91	**15.424**
5	7.95	37.04	**30.485**
10	10.88	42.92	**41.739**
20	14.05	48.81	**53.912**
50	18.29	56.17	**70.158**
100	21.67	61.76	**83.127**
200	25.17	67.36	**96.538**
500	29.72	74.42	**114.010**



Gráfica 24. Hidrogramas para los diferentes periodos de retorno con método racional.

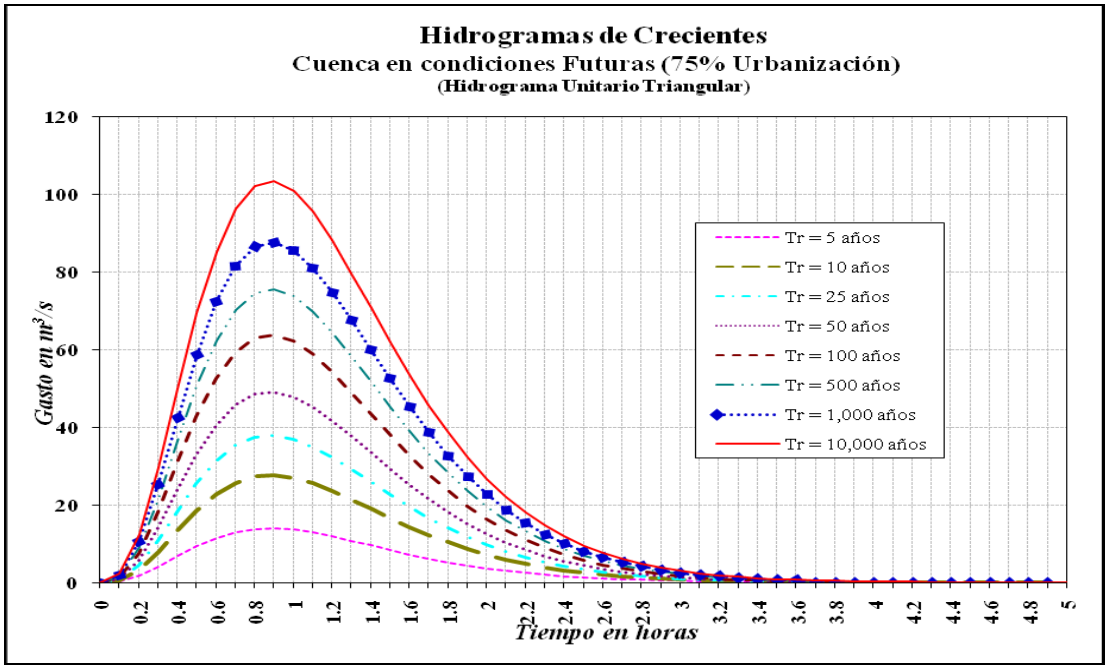
4.12.2. Calculo del gasto máximo Método de Hidrograma Unitario Triangular.

Las características del hidrograma unitario triangular se determinaron mediante las Ecuaciones 30 Y 31.

Al utilizar las ecuaciones anteriores, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 32. Gastos de diseño por el método del hidrograma unitario triangular.

Tr (años)	Q máximo (m^3/s)
2	**14.022**
5	**27.713**
10	**37.945**
20	**49.011**
50	**63.780**
100	**75.570**
200	**87.762**
500	**103.646**



Gráfica 25. Hidrogramas para los diferentes periodos de retorno con método HUT.

4.12.3. Cálculo del gasto máximo Método de Ven Te Chow.

Al utilizar las ecuaciones 33, 34 y 35, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 33. Gastos de diseño por el método de Ven Te Chow.

Tr (años)	X	Q máximo (m^3/s)
2	5.03	**9.879**
5	9.93	**19.525**
10	13.60	**26.733**
20	17.57	**34.530**
50	22.86	**44.935**
100	27.09	**53.241**
200	31.46	**61.831**
500	37.15	**73.022**

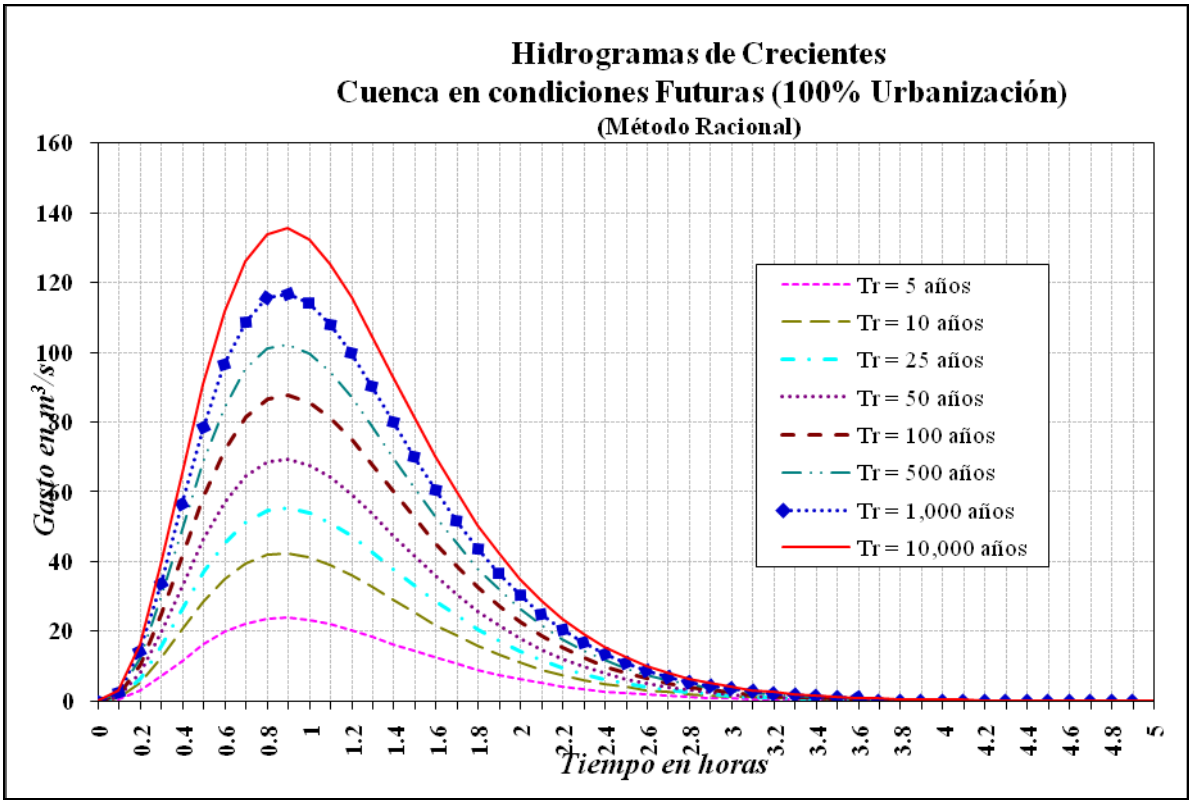
4.13. Cálculo de los gastos para el escenario V.

4.13.1. Cálculo del gasto máximo Método Racional.

Al utilizar las ecuaciones 24, 27, 28 y 29, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 34. Precipitación en exceso, intensidad y gastos de diseño para cada periodo de retorno con el método racional.

Tr (años)	He (mm)	I (mm/hr)	Qmáx (m^3/s)
2	6.21	27.91	**23.814**
5	11.03	37.04	**42.315**
10	14.48	42.92	**55.544**
20	18.12	48.81	**69.513**
50	22.88	56.17	**87.779**
100	26.62	61.76	**102.133**
200	30.45	67.36	**116.816**
500	35.39	74.42	**135.749**



Gráfica 26. Hidrogramas para los diferentes periodos de retorno con método racional.

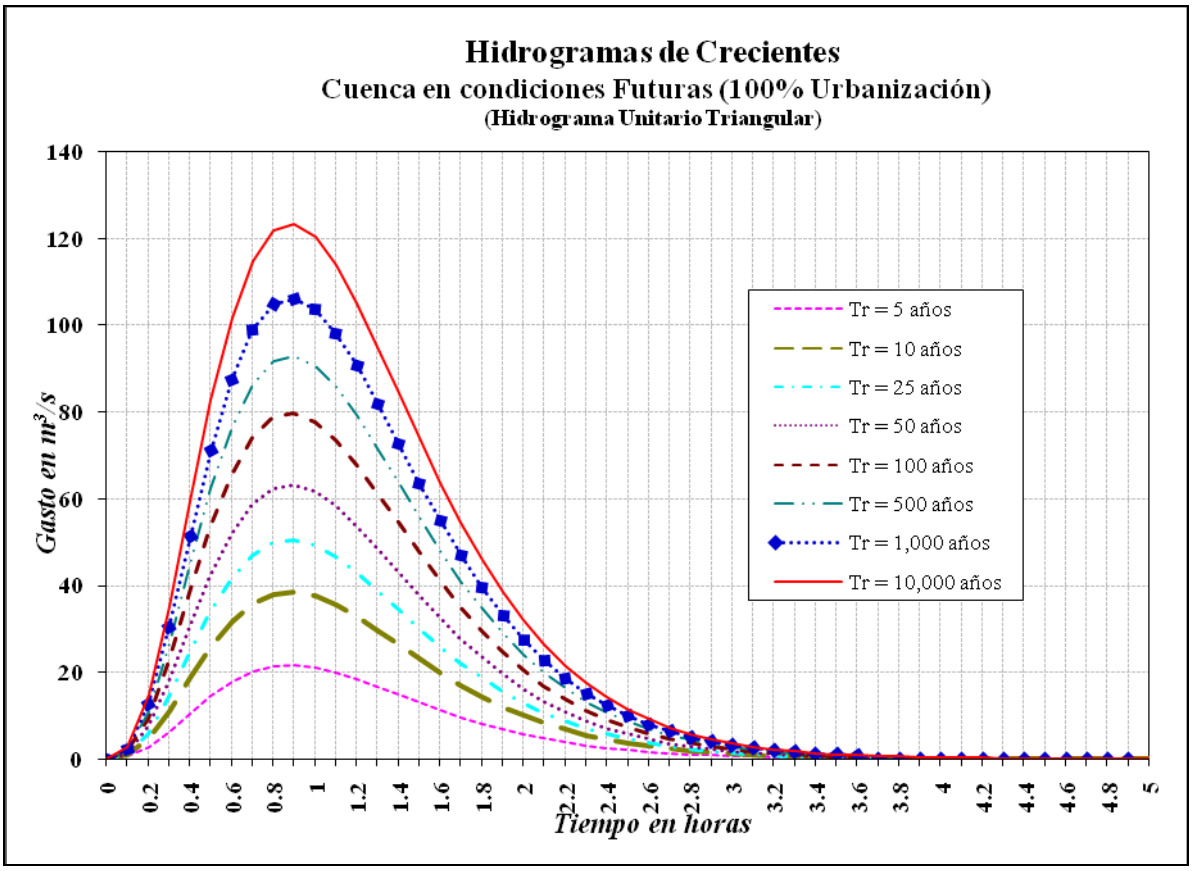
4.13.2. Cálculo del gasto máximo Método de Hidrograma Unitario Triangular.

Las características del hidrograma unitario triangular se determinaron mediante las Ecuaciones 30 y 31.

Al utilizar las ecuaciones anteriores, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 35. Gastos de diseño por el método del hidrograma unitario triangular.

Tr (años)	Q máximo (m^3/s)
2	**21.649**
5	**38.468**
10	**50.495**
20	**63.194**
50	**79.799**
100	**92.848**
200	**106.196**
500	**123.408**



Gráfica 27. Hidrogramas para los diferentes periodos de retorno con método HUT.

4.13.3. Cálculo del gasto máximo Método de Ven Te Chow.

Al utilizar las ecuaciones 33, 34 y 35, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 36. Gastos de diseño por el método de Ven Te Chow.

Tr (años)	X	Q máximo (m^3/s)
2	7.76	**15.253**
5	13.79	**27.102**
10	18.10	**35.575**
20	22.65	**44.522**
50	28.60	**56.221**
100	33.28	**65.414**
200	38.07	**74.819**
500	44.23	**86.945**

4.14. Resumen de los gastos de diseño.

4.14.1. Gastos máximos con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario I.

Tabla 37. Gastos máximos con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario I.

GASTOS MÁXIMOS (m3/s)			
Tr (años)	**RACIONAL**	**H U T**	**VEN TE CHOW**
2	2.366	2.151	1.516
5	8.875	8.069	5.685
10	14.827	13.479	9.497
20	21.923	19.930	14.041
50	32.168	29.243	20.603
100	40.836	37.124	26.155
200	50.168	45.607	32.132
500	62.789	57.081	40.215

4.14.2. Gastos máximos con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario II.

Tabla 38. Gastos máximos con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario II.

GASTOS MÁXIMOS (m3/s)			
Tr (años)	**RACIONAL**	**H U T**	**VEN TE CHOW**
2	6.259	5.690	4.009
5	16.115	14.650	10.322
10	24.206	22.006	15.504
20	33.391	30.356	21.387
50	46.154	41.958	29.561
100	56.657	51.507	36.288
200	67.752	61.593	43.394
500	82.497	74.997	52.838

4.14.3. Gastos máximos con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario III.

Tabla 39. Gastos máximos con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario III.

GASTOS MÁXIMOS (m3/s)			
Tr (años)	**RACIONAL**	**H U T**	**VEN TE CHOW**
2	9.390	8.536	6.014
5	21.282	19.347	13.631
10	30.634	27.849	19.621
20	41.026	37.296	26.276
50	55.213	50.193	35.363
100	66.734	60.668	42.742
200	78.794	71.631	50.467
500	94.684	86.076	60.644

4.14.4. Gastos máximos con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario IV.

Tabla 40. Gastos máximos con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario IV.

GASTOS MÁXIMOS (m3/s)			
Tr (años)	**RACIONAL**	**H U T**	**VEN TE CHOW**
2	15.424	14.022	9.879
5	30.485	27.713	19.525
10	41.739	37.945	26.733
20	53.912	49.011	34.530
50	70.158	63.780	44.935
100	83.127	75.570	53.241
200	96.538	87.762	61.831
500	114.010	103.646	73.022

4.14.5. Gastos máximos con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario V.

Tabla 41. Gastos máximos con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario V.

GASTOS MÁXIMOS (m3/s)			
Tr (años)	**RACIONAL**	**H U T**	**VEN TE CHOW**
2	23.814	21.649	15.253
5	42.315	38.468	27.102
10	55.544	50.495	35.575
20	69.513	63.194	44.522
50	87.779	79.799	56.221
100	102.133	92.848	65.414
200	116.816	106.196	74.819
500	135.749	123.408	86.945

4.15. Volumen generado con el método HUT.

Se eligió el método HUT para obtener el volumen a regular ya que este método se ajusta más a las condiciones de la cuenca y considera las características fisiográficas particulares de la misma así como sus coeficientes de cada tipo de suelo. En comparación con el método Racional que se considera para cuencas pequeñas y el de Chow que no considera el tipo y uso de suelo.

4.15.1. Volumen generado con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario I.

Tabla 42. Volumen generado con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario I.

Volumen m3	
Tr (años)	**H U T**
2	10139.84
5	38029.90
10	63531.46
20	93934.61
50	137832.67
100	174975.68
200	214960.94
500	269037.94

4.15.2. Volumen generado con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario II.

Tabla 43. Volumen generado con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario II.

Volumen m3	
Tr (años)	**H U T**
2	26818.223
5	69051.121
10	103719.483
20	143075.378
50	197762.649
100	242767.331
200	290307.062
500	353483.408

4.15.3. Volumen generado con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario III.

Tabla 44. Volumen generado con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario III.

Volumen m3	
Tr (años)	**H U T**
2	40234.533
5	91188.010
10	131261.605
20	175787.239
50	236575.954
100	285945.581
200	337620.207
500	405704.555

4.15.4. Volumen generado con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario IV.

Tabla 45. Volumen generado con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario IV.

Volumen m3	
Tr (años)	**H U T**
2	66089.314
5	130619.464
10	178843.704
20	231001.244
50	300612.113
100	356180.443
200	413646.693
500	488510.216

4.15.5. Volumen generado con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario V.

Tabla 46. Volumen generado con los distintos métodos y periodos de retorno para el escenario V.

Volumen m3	
Tr (años)	**H U T**
2	102039.705
5	181310.537
10	237997.390
20	297852.607
50	376116.680
100	437621.315
200	500534.658
500	581659.591

4.16. Recorrido de campo y caracterización de la infraestructura hidráulica de la zona (obra de control Bordo El Refugio).

Ilustración 16. Bordo El Refugio 2010.

Ilustración 17. Bordo El Refugio 2014.

Esta obra forma parte del sistema de bordos para regulación de avenidas que protegen contra inundaciones a los alrededores de la ciudad de Santiago de Querétaro. Su mantenimiento y operación están a cargo de la Comisión Estatal de Aguas.

Ilustración 18. Enrocamiento de la cortina aguas abajo.

En la visita técnica de campo se observó la cortina de materiales graduados, con núcleo de arcilla, respaldos de material granular y protección de enrocamiento a volteo en ambos taludes. En el lado de aguas abajo cuenta con berma estabilizadora de materiales pétreos. Tiene longitud por la corona 170 m, altura máxima sobre el cauce 7.5 m, ancho de corona 4 m y talud exterior 2:1 en ambos lados.

Ilustración 19. Vista de la corona de la cortina.

Ilustración 20. Vista del Enrocamiento de la cortina aguas arriba.

El vertedor es de descarga libre, con sección de control tipo lavadero, canal de descarga y tanque amortiguador, revestidos de mampostería; el cual está alojado en la ladera de la margen derecha. Tiene longitud de cresta 20 m (verificada directamente en campo) y con una altura de 1.5m mas un bordo libre de 0.5m; El gasto de avenida máxima para el que fue diseñado es de 58.67 m3/s, correspondiente a un periodo de retorno de 500 años y gasto regularizado para el que fue diseñado es de 21.60 m3/s.

Ilustración 21. Vista del vertedor, donde se observó vegetación creciendo entre las juntas o grietas de la mampostería.

La obra de toma, ubicada en el lado izquierdo de la cortina, es de tubería a presión, constituida por: caja de concreto en la entrada aguas arriba; línea de tubería de acero que pasa debajo de la cortina, alojada en zanja sobre el terreno natural, rellena de concreto; y en la salida, una válvula de compuerta con 24 pulgadas de diámetro, alojada en el interior de una caja con rejilla; carrete y codo para descarga del gasto de extracción en una caja disipadora de energía.

Ilustración 22. Obra de toma aguas arriba, donde se observó, azolvada completamente y sin funcionar desde hace tiempo.

Ilustración 23. Niveles a partir de la obra de toma.

Se considera los niveles a partir de la obra de toma, con lo que se tiene nivel 0 en la obra de toma y 0.5m antes de la misma considerado para azolves, lo cual como se observa en las imágenes ya se encuentra rebasada esta capacidad de azolves.

El día de la visita el nivel del embalse se encontraba casi vacío, a nivel de la obra de toma a 0.5m del nivel más profundo del bordo.

Ilustración 24. Bordo El Refugio.

En la ilustración anterior se observa el bordo con azolves producto del movimiento de tierras aguas arriba debido a las construcciones.

Se observó que existe vegetación abundante que cubre una buena parte de los hombros de la corona con ambos taludes.

De acuerdo a un testimonio de una persona cercana a la zona del bordo asegura que el bordo se ha vertido en las últimas lluvias de la temporada de Junio-Agosto del 2014.

Se observó que la obra de toma se encuentra azolvada completamente en la tubería aguas arriba y que la caja con rejilla ubicada aguas abajo con la válvula de la toma fue objeto del vandalismo y el vástago (tornillo sin fin) que conecta el mecanismo interno con el volante de operación, fue cortado y saqueado, así como el volante y se observó cortes en los tornillos de la conexión, como se muestra a continuación en una comparación de las condiciones del 2010 y 2014.

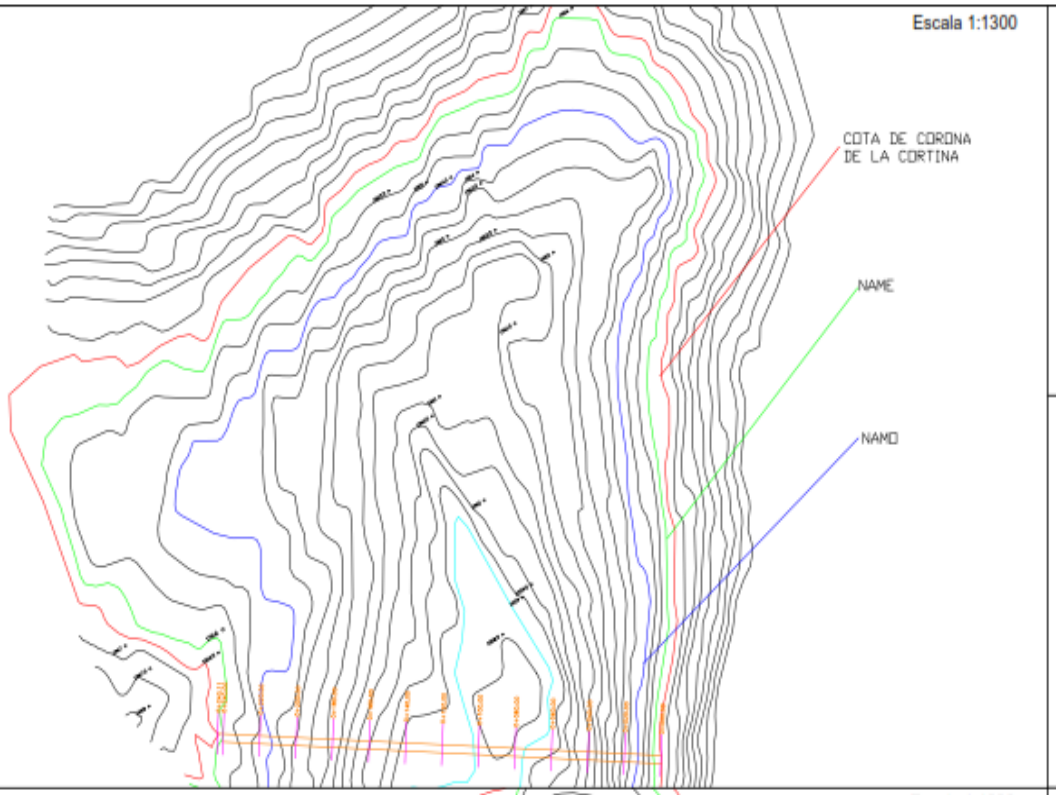
Ilustración 25. Comparación del estado de la compuerta de la obra de toma del 2010-2014.

Ilustración 26. Vista de la descarga de la obra de toma.

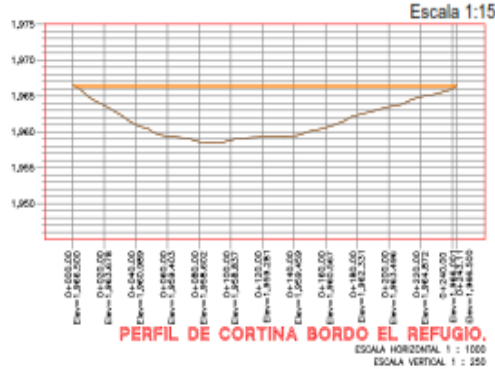
Con lo anterior se puede observar que no funciona la obra de toma por lo que el funcionamiento de vaso se está generando como una obra de almacenamiento hasta el momento de vertido y no como una obra de mitigación y regulación de toda la capacidad del bordo, debido a que su capacidad de regular en el caso más crítico que se encuentre lleno, es solo la capacidad del tirante que se genere entre el NAMO y NAME. Se considera una obra en situación crítica, por lo que se recomienda el mantenimiento correctivo en el menor tiempo posible; donde implica la remodelación de la obra de toma, desazolve del bordo para aumentar su capacidad, desyerbar los taludes de la cortina, corona y vertedor, ya que esta vegetación es de tamaño considerable que puede afectar la estabilidad y funcionamiento del bordo El Refugio.

PLANO DE CURVASDE NIVEL Y ÁREAS CAPACIDADES DEL BORDO EL REFUGIO.

Escala 1:1300



Escala 1:1500



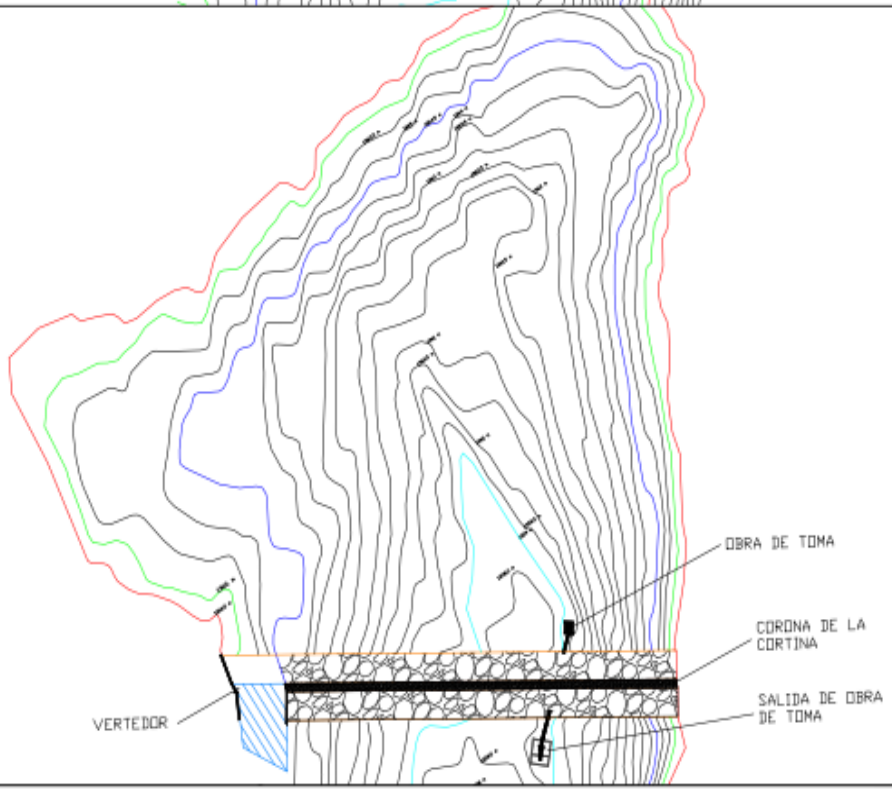
Localización

Escala 1:100

VERTEDOR BORDO EL REFUGIO

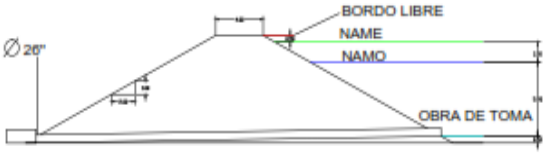
Simbología

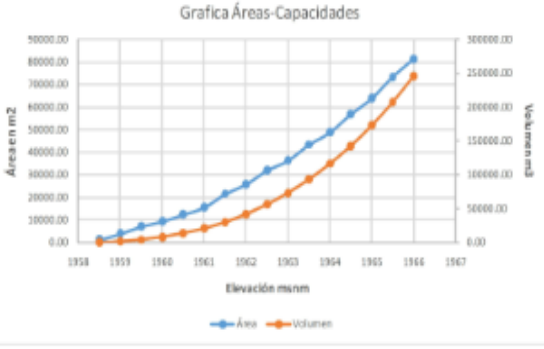
Escala 1:1300



Escala 1:200

CORTINA BORDO EL REFUGIO





Notas

1.- El vertedor se encuentra en la margen derecha con las dimenciones observadas en el plano y en buenas condiciones.

2.- La obra de toma en el recorrido de campo realizado en el mes de Enero del 2015, se oservo que ésta no funciona debido a que esta asolvada y el bordo se encuentra con asolves hasta la cota donde se encuentra la obra de toma.

3.- La cortina del bordo El Refugio está construida de materiales graduados, con una pendiete 2:1 de talud en ambas laolas; la obra de toma es un tubo de acero con diametro de 26" y el vertedor se está costruida de mampostería.

Proyecto: caracteristicas del Bordo El refugio

Elaboró: Luis Angel Miranda Sánchez

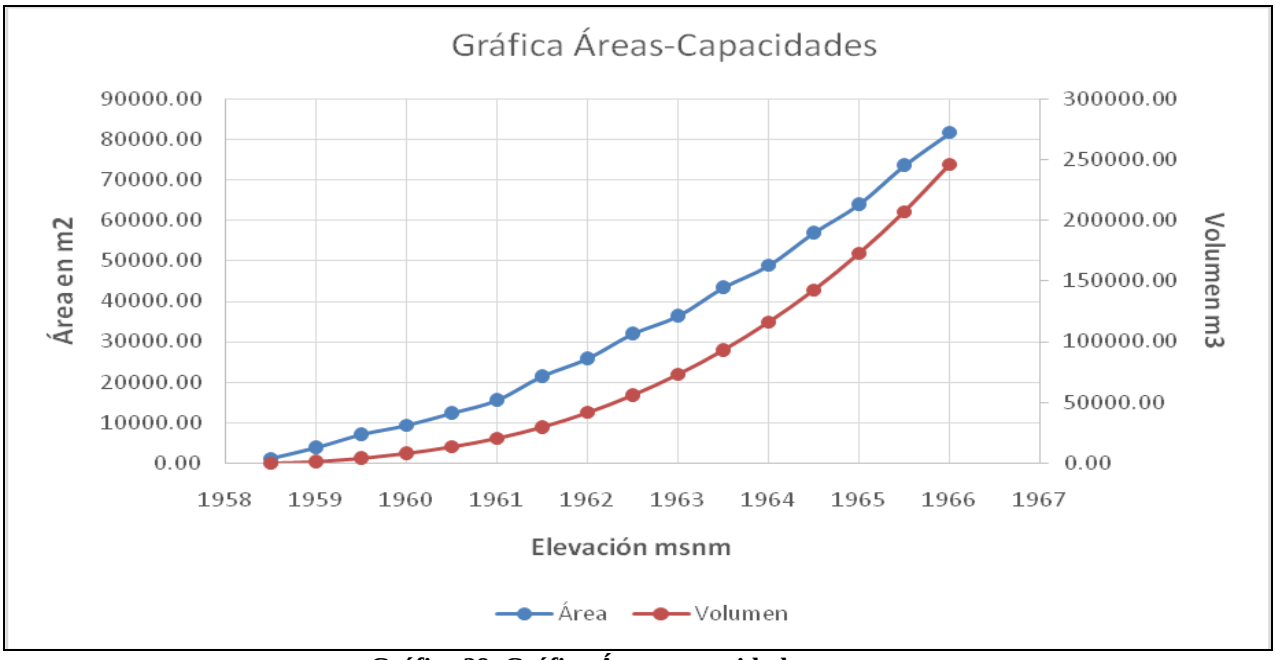
Fecha: 30 de Enero de 2015

Escala de planta 1:1300

Plano: 1

Tabla 47. Áreas Capacidades Bordo El Refugio.

Áreas Capacidades "Bordo El Refugio"					
Estación (m.s.n.m.)	Área (m^2)	Volumen (m^3)		Descripción	Volumen (m3)
		Tributario	Acumulado		
1958.50	1188.75	0.00	0.00	Azolves	1265.21
1959.00	3872.09	1265.21	1265.21		
1959.50	7102.90	2743.75	4008.96	Obra de toma	141355.77
1960.00	9367.45	4117.59	8126.55	Volumen regulado solo con obra de toma	
1960.50	12372.95	5435.10	13561.65		
1961.00	15569.43	6985.60	20547.24		
1961.50	21506.63	9269.02	29816.26		
1962.00	25855.03	11840.42	41656.67		
1962.50	31975.77	14457.70	56114.37		
1963.00	36365.54	17085.33	73199.70		
1963.50	43367.69	19933.31	93133.01		
1964.00	48834.32	23050.50	116183.51		
1964.50	56915.57	26437.47	142620.98	NAMO	
1965.00	63959.67	30218.81	172839.79	Volumen de regulación extraordinario con vertedor	91031.64
1965.50	73541.75	34375.36	207215.15		
1966.00	81542.41	38771.04	245986.19	NAME	
1966.50	101286.53	45707.24	291693.42	Cresta de bordo	



Gráfica 28. Gráfica Áreas-capacidades.

5. **CONCLUSIONES**

De acuerdo a los resultados obtenidos se comprueba que a través de estudios hidrológico y de la proyección de zona urbana a futuro se obtienen los gastos de diseño para condiciones futuras, de los cuales se resalta el método del hidrógrafa unitario, que fue el que se utilizó debido a que se apega más a las características de la zona estudiada. Con respecto a este método se tomó el valor del gasto a regular considerando la diferencia de los dos escenarios más críticos, en donde se pretende obtener un gasto de diseño para regular y que las condiciones del escurrimiento dentro de la cuenca permanezcan como en condiciones originales antes de la urbanización, para no generar un incremento de los escurrimientos aguas debajo de la zona.

El gasto a regular como se menciona es de 50.55 m3/s para un periodo de retorno de 50 años que es el que considera actualmente conforme a la normativa de CONAGUA. Este gasto nos genera un volumen a regular 241284.01 m3.

El bordo tiene una capacidad de regulaciones 245986.19 m3 por lo cual se considera una obra que si cubriría el volumen necesario a regular en condiciones futuras, considerando que el bordo estuviera en correcta funcionalidad, pero debido a lo observado anteriormente no se le ha dado el mantenimiento necesario, por lo que este bordo se encuentra en malas condiciones y no funciona como obra de regulación.

Con lo anterior se puede observar que no funciona la obra de toma por lo que el funcionamiento de vaso se está generando como una obra de almacenamiento hasta el momento de vertido y no como una obra de mitigación y regulación de toda la capacidad del bordo, debido a que su capacidad de regular en el caso más crítico que se encuentre lleno, es solo la capacidad del tirante que se genere entre el NAMO y NAME. Se considera una obra en situación crítica con un riesgo mayor, por lo que se recomienda el mantenimiento correctivo en el menor

tiempo posible; donde implica la remodelación de la obra de toma, desazolve del bordo para aumentar su capacidad, desyerbar los taludes de la cortina, corona y vertedor, ya que esta vegetación es de tamaño considerable que puede afectar la estabilidad y funcionamiento del bordo El Refugio. Por tal motivo, es importante efectuar la reparación de los mecanismos dañados de la obra de toma, a efecto de que estén en condiciones apropiadas de operación y no se ponga en riesgo la seguridad hidrológica inherente al bordo.

Por otra parte se considera que en condiciones futuras si no se llega a respetar la zona de reserva como se mostró anteriormente se llegaría al caso más crítico donde la cuenca estará urbanizada al 100%, en donde se requiere drenar un gasto de 72.85m3/s para el periodo de retorno de 500 años, considerando que se regulen los 50.55 excedentes por el cambio de uso de suelo que se dará en el futuro. Donde se indica que en la obra de regulación el vertedor fue diseñado para el gasto de avenida máxima de 58.67 m3/s, correspondiente a un periodo de retorno de 500 años en las condiciones que naturales de la cuenca y gasto regularizado para el que fue diseñado es de 21.60 m3/s que es menor al necesario para regular en condiciones futuras. Con respecto a la proyección, se urbanizará por completo en el 2028 si no se respeta la zona de reserva, ya que se observan asentamientos irregulares cerca de la zona.

Con los datos anteriores se entiende que la capacidad de regulación del bordo El Refugio es insuficiente así como el gasto que puede desalojar por el vertedor, además que la infraestructura del bordo se encuentra en malas condiciones.

6. LITERATURA CITADA

Adlouni S. El, Chebana F.; And Bobée B. (2010), Generalized Extreme Value Versus Halphen System: Exploratory Study, J. Hydrologic Engrg. Volume 15, Issue 2, Pp. 79-89.

Aparicio M, F. (2001), Fundamentos de Hidrología de Superficie, Editorial Limusa

Aronica G y Cannarozzo M., (2000) Studying the hydrological response of urban catchments using a semi-distributed linear non-linear model, Journal of Hydrology, Vol. 238 (1-2) pp. 35-43.

Arrioja J.R., (1975) Modelo del hidrograma unitario instantáneo, aplicación a la cuenca del Papaloapan, Tesis Profesional, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Bhuyan Abhijit, Borah Munindra, Kumar Rakesh (2010), Regional Flood Frequency Analysis Of North-Bank Of The River Brahmaputra By Using LH-Moments, Water Resour Manage 24:1779–1790.

Boni G., Parodi A. And Rudari R. (2006), Extreme Rainfall Events: Learning From Raingauge Time Series, Journal Of Hydrology, Volume 327, Issues 3-4, Pages 304-314.

Campos-Aranda Daniel F. (2008), Ajuste Regional De La Distribución GVE En 34 Estaciones Pluviométricas De La Zona Huasteca De San Luis Potosí, México, Agrociencia 42: 57-70.

CEA (2014).

Chow V.T., Maidment D.R., Mays L.W.(1994) Hidrología aplicada, Editorial Mc Graw Hill, México.

CONAGUA (2014).

Conway K., McArthur D., Tague C., Wright R., (2010) Integrating GIS flood hazard and risk modeling in a crossborder, data poor enviroment: Goat Canyon, United States-Cañon de los Laureles México. 4th International Conference on Integrating GIS and Environmental Modeling, Canada.

Corotis Ross B., Dougherty Anne M. And Xu Wei(2008), Extreme Value Index And Tail Probability Estimates For Mixed Distributions, Probabilistic Engineering Mechanics, Volume 23, Issue 4, Pages 385-392.

Ellouze Manel And Abida Habib(2008), Regional Flood Frequency Analysis In Tunisia: Identification Of Regional Distributions, Water Resour Manage 22:943–957.

Escalante-Sandoval C.A. (2009), Mixed Distributions In Low-Flow Frequency Analysis,RIIT Vol. X. Num 3, 247-253, ISSN1405-7743 FI-UNAM.

Esparza Orta José Luis, (2010), La influencia de la Longitud del Registro en la Estimación de Gastos de Diseño en México, tesis de maestría, UNAM, México.

G.W. Kite (1988), Frequency and Risk Analysis in Hydrology, Water Resources Publicationes, Colo St. Univ Fort Collins.

Gaál L., Kyselý J., And Szolgay J. (2008), Region-Of-Influence Approach To A Frequency Analysis Of Heavy Precipitation In Slovakia, Hydrology And Earth System Sciences Discussions., 12, 825-839.

Gaál, L., Kysely´ J. (2009), Regional Frequency Analysis Of Heavy Precipitation In The Czech Republic By Improved Region-Of-Influence Method. Hydrology And Earth System Sciences Discussions 6, 273–317.

Gellens Daniel(2002), Combining Regional Approach And Data Extension Procedure For Assessing GEV Distribution Of Extreme Precipitation In Belgium, Journal Of Hydrology Volume 268, Issues 1-4, Pages 113-126.

Ghosh S.N., (1997) Flood control and drainage engineering, A.A. Balkema Publishers, 2nd Edition, U.S.A.

Griffis V. W., ASCE M. And Stedinger J. R. (2007), Log-Pearson Type 3 Distribution And Its Application In Flood Frequency Analysis. I: Distribution Characteristics, J. Hydrologic Engrg. Volume 12, Issue 5, Pp. 482-491.

Gutiérrez-López A., Lebel, T., y Mejía R., (2005). “Estudio espacio-temporal del régimen pluviométrico en la zona meridional de la república mexicana”. Revista Ingeniería Hidráulica en México, IMTA Vol. XX No.1 pp.57-65.

Heo J.H., Boes, D.C. Y Salas, J.D. (2001a), Regional Flood Frequency Analysis Based On A Weibull Model: Part 1. Estimation And Asymptotic Variances. Journal Of Hydrology. Vol. 242, Núm.3-4, Pp. 157-170.

Hussain Z, Pasha GR. (2009), Regional Flood Frequency Analysis Of The Seven Sites Of Punjab, Pakistan, Using L-Moments. Water Resour Manag 23:1917–1933.

INEGI (2014).

Interagency Advisory Committee on Water Data (1982) “Guidelines for Determininng Flood Flow Frequency”, Bull. 17 B of the Hidrology SubComittee, Office of Water Data Coordination, Geological Survey, U.S. Department of the Interior, Whasington, D.C.

Kao Shih-Chieh, Govindaraju Rao S. (2008), Trivariate Statistical Analysis Of Extreme Rainfall Events Via The Plackett Family Of Cópulas, WATER RESOURCES RESEARCH, VOL. 44, W02415, 19 PP.

Keef Caroline, Svensson Cecilia, Tawn Jonathan A. (2009), Spatial Variations In The Diurnal Patterns Of Winter Precipitation In India, Journal Of Hydrology 378, 240–252.

Kumar R, Chatterjee C. (2005), Regional Flood Frequency Analysis Using L-Moments For North Brahmaputra Region Of India. J Hydrol Eng 4(3):240–244.

Kyselý J., Picek J., Huth R. (2007), Formation Of Homogeneous Regions For Regional Frequency Analysis Of Extreme Precipitation Events In The Czech Republic, Stud. Geophys. Geod., 51,Pp 327-344.

Lopardo A. R., Seoane R., and Paoli C. (2003), Taller sobre el agua, Una visión Científico Tecnológica de los Desastres por Excesos Hídricos, http://www.ancefn.org.ar/actividades/Agua_esp.doc.

Meshgi A, Khalili D. (2007a), Comprehensive Evaluation Of Regional Flood Frequency Analysis By L- And LH-Moments. I. A Re-Visit To Regional Homogeneity. Stoch Environ Res Risk Assess 23:119–135.

Nandakumara, N., y Meina, R. G., (1997) Uncertainty in rainfall-runoff model simulations and the implications for predicting the hydrologic effects of land-use change, Journal of Hydrology, Vol. 192, (1-4) pp. 211-232.

Ott R. F. (1971), Streamflow Frecuency Using Stochastically Generated Hourly Rainfall, Stanford Univ. Dept. Civ. Eng. Tech. Rep.151.

Saf B. (2009), Regional Flood Frequency Analysis Using L-Moments For The West Mediterranean Region Of Turkey. Water Resour Manag 23:531–551.

Schaefer, M.G. (1990), Regional Analysis Of Precipitation Annual Maximum In Washington State. Water Resources Research 26, 119–131.

Serinaldi Francesco And Grimaldi Salvatore(2007), Fully Nested 3-Cópula: Procedure And Application On Hydrological Data J. Hydrologic Engrg. Volume 12, Issue 4, Pp. 420-430.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT, (2013) Métodos hidrológicos para predicción de escurrimientos, México.

Touw Anduin E. (2009), Bayesian Estimation Of Mixed Weibull Distributions, Reliability Engineering & System Safety Volume 94, Issue 2, Pages 463-473.

Um Myoung-Jin, Yun Hyeseon, Um Myoung-Jin, Yun Hyeseon(2010), Analysis Of Orographic Precipitation On Jeju-Island Using Regional Frequency Analysis And Regression, Water Resour. Manage. 24:1461–1487.

United States Water Resources Council, 1976, USA. Guidelines for Determining Flood Flow Frequency. Pág. 1-25.

Viessman W. y Lewis G. (2002), Introduction to Hydrology, 5a Edition, Prentice Hall.

Wallis J. R., Schaefer M. G., Barker B. L., And Taylor G. H. (2007), Regional Precipitation-Frequency Analysis And Spatial Mapping For 24-Hour And 2-Hour Durations For Washington State, Hydrol. Earth Syst. Sci.,11(1),415-442.

Yang Tao, Shao Quanxi, Hao Zhen-Chun, Chen Xi, Zhanf Zengxin, Xu Chong-Yu, Limun (2010), Regional Frequency Analysis And Spatio-Temporal Pattern Characterization Of Rainfall Extremes In The Pearl River Basin, China, Journal Of Hydrology 380, 386-405.

Yue Sheng (2000), The Gumbel Mixed Model Applied To Storm Frequency Analysis, Water Resours Management 14: 377-389.

Yue, Sheng (2000a), Joint Probability Distribution Of Annual Maximum Storm Peaks And Amounts As Represented By Daily Rainfalls. Hydroscience Journal 45 (2), 315–326.

Zhang L. And Singh V.P. (2007), Gumbel–Hougaard Copula For Trivariate Rainfall Frequency Analysis, J. Hydrologic Engrg. Volume 12, Issue 4, Pp. 409-419.

APENDICE

7. APENDICE

A continuación se muestran las tablas de clasificación de tipo de suelo y coeficientes de escurrimiento, proporcionadas por la CONABIO.

Las unidades de suelos, están referidas a los horizontes y características diagnosticadas enfocadas al aspecto de permeabilidad y no a su uso actual, o potencial.

Tabla 48. Clasificación de tipo de suelo.

Clave	Unidad	Tipo
Ao	Acrisoles órticos	C
Af	Acrisoles férricos	D
Ah	Acrisoles húmicos	C
Ap	Acrisoles plínticos	C
Ag	Acrisoles gléicos	D
Qf	Arenosoles ferrálicos	A-B
Ql	Arenosoles lúvicos	A-B
Qc	Arenosoles cámbicos	B
Qa	Arenosoles álbicos	A-B
Bg	Cambisoles gléicos	D
Bx	Cambisoles gélicos	D
Bk	Cambisoles cálcicos	C
Bc	Cambisoles crómicos	C
Bv	Cambisoles vérticos	D
Bf	Cambisoles ferrálicos	C
Cl	Chermozen lúvico	C
Ck	Chermozen cálcico	B
Ch	Chermozen háplico	B
Hh	Phaeozems háplicos	C
Hc	Phaeozems calcáreos	C
Hl	Phaeozems lúvicos	C
Hg	Phaeozems gléicos	D
Fo	Ferrasoles órticos	D
Fx	Ferrasoles xáticos	D
Fr	Ferrasoles ródicos	D
Fh	Ferrasoles húmicos	D
Fa	Ferrasoles acrícos	D
Fp	Ferrasoles plínticos	D
Je	Fluvisoles eútricos	B
Jc	Fluvisoles calcáreos	B
Jd	Fluvisoles dístricos	B

Tabla 49. Clasificación de tipo de suelo.

Clave	Unidad	Tipo
Oe	Histosoles eútricos	D
Od	Histosoles dístricos	D
Ox	Histosoles gélicos	D
Ne	Nitosoles eútricos	C
Nd	Nitosoles dístricos	C
Nh	Nitosoles húmicos	C
Po	Podzoles órticos	A-B
Ph	Podzoles húmicos	A-B
Pp	Podzoles plácicos	A-B
Pg	Podzoles gléicos	A-B
We	Planosoles eútricos	D
Wd	Planosoles dístricos	D
Wm	Planosoles mólicos	D
Wh	Planosoles húmicos	D
Ws	Planosoles solódicos	D
Wx	Planosoles gélicos	D
Dg	Podzoluvisol gléicos	B
Dd	Podzoluvisol dístrico	B
De	Podzoluvisol eútrico	B
LL	Ranker	C
Re	Regosoles eútricos	B
Rc	Regosoles calcáreos	B
Rd	Regosoles dístricos	B
Rx	Regosoles gélicos	D
E	Rendzinas	C
Zo	Solochaks órticos	D
Zm	Solochaks mólicos	D
Zt	Solochaks taquíricos	D
Zg	Solochaks gléicos	D
So	Solonetz órticos	D
Sm	Solonetz mólicos	D
Sg	Solonetz gléicos	D
Sa	Solonetz álbico	D
Vp	Vertisoles pélicos	C-D
Vc	Vertisoles crómicos	C-D
Xh	Xerosoles háplicos	B-C
Xk	Xerosoles cálcicos	B-C
Xo	Xerosoles gípsicos	B-C
Xl	Xerosoles lúvicos	D

Tabla 50. Número de curva para las diferentes coberturas vegetales y uso de suelo.

Uso de suelo o cobertura vegetal			Número de curva, para el grupo hidrológico de suelo			
Uso del suelo	Práctica de tratamiento	Condición hidrológica	A	B	C	D
Suelo agrícola cultivado:						
* Barbechado	- Hileras rectas,		77	86	91	94
	Cultivo de	Mala	76	85	90	93
	conservación	Buena	74	83	88	90
* Cultivos en Hileras	- Hileras en línea recta					
	- Cultivo de conservación	Mala	72	81	88	91
		Buena	67	78	85	89
	- En contorno	Mala	71	80	87	90
		Buena	64	75	82	85
	- En contorno y cultivo.	Mala	70	79	84	88
	de conservación	Buena	65	75	82	86
	- En contorno y terrazas	Mala	69	78	83	87
		Buena	64	74	81	85
	- En contorno y terrazas, cultivo	Mala	66	74	80	82
		Buena	62	71	78	81
	de conservación	Mala	65	73	79	81
		Buena	61	70	77	80
* Granos pequeños	- Hileras en línea recta					
	- Cultivo de conservación	Mala	65	76	84	88
		Buena	63	75	83	87
	- En contorno	Mala	64	75	83	86
		Buena	60	72	80	84
	- En contorno y cultivo.	Mala	63	74	82	85
	de conservación	Buena	61	73	81	84
	- En contorno y terrazas	Mala	62	73	81	84
		Buena	60	72	80	83
	- En contorno y terrazas, cultivo	Mala	61	72	79	82
		Buena	59	70	78	81
	de conservación	Mala	60	71	78	81
		Buena	58	69	77	80

Tabla 51. Número de curva para las diferentes coberturas vegetales y uso de suelo.

Uso de suelo o cobertura vegetal			Número de curva, para el grupo hidrológico de suelo			
Uso del suelo	Práctica de tratamiento	Condición hidrológica	A	B	C	D
Suelo agrícola cultivado:						
* Siembra densa, leguminosas o praderas con rotación	- Hileras en línea recta - Cultivo de conservación - En contorno	Mala Buena Mala Buena Mala Buena	66 58 64 55 63 51	77 72 75 69 73 67	85 81 83 78 80 76	89 85 85 83 83 80
* Hierba o pasto	Sin tratamiento mecánico	Mala Regular Buena	68 49 39	79 69 61	86 79 74	89 84 80
	En contorno	Mala Regular Buena	47 25 6	67 59 35	81 75 70	88 83 79
* Praderas			30	58	71	78
* Áreas forestales, pastos o huertos, perennes o caducifolios		Mala Regular Buena	55 44 32	73 65 58	82 76 72	86 82 79
* Matorral, maleza		Mala Buena	48 20	67 48	77 65	83 73
* Bosques		Mala Regular Buena	45 36 25	66 60 55	77 73 70	83 79 77
* Granjas			59	74	82	86
* Forestal - pasto, Herbáceas		Mala Regular Buena		79 71 61	86 80 74	92 89 84
* Robles - álamos		Mala Regular Buena		65 47 30	74 57 41	
* Enebro - pasto		Mala Regular Buena		72 58 41	83 73 61	

Tabla 52. Número de curva para las diferentes coberturas vegetales y uso de suelo.

Uso del suelo o cobertura	Número de curva, para el grupo hidrológico de suelo			
	A	B	C	D
Áreas urbanas completamente desarrolladas (vegetación establecida) Césped, espacios abiertos, parques, campos de golf, panteones, etc.				
* Buena condición; cubierta de pasto el 75% o más del área	39	61	74	80
* Condición regular; cubierta de pasto de 50 al 75% del área	49	69	79	84
* Mala condición; cubierta de pasto menos del 50% del área	68	79	86	89
Lotes de estacionamiento pavimentados, techados, entrada de autos, etc.	98	98	98	98
Calles y caminos:				
* Pavimentados con banquetas y drenaje de aguas pluviales	98	98	98	98
* De grava	76	85	89	91
* De terracería	72	82	87	89
* Pavimentados con cunetas	83	89	92	93
Áreas comerciales y de negocios (85%)*	89	92	94	95
Zonas industriales (72%)*	81	88	91	93
Rancherías, pueblos y zonas urbanas (65%) Con lotes de 500 m^2 o menos	77	85	90	92
Residencial: Tamaño promedio del lote:				
1000 m^2 (38%)*	61	75	83	87
1300 m^2 (30%)*	57	72	81	86
2000 m^2 (25%)*	54	70	80	85
4000 m^2 (20%)*	51	68	79	84
8000 m^2 (12%)*	46	65	77	82
Áreas urbanas en desarrollo (vegetación no establecida)	77	86	91	94

* Porcentaje promedio de impermeabilidad considerado.