

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA**



**“ANALISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y
PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACION
EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNION”.**

PRESENTADO POR:

**CRUZ PACHECO, HEYNER EDENILSON
LEIVA CABALLERO, GEORGE FERNANDO
MEDINA MACHADO, ORLANDO ENRIQUE**

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, SAN MIGUEL, DICIEMBRE DE 2009

**AUTORIDADES UNIVERSITARIAS
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

RECTOR:

MSC. RUFINO ANTONIO QUEZADA SÁNCHEZ

VICE-RECTOR ACADEMICO:

MSC. MIGUEL ÁNGEL PÉREZ RAMOS

SECRETARIO GENERAL:

LIC. DOUGLAS VLADIMIR ALFARO CHAVEZ

FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL

DECANA INTERINA:

DRA. ANA JUDITH GUATEMALA DE CASTRO

SECRETARIO:

ING. JORGE ALBERTO RUGAMAS RAMÍREZ

JEFE DE DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA:

ING. UVIN EDGARDO ZUNIGA CRUZ

TRABAJO DE GRADUACION APROBADO POR

DOCENTE DIRECTOR

ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA

COORDINADORA DE TRABAJOS DE GRADUACION

ING. MILAGRO DE MARIA ROMERO BARDALES

AGRADECIMIENTOS

Queremos de manera especial y sinceramente agradecer a:

A nuestra Alma Mater, la **Universidad de El Salvador** por ser la institución que nos ha formado profesionalmente y nos ha hecho personas más cultas y de bien.

Son muchas las personas e instituciones que nos han colaborado en el desarrollo de nuestro trabajo de graduación, por lo cual expresamos nuestros más sinceros agradecimientos, ya que sin ellos no hubiese sido posible este éxito:

Nuestro **Docente Director Ing. Manuel Dolores Quintanilla**, por habernos apoyado todo el tiempo, por su comprensión en los momentos difíciles de nuestro trabajo de graduación, por su orientación, por compartir sus conocimientos y experiencias.

Al **Ing. Francisco Aguirre Gallo**, por extendernos la mano desde el inicio hasta el final de nuestro trabajo, por su orientación, por su completa disposición en todo momento e integrarse a nuestro grupo como un asesor más, por su apoyo incondicional y por compartir sus conocimientos y experiencias profesionales.
“Muchas Gracias”

Al **Ing. Milagro de María Romero de Bardales**, por su completo apoyo, su orientación, por todo el tiempo dedicado a nuestro trabajo de graduación porque sé que nunca lo va a olvidar, por los consejos que nos motivaron en los momentos más difíciles, solo nos queda decir “muchas Gracias”.

A los Ingenieros que también forman parte del desarrollo de este trabajo de graduación, por el tiempo dedicado y siempre con el objetivo de mejorar en todos los aspectos les agradecemos mucho “Guillermo Moya Turcios, Clayton Martínez, Rigoberto López”

A Víctor Sorto, Supervisor de la Alcaldía de La Unión, por dedicar su valioso tiempo en acompañarnos a las visitas de campo, por brindarnos su amistad, apoyo y confianza.

AGRADECIMIENTOS A INSTITUCIONES

- Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET).
- Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN).
- Alcaldía Municipal de La Unión.
- Centro de Protección de Desastres (CEPRODE).
- ONG (CODECA)

GRUPO:

- HEYNER EDENILSON CRUZ PACHECO
- GEORGE FERNANDO LEIVA CABALLERO
- ORLANDO ENRIQUE MEDINA MACHADO

DEDICATORIA

A JEHOVÁ EL MISERICORDIOSO: *por darme vida, la sabiduría y la fe para alcanzar esta triunfo, por estar siempre conmigo en los momentos más difíciles a lo largo de mi formación académica dándome aliento y esperanza para alcanzar la meta que me propuse.*

A MI MADRE AMOROSA Y ABNEGADA: *María Florinda Pacheco, de quien me siento muy orgulloso de ser hijo, por brindarme siempre su apoyo incondicional en los momentos más difíciles de mi carrera, por creer y confiar en mí a pesar de todas las adversidades que tuvimos que afrontar a lo largo de mi carrera, por todo su amor “por todo eso y mucho más te agradezco mama”.*

A MIS COMPAÑEROS Y AMIGOS: *George (El Chele Leiva) y Enrique (Kike), por su gran esfuerzo y dedicación, por su incansable paciencia conmigo, ya que de otra manera no hubiese sido posible para mi alcanzar este éxito.*

A MIS HERMANOS: *Oscar Alfredo, José Félix y Brenda Marifyn, por ser mis amigos, mi apoyo en todo momento y fuente de inspiración, “los quiero mucho hermanos”.*

A MI PADRE: *Oscar Alfredo Cruz por su colaboración, por su amistad y cariño, “gracias papa”.*

A MI TIA: *Ana Ruth Pacheco, por ser un respaldo para nuestra familia, por su incansable apoyo, por su comprensión y cariño, “Muchas Gracias Tía Ruth”.*

A MI TIA: *Bertha Alicia Cruz, todo su apoyo, por su confianza y cariño, “Muchas Gracias Tía Alicia”.*

A alguien muy especial en mi vida: por brindarme su amor y apoyo incondicional en todo momento, por escucharme y comprenderme, por ser tú quien me decías que siguiera adelante, por todo eso y mucho más te agradezco mi amor.

Al resto de mi familia y amigos por su apoyo y sus palabras de aliento que me fortalecieron de principio a fin.

“PORQUE TODO LO PUEDO EN CRISTO QUE ME FORTALECE”

Heyner Edenilson Cruz Pacheco.

DEDICATORIA

A DIOS TODO PODEROSO: *Por darme la vida y la Sabiduría, por guiarme e iluminarme en todo el trayecto de mi formación Académica y permitir este triunfo como un peñón más en mi vida.*

A MI MADRE: *Sotera Caballero Melgar; por brindarme su amor, paciencia y apoyo en todo momento de mi vida “alegrías y tristezas”, por su ejemplo de sacrificio y por ser un bastión fundamental a lo largo de mi vida “MUCHAS GRACIAS MADRE”*

A MI PADRE: *Julio Humberto Leiva Rivera (Q.D.D.G.); por brindarme la vida, su amor e inculcarme en mi infancia buenos valores y a pesar de que no se me permitió compartir este triunfo con él, se que en el cielo está feliz y orgulloso porque su hijo ya termino sus estudios. Siempre te tendré en mi mente y en mi corazón.*

A MI PADRASTRO: *Daniel Ernesto Lara Saravia; por brindarme su apoyo de forma incondicional, sus consejos, por haberme guiado en la vida, siendo un sostén fundamental tanto para mi Madre, mis hermanos y como hacia mi persona en los momentos más difíciles de mi vida y especialmente en mis estudios universitarios.*

A MI HERMANA: *Violeta Antonia Leiva Caballero; por ser como mi segunda madre, por brindarme su amor, paciencia y apoyo incondicional en todo lo que necesite a lo largo de mi carrera y de mi vida.*

A MI HERMANO: *Carlos Humberto Leiva Caballero; que por circunstancias del destino estés en el extranjero, pero eso ha servido de una motivación a un mas. Gracias por su esfuerzo y comprensión, por estar siempre ahí apoyándome en lo que necesitara, por sus consejos que de una u otra manera me ha servido a lo largo de mi carrera y de mi vida cotidiana.*

A MI TIA: *Tina de Canales Caballero; por su valioso apoyo incondicional, tanto para mi Madre, Don Daniel, mis hermanos y como hacia mi persona, como reconocimiento por su ayuda desinteresado a lo*

largo de nuestras vida y especialmente en mi carrera profesional “infinitamente gracias por ser parte de este triunfo de mi vida”

A MI TIA: *Marina de Flores Caballero;* por su apoyo incondicional en todo momento, tanto para mi Madre, Don Daniel, mis hermanos y como hacia mi persona. Por su confianza, por ser parte fundamental de este triunfo alcanzado, no más me queda decir “infinitamente gracias”

A MI TIA: *Blanca Irma caballero;* por su apoyo en todo momento, por contribuir a que este triunfo lo haya logrado, me quedo corto con las palabras pero “mil gracias”

A MI TIA: *Zoila Esperanza López;* por su apoyo moral, sus consejos que de una u otra manera me han ayudado de mucho a lo largo de mi vida y especialmente en mi carrera, por estar siempre al pendiente de cada uno de mi familia, es una persona muy especial e importante en el desarrollo de nuestras vidas.

A MI NOVIA: *Hortensia Cecilia Ortiz Argueta;* gracias por ser parte de mi vida, por su amor, comprensión y que hombro a hombro me brindo su apoyo incondicional hacia mi persona de forma desinteresado.

A MIS ABUELOS: *Salvadora Melgar - Matilde Caballero – Antonia Leiva (Q.D.D.G.);* por su amor incondicional, sus consejos que de una u otra manera los he puesto en práctica, siempre los recordare y los llevare en mi corazón toda mi vida.

A MIS TIOS: *José Modesto Canales, José Antonio Flores, Ramón López;* con mucho respeto y admiración por darme esas palabras de aliento y apoyo no se pueden quedar atrás son parte de este logro de mi vida.

A MIS PRIMOS: *No termino si los menciono a todos pero gracias por su apoyo incondicional.*

A LA FAMILIA MEDINA MACHADO: *Por ser especiales, por darme la confianza y la atención brindada todo este tiempo no me queda más que decir gracias y que Dios los bendiga.*

A MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS DE TESIS (quique - Heyner); *Por compartir todo este tiempo de la carrera y especialmente la tesis, por confiar en mí y darme esta oportunidad de compartir mis conocimientos para lograr este triunfo, que en medio de las discusiones de grupo, me comprendieron e hicieron ver y corregir mis defectos. Muchas Gracias porque antes de ser compañeros son mis amigos.*

A MIS AMIGOS DE LA UNIVERSIDAD (KIKE MEDINA-MARVIN GOMEZ-LUIS RUBIO-IVANIA-HECTOR YANEZ- WILMAN LOVO Ricardo Girón); *porque sin ustedes no hubiese sido posible lograr este triunfo y todos aquellos que me brindaron su apoyo y compartieron sus conocimientos para que esto hoy sea un éxito.*

A LOS DEMAS AMIGOS Y COMPAÑEROS QUE DE UNA U OTRA FORMA ME AYUDARON A LO LARGO DE MI CARRERA A OBTENER ESTE TRIUNFO.

“QUE DIOS NOS BENDIGA A TODOS”

GEORGE FERNANDO LEIVA C.

DEDICATORIA.

A DIOS TODO PODEROSO: *por permitirme alcanzar un logro más en mi vida, porque él es quien me ha dado fuerzas cuando ya me he sentido vencido para levantarme y seguir adelante a lo largo de toda mi carrera universitaria y por su gracia he llegado a la culminación de mis estudios universitarios.*

A MIS PADRES: *Enrique Medina y Adriana Machado por creer en mí por su amor, comprensión, apoyándome e impulsarme a lograr mi triunfo tan anhelado, aun en los momentos difíciles que hemos pasados en la vida nunca dejaron de apoyarme y de incentivarme a llegar a mis metas sin importar los obstáculos que me encontrara superándolos de la mejor manera posible, gracias por sus consejos sabios.*

A MIS HERMANAS: *Sonia y Cristina por apoyarme a lo largo de mi carrera porque me dieron fuerzas para seguir estudiando y lograr mi meta propuesta por apoyarme moralmente para salir adelante en mis estudios.*

A LA FAMILIA LEIVA CABALLERO: *Niña Tere, Don Daniel, Violeta, George, María Fernanda por darme su amor y cariño, su apoyo a lo largo que hemos convivido juntos por considerarme como de la familia.*

A MIS COMPAÑEROS DE TESIS: *George, Heyner por trabajar juntos en este trabajo de graduación por comprenderme apoyarme y ayudarme a salir adelante en este logro que sin ser por ustedes no lo hubiera alcanzado.*

A MIS AMIGOS DE LA UNIVERSIDAD Y EX COMPAÑEROS: *Jenny Díaz, Ivania Turcios, Marvin Gómez, George Leiva, Luis Rubio, Héctor Yáñez, Beneke Lovo, Ricardo Girón, Ronal Antonio Villegas Villalobos (Q.D.D.G.). Por ser comprensivos y apoyarme a lo largo de mi carrera por estar en las buenas y en las malas conmigo, conocerlos a ustedes han sido de lo mejor que me ha pasado en la universidad.*

A: *Rafael Reyes, María Luisa Ponce. Por apoyarme a lo largo de mi carrera y por darme fuerzas para seguir adelante en mis estudios.*

A LOS DEMÁS AMIGOS Y COMPAÑEROS QUE DE UNA U OTRA FORMA ME AYUDARON A LO LARGO DE MI CARRERA A OBTENER ESTE TRIUNFO.

ORLANDO ENRIQUE MEDINA MACHADO.

INDICE GENERAL.

| | |
|---|-----------|
| CAPITULO I: ANTEPROYECTO | 1 |
| 1.1 INTRODUCCION..... | 2 |
| 1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA..... | 5 |
| 1.3 JUSTIFICACIÓN..... | 9 |
| I.4 OBJETIVOS..... | 12 |
| 1.4.1 OBJETIVO GENERAL..... | 12 |
| 1.4.2 OBJETIVO ESPECIFICOS..... | 12 |
| 1.5 ALCANCES..... | 13 |
| 1.6 LIMITANTES..... | 14 |
| 1.7 SUPUESTOS..... | 15 |
| 1.8 METODOLOGIA DE LA INVESTIGACIÓN..... | 16 |
| CAPITULO II: MARCO REFERENCIAL | 21 |
| 2.1 GENERALIDADES..... | 22 |
| 2.1.1 SITUACIÓN ACTUAL DEL MUNICIPIO DE LA UNIÓN..... | 23 |
| 2.1.2 DIVISION TERRITORIAL ADMINISTRATIVA DE LA CIUDAD DE LA UNION..... | 24 |
| 2.1.3 DATOS RELATIVOS A LA CABECERA MUNICIPAL..... | 28 |
| 2.1.4 SITUACION ACTUAL DEL MUNICIPIO DE CONCHAGUA..... | 30 |
| 2.1.4.1 MEDIO AMBIENTE..... | 32 |
| 2.1.5 ANTECEDENTE HISTORICOS..... | 41 |
| 2.2 MARCO NORMATIVO..... | 43 |
| 2.2.1 INTRODUCCION..... | 44 |
| 2.2.2 AMBITO CONSTITUCIONAL..... | 48 |
| 2.2.3 ÁMBITO INTERNACIONAL..... | 49 |
| 2.2.4 ÁMBITO NACIONAL..... | 50 |
| 2.2.4.1 LEY DEL MEDIO AMBIENTE..... | 51 |
| 2.2.4.2 LEY DE AREAS NATURALES PROTEGIDAS..... | 60 |
| 2.2.4.3 LEY FORESTAL..... | 63 |
| 2.2.4.4 LEY DE URBANISMO Y CONSTRUCCION..... | 67 |
| 2.2.4.5 NORMATIVA MINIMA PARA LA VENTANILLA UNICA..... | 72 |
| 2.3. MARCO TEORICO..... | 74 |
| 2.3.1 HIDROLOGIA GENERAL..... | 75 |
| 2.3.1.1DINÁMICA DEL CICLO HIDROLÓGICO..... | 78 |
| 2.3.2 LOS PRINCIPALES COMPONENTES DEL CICLO HIDROLOGICO..... | 80 |
| 2.3.3 PRECIPITACION..... | 82 |
| 2.3.3.1 FORMAS DE PRECIPITACION..... | 83 |
| 2.3.3.2 TIPOS DE PRECIPITACION..... | 84 |
| 2.3.3.3 MEDICION DE LA PRECIPITACION..... | 88 |
| 2.3.4 EVAPOTRANSPIRACION..... | 97 |

| | |
|---|-----|
| 2.3.4.1FACTORES QUE INFLUYEN EN A EVAPOTRANSPIRACIÓN | 99 |
| 2.3.4.2 MEDIDA DE LA EVAPOTRANSPIRACIÓN..... | 100 |
| 2.3.4.3 CÁLCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACIÓN | 103 |
| 2.3.5 ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL O ESCORRENTIA | 104 |
| 2.3.5.1CICLO DEL ESCURRIMIENTO..... | 107 |
| 2.3.5.2 MEDICION DE LA ESCORRENTIA SUPERFICIAL..... | 114 |
| 2.3.5.3 REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LA ESCORRENTÍA..... | 121 |
| 2.3.6 INFILTRACION | 124 |
| 2.3.6.1 MEDICION DE LA INFILTRACION | 126 |
| 2.3.7 INUNDACIONES..... | 129 |
| 2.3.7.1 CONCEPTOS DE GESTIÓN DE RIESGOS..... | 131 |
| 2.3.7.2 PRESIONES ANTROPOGÉNICAS | 133 |
| 2.3.7.3 TIPOS DE INUNDACIONES | 134 |
| 2.3.7.4 TIPOS DE INUNDACIONES EN EL SALVADOR | 137 |
| 2.3.7.5 TIPOS DE INUNDACIONES URBANAS..... | 138 |
| 2.3.7.6 CAUSAS DE LAS INUNDACIONES..... | 139 |
| 2.3.7.7 EFECTOS DE LAS INUNDACIONES..... | 141 |
| 2.3.7.8 PROBLEMÁTICA DE INUNDACIONES | 142 |
| 2.3.8 CUENCAS U HOYA HIDROGRAFICAS | 146 |
| 2.3.8.1 PATRONES DE DRENAJE | 150 |
| 2.3.8.2 CARACTERISTICAS FISICAS DE UNA CUENCA HIDROGRAFICA | 153 |
| 2.3.8.3 SISTEMAS DE DRENAJE | 155 |
| 2.3.8.4 CARACTERISTICAS DEL RELIEVE DE UNA CUENCA..... | 157 |
| 2.3.8.5 ELEVACION MEDIA | 161 |
| 2.3.8.6 CARACTERISTICAS DE LA FORMA DE LA CUENCA..... | 163 |
| 2.3.9 ANALISIS DE FRECUENCIA | 166 |
| 2.3.9.1 PERIODO DE RETORNO | 167 |
| 2.3.9.2 ANALISIS DE LLUVIA | 169 |
| 2.3.9.3 CURVAS DE INTENSIDAD – DURACIÓN - FRECUENCIA (I D F)..... | 170 |
| 2.3.10 CANALES ABIERTOS Y SUS PROPIEDADES..... | 171 |
| 2.3.11 MÉTODOS DE APLICACION PARA DETERMINAR CAUDALES MÁXIMOS | 181 |
| 2.3.11.1 HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR EQUIVALENTE..... | 182 |
| 2.3.11.2 METODO DE LAS ISOCRONAS | 186 |
| 2.3.12 OBRAS DE MITIGACION. | 189 |
| 2.3.12.1 DEFINICIÓN DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN..... | 190 |
| 2.3.12.2 ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN EN GAVIONES..... | 192 |
| 2.3.12.3 LOS GAVIONES..... | 201 |
| 2.3.13 ZANJAS DE INFILTRACIÓN | 222 |

| | |
|---|------------|
| 2.3.13.1 PROCESO CONSTRUCTIVO DE ZANJAS DE INFILTRACIÓN O ACEQUIAS DE LADERA..... | 224 |
| 2.3.14 BARRERAS VIVAS..... | 227 |
| CAPITULO III: IDENTIFICACION DE SECTORES CRITICOS | 231 |
| 3.1 CAUSAS ANTRÓPICAS DE LOS DESBORDAMIENTOS..... | 232 |
| 3.2 ANÁLISIS DE CRITERIO DE CAMPO PARA IDENTIFICACIÓN DE LOS SECTORES Y CAUSAS DEL DESBORDAMIENTO..... | 233 |
| 3.2.1 ANÁLISIS DE LAS VISITAS DE CAMPO. | 234 |
| 3.3 DETERMINACIÓN DE LOS SITIOS CRÍTICOS DE INTERÉS TOMANDO DE BASE LOS NIVELES ALCANZADOS DURANTE EL HURACÁN DEAN EL 22 DE AGOSTO DEL 2007. ... | 248 |
| 3.4 DETERMINACIÓN DE LAS CAUSAS DEL DESBORDAMIENTO DE LA QUEBRADA CHOGUAL EL 22 DE AGOSTO DEL 2007 PARA EL HURACÁN DEAN. | 249 |
| 3.5 DETERMINACIÓN DE LOS EFECTOS OCASIONADOS POR EL DESBORDAMIENTO DE LA QUEBRADA DURANTE EL EVENTO EXTREMO HURACÁN DEAN EL 22 DE AGOSTO DEL 2007. | 251 |
| CAPITULO IV: ANALISIS DE CAMPO. | 255 |
| 4.1 DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO..... | 256 |
| 4.1.1 UBICACIÓN..... | 256 |
| 4.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS SCI..... | 257 |
| 4.3 ASPECTOS HIDROLÓGICOS RELEVANTES..... | 258 |
| 4.4 EVENTOS EXTREMOS REGISTRADOS POR LA ESTACIÓN METEOROLÓGICA DE LA UNIÓN, UBICADA ACTUALMENTE EN CORSAIN. LA CUAL ES LA MÁS CERCANA A NUESTRA ÁREA DE ESTUDIO. | 266 |
| 4.5 ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LAS SECCIONES DE LOS PUENTES DONDE SE CONCENTRAN LOS CAUDALES MÁXIMOS. | 274 |
| CAPITULO V: EVALUACION DE PUNTOS CRITICOS DE INTERES..... | 283 |
| 5.1 ESTUDIOS HIDROMETEOROLÓGICO Y ANÁLISIS HIDRÁULICO..... | 284 |
| 5.1.1 SCI 1: TRAMO 1 PUENTE DE LA CARRETERA HACIA CONCHAGUA PARTE ALTA DE BARRIO SAN ANTONIO. | 284 |
| 5.1.2 CARACTERISTICAS FISICAS DE LA CUENCA..... | 286 |
| 5.1.3 PARAMETROS FISICOS DE LA CUENCA. | 298 |
| 5.1.4 CARACTERÍSTICAS DE LA FORMA DE LA CUENCA..... | 303 |
| 5.1.5 CALCULO DE AVENIDAS MÁXIMAS..... | 305 |
| 5.1.5.1 MÉTODO DE HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR. | 320 |
| 5.1.5.2 CALCULO DE CAUDALES MAXIMOS INCLUYENDO EL BYPASS Y LA URBANIZACION BELLA VISTA. | 332 |
| 5.1.5.3 MÉTODO DE HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR. | 335 |
| 5.1.5.4 COMPARACIÓN DE CAUDALES CON Y SIN EL BYPASS Y LA URBANIZACIÓN BELLA VISTA. | 341 |
| 5.1.5.5 MÉTODO DE LAS ISÓCRONAS. | 343 |
| 5.1.5.6 CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE ESCORRENTIA INCLUYENDO EL BYPASS Y LA URBANIZACION BELLA VISTA..... | 349 |
| 5.1.5.7 CALCULO DE LOS CAUDALES MAXIMOS..... | 354 |

| | |
|---|------------|
| 5.1.6 ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ESTUDIO HIDROLÓGICO. | 358 |
| 5.1.7 ANÁLISIS HIDRÁULICO. | 360 |
| 5.2 SCI 2: TRAMO 2 PUENTE DE CARRETERA HACIA SAN MIGUEL PARTE BAJA DEL BARRIO SAN ANTONIO. | 371 |
| 5.2.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA. | 371 |
| 5.2.2 PARAMETROS FÍSICOS DE LA CUENCA TRAMO 2. | 374 |
| 5.2.3 CARACTERÍSTICAS DE LA FORMA DE LA CUENCA TRAMO 2. | 377 |
| 5.2.4 CALCULO DE AVENIDAS MÁXIMAS TRAMO 2. | 378 |
| 5.2.4.1 MÉTODO DE HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR TRAMO 2. | 384 |
| 5.2.4.2 MÉTODO RACIONAL TRAMO 2. | 395 |
| 5.2.5 ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ESTUDIO HIDROLÓGICO TRAMO 2. | 397 |
| 5.2.6 ANÁLISIS HIDRÁULICO TRAMO 2. | 399 |
| 5.3 SCI 3.: TRAMO 3 PUENTE SOBRE LA 12ª AV NORTE EN SECTOR VILLALTA CONTIGUA A ESCUEA HUGO LINDO TRAMMO 3. | 408 |
| 5.3.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA. | 408 |
| 5.3.2 PARAMETROS FÍSICOS DE LA CUENCA TRAMO 3. | 411 |
| 5.3.3 CARACTERÍSTICAS DE LA FORMA DE LA CUENCA TRAMO 3. | 414 |
| 5.3.4 CALCULO DE AVENIDAS MÁXIMAS TRAMO 3. | 415 |
| 5.3.4.1 MÉTODO DE HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR TRAMO 3. | 420 |
| 5.3.4.2 MÉTODO RACIONAL TRAMO 3. | 431 |
| 5.3.5 ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ESTUDIO HIDROLÓGICO TRAMO 3. | 433 |
| 5.3.6 ANÁLISIS HIDRÁULICO TRAMO 3. | 435 |
| 5.3.7 TABLA DE RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANALISIS HIDROLOGICO. | 444 |
| CAPITULO VI: PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACION. | 453 |
| 6.1 PARAMETROS FÍSICOS DE LA CUENCA. | 454 |
| 6.2 CARACTERÍSTICAS DE LA FORMA DE LA CUENCA. | 457 |
| 6.3 CALCULO DE AVENIDAS MÁXIMAS. | 458 |
| 6.3.1 MÉTODO DE HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR. | 463 |
| 6.3.2 MÉTODO RACIONAL. | 468 |
| 6.4 ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ESTUDIO HIDROLÓGICO. | 469 |
| 6.5 ANÁLISIS HIDRÁULICO. | 469 |
| 6.6 PARAMETROS FÍSICOS DE LA CUENCA. | 474 |
| 6.7 CARACTERÍSTICAS DE LA FORMA DE LA CUENCA. | 477 |
| 6.8 CALCULO DE AVENIDAS MÁXIMAS. | 478 |
| 6.8.1 MÉTODO DE HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR. | 481 |
| 6.8.2 MÉTODO RACIONAL. | 485 |

| | |
|--|------------|
| 6.9 ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ESTUDIO HIDROLÓGICO. | 486 |
| 6.10 ANÁLISIS HIDRÁULICO. | 486 |
| 6.11 PARAMETROS FISICOS DE LA CUENCA. | 490 |
| 6.12 CARACTERÍSTICAS DE LA FORMA DE LA CUENCA. | 493 |
| 6.13 CALCULO DE AVENIDAS MÁXIMAS. | 494 |
| 6.13.1 MÉTODO DE HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR. | 497 |
| 6.13.2 MÉTODO DE LAS ISÓCRONAS. | 501 |
| 6.14 ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ESTUDIO HIDROLÓGICO. | 503 |
| 6.15 ANÁLISIS HIDRÁULICO. | 503 |
| 6.16 SITUACION AMBIENTAL. | 507 |
| CAPITULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES. | 509 |
| 7.1 CONCLUSIONES. | 510 |
| 7.2 RECOMENDACIONES. | 513 |
| GLOSARIO. | 516 |
| FUENTES DE CONSULTA. | 520 |
| ANEXOS. | 523 |
| ANEXO 1: CURVAS (I.D.F.)..... | 524 |
| ANEXOS 2: CALCULO DE CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES..... | 537 |
| ANEXO 3: TABLA DE ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DE SECCIONES DE CANAL | 549 |
| ANEXO: 4 PLANOS..... | 551 |

INDICE DE TABLAS.

CAPITULO II

| | |
|---|-----|
| Tabla 2.1.2.1 Distribución Administrativa Urbana. | 24 |
| Tabla 2.1.2.2 censos oficiales fuente (monografías de la Unión). | 27 |
| Tabla 2.1.5 Algunos de los eventos que han tenido consecuencias en la ciudad de La Unión. Fuente SNET | 41 |
| Tabla 2.3.12.3.1 Dimensiones estándar de los gaviones tipo caja..... | 204 |
| Tabla 2.3.1.2.3.2 Revestimiento del alambre para gaviones | 216 |

CAPITULO III

| | |
|---|-----|
| Tabla 3.2.1.1 Zonas de desbordamientos. (Fuente Grupo de Tesis). | 247 |
|---|-----|

CAPITULO IV

| | |
|---|-----|
| Tabla 4.4.1 Precipitaciones del huracán Mitch en 1998. (Fuente SNET). | 266 |
| Tabla 4.4.2 Precipitaciones del huracán Stan en el 2005. (Fuente SNET) | 268 |
| Tabla 4.4.3 Precipitaciones del huracán Dean en el 2007. (Fuente SNET). | 270 |
| Tabla 4.4.4 Precipitaciones del huracán IDA en el 2009. (Fuente SNET). | 272 |
| Tabla 4.5.1 Capacidad hidráulica para el tramo 1, secciones actuales del sector críticos de interés. (Fuente Grupo de Tesis)..... | 280 |
| Tabla 4.5.2 Capacidad hidráulica para el tramo 2, secciones actuales del sector críticos de interés. (Fuente Grupo de Tesis)..... | 281 |
| Tabla 4.5.3 Capacidad hidráulica para el tramo 3, secciones actuales del sector críticos de interés. (Fuente Grupo de Tesis)..... | 282 |

CAPITULO V

| | |
|--|-----|
| Tabla 5.1.2.1 Áreas de uso de suelo en la cuenca obtenido del mapa de uso de suelo fuente (Grupo de Tesis). | 294 |
| Tabla 5.1.2.2 Áreas de uso de suelo en la cuenca obtenido del mapa de uso de suelo, con la diferencia que en este cuadro se incluye el Bypass y la Urbanización Bella Vista. (Fuente Grupo de Tesis) | 295 |
| Tabla 5.1.5.1 Intensidades máximas para 01-10-2005 Fuente: SNET. | 309 |
| Tabla 5.1.5.2 Intensidades máximas para 02-10-2005 Fuente: SNET. | 309 |
| Tabla 5.1.5.3 Intensidades máximas para 03-10-2005 Fuente: SNET. | 309 |
| Tabla 5.1.5.4 Intensidades máximas para 21-08-2007 Fuente: SNET. | 310 |
| Tabla 5.1.5.5 Intensidades máximas para 22-08-2007 Fuente: SNET. | 310 |
| Tabla 5.1.5.6 Intensidades máximas para 23-08-2007 Fuente: SNET. | 310 |
| Tabla 5.1.5.7 Intensidades ordenadas de menor a mayor y cálculo de la frecuencia para generar las curvas I-D-F. (Fuente Grupo de Tesis) | 311 |
| Tabla 5.1.5.8 Intensidades ordenadas de menor a mayor y cálculo de la frecuencia para generar las curvas I-D-F. (Fuente Grupo de Tesis) | 312 |
| Tabla 5.1.5.9 Probabilidad que suceda un evento tomando como base el factor riesgo y los periodos de retornos fuente (Grupo de Tesis). | 314 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 5.1.5.10 Intensidades máximas para periodos de retorno dados en (mm/min) obtenidos de la curva I-D-F y las intensidades proporcionadas por el (SNET). (Fuente Grupo de Tesis) | 316 |
| Tabla 5.1.5.11 Intensidades máximas para periodos de retorno dados en (mm/min) obtenidos de las curva I-D-F y las intensidades proporcionadas por el (SNET). (Fuente Grupo de Tesis) | 316 |
| Tabla 5.1.5.12 Coeficientes de escorrentía para diferentes periodos de retorno. | 317 |
| Tabla 5.1.5.13 Coeficientes ponderado para diferentes periodos de retorno. (Fuente grupo de tesis) | 319 |
| Tabla 5.1.5.1.1 Coeficiente de escorrentía ponderado por existir varios usos de suelo. (Fuente Grupo de Tesis) | 321 |
| Tabla 5.1.5.1.2 Intensidades máximas para periodos de retorno dados en (mm/h) sacadas de la curva I-D-F y las intensidades proporcionadas por el (SNET). (Fuente Grupo de Tesis) | 322 |
| Tabla 5.1.5.1.3 Intensidades máximas para periodos de retorno dados en (mm/h) sacadas de la curva I-D-F y las intensidades proporcionadas por el (SNET). (Fuente Grupo de Tesis) | 322 |
| Tabla 5.1.5.1.4 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 5 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 327 |
| Tabla 5.1.5.1.5 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 10 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 327 |
| Tabla 5.1.5.1.6 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 25 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 328 |
| Tabla 5.1.5.1.7 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 50 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 328 |
| Tabla 5.1.5.1.8 Resultados de los caudales pico o máximos para periodo de retorno de 2 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 329 |
| Tabla 5.1.5.1.9 Resultados de los caudales pico o máximos para periodo de retorno de 5 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 329 |
| Tabla 5.1.5.1.10 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 10 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 330 |
| Tabla 5.1.5.1.11 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 25 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 331 |
| Tabla 5.1.5.1.12 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 50 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 331 |
| Tabla 5.1.5.2.1 Coeficientes ponderado para diferentes periodos de retorno. (Fuente grupo de tesis) | 334 |
| Tabla 5.1.5.3.1 Coeficiente de escorrentía ponderado por existir varios usos de suelo. (Fuente Grupo de Tesis) | 335 |
| Tabla 5.1.5.3.2 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 5 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 336 |
| Tabla 5.1.5.3.3 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 10 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 336 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 5.1.5.3.4 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 25 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 337 |
| Tabla 5.1.5.3.5 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 50 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 337 |
| Tabla 5.1.5.3.6 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 2 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 338 |
| Tabla 5.1.5.3.7 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 5 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 338 |
| Tabla 5.1.5.3.8 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 10 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 339 |
| Tabla 5.1.5.3.9 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 25 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 340 |
| Tabla 5.1.5.3.10 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 50 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 340 |
| Tabla 5.1.5.4.1 Comparación de caudales máximos con y sin el Bypass y la Urb. Bella Vista para el huracán STAN en Octubre del 2005 para diferentes periodos de retorno. (Fuente Grupo de Tesis) | 341 |
| Tabla 5.1.5.4.2 Comparación de caudales máximos con y sin el Bypass y la Urb. Bella Vista para el huracán DEAN en Agosto del 2007 para diferentes periodos de retorno. (Fuente Grupo de Tesis) | 341 |
| Tabla 5.1.5.6.1 Áreas de uso de suelo en la cuenca sacada del mapa de uso de suelo proporcionado por el (MARN) con la diferencia que en este cuadro se incluye el Bypass y la Urbanización Bella Vista. (Fuente Grupo de Tesis) | 349 |
| Tabla 5.1.5.6.2 Coeficiente de escorrentía ponderado por existir varios usos de suelo. (Fuente Grupo de Tesis). | 350 |
| Tabla 5.1.5.6.3 Coeficiente de escorrentía ponderado por existir varios usos de suelo. (Fuente Grupo de Tesis). | 350 |
| Tabla 5.1.5.6.4 Coeficiente de escorrentía ponderado por existir varios usos de suelo. (Fuente Grupo de Tesis). | 351 |
| Tabla 5.1.5.6.5 Coeficiente de escorrentía ponderado por existir varios usos de suelo. (Fuente Grupo de Tesis). | 351 |
| Tabla 5.1.5.6.6 Coeficiente de escorrentía ponderado por existir varios usos de suelo. (Fuente Grupo de Tesis). | 352 |
| Tabla 5.1.5.6.7 Coeficiente de escorrentía ponderado por existir varios usos de suelo (Fuente Grupo de Tesis). | 353 |
| Tabla 5.1.5.7.1 Cálculo de caudales máximos utilizando el método de las isócronas para Stan 2005. (Fuente Grupo de Tesis). | 355 |
| Tabla 5.1.5.7.2 Cálculo de caudales máximos utilizando el método de las isócronas para Dean 2007. (Fuente Grupo de Tesis). | 356 |
| Tabla 5.1.5.7.3 Cálculo de caudales máximos utilizando el método de las isócronas para Dean 2007. (Fuente Grupo de Tesis). | 357 |
| Tabla 5.1.6.1 Comparación de caudales máximos. (Fuente Grupo de Tesis) | 358 |
| Tabla 5.1.6.2 Comparación de caudales máximos. (Fuente Grupo de Tesis) | 358 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 5.1.6.3 Suma de caudales para tramo 1. (Fuente Grupo de Tesis) | 359 |
| Tabla 5.1.6.4 Suma de caudales para tramo 1. (Fuente Grupo de Tesis) | 359 |
| Tabla 5.1.7.1 Valores del coeficiente de rugosidad de Manning. | 361 |
| Tabla 5.1.7.2 Cálculo de los factores geométrico para los distintos tiempos de retorno y eventos extremos. (Fuente Grupo de Tesis) | 367 |
| Tabla 5.1.7.3 Cálculo de los factores geométrico para los distintos tiempos de retorno y eventos extremos. (Fuente Grupo de Tesis) | 368 |
| Tabla 5.1.7.4 Cálculo de los factores geométrico para la elaboración de la curva de descarga natural (Fuente Grupo de Tesis) | 369 |
| Tabla 5.2.1.1 Áreas de uso de suelo en la cuenca. (Fuente Grupo de Tesis)..... | 372 |
| Tabla 5.2.4.1.1 Coeficientes de escorrentía para los periodos de retorno. (Fuente Grupo de Tesis) | 385 |
| Tabla 5.2.4.1.2 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 5 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 390 |
| Tabla 5.2.4.1.3 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 10 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 390 |
| Tabla 5.2.4.1.4 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 25 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 391 |
| Tabla 5.2.4.1.5 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 50 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 391 |
| Tabla 5.2.4.1.6 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 2 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 392 |
| Tabla 5.2.4.1.7 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 5 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 392 |
| Tabla 5.2.4.1.8 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 10 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 393 |
| Tabla 5.2.4.1.9 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 25 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 394 |
| Tabla 5.2.4.1.10 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 50 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 394 |
| Tabla 5.2.4.2.1 Cálculo de caudales máximos para tramo 2. (Fuente Grupo de Tesis) | 396 |
| Tabla 5.2.4.2.2 Cálculo de caudales máximos para tramo 2. (Fuente Grupo de Tesis) | 396 |
| Tabla 5.2.5.1 Comparación de caudales máximos. (Fuente Grupo de Tesis) | 397 |
| Tabla 5.2.5.2 Comparación de caudales máximos. (Fuente Grupo de Tesis) | 397 |
| Tabla 5.2.5.3 Suma de caudales máximos para tramo 2. (Fuente Grupo de Tesis).... | 398 |
| Tabla 5.2.5.4 Suma de caudales máximos para tramo 2. (Fuente Grupo de Tesis).... | 398 |
| Tabla 5.2.6.1 Cálculo de los factores geométrico para los distintos tiempos de retorno y eventos extremos. (Fuente Grupo de Tesis) | 405 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 5.2.6.2 Cálculo de los factores geométrico para los distintos tiempos de retorno y eventos extremos. (Fuente Grupo de Tesis) | 405 |
| Tabla 5.2.6.3 Cálculo de los factores geométrico para la elaboración de la curva de descarga natural. (Fuente Grupo de Tesis) | 406 |
| Tabla 5.3.1.1 Áreas de uso de suelo en la cuenca. (Fuente Grupo de Tesis)..... | 409 |
| Tabla 5.3.4.1.1 Coeficientes de escorrentía para los periodos de retorno. (Fuente Grupo de Tesis) | 421 |
| Tabla 5.3.4.1.2 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 5 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 426 |
| Tabla 5.3.4.1.3 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 10 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 426 |
| Tabla 5.3.4.1.4 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 25 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 427 |
| Tabla 5.3.4.1.5 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 50 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 427 |
| Tabla 5.3.4.1.6 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 2 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 428 |
| Tabla 5.3.4.1.7 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 5 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 428 |
| Tabla 5.3.4.1.8 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 10 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 429 |
| Tabla 5.3.4.1.9 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 25 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 430 |
| Tabla 5.3.4.1.10 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 50 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 430 |
| Tabla 5.3.4.2.1 Cálculo de caudales máximos, para tramo 3. (Fuente Grupo de Tesis) | 432 |
| Tabla 5.3.4.2.2 Cálculo de caudales máximos, para tramo 3. (Fuente Grupo de Tesis) | 432 |
| Tabla 5.3.5.1 Comparación de caudales máximos. (Fuente Grupo de Tesis) | 433 |
| Tabla 5.3.5.2 Comparación de caudales máximos. (Fuente Grupo de Tesis) | 433 |
| Tabla 5.3.5.3 Sumatoria de caudales máximos para tramo 2 y 3. (Fuente Grupo de Tesis)..... | 434 |
| Tabla 5.3.5.4 Sumatoria de caudales máximos para tramo 2 y 3. (Fuente Grupo de Tesis)..... | 434 |
| Tabla 5.3.6.1 Cálculo de los factores geométrico para los distintos tiempos de retorno y eventos extremos. (Fuente Grupo de Tesis) | 441 |
| Tabla 5.3.6.2 Cálculo de los factores geométrico para los distintos tiempos de retorno y eventos extremos. (Fuente Grupo de Tesis) | 441 |
| Tabla 5.3.6.3 Cálculo de los factores geométrico para la elaboración de la curva de descarga natural. (Fuente Grupo de Tesis) | 442 |
| Tabla 5.3.7.1 Resumen de datos obtenidos. (Fuente Grupo de Tesis) | 444 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 5.3.7.2 Resumen de datos obtenidos. (Fuente Grupo de Tesis) | 447 |
| Tabla 5.3.7.3 Resumen de datos obtenidos. (Fuente Grupo de Tesis) | 450 |

CAPITULO VI

| | |
|---|-----|
| Tabla 6.3.1 Intensidades máximas para un periodo de retorno de 12 años dados en (mm/min) (Fuente Grupo de Tesis) | 461 |
| Tabla 6.3.2 Áreas de uso de suelo en la cuenca. (Fuente Grupo de Tesis)..... | 462 |
| Tabla 6.3.3 Cálculo del coeficiente de escorrentía ponderado. (Fuente Grupo de Tesis) | 462 |
| Tabla 6.3.1.1 Intensidades máximas para un periodo de retorno de 12 años dados en (mm/min) (Fuente Grupo de Tesis) | 464 |
| Tabla 6.3.1.2 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 12 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 467 |
| Tabla 6.4.1 Comparación de caudales máximos. (Fuente Grupo de Tesis) | 469 |
| Tabla 6.5.1 Cálculo de los factores geométrico para los distintos tiempos de retorno y eventos extremos. (Fuente Grupo de Tesis) | 471 |
| Tabla 6.5.2 Dimensionamiento mínimo para la propuesta del tramo 1. (Fuente Grupo de Tesis) | 473 |
| Tabla 6.8.1 Áreas de uso de suelo en la cuenca. (Fuente Grupo de Tesis)..... | 480 |
| Tabla 6.8.2 Cálculo del coeficiente de escorrentía ponderado. (Fuente Grupo de Tesis) | 480 |
| Tabla 6.8.1.1 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 12 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 484 |
| Tabla 6.9.1 Comparación de caudales máximos. (Fuente Grupo de Tesis) | 486 |
| Tabla 6.10.1 Cálculo de los factores geométrico para los distintos tiempos de retorno y eventos extremos. (Fuente Grupo de Tesis) | 488 |
| Tabla 6.10.2 Dimensionamiento mínimo para la propuesta del tramo 2. (Fuente Grupo de Tesis) | 489 |
| Tabla 6.13.1 Áreas de uso de suelo en la cuenca. (Fuente Grupo de Tesis)..... | 496 |
| Tabla 6.13.2 Calculo de coeficiente de escorrentía ponderado. (Fuente Grupo de Tesis) | 496 |
| Tabla 6.13.1.1 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 12 años. (Fuente Grupo de Tesis) | 500 |
| Tabla 6.13.2.1 Cálculo de caudal para un periodo de retorno de 12 años para cada isócrona. (Fuente Grupo de Tesis)..... | 502 |
| Tabla 6.14.1 Comparación de caudales máximos. (Fuente Grupo de Tesis) | 503 |
| Tabla 6.15.1 Cálculo de los factores geométrico para los distintos tiempos de retorno y eventos extremos. (Fuente Grupo de Tesis) | 505 |
| Tabla 6.15.2 Dimensionamiento mínimo para la propuesta del tramo 2. (Fuente Grupo de Tesis) | 506 |

INDICE DE FIGURAS.

CAPITULO I

| | |
|--|----|
| Figura 1.2.1 Situación de parte de las quebradas el Chogual y el Chepegual en su tramo final sobre fotografía aérea, con algunas de las zonas afectadas..... | 6 |
| Figura 1.8.1 Representación grafica de los capítulos de la investigación. | 20 |

CAPITULO II

| | |
|---|-----|
| Figura 2.1.3.1 Ubicación de la zona de estudio | 29 |
| Figura 2.1.4.1.1 Hidrografía y orografía del municipio | 35 |
| Figura 2.1.4.1.2 División territorial del municipio de Conchagua..... | 38 |
| Figura 2.1.4.1.3 División territorial del municipio de Conchagua..... | 39 |
| Figura 2.1.4.1.4 División territorial del municipio de Conchagua..... | 40 |
| Figura 2.2.1.1 Pirámide de Hans Kelsen aplicado a la normativa de El Salvador. | 47 |
| Figura 2.3.2.1 Ciclo hidrológico | 80 |
| Figura 2.3.2.2 Distribución del agua en la Tierra | 81 |
| Figura 2.3.3.2.1 Precipitación Convectiva | 85 |
| Figura 2.3.3.2.2 Precipitación Orográfica | 85 |
| Figura 2.3.3.2.3 Formaciones ciclónicas y anticiclónicas | 86 |
| Figura 2.3.3.2.4 Frente frío Frente Cálido..... | 87 |
| Figura 2.3.3.3.1 Representación del método, polígono de Thiessen | 95 |
| Figura 2.3.3.3.2 Representación de curvas de Isoyetas..... | 96 |
| Figura 2.3.4.2.1 Lisímetro de Drenaje | 101 |
| Figura 2.3.4.2.2 Lisímetro de Pesada | 102 |
| Figura 2.3.5.1 Diagrama del Esguerrimiento | 106 |
| Figura 2.3.5.1.1 Tipos de Corriente según recargue al manto freático | 108 |
| Figura 2.3.5.2.1 Sección de un río para medición del caudal | 116 |
| Figura 2.3.5.3.1 Partes de un hidrograma..... | 123 |
| Figura 2.3.6.1.1 Esquema de un Infiltrómetro de doble anillo..... | 127 |
| Figura 2.3.8.1 Cuenca Hidrográfica | 147 |
| Figura 2.3.8.1.1 Tipos de drenajes..... | 150 |
| Figura 2.3.8.1.2 Drenaje Radial | 152 |
| Figura 2.3.8.3.1 Clasificación de corrientes por su orden | 155 |
| Figura 2.3.8.4.1 Pendiente Media | 158 |
| Figura 2.3.8.4.2 Pendiente Compensada o Equivalente | 159 |
| Figura 2.3.8.4.3 Pendiente de Taylor y Schwarz | 160 |
| Figura 2.3.8.5.1 Curva Hipsométrica | 161 |
| Figura 2.3.8.5.2 Elevación Media de una Cuenca | 162 |

| | |
|--|-----|
| Figura 2.3.9.3.1 Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (I.D.F.) | 170 |
| Figura 2.3.11.1.1 Hidrograma Unitario Triangular. | 185 |
| Figura 2.3.11.2.1 Método de Las Isócronas. | 188 |
| Figura 2.3.12.1.1 Representación básica de un muro de contención de gravedad en gaviones..... | 190 |
| Figura 2.3.12.2.1 Sección robusta donde se observa la monoliticidad del conjunto .. | 194 |
| Figura 2.3.12.2.2 Contención para acceso a chancadora | 195 |
| Figura 2.3.12.2.3 Prueba de carga realizada por la Maccaferri | 197 |
| Figura 2.3.12.2.4 Detalle de la característica de ser autodrenante | 198 |
| Figura 2.3.12.2.5 Ejemplos de contenciones con bajo impacto ambiental..... | 199 |
| Figura 2.3.12.3.1 Elementos constituyentes de los gaviones tipo caja | 203 |
| Figura 2.3.12.3.1 Detalle constructivo de obra con gaviones caja | 205 |
| Figura 2.3.12.3.2 Fardos de gaviones y rollo de alambre de amarre | 208 |
| Figura 2.3.12.3.3 (1) Preparación para el montaje de un gavión Figura (2) Posicionamiento de los paneles laterales y diafragma | 209 |
| Figura 2.3.12.3.4 Costuras de las aristas con alambre de amarre Figura3 Posicionamiento de los gaviones antes de su llenado | 210 |
| Figura 2.3.12.3.5 (4) Detalle de utilización del encofrado | 211 |
| Figura 2.3.12.3.6 Llenado de un gavión con 1.0m de altura Figura Detalle de la colocación de los tirantes | 213 |
| Figura 2.3.12.3.7 Detalle de las etapas de llenado en células adyacentes..... | 213 |
| Figura 2.3.12.3.8 Detalle de la etapa de cierre del gavión tipo caja | 214 |
| Figura 2.3.12.3.9 Detalle del empotramiento de la base de la estructura en el suelo de fundación | 215 |
| Figura 2.3.13.1.1 Dimensiones de la zanja de infiltración..... | 227 |
| Figura 2.3.14.1 En poco tiempo, el suelo erosionado se acumula junto a la barrera viva, formando terrazas. | 230 |
| CAPITULO IV | |
| Figura 4.3.1 Tramo 1. | 259 |
| Figura 4.3.2 Ubicación del punto de interés 1 y el By-pass | 260 |
| Figura 4.3.3 Ubicación del punto de interés 1. | 261 |
| Figura 4.3.4 Tramo 2. | 262 |
| Figura 4.3.5 Ubicación del punto de interés 2. | 263 |
| Figura 4.3.6 Tramo 3. | 264 |
| Figura 4.3.7 Ubicación del punto de interés 3. | 265 |
| Figura 4.4.1 Grafico precipitaciones del huracán Mitch. (Fuente Grupo de Tesis). | 267 |
| Figura 4.4.2 Grafico precipitaciones del huracán Stan en el 2005. (Fuente Grupo de Tesis). | 269 |

Figura 4.4.3 Grafico precipitaciones del huracán Dean en el 2007. (Fuente Grupo de Tesis).271

Figura 4.4.4 Grafico precipitaciones del huracán IDA en el 2009. (Fuente Grupo de Tesis).273

CAPITULO V

Figura 5.1.1.1 Delimitación de la cuenca incluyendo el bypass y tipo de suelo.285

Figura 5.1.2.1 Delimitación de la cuenca incluyendo el bypass y uso de suelo.293

Figura 5.1.3.1 Delimitación de la cuenca sin el Bypass.299

Figura 5.1.5.2.1 Delimitación de la cuenca incluyendo el bypass.332

Figura 5.1.5.5.1 Delimitación de cuenca método de las isócronas.346

Figura 5.1.7.1 Curva de descarga natural tramo 1370

Figura 5.2.2.1 Delimitación de la cuenca tramo 2374

Figura 5.2.6.1 Curva de descarga natural tramo 2407

Figura 5.3.2.1 Delimitación de la cuenca tramo 3.411

Figura 5.3.6.1 Curva de descarga natural tramo 3443

CAPITULO VI

Figura 6.1.1 Delimitación de la cuenca tramo 1454

Figura 6.5.1 Sección transversal donde estará la obra propuesta para el tramo 1471

Figura 6.5.2 Dimensiones mínimas para el diseño de muros de gravedad.472

Figura 6.6.1 Delimitación de la cuenca tramo 2474

Figura 6.10.1 Sección transversal del punto donde se ubica la propuesta del tramo 2488

Figura 6.11.1 Delimitación de la cuenca tramo 3490

Figura 6.15.1 Sección transversal del punto donde se ubica la propuesta del tramo principal505

Figura 6.16.1 Delimitación de áreas a reforestar y protegida.508

INDICE DE FOTOGRAFIAS.

CAPITULO I

| | |
|--|----|
| Fotografía 1.2.1 Arrastre de tumbas en el cementerio..... | 7 |
| Fotografía 1.2.2 Ariel Martínez repara el tejado en su casa ubicada en Barrio San Antonio en La Unión, luego de que las lluvias del miércoles 23 de agosto del 2007 desbordaran la quebrada El Chogual. | 8 |
| Fotografía 1.3.1 Daños causados en centro educativo. | 10 |
| Fotografía 1.3.2 Casa destruida y acumulación de ramas y fragmentos de muro en la calle Conchagua. La quebrada discurre justo por detrás de las casas (27/08/07). | 11 |

CAPITULO II

| | |
|--|-----|
| Fotografía 2.3.3.3.1 Pluviómetro Convencional, Estación N° 1 Corsain La Unión (SNET) | 89 |
| Fotografía 2.3.3.3.2 Pluviómetro Automático, Estación N° 1 Corsain La Unión (SNET) | 89 |
| Fotografía 2.3.3.3.3 Pluviógrafo Flotador, Estación N° 1 Corsain La Unión (SNET) | 91 |
| Fotografía 2.3.5.2.1 Medición de velocidad con molinete..... | 117 |
| Fotografía 2.3.5.2.2 Medición de velocidad por suspensión con molinete. | 117 |
| Fotografía 2.3.5.2.3 Medición de nivel de agua. | 119 |
| Fotografía 2.3.5.2.4 Limnigrafo en estación hidrométrica convencional..... | 119 |
| Fotografía 2.3.5.2.5 Vertederos triangular y rectangular de pared delgada. | 120 |

CAPITULO III

| | |
|--|-----|
| Fotografía 3.2.1.1 Zona urbana con menor pendiente, la cual es de mayor densidad poblacional. | 235 |
| Fotografía 3.2.1.2 Zona media, en este tramo de la quebrada nos encontramos con rocas de gran tamaño y también con algunas ramas y árboles en el cauce principal. | 235 |
| Fotografía 3.2.1.3 Relieve montañoso en las riveras de la quebrada con zonas cultivable algunas rocas, árboles y hierbas naturales existentes..... | 236 |
| Fotografía 3.2.1.4 Altura de la marea en condiciones normales en la parte baja de la quebrada, se observa que la altura de agua es de 1.75 mt. llega pocos centímetros al límite de las bordas. | 237 |
| Fotografía 3.2.1.5 Parte baja donde alcanza la marea alta, también se observan los puentes peatonales y casas en las bordas de la quebrada lo cual hace más vulnerable a los desbordamientos..... | 237 |
| Fotografía 3.2.1.6 En la parte baja encontramos mayor impermeabilización, ya que se han construido casas sobre el cauce de la quebrada y otras en las orillas sin dejar zona de protección. | 239 |
| Fotografía 3.2.1.7 Zona en proceso de desarrollo aledaña a la quebrada urbanización Bella Vista, aproximadamente a unos 80 mts. del Bypass. | 239 |
| Fotografía 3.2.1.8 Reducción de cauce de la quebrada por viviendas construidas en las orillas y esta con poca vegetación y en algunos casos nula. | 240 |

| | |
|---|-----|
| Fotografía 3.2.1.9 Vegetación en la cuenca, matorrales, algunos árboles y pastizales en la zona media baja. | 240 |
| Fotografía 3.2.1.10 Pastizales, pocos árboles y matorrales en su mayoría en esta zona de la quebrada la cual es la media baja..... | 241 |
| Fotografía 3.2.1.11 Matorrales en la zona y socavación debido a la erosión en el cauce principal de la quebrada..... | 241 |
| Fotografía 3.2.1.12 Desforestación en la parte media alta con algunos árboles de edades mayores por su tamaño y está en el cauce principal de la quebrada así como rocas de gran tamaño..... | 242 |
| Fotografía 3.2.1.13 Visita de campo con ingenieros y personal de la alcaldía de La Unión en Mayo del 2009. Se verifico que sigue la tala de árboles en la parte alta, en la cual existe una buena cantidad de los cuales poco a poco se están talando por manos del hombre, aun en terrenos rocosos | 242 |
| Fotografía 3.2.1.14 Visita de campo con ingenieros y personal de la alcaldía de La Unión en Mayo del 2009..... | 243 |
| Fotografía 3.2.1.15 Vegetación en el cauce, parte media alta de la cuenca. | 243 |
| Fotografía 3.2.1.16 Niveles alcanzado durante el huracán Dean línea color amarillo sedimentos y la color rojo escorrentía de la quebrada..... | 244 |
| Fotografía 3.2.1.17 Aumento de altura de pretilos en casas por los desbordamientos de la quebrada después de lo ocurrido por el huracán Dean. | 245 |
| Fotografía 3.2.1.18 Deterioro de la cuenca alta ocasionado por los habitantes de la zona. | 246 |
| Fotografía 3.2.1.19 Ramas y sedimentos arrastrados por la escorrentía, los cuales ayudaron a obstruir el paso del agua por las secciones de los puentes..... | 246 |
| Fotografía 3.5.1 Taponamiento de las secciones de los puentes, producto de ramas, árboles talados y arrancados por la escorrentía, así como sedimentos. | 251 |
| Fotografía 3.5.2 Lodo en la carretera hacia San Miguel sobre la 3ª calle poniente, se observa partes de asfalto arrancado de la calle y el muro del cementerio en una parte destruido y sedimentos en la calle. | 252 |
| Fotografía 3.5.3 Casa arrastrada por la escorrentía, se observa ramas y algunos bloques de las paredes destruidas, también el techo de algunas casas..... | 252 |
| Fotografía 3.5.4 Destrucción del muro de la escuela Hugo Lindo sobre la 12 av. Norte en el sector Villalta, el muro totalmente destruido al fondo se observan las aulas de la escuela y en la parte derecha las cruces del cementerio. | 253 |
| Fotografía 3.5.5 Destrucción de casas por la escorrentía durante el huracán Dean en Agosto del 2007 en el barrio San Antonio se observa la casa sin techo..... | 253 |
| CAPITULO IV | |
| Fotografía 4.5.1 Tramo 1 Carretera que conduce hacia Conchagua puente de dos bóvedas el cual es un sector critico de interés. | 275 |
| Fotografía 4.5.2 Tramo 1 Punto de interés para el análisis de nuestro estudio, en la parte inferior del puente se observan sedimentos arrastrados por la escorrentía. | 275 |
| Fotografía 4.5.3 Tramo 1 sección a analizar que consta de dos bóvedas, en este sector se ha pavimentado un tramo antes de llegar al puente como se puede observar..... | 276 |

| | |
|---|-----|
| Fotografía 4.5.4 Tramo 2 Puente de la carretera hacia San Miguel sobre la 3ª calle poniente, el cual es nuestro segundo punto de interés. | 277 |
| Fotografía 4.5.5 Tramo 2 Sección a analizar la cual cuenta con dos bóvedas y se observa sedimentos en las secciones del puente. | 277 |
| Fotografía 4.5.6 Tramo 3 puente contiguo a escuela Hugo Lindo sobre la 12ª avenida norte en el sector Villalta, puente de una sola sección. | 278 |
| Fotografía 4.5.7 Tramo 3 Sección de puente a analizar, se observa en este tramo algunas rocas pequeñas en la quebrada, así como sedimentos y algunas plantas en el cauce de la quebrada. | 279 |

CAPITULO V

| | |
|---|-----|
| Fotografía 5.1.2.1 Suelos clase VII no aptos para cultivo pero sin embargo se observa desforestado para poder cultivar en la zona. | 287 |
| Fotografía 5.1.2.2 Suelos utilizados para cultivo en su mayoría maíz, en las riveras de la quebrada, se observan arboles y pastizales en la zona. | 288 |
| Fotografía 5.1.2.3 Suelos clase VII el cual es utilizado para bosque y pastizales naturales debido a que una de las limitantes de este suelo es no utilizable para cultivo. | 288 |
| Fotografía 5.1.2.4 Suelos rocoso en la parte media baja de la quebrada y el cual se encuentra en el cauce principal y en la parte alta de esta. | 289 |
| Fotografía 5.1.2.5 Sedimentos, ramas y árboles arrastrados por la escorrentía durante uno de los eventos extremos que analizaremos en nuestro estudio para mitigar los desbordamientos, este evento fue el huracán DEAN. | 290 |
| Fotografía 5.1.2.6 Descarga de aguas residuales por parte de la urbanización Bella Vista la cual descarga estas al cauce principal de la quebrada en estudio. | 290 |
| Fotografía 5.1.2.7 Aguas servidas por parte de los habitantes de la zona urbanizada en la parte baja de la quebrada depositada directamente al cauce principal. | 291 |
| Fotografía 5.1.2.8 Parte media baja con una vegetación de pastizales naturales y árboles en poca cantidad debido a que en esta zona se cultiva. | 292 |
| Fotografía 5.1.2.9 Parte semi-baja en la cual se observan establecimiento de viviendas así como matorrales y pocos árboles en esta zona de la quebrada debido al crecimiento de las urbanizaciones en la ciudad de La Unión. | 292 |
| Fotografía 5.1.2.10 Parte media baja uso de suelo en la cuenca en ciertas partes árboles pero en su mayoría pastizales y en la parte más baja urbanizaciones. | 296 |
| Fotografía 5.1.2.11 Parte media baja, uso de suelo para cultivo, en la cual se ha deforestado para utilizarlo como zona de cultivo, en su mayoría maíz. | 296 |
| Fotografía 5.1.2.12 Parte media, uso de suelo para cultivo y parte de bosque, pastizales y hierbas naturales en las riveras de la quebrada. | 297 |
| Fotografía 5.1.2.13 Parte baja, área urbanizada, en las cuales han utilizado las zonas de protección de la quebrada para establecer sus viviendas por lo cual han reducido el cauce de la quebrada. | 297 |
| Fotografía 5.2.1.1 Piedras, ramas, árboles y basura arrastrada por la escorrentía. | 371 |
| Fotografía 5.2.1.2 Parte baja de la cuenca con poca vegetación por la impermeabilización de la zona, se logra ver pocos árboles. | 372 |

| | |
|--|-----|
| Fotografía 5.2.1.3 Parte baja uso de suelo, en su mayoría ocupado por las viviendas aledañas a la quebrada pocos árboles. | 373 |
| Fotografía 5.2.1.4 En esta parte de la cuenca se observa los asentamientos aledaños a la quebrada, que provocan la impermeabilización del suelo. | 373 |
| Fotografía 5.3.1.1 Basura, ramas, sólidos arrastrados por la escorrentía. | 408 |
| Fotografía 5.3.1.2 Parte baja de la cuenca pocos árboles. | 409 |
| Fotografía 5.3.1.3 Parte baja atrás de escuela Hugo Lindo es esta parte de la quebrada se observa que la densidad población es grande debido a que se han asentado en las orillas de la quebrada. | 410 |



CAPITULO

I

ANTEPROYECTO



1.1 INTRODUCCION

La investigación de la hidrología es importante para el desarrollo, gestión y control de los recursos del agua. Sus aplicaciones son muchas incluyendo el desarrollo de sistemas de irrigación, control de inundaciones y erosión de suelos, eliminación y tratamiento de agua usadas (Aguas Residuales), disminución de la contaminación, uso recreacional del agua, la conservación de los peces y vida silvestre, la generación hidráulica, y el diseño de estructuras hidráulicas.

La escorrentía superficial es el fenómeno más importante desde el punto de vista de ingeniería y consiste en la ocurrencia y el transporte de agua en la superficie terrestre. La mayoría de los estudios hidrológicos están ligados al aprovechamiento del agua superficial y a la protección contra los fenómenos provocados por su movimiento.

Existen varias zonas en la ciudad de la Unión; que en la época lluviosa son afectadas por la escorrentía superficial generando así daños en la infraestructura, salud y medio ambiente.

Tal es el caso de la zona en donde se encuentra La Quebrada Choqual la cual está ubicada en la calle que conduce de La Unión a Conchagua, interceptando con la carretera panamericana, desembocando en el muelle de La Pesquera Nacional S.A. a su paso se encuentra El Barrio San Antonio, El Cementerio General de La Unión, El Centro Escolar Dr. Hugo Lindo con una población total de 2,692 personas, repartidas entre 538 familias. Al cauce de la Quebrada Choqual se le unen corrientes que provienen del Volcán Conchagua los cuales son: Quebrada Chilagual, Quebrada El Matadero, y parte alta de Quebrada Choqual.

El presente estudio “Análisis Del Esgurrimento Superficial y Propuesta De Obras De Mitigación En La Quebrada Choqual, Municipio La Unión” tiene como



propósito generar propuestas de mitigación para los desbordamientos que ocurren en dicha quebrada debido a la escorrentía superficial.

Los capítulos en que se ha dividido la investigación se citan a continuación:

■ **Anteproyecto:** es la base de la investigación y está compuesto por el planteamiento del problema, la justificación, los objetivos, la delimitación y la metodología que se seguirá para llevar a cabo el estudio.

■ **Marco Referencial:** que es un contexto de referencia que enmarca el planteamiento del problema. El marco referencial se divide en: Generalidades, Marco Normativo y Marco Teórico.

En el marco normativo se hizo un compendio de toda la información legal relacionada con la protección del Medio Ambiente referida al estudio.

El marco teórico se refiere a una serie de descripciones a cerca del tema en estudio y es indispensable para el desarrollo de la investigación, ya que esto servirá al lector para familiarizarse con la terminología y conceptos que se utilizaran en el transcurso de dicho estudio

■ **Identificación de Sectores Críticos:** esta parte consistirá en la identificación de los sectores considerados como críticos a desbordamientos y en base al daño causado por el elevado nivel de la escorrentía nos atrevemos a considerar como sectores de alto riesgo.

■ **Análisis de Campo:** comprende la descripción de los aspectos hidrológicos relevantes, identificación de los puntos donde se concentraron los caudales mayores de la quebrada Chogual, para este análisis dividiremos la quebrada en 3 tramos.



Tramo 1.

Será considerado como el sector de la parte alta del barrio San Antonio, en el puente de la carretera que conduce hacia Conchagua exactamente.

Tramo 2.

Este es la zona de la parte baja del barrio San Antonio en la carretera que conduce hacia San Miguel o al Centro de la ciudad de La Unión, es el sitio donde está el puente del cementerio.

Tramo 3.

Este será el sector del campo Villalta o (sector Villalta) sobre la 12ª avenida norte contiguo a la escuela Hugo Lindo donde también se encuentra un puente.

- **Evaluación de Puntos Críticos de Interés:** esta evaluación se hará en base a un estudio hidrometeorológico el cual consiste en el análisis de la cuenca correspondiente a los puntos de interés que se han identificando para nuestro caso, con el objetivo de calcular su caudal pico (caudal máximo). Así como también el nivel máximo que alcanza la escorrentía superficial que produce el desbordamiento de la quebrada CHOGUAL, por medio de un análisis hidráulico.

En nuestro caso evaluaremos para eventos extremos como son: El STAN en octubre del 2005 y para el DEAN agosto del 2007 y será analizado para varios periodos de retorno los cuales nos permitirán establecer las mejores propuestas de solución a la problemática es dicha quebrada.

- **Propuestas de Obras de Mitigación:** como su nombre lo indica es en esta parte donde se darán a conocer las propuestas de mitigación al problema abordado en la investigación.
- **Conclusiones y Recomendaciones:** son las que se llegó a determinar luego de completar la investigación.



1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El constante desarrollo urbano al que ha sido sometida La Ciudad de la Unión en las últimas décadas ha generado un desarrollo poblacional, este aumento en la población ha llevado a los habitantes a recurrir a asentar sus viviendas en zonas cercanas a las quebradas, así como también urbanizaciones en desarrollo exponiéndose a los riesgos que esto genera.

Cuando se observa el crecimiento acelerado del área urbana de la ciudad de la unión y las transformaciones en su infraestructura física, nos damos cuenta de que todo esto afecta de manera directa el proceso del ciclo hidrológico, reduciendo de tal forma la infiltración y la evaporación respectivamente, estas modificaciones en nuestro medio provocan en época de invierno un aumento evidente de la escorrentía superficial. Lo que incide en afrontar un problema sustancial por los desbordamientos de índole urbana.

Existen varias zonas en la ciudad de la Unión; que en la época lluviosa son afectadas por la escorrentía superficial generando así daños en la infraestructura, salud y medio ambiente. Tal es el caso de la zona en donde se encuentra La Quebrada Chogual la cual está ubicada en la calle que conduce de La Unión a Conchagua, interceptando con la carretera panamericana, desembocando en el muelle de La Pesquera Nacional S.A. a su paso se encuentra El Barrio San Antonio, El Cementerio General de La Unión, El Centro Escolar Dr. Hugo Lindo. (Ver figura 1.2.1)



Figura 1.2.1 Situación de parte de las quebradas el Chogual y el Chepegal en su tramo final sobre fotografía aérea, con algunas de las zonas afectadas.

La emergencia de la noche del miércoles 22 de agosto del 2007 afectó a 2,692 personas, repartidas entre 538 familias, por la crecida de la quebrada El Chogual que corta el campo santo en dos, arrastró 20 tumbas y dejó esparcidos los restos de los difuntos en una escuela aledaña, que fue declarada inhabitable por la contaminación provocada por los cadáveres (ver fotografía 1.2.1).



Fotografía 1.2.1 Arrastre de tumbas en el cementerio

Un informe elaborado por dos técnicos del Ministerio de Medio Ambiente concluyó que los estragos en la ciudad están relacionados con la tala de árboles en un área de 10 mil metros cuadrados, ubicada en la ribera de la quebrada El Chogual, cantón Santa Anita de Conchagua la cual se desbordó varios kilómetros abajo.

Esa misma quebrada, en la ciudad, se conoce como El Cementerio.

La fuerza del agua fue tal que destruyó 13 viviendas y causó daños en otras más, incluidas una escuela de la zona (ver fotografía 1.2.2).



Fotografía 1.2.2 Ariel Martínez repara el tejado en su casa ubicada en Barrio San Antonio en La Unión, luego de que las lluvias del miércoles 23 de agosto del 2007 desbordaran la quebrada El Chogual.

El informe técnico elaborado por **Geólogos del mundo** aseguró que antes solo se desbordaba la quebrada El Zope y otros sectores como el campo Villalta, las Chácaras, colonia Esperanza o el sector de la playa, pero que después de las tormentas del pasado mes de agosto del 2007 se agregó el barrio San Antonio como un sector propenso a sufrir desbordamiento debido al escurrimiento superficial de la quebrada El Chogual. Se considera que el nuevo punto vulnerable surgió debido a diversas causas tales como la construcción de viviendas en sitios peligrosos, la tala de árboles en la zona de las faldas del volcán de Conchagua y a la mala costumbre de botar basura en el cauce de las quebradas, es por ello que consideramos de suma importancia llevar a cabo un **ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN EN LA QUEBRADA CHOGUAL MUNICIPIO DE LA UNIÓN**. Para brindar con ello una alternativa a la problemática generada en esta zona.



1.3 JUSTIFICACIÓN

La Ciudad de La Unión se encuentra actualmente en un proceso de expansión en términos de infraestructura, población e industria, principalmente por la realización del PUERTO DE LA UNIÓN. Este crecimiento ha generado la emigración de personas de lugares aledaños a la ciudad para poder tener un mejor desarrollo económico.

De acuerdo al crecimiento poblacional antes mencionado y la mala planificación urbanística, puede decirse que en la ciudad de La Unión se encuentran zonas vulnerables a la escurrimiento superficial, entre las cuales esta la que se ve afectada por La Quebrada Choqual la cual comprende el barrio San Antonio, El Cementerio General de La Unión, El Centro Escolar Dr. Hugo Lindo y otras comunidades aledañas las cuales se encuentran en un riesgo muy alto en la época lluviosa.¹

Según informe técnico elaborado por **Geólogos del mundo** entre algunas de las causas que han generado el desbordamiento de La Quebrada Choqual podemos señalar La tala de árboles en el sector de La Hacienda Santanita, La construcción del By Pass que conduce al Puerto de La Unión el cual se encuentra dentro de la cuenca de La Quebrada Choqual así como también la construcción de La Urbanización Bella Vista la cual hasta la fecha sigue en desarrollo. Estas son unas de las causas que han ocasionado el aumento de la escorrentía superficial debido a la impermeabilidad de los suelos.

Entre los efectos generados por el desbordamiento de la Quebrada Choqual están: El Centro Escolar Dr. Hugo Lindo que se ha visto afectado por el cierre temporal de, (ver fotografía 1.3.1)

¹ Visita de campo hecha por asesores y grupo de tesis.



Fotografía 1.3.1 Daños causados en centro educativo.

Así como también la población en general ha sufrido de muchas pérdidas materiales, ya que sus viviendas han sido destruidas y sus bienes materiales han sido perdidos por la evacuación durante el desbordamiento de la quebrada antes mencionada (ver fotografía. 1.3.2)



Fotografía 1.3.2 Casa destruida y acumulación de ramas y fragmentos de muro en la calle Conchagua. La quebrada discurre justo por detrás de las casas (27/08/07).

Además de eso la población vive en un constante temor debido a que en el momento menos esperado pueden ser víctimas de un desbordamiento. Estos son hasta el momento algunos de los daños que se han generado, los cuales sino se hacen obras para mitigarlos seguirán ocurriendo y con mayor magnitud, por ahora las pérdidas han sido de carácter material pero si esto sigue ocurriendo llegara al extremo de causar lo más lamentable que es la pérdida de vidas humanas.

Lo anterior convierte en una necesidad llevar a cabo un **ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN EN LA QUEBRADA CHOGUAL MUNICIPIO DE LA UNIÓN** . Para poder con ello determinar una alternativa de solución aplicable a la problemática generada por la escorrentía superficial en dicha quebrada.



I.4 OBJETIVOS.

I.4.1 OBJETIVO GENERAL.

- Analizar el escurrimiento superficial, para elaborar propuestas de obras de mitigación que eviten desbordamientos en la Quebrada Chogual, Municipio de La Unión.

I.4.2 OBJETIVO ESPECIFICOS.

- Caracterizar la cuenca de la Quebrada Chogual.
- Analizar caudales máximos en eventos extremos.
- Determinar las causas y efectos del escurrimiento superficial de la Quebrada Chogual.
- Proponer predimensionamiento de obras de mitigación en la Quebrada Chogual.



1.5 ALCANCES.

- Se analizaron las causas y efectos del desbordamiento y su comportamiento del escurrimiento superficial de la Quebrada Choqual, en base a los datos de precipitaciones proporcionados por el sistema nacional de estudios territoriales (SNET), considerando los daños ocasionados por los desbordamientos en los eventos extremos.
- Se realizó un análisis general de la cuenca de la Quebrada Choqual tomando como base los eventos extremos ocasionados.
- Se propone el tipo de obra de mitigación en base a los resultados obtenidos del análisis del escurrimiento superficial y la identificación de los sitios adecuados para la ubicación de las obras en la Quebrada Choqual.
- Reducir el grado de vulnerabilidad que están expuestas las personas que habitan en la zona baja aledañas a la quebrada.
- Se determinaron los sectores críticos de interés mediante los niveles alcanzados en el huracán Dean el 22 de agosto 2007, a través de las visitas de campo y consultas a los habitantes de las zonas afectadas.



1.6 LIMITANTES.

- Los resultados obtenidos del análisis del escurrimiento superficial llevado a cabo en la Quebrada el Choqual están sujetos a los datos pluviométricos proporcionados por el sistema nacional de estudios territoriales (SNET).
- Las obras de mitigación se propone en las zonas altas y media de la Quebrada Choqual, dado que en las zonas bajas existe una alta densidad poblacional. Por lo que no existe espacio para proponer alternativas de solución.
- No se realizaron estudios de suelos para la obtención de los datos necesarios para el diseño, debido a los recursos económicos que representa.
- La propuesta de obras de mitigación obtenida del Análisis de datos de precipitación, solamente se incluirán un pre dimensionamiento a su Diseño.
- No se incluyó en el análisis de los eventos extremos, los datos de precipitación correspondiente al evento del Mitch por no haber datos procesados por el SNET.
- La información referente al área ambiental no nos fue proporcionada por parte de ciertas Instituciones involucradas, que comprende a nuestra área de estudio. Debido a esto no se hizo un estudio más profundo en la parte Ambiental.



1.7 SUPUESTOS.

- Con la determinación de las causas del escurrimiento superficial y magnitudes de los eventos extremos se establece un parámetro para determinar la solución más factible.
- Con los resultados obtenidos del análisis del escurrimiento superficial se elaboró el pre dimensionamiento de las obras de mitigación en la Quebrada el Choqual.



I.8 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.

La metodología de la investigación es un procedimiento general para lograr de una manera precisa los objetivos de la investigación. De ahí que la metodología nos presenta los métodos y técnicas para realizarla.

La metodología se refiere a la descripción de las unidades de análisis o de investigación, las técnicas de observación y recolección de datos, los instrumentos, los procedimientos y las técnicas de análisis las cuales indican de manera secuencial las fases a seguir.

La investigación se dividirá en siete capítulos los cuales se describen a continuación:

Capítulo I: Está constituido por el “Anteproyecto” es la base de la investigación y está compuesto por el planteamiento del problema, la justificación, los objetivos, la delimitación y la metodología que se seguirá para llevar a cabo el estudio.

Capítulo II: El segundo capítulo es denominado “Marco Referencial” que es un contexto de referencia que enmarca el planteamiento del problema.

El marco referencial se divide en Generalidades, Marco Normativo, Marco Teórico.

En las Generalidades se encuentran datos relativos a la cabecera municipal del municipio de La Unión.

En el marco normativo se hizo un compendio de toda la información legal relacionada con la protección del Medio Ambiente referida al estudio.

El marco teórico se refiere a una serie de descripciones a cerca del tema en estudio y es indispensable para el desarrollo de la investigación, ya que esto servirá al lector para familiarizarse con la terminología y conceptos que se utilizaran en el transcurso de dicho estudio.



Capítulo III: Este capítulo es llamado “Identificación de Sectores Críticos”; comprende la descripción de los sectores más vulnerables a los desbordamientos.

Capítulo IV: En este capítulo está el “Análisis de Campo” comprende la descripción aspectos hidrológicos relevantes, identificación de los puntos donde se concentraron los caudales mayores de la quebrada Choqual,

Capítulo V: En él se presenta la “Evaluación de Puntos Críticos de Interés,

Capítulo VI: este capítulo lo hemos titulado “Propuestas de Obras de Mitigación” como su nombre lo indica es en esta parte donde se darán a conocer las propuestas de mitigación al problema abordado en la investigación.

Capítulo VII: Este es el último capítulo y es en el que se dan a conocer las “Conclusiones y Recomendaciones” a las que se llegó sobre el tema que se está investigando.

De acuerdo al enfoque de nuestra investigación “Análisis Del Esgurrimento Superficial y Propuesta De Obras De Mitigación En La Quebrada Choqual, Municipio La Unión” las etapas que más se adecúan para obtener los objetivos propuestos son:



RECOPILOCIÓN DE INFORMACIÓN BIBLIOGRÁFICA

- Visitas a bibliotecas, para la revisión y lectura de documentos; libros, tesis, folletos, volantes, tratados, entre otros.
- Consultas a instituciones públicas y privadas para la respectiva gestión de información bibliográfica de acorde a nuestro trabajo de investigación.
- Obtención de cuadrantes, mapas, planos, software, información geográfica que pueda ser de utilidad
- Entrevistas a personas que tengan conocimiento sobre la temática que está siendo sujeto de estudio, como Hidrólogos, Ingenieros Agrónomos, especialistas en Manejo de Cuencas Hidrográficas, Ingenieros Civiles y otros que se consideren necesarios, para propiciar la obtención de información bibliográfica indispensable para la realización de la investigación.
- Realización de investigaciones en Internet, para la respectiva gestión de descargas bibliográficas (libros, revistas, tratados, manuales entre otros), que tengan clara incidencia en la investigación a realizar.
- Visitas y solicitud de información a instituciones como El servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET) y estaciones meteorológicas de la zona, Alcaldía Municipal y su correspondiente Unidad ambiental, El Centro Nacional de Registros (CNR), El Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG), el Ministerio de Obras Públicas (MOP), el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN), ASIGOLFO, Etc.

Nota: Esta etapa también incluye la clasificación y depuración de la información obtenida.



INVESTIGACIÓN DE CAMPO.

- Realizar visitas de campo a las zonas donde se encuentra la descarga de la escorrentía superficial excedente.
- Levantamiento topográfico de la Quebrada Chogual; para obtener las pendientes del terreno, así como otra información topográfica que pueda ser útil para la realización de la investigación.
- Delimitación del área de influencia en que se enmarca el problema.
- Identificación de drenajes pluviales.
- Identificación y caracterización de cuencas y micro cuencas.
- Identificación de sectores vulnerables a los desbordamientos y determinación de las zonas de alto riesgo en la ciudad.

ANÁLISIS DE GABINETE O DE OFICINA.

Con toda la información bibliográfica y la investigación de campo realizada y con el apoyo de métodos estadísticos e Hidrogeológicos se procede a lo siguiente:

- Ordenamiento de la investigación.
- Proceso de investigación.
- Manejo de datos obtenidos
- Análisis de la investigación
- Propuestas de Mitigación
- Conclusiones y Recomendaciones.



Figura 1.8.1 Representación grafica de los capítulos de la investigación.



CAPITULO II

MARCO REFERENCIAL



2.1

GENERALIDADES



2.1.1 SITUACIÓN ACTUAL DEL MUNICIPIO DE LA UNIÓN.

UBICACIÓN GEOGRÁFICA.

Municipio y distrito del departamento de La Unión. Se ubica a 184 kms. al Este de la ciudad de San Salvador y a 35 km. de la ciudad de San Miguel, comunicándose con esta a través de la carretera panamericana. Está limitado de la siguiente forma: al N y E, por la Bahía de La Unión y al S y W, por el municipio de Conchaqua. Se encuentra ubicado entre las coordenadas geográficas siguientes: $13^{\circ} 21' 03''$ LN (extremo septentrional) y $13^{\circ} 16' 26''$ LN (extremo meridional); $87^{\circ} 44' 34''$ LWG (extremo oriental) y $87^{\circ} 51' 33''$ LWG (extremo occidental). Existe una porción aislada, a 7.6 kms. Al W de la ciudad y está limitada de la siguiente forma: al N, por el municipio de San Alejo; al E, por la Bahía de La Unión y el municipio de Conchaqua; al S, por los municipios de Conchaqua y El Carmen y al W, por el municipio de El Carmen. Se encuentra ubicado entre las coordenadas geográficas siguientes: $13^{\circ} 23' 16''$ LN (extremo septentrional) y $13^{\circ} 18' 48''$ LN (extremo meridional); $87^{\circ} 50' 51''$ LWG (extremo oriental) y $87^{\circ} 56' 53''$ LWG (extremo occidental).



2. 1.2 DIVISION TERRITORIAL ADMINISTRATIVA DE LA CIUDAD DE LA UNIÓN.

La ciudad de La Unión cuenta en su radio urbano con los siguientes barrios: Honduras o San Carlos, El Centro, Las Flores y Concepción. Estos a su vez están divididos en sectores, según lo indica el tabla 2.1.2.1

Tabla 2.1.2.1 Distribución Administrativa Urbana.

| BARRIO | SECTOR O COLONIA |
|-----------------------|---|
| CONCEPCIÓN | Fuerteza - IRA. Quebrachal, Lotificación Cutuco. Col Rubio. San Carlos. |
| CENTRO | Sector del mismo nombre |
| HONDURAS O SAN CARLOS | La Playa, Esterito, Villalta, San Antonio. Beltrán, La Esperanza Santa María y otros. |
| LAS FLORES | Rodríguez, Monge, La Papaya. Los Morris y otros. |

FUENTE.: Censo Población y Vivienda MINEC. Tomo Depto. de La Unión 1992



ASPECTO FÍSICO.

El municipio posee varias islas de origen volcánico, entre ellas: Perico, Zacatillo; Ilca, Chuchito, Periquito, Martín Pérez y otras; siendo las más importantes por su extensión, las islas Perico y Zacatillo; es esta última se destacan elementos hidrográficos como las quebradas Las Pilas y Tatachico; además posee los elementos orográficos siguientes: Cerros El Carey y Vividores; la montaña El Carey y las lomas: El Mosquetero y El Ojushtillo.

HIDROGRAFIA.

Riegan el municipio los ríos: Maderas, Sirama y El Nacimiento; las quebradas: El Limón, Los Manglitos, El Encanto, Los Monos, El Salto, Chepequal, Chogual, El Terrerón, El Pozo Tibio, El Nacimiento, La Quebradona (conocida como La Palma o Palo Blanco) y El Huiscoyol; los esteros: La Laguna, El Jícara, La Batea, San Juan, El Mora y El Naranjal; las bahías: de La Unión, Santa Ana y La Playona; El Golfito, Punta de Ruco y la ensenada Las Barrancas.

RIO PRINCIPAL.

EL Nacimiento. Nace a 10.9 Kms. al W de la ciudad de La Unión, en la porción que se encuentra aislada del municipio. Corre con rumbo SW a NE hasta desembocar en el estero El Mora; recibe como afluentes los ríos: El MUNICIPIO Y Maderas y la quebrada La Quebradona (conocida como La Palma o Palo Blanco). Su longitud es de 7.5 kms.



OROGRAFIA.

Los rasgos orográficos más notables en el municipio son los cerros Bonito y El Jiote; las lomas: Caña Brava, El Palo Galán, y La Carbonera; las montañas Pueblo Viejo y El Coyol.

CERRO PRINCIPAL.

EL JIOTE. Está situado a 11.2 kms. al W de la ciudad de La Unión, en la porción que se encuentra aislada del municipio. Su cima sirve de mojón trinitario entre este municipio y los de El Carmen y Conchagua. Su elevación es de 522.54 msnm.

CLIMA.

El clima es cálido, pertenece al tipo de tierra caliente. El monto pluvial anual oscila entre 1400 y 2000mm.

VEGETACION.

La flora está constituida por bosque húmedo subtropical. Las especies arbóreas más notables son: papaturro, palo blanco, conacaste, chaparro, nance, cocotero, ceiba, mango, mangle, sicahuite, botoncillo, tamarindo y flor de mayo.

ROCAS.

Predominan los tipos de lava andesítica y basáltica; aluviones con intercalaciones de materiales piroclásticos; lava dacítica y andesítica.



SUELOS.

Los tipos de suelo que se encuentran son: Aluviales y Grumosoles. Entisoles y Vertisoles. (Fase profunda, Ligeramente a nivel); Latosoles Arcillo Rojizos y Litosoles. Alfisoles (Fase ondulada a fuertemente alomada, de pedregosidad variable); Latosoles Arcillo Rojizo y Litosoles. Alfisoles (Fase pedregosa superficial, de ondulada a montañosa muy accidentada); pantanos sujetos a las mareas, playa costeras y suelos aluviales.

DIMENSIONES.

Área rural: 143.02 km². Aproximadamente.

Área urbana: 1.36 km². Aproximadamente.

POBLACIÓN.

De acuerdo con los censos oficiales, la población del municipio en los años indicados ver la siguiente tabla 2.1.2.2

Tabla 2.1.2.2 censos oficiales fuente (monografías de la Unión).

| AÑO | URBANO | | RURAL | | TOTAL | DENSIDAD |
|------|---------|---------|---------|---------|-------|----------|
| | HOMBRES | MUJERES | HOMBRES | MUJERES | | |
| 1930 | 2610 | 2834 | 1900 | 1515 | 8859 | 61 |
| 1950 | 3829 | 4061 | 3296 | 2837 | 14023 | 97 |
| 1961 | 5508 | 5924 | 5136 | 4988 | 21556 | 149 |
| 1971 | 6396 | 8747 | 8575 | 7885 | 31603 | 219 |
| 1992 | 10425 | 10666 | 7879 | 7933 | 36903 | 256 |

La población según censo 2007 es de **34,045** habitantes².

◆ Índice de Masculinidad 89.6

◆ Porcentaje urbano 53%

² Población 2007 según VI censo de población y V de vivienda 2007



2.1.3 DATOS RELATIVOS A LA CABECERA MUNICIPAL.

La cabecera de este municipio es la ciudad de la Unión situada a 10 m.s.n.m. Sus coordenadas geográficas centrales son: 13° 20' 13" LN y 87° 50' 32" LWG. La fiestas patronales la celebran del 3 al 13 de diciembre en honor a la Virgen de Concepción; la fiesta titular la celebran el 4 de noviembre en honor a San Carlos Borromeo; sus calles son pavimentadas, adoquinadas, de tierra y empedradas, siendo las más importantes: GRAL: Francisco Menéndez, San Carlos, Av. General Morazán y General Cabañas. Los servicios público con que cuenta son: energía eléctrica, telecomunicaciones, agua potable, correo, Administración de Rentas, Juzgado de Paz de 1º y 2º Instancia, mercado municipal, Cruz Roja, Delegación Fiscal, ISS, Centro de Salud, Kindergarten, Escuelas de Educación Básica, Instituto Nacional, universidades y transporte colectivo de buses, urbano e interdepartamental.

SITIOS TURÍSTICOS.

Entre los sitios de atracción turística en el municipio se destacan: El Puerto de La Unión; las playas: Punta Gorda, Playitas, Chiquirín, Punta La Rábida y Punta Negra; las islas que forman el archipiélago del golfo de Fonseca; la Bahía de La Unión, los numerosos esteros y las ruinas de Pueblo Viejo.



UBICACIÓN DE LA ZONA EN ESTUDIO

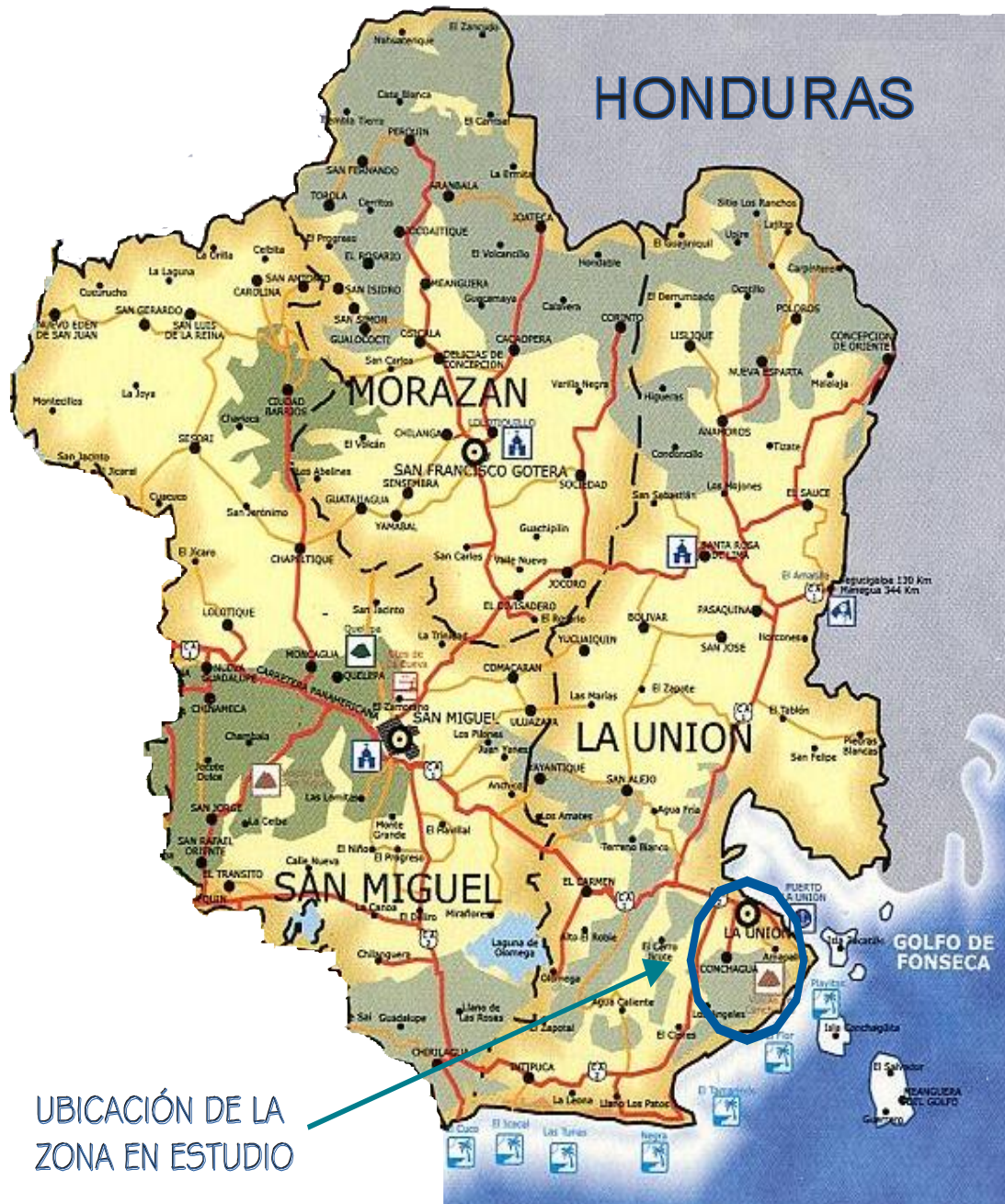


Figura 2.1.3.1 Ubicación de la zona de estudio



2.1.4 SITUACIÓN ACTUAL DEL MUNICIPIO DE CONCHAGUA

DATOS GENERALES

Identificación

Nombre de la Comunidad

Conchagua

Municipio, Departamento

La Unión

Localización geográfica, límites

El Salvador, Departamento de La Unión.

LIMITES POLITICOS

Norte: Municipio de La Unión, Bahía de La Unión (en el Golfo de Fonseca)

Este: Municipio de La Unión, Golfo de Fonseca

Sur: Golfo de Fonseca, Océano Pacífico

Oeste: Municipios de Intipucá y El Carmen

Fundación u origen del pueblo.

El pueblo de Santiago de la Conchagua fue fundado antes de 1693; en 1770 perteneció al curato de Conchagua (cabecera Yayantique) y en 1786 al Partido de San Alejo. El 12 de junio de 1824 fue anexado al departamento de San Miguel y el 22 de junio de 1865 pasó a formar parte del departamento de La Unión. El 23 de septiembre de 1971 obtuvo el título de Villa. El 12 de marzo de 1736 le fue extendido el título ejidal. Se le otorgó el título de ciudad el 11 de Enero de 2001 según Decreto No. 248 de la Asamblea Legislativa de la República de El Salvador.



Logotipo

En el año 2001, se adopta por la Municipalidad de Conchagua, el Logotipo que identificará al Municipio, el cual refleja, la identificación propia del municipio. Entre los elementos relevantes que se pueden mencionar, la escritura “Valle Estrecho” que en potón se traduce CONCHAGUA, las cinco estrellas



que identifican los cinco Barrios, su cielo azul, el Océano Pacífico, el sol naciente en el oriente, por ser el municipio en tierra firme de nuestro país que reciben los primeros rayos del sol cada amanecer, el barco representa la pesca industrial, sus majestuosos volcanes El San Cristóbal y el Santiago sobre los cuales está la mayoría del municipio, que son como el faro del golfo, la iglesia de tipo colonial representa la religión de los habitantes además ser una joya preservada hasta el momento y la pila que representa el agua catalogada como la más rica del país, el maíz la agricultura, la pesca artesanal, el folclor con sus Tradiciones, los laureles significan los 19 cantones con que cuenta el municipio, 15 de enero de 1543, fecha que se considera como el establecimiento del pueblo de Conchagua donde actualmente se encuentra su Ciudad.



2.1.4.1 MEDIO AMBIENTE

EXTENSIÓN TERRITORIAL

Área Rural : 208.67 Km² Aproximadamente.

Área Urbana : 0.42 Km² Aproximadamente.

Altura sobre el nivel del mar.

250 mts. Sobre el nivel del mar.

CLIMA

De acuerdo con la zonificación climática de Kopen, Sapper y Lauer, Conchagua tiene dos zonas climáticas: Sábana Tropical Caliente o Tierra Caliente (Awaig). Esta corresponde a la parte boscosa de más baja altitud (0 a 800 msnm). La temperatura en esta zona es de 22° C o más en el mes caluroso del año. La otra es La Sábana Tropical calurosa o Tierra Templada. (Awbig), la cual corresponde a la parte más alta del área o sea desde los 800 hasta los 1,157 msnm que es el punto de mayor altitud en la unidad, y que corresponde a uno de los cerros de Conchagua, la temperatura del mes más caluroso del año es más baja de 22°c (Atlas de El Salvador, 1979)



PLUVIOSIDAD

La precipitación es de 2,800 mm., la estación meteorológica más cercana es la que se encuentra en la Ciudad de La Unión y reporta un promedio de precipitación anual de 1613 mm en un período de 10 años. Durante los meses de septiembre y octubre cae un 42% de toda la lluvia del año. El régimen de lluvia hace que al igual que en todo el país. La primera comienza en noviembre y termina en abril, la segunda comienza en mayo y termina en octubre.

VIENTOS

La velocidad media anual del viento en la estación climatológica de la Unión es de 9.5 Km/h. Los vientos más fuertes se dan durante la estación seca, y provienen del nor-este; en la estación lluviosa los vientos son más débiles y predominan los que vienen del sur y del sur-oeste.

TEMPERATURA

La temperatura en el departamento de La Unión registra promedios de 27.8°C con máximos de 34.4°C anualmente. Los Mayores promedios de 29 a 29.5°C se dan en los meses más calurosos de marzo y abril, con máximos de 36.3 a 36.7°C esto ocurre a una altura de 95 msnm.

FACTORES EXISTENTES QUE MODIFICAN EL CLIMA

Los factores expresados en los numerales anteriores son los que modifican el clima de la región de Conchagua. En las partes altas la temperatura promedio es de 22.6°C con máximas en marzo y abril de 23.3 a 24°C (OEA, 1996).

Las aguas del Golfo de Fonseca en El Salvador tienen en promedio 30°C, y con la temperatura de los vientos se reduce a 27.5°C (Rubio, 1994)



HIDROGRAFÍA

Dentro del municipio de Conchagua se encuentran El Río Zompopero, la Quebrada El Marial y la Quebrada Honda en la parte alta y boscosa se encuentran tres recursos hídricos de tal manera que al mar solo llega la Quebrada El Marial a la cual también llaman Zompopero. En el cual se encuentra un nacimiento de agua muy importante, el cual está siendo explotado para llevar por gravedad a los siguientes cantones. Yologual, Agua Escondida, Las Pozas, El Farito y Amapalita, por la zona de Gualpirque existe otro nacimiento de agua que por gravedad abastece a los cantones de la zona oeste y a la ciudad de Conchagua.

Durante la estación lluviosa también hay una pequeña cascada de agua que cae al mar y que proviene del bosque del Marial. Esta pequeña cascada está situada entre punta el Caguano y El Güiscol; en la estación seca esta cascada desaparece.

Los principales ríos del Municipio son: Sirama, El Zapote, El Camarón, Los Corrales, Managuara, El Encantado y El Municipio

OROGRAFÍA

Los rasgos orográficos más notables lo conforman los cerros: El Jiote, Los Negritos, Partido, San Cristóbal y el volcán Conchagua.



ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.

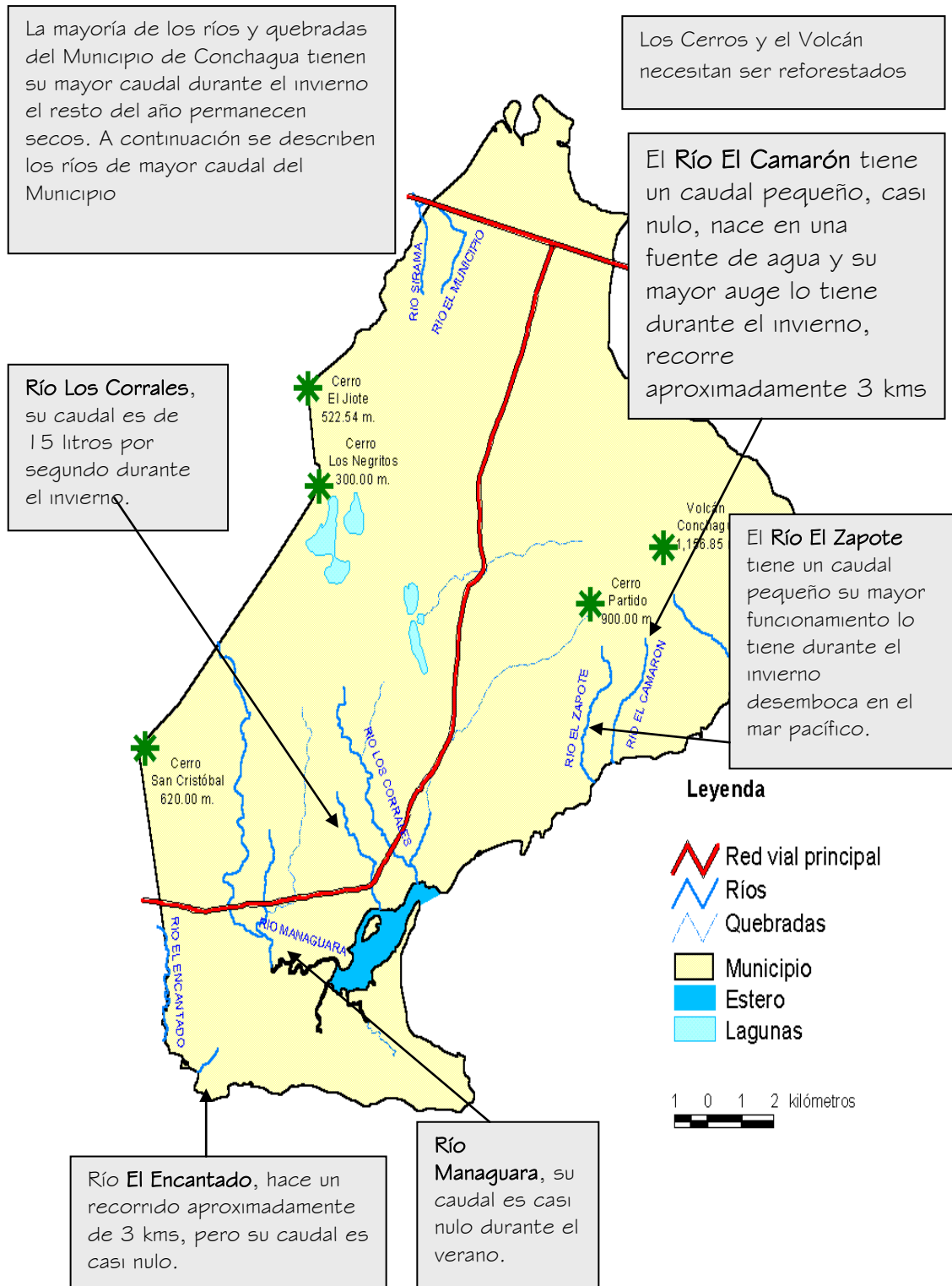


Figura 2.1.4.1.1 Hidrografía y orografía del municipio



FLORA

VEGETACION

La flora está constituida por bosque húmedo subtropical.

Las especies arbóreas más notables son: cedro, copinol, cortés negro, palo blanco, conacaste, pepeto, madre cacao, mangle, laurel, chaperno y tigüilote



FAUNA

El área de Conchagua condicionada principalmente por factores tales como, la altura, vegetación y precipitación, presentan todas las características para tener una alta biodiversidad, típica de la encontrada a lo largo de la Vertiente del Pacífico de la América Media Nuclear, sin embargo la limitación en tiempo para la ejecución de la EER solo permitió identificar en el caso de los anfibios y reptiles un total de 30 especies entre organismos colectados, observados y/o reportados, los cuales representan al 23 % de las especies conocidas para El Salvador.



En cuanto a la avifauna se determina la presencia de 65 especies. Las aves más comunes están los patos, garzas, cormoranes y palomas en la zona costera se observan la presencia de gavilanes, gaviotas, garzas, pelícanos, y “pishishes”, en sus aguas se pueden pescar Lisas, camarones, cangrejos, langostas, apretadores, ostras, curiles, jaibas y Casco de Burro. En sus cerros, las personas del lugar mencionan la ocurrencia de venados, cusucos, y cotuzas, coyotes, mono araña, entre otros.

En cuanto a los mamíferos se reportan unas 35 especies

POBLACION³

Población 2007 según VI censo de población y V de vivienda 2007

Conchaagua tiene una población aproximada de 37,362 habitantes.

Urbano-rural

| | |
|------------------|--------------------------|
| Población Rural | 20,337 |
| Población Urbana | <u>17,025</u> |
| Total | 37,362 habitantes |

³ Población 2007 según VI censo de población y V de vivienda 2007



ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.

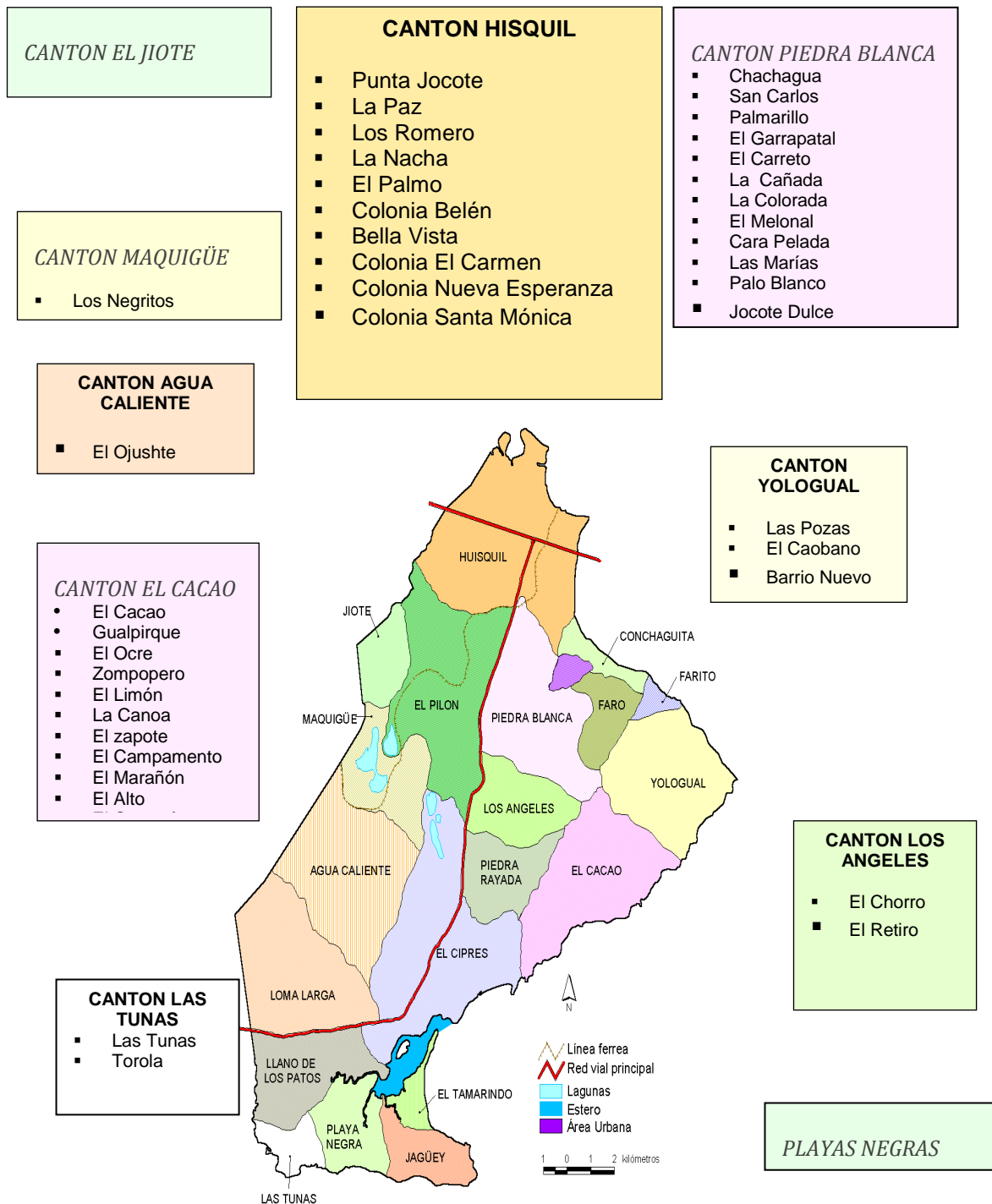


Figura 2.1.4.1.2 División territorial del municipio de Conchagua.



ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.

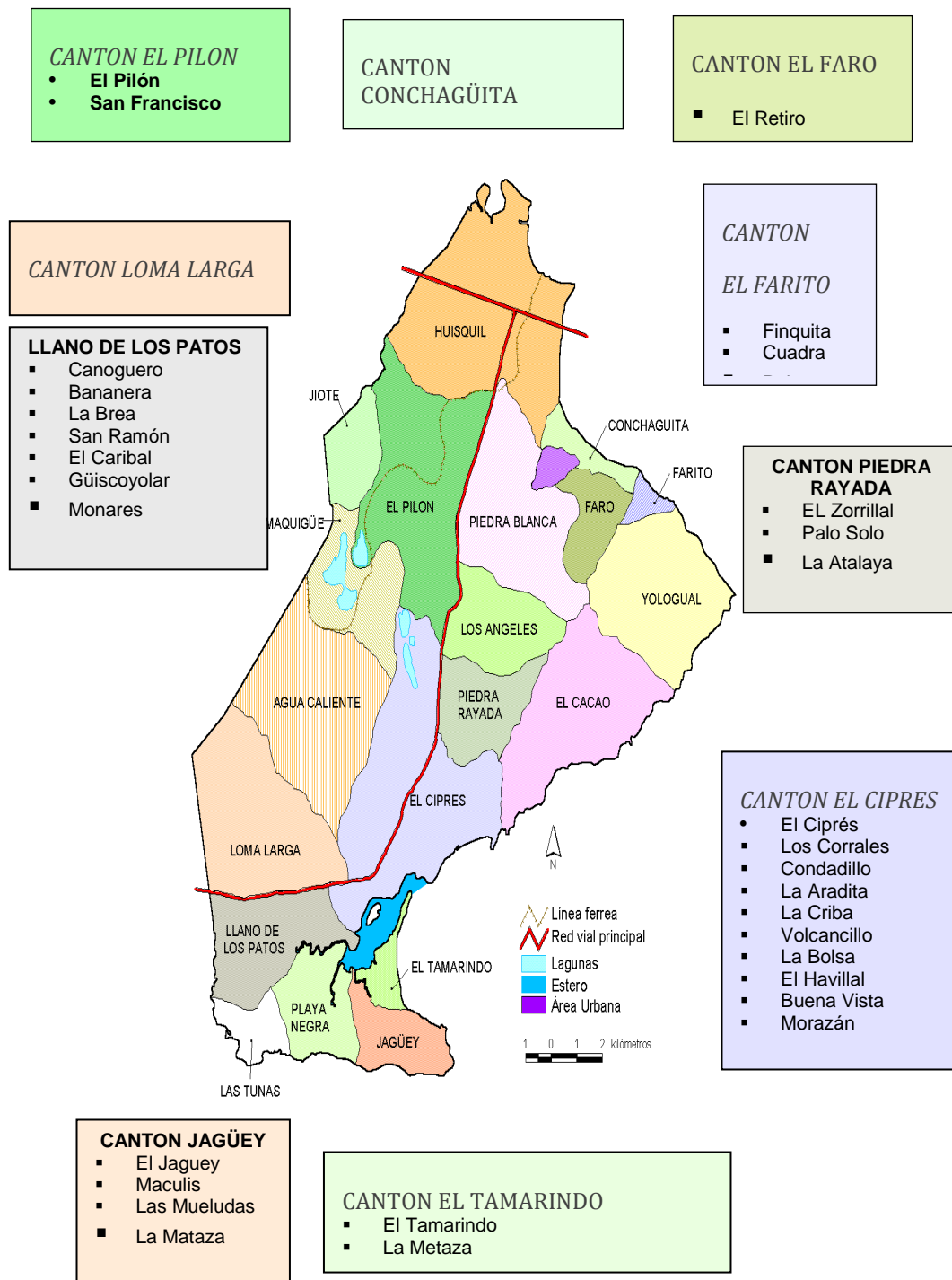


Figura 2.1.4.1.3 División territorial del municipio de Conchagua.

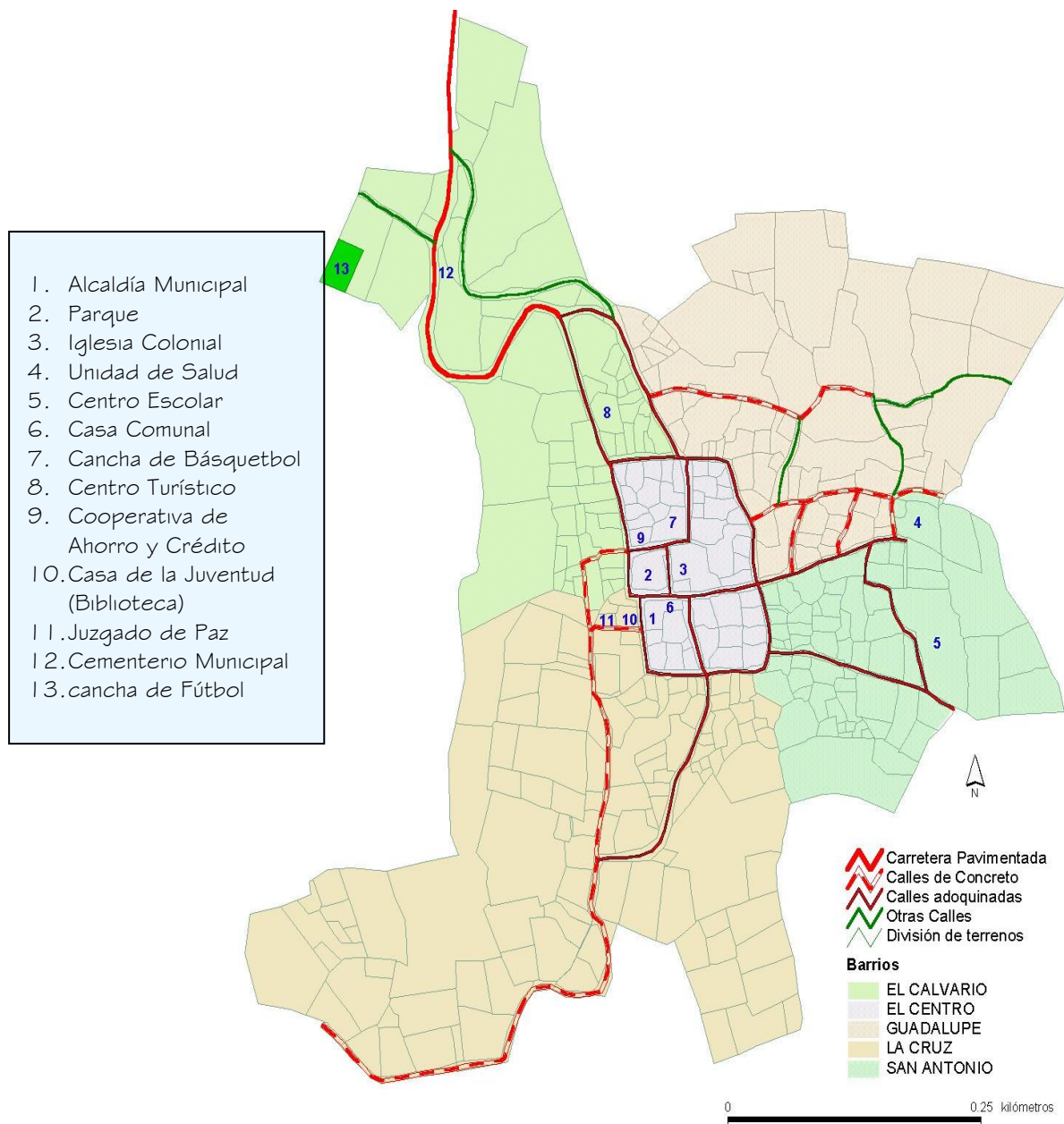


Figura 2.1.4.1.4 División territorial del municipio de Conchaque Zona urbana



2.1.5 ANTECEDENTE HISTÓRICOS.

El registro histórico de inundaciones del SNET para la zona de La Unión reporta algunos eventos que han provocado problemas, aunque en la mayoría de casos no se especifica los barrios o caseríos afectados.

Tabla 2.1.5 Algunos de los eventos que han tenido consecuencias en la ciudad de La Unión. Fuente SNET.


| Inundaciones Registradas afectando al departamento de La Unión | | |
|--|---|--|
| Fecha | Descripción | Ríos |
| Septiembre 2007 | Las lluvias del viernes 21 por la tarde ocasionaron inundaciones en Apopa y en la comunidad 10 de Septiembre debido a que colapsara el sistema de alcantarillado. LPG Lluvias ocurridas en la zona norte de la cuenca provenientes de Honduras generaron incrementos máximos en el río Goascorán, causando inundaciones en Barrancones y Candelaria de La Rompición. Igualmente Pasaquina se vio afectada por lluvias intensas y localizadas. MAS La lotificación el Cutuco de la ciudad de La Unión se inundaron por lluvias del sábado y domingo por la madrugada. La lluvia registrada en la estación de La Unión fue muy localizada intensa y fue la máxima. EM | Goascorán e Inundaciones urbanas. Pasaquina. Zona urbana de La Unión. |
| Septiembre 2007 | Inundaciones debidas a intensas lluvias del día miércoles y jueves afectaron comunidades cercanas al puente El Zope en sector campo Villalta y en puente Jocote en las riberas del río Sirama. Se anegaron 5 km. de calle y potreros por desbordamiento del río Goascorán en Barrancones. EDH. | Sirama, Goascorán |
| Agosto 2007 | Por lluvias intensas la quebrada el Chagual se desbordó y arrastró un vehículo, en el barrio San Antonio. LPG | Quebrada EL Chagual |
| Agosto 2007 | Lluvias intensas se registraron en la zona oriental provocando problemas en el área urbana de la ciudad de La Unión. LPG. Las lluvias registradas están asociadas al evento del huracán DEAN. | Quebradas que drenan del flanco norte del volcán Conchagua: Cincuya, Puente doble y Palo Blanco, El Zope, el Mono. |
| Agosto 2007 | Área urbana de La Unión se vieron afectadas por los desbordamientos e inundaciones ocasionadas por las quebradas que drenan del flanco norte del volcán de Conchagua. COLATINO. Lluvia máxima que se supone fue por influencia del huracán DEAN. | Quebradas pequeñas que drenan del volcán de Conchagua. Quebrada Chogual. |
| Julio 2006 | Fuertes lluvias, ocasionaron el rebalse de las quebradas El Mono y El Zope, así como también saturaron el sistema de drenaje generando inundaciones y rebalses en la zona urbana. Inundaron 100 viviendas y dejaron las calles de la ciudad llenas de lodo. LPG. | Quebradas El Mono y el Zope, que atraviesan el área urbana de La Unión. |
| Septiembre 2005 | Depresión Tropical causó inundación urbana en diferentes departamentos del país. Así como avenidas repentinas. | Río Uluapa en San Salvador. Quebrada El Zope en La Unión. |



Continuación de la tabla Antecedentes Históricos⁴

| Inundaciones Registradas afectando al departamento de La Unión | | |
|--|--|---|
| Fecha | Descripción | Ríos |
| Septiembre 2005 | Lluvias generalizadas ocasionadas por una depresión Tropical, provocaron inundaciones en los departamentos de San Salvador, Sonsonate, La Paz, La Libertad y La Unión. | Lluvias provocan inundaciones en varios departamentos del país. |
| Octubre 2004 | Intensas lluvias que azotaron el territorio nacional provocaron inundaciones en el Barrio Concepción, debido al desbordamiento de la quebrada los Monos. La corriente inundó varias viviendas y provocó que la circulación sobre la carretera que conduce al puerto, quedara atascada por basura y lodo. La basura obstruyó los tragantes de las tuberías de aguas lluvias, lo que provocó que la inundación se desarrollara con una gran rapidez. EDH | Quebrada Los Monos |
| Junio 2003 | Daños en el departamento de La Unión. Dos casas parcialmente dañadas por lluvias. La falta de cunetas en las calles fue la causa de que el agua llegara hasta las casas. | |
| Junio 2003 | Inundaciones en el departamento de la Unión | |
| Octubre 1998 | Inundaciones en el departamento de la Unión causadas por el huracán MITCH | |
| Junio 1997 | Inundaciones en el departamento de la Unión - 60 familias damnificadas. | |
| Mayo 1996 | Las torrenciales lluvias inundaron varios poblados de la zona del departamento de la Unión. El agua subió casi un metro dentro de las casas. | |
| Septiembre 1969 | Inundaciones afectaron la zona Oriental del país. | |
| Julio 1955 | Inundaciones en el departamento de La Unión. | |
| Octubre 1954 | Inundaciones al Oriente del país. | |
| Mayo 1929 | Cuatro casas afectadas debido a fuertes lluvias en La Unión. LPG. | |

⁴ Fuente: SNET, Servicio Hidrológico Nacional.



2.2

MARCO NORMATIVO



2.2.1 INTRODUCCION.

Antes de entrar en el estudio de las Legislaciones vigentes relacionadas A LA LEY DE ÁREAS NATURALES PROTEGIDAS, LEY DEL MEDIO AMBIENTE, LEY FORESTAL Y LEY DE URBANISMO Y CONSTRUCCION. Se hace necesario mencionar algunas consideraciones acerca de su proceso de formación como leyes propiamente dichas y su jerarquía en cuanto a la aplicabilidad de las mismas.

Toda ley, reglamento o disposiciones que regulan la vida social en El Salvador, debe estar fundamentado en un principio de carácter legal contenido expresa o implícitamente en la Constitución de la República de El Salvador, que como ley primaria sirve de sustento a las demás leyes que son producidas en el país, y se les denomina leyes secundarias porque desarrollan de manera amplia los preceptos o mandatos de la Constitución.

La Constitución actual se encuentra vigente desde el día 20 de diciembre de 1983 según el Diario Oficial N° 234 del Tomo 281, correspondiente al 16 de diciembre del año antes mencionado y fue elaborada por la Asamblea Nacional Constituyente, nombrada por la junta revolucionaria de Gobierno, creada para tal efecto luego del derrocamiento del entonces Presidente de El Salvador, General Carlos Humberto Romero, quien fue separado de su cargo el día 15 de octubre de 1979.



En cuanto a las leyes secundarias, éstas son las que desarrollan los principios constitucionales y son promulgadas por la Asamblea Legislativa, quien a su vez tiene la facultad de reformarlas o derogarlas según sea necesario. En la realidad salvadoreña, los Tratados Internacionales al ser suscritos y ratificados por El Salvador, entran a formar parte del cuerpo legal vigente.

El proceso de ratificación se realiza a través del Órgano Ejecutivo representados por el Presidente de la República o los Cancilleres nombrados para tal efecto, son ratificados por medio de la Asamblea Legislativa previo examen para corroborar que no contradigan el texto Constitucional.

Existen disposiciones de carácter ejecutivo, es decir, creadas por el Presidente de la República y su Consejo de Ministros, que se denominan de manera general como reglamentos. Finalmente existen las regulaciones de carácter local que son formuladas por los alcaldes y sus Concejos Municipales en ciertos temas y con aplicabilidad en sus respectivos municipios que se denominan Ordenanzas Municipales.

Es por este principio de supremacía que al texto de la Constitución de la República, también se le conoce como Carta Magna o Ley Primaria, en tanto que en él se contienen los principios, doctrinas y obligaciones que regulan las demás leyes y reglamentos que se denominan genéricamente como Leyes Secundarias.



El artículo 144 de la Constitución de la República reza: “Los tratados internacionales celebrados por El Salvador con otros estados o con organismos internacionales, constituyen leyes de la República al entrar en vigencia, conforme a las disposiciones del mismo tratado y de esta Constitución. La ley no podrá modificar o derogar lo acordado en un tratado vigente para El Salvador. En caso de conflicto entre el tratado y la ley, prevalecerá el tratado”. Y entre un tratado internacional y La Constitución prevalecerá esta última. De lo anterior se deduce que existe una jerarquía en la aplicabilidad de las normativas que se encuentran vigentes en El Salvador. Esto se ilustrará a través de la pirámide de Hans Kelsen⁵, el cual atribuyó a cada norma un grado en una estructura piramidal en sentido decreciente, así mientras más alta es la situación de una norma en la pirámide es mayor su jerarquía, teniendo preferencia su aplicación frente a otras normas situadas inferiormente.

Para El Salvador, la cúspide pertenece a la Constitución de la República, siendo la normativa que posee supremacía y prioridad ante cualquier otra; en la posición siguiente hacia abajo se encuentran las leyes nacionales producidas por la Asamblea Legislativa junto a los Tratados Internacionales que han sido suscritos por Organismos Internacionales y el Gobierno de El Salvador a través de representantes del Órgano Ejecutivo, y ratificados por la Asamblea Legislativa, tienen un igual grado de aplicabilidad ante la Constitución de la República; y en relación a los reglamentos ejecutivos y las Ordenanzas Municipales que se sitúan en la base de la pirámide, constituyen los últimos criterios a considerarse para un caso determinado. Por las razones expuestas, se presenta un orden jerárquico para la normativa salvadoreña.

⁵ Hans Kelsen, jurista Norteamericano de origen Austriaco, fundador de la escuela normativista (1881 - 1973).

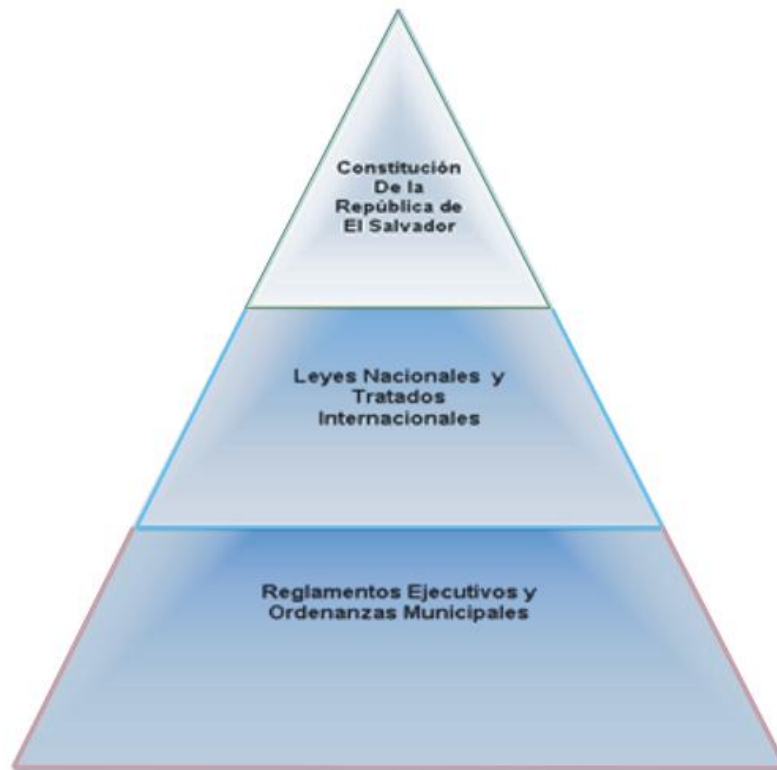


Figura 2.2.1.1 Pirámide de Hans Kelsen aplicado a la normativa de El Salvador.



2.2.2 AMBITO CONSTITUCIONAL.

La Constitución de la República de El Salvador, contiene disposiciones relativas al Medio Ambiente, las cuales son las siguientes:

Art. 60: Inciso segundo de la Constitución de la República: “En todos los centros docentes, públicos o privados, civiles o militares, será obligatoria la enseñanza de la historia nacional, el civismo, la moral, la Constitución de la República, los Derechos Humanos y la Conservación de los Recursos Naturales”.

Art. 113. De la Constitución de la República reza: “Serán fomentadas y protegidas las asociaciones de tipo económico que tiendan a incrementar la riqueza nacional mediante un mejor aprovechamiento de los recursos naturales y humanos, y a promover una justa distribución de los beneficios provenientes de sus actividades.

En esta clase de asociaciones, además de los particulares, podrán participar el Estado, los municipios y las entidades de utilidad pública”.

Art. 117. De la Constitución de la República establece: “Es deber del Estado proteger los recursos naturales así como la diversidad e integridad del medio ambiente, para garantizar el desarrollo sostenible. Se declara de interés social la protección, conservación, aprovechamiento racional, restauración o sustitución de los recursos naturales, en los términos que establezca la ley.

Se prohíbe la introducción al territorio nacional de residuos nucleares y desechos tóxicos”.



2.2.3 ÁMBITO INTERNACIONAL.

La protección de los recursos hídricos ha motivado reuniones a los más altos niveles de autoridades mundiales para la suscripción de tratados que permitan regularlos, con la finalidad de promoverla y castigar aquellos actos que se definan como delitos contra el medio ambiente.

El Salvador ha firmado y ratificado los acuerdos internacionales que en materia ambiental lo obligan a adoptar medidas para cumplir los compromisos adquiridos y operar internamente la normativa internacional.

Entre los tratados que tienen aplicabilidad en El Salvador y que se relacionan en alguna medida con los recursos hídricos tenemos:

■ El convenio Constitutivo de la Comisión Centroamericana de Ambiente y Desarrollo, ratificado el 8 de febrero de 1990 según Diario Oficial N° 36 del tomo 306 del 15 de febrero de 1990, el cual tiene por objeto buscar una mejor calidad de vida en la región a través de un régimen de cooperación para la utilización óptima y racional de los Recursos Naturales del área, el control de la contaminación y el restablecimiento del equilibrio ecológico.

■ Además existe el Convenio Regional para el Manejo y la Conservación de los Ecosistemas Naturales Forestales y el Desarrollo de Plantaciones Forestales, ratificado el 14 de julio de 1994 según Diario Oficial N° 155 del Tomo 324 del 24 de agosto de 1994, que implícitamente regula sobre la protección y el mejoramiento de las cuencas hidrográficas como consecuencia natural de una adecuada reforestación de las zonas en que estas se encuentran.



2.2.4 ÁMBITO NACIONAL

En El Salvador la normativa relacionada con los recursos Naturales son las siguientes:

- Ley del Medio Ambiente publicada el 4 de mayo de 1998 según Diario Oficial N° 79, tomo 339.
- Reglamento General de la Ley del Medio Ambiente, publicado el día 12 de abril de 2000. Según Diario Oficial N° 73, tomo 347.
- Ley de Áreas Naturales Protegidas, publicado el 15 de Febrero del 2005. Según el Diario Oficial N° 32, tomo 366.
- Ley Forestal publicada el 17 de junio de 2002. Según Diario Oficial N° 110, tomo 355.
- Reglamento de la Ley Forestal publicado el día 27 de agosto del 2004. Según Diario Oficial N° 158, tomo 364.
- Ley de Urbanismo y Construcción, publicado el 11 de Junio de 1951. Según el Diario Oficial N° 107, tomo 151.
- Reglamento a la Ley de Urbanismo y Construcción, publicado el 21 de Febrero de 1991. Según el Diario Oficial N° 36, tomo 310.
- Normativa mínima para la ventanilla única, Octubre del 2003.



2.2.4.1 LEY DEL MEDIO AMBIENTE

■ DISPOSICIONES GENERALES

OBJETO DE LA LEY

Art. 1.- La presente ley tiene por objeto desarrollar las disposiciones de la Constitución de la República, que se refieren a la protección, conservación y recuperación del medio ambiente; el uso sostenible de los recursos naturales que permitan mejorar la calidad de vida de las presentes y futuras generaciones; así como también, normar la gestión ambiental, pública y privada y la protección ambiental como obligación básica del Estado, los municipios y los habitantes en general; y asegurar la aplicación de los tratados o convenios internacionales celebrados por El Salvador en esta materia.

PRINCIPIOS DE LA POLÍTICA NACIONAL DEL MEDIO AMBIENTE

Art. 2.- La política nacional del medio ambiente, se fundamentará en los siguientes principios:

- a) Todos los habitantes tienen derecho a un medio ambiente sano y ecológicamente equilibrado. Es obligación del Estado tutelar, promover y defender este derecho de forma activa y sistemática, como requisito para asegurar la armonía entre los seres humanos y la naturaleza;
- b) El desarrollo económico y social debe ser compatible y equilibrado con el medio ambiente; tomando en consideración el interés social señalado en el Art. 117 de la Constitución;



- c) Se deberá asegurar el uso sostenible, disponibilidad y calidad de los recursos naturales, como base de un desarrollo sustentable y así mejorar la calidad de vida de la población;
- d) Es responsabilidad de la sociedad en general, del Estado y de toda persona natural y jurídica, reponer o compensar los recursos naturales que utiliza para asegurar su existencia, satisfacer sus necesidades básicas, de crecimiento y desarrollo, así como enmarcar sus acciones, para atenuar o mitigar su impacto en el medio ambiente; por consiguiente se procurará la eliminación de los patrones de producción y consumo no sostenible; sin defecto de las sanciones a que esta ley diere lugar;
- e) En la gestión de protección del medio ambiente, prevalecerá el principio de prevención y precaución;
- f) La contaminación del medio ambiente o alguno de sus elementos, que impida o deteriore sus procesos esenciales, conllevará como obligación la restauración o compensación del daño causado debiendo indemnizar al Estado o a cualquier persona natural o jurídica afectada en su caso, conforme a la presente ley;
- g) La formulación de la política nacional del medio ambiente, deberá tomar en cuenta las capacidades institucionales del Estado y de las municipalidades, los factores demográficos, los niveles culturales de la población, el grado de contaminación o deterioro de los elementos del ambiente, y la capacidad económica y tecnológica de los sectores productivos del país;
- m) La educación ambiental se orientará a fomentar la cultura ambientalista a fin de concientizar a la población sobre la protección, conservación, preservación y restauración del medio ambiente.



■ INCORPORACIÓN DE LA DIMENSIÓN AMBIENTAL PLANES DE DESARROLLO Y ORDENAMIENTO DEL TERRITORIO

CRITERIOS AMBIENTALES EN EL DESARROLLO Y ORDENAMIENTO DEL TERRITORIO

Art. 14.- Para incorporar la dimensión ambiental en toda política, plan o programa de desarrollo y ordenamiento del territorio, deben tomarse en cuenta los siguientes criterios:

- a) La valoración económica de los recursos naturales, que incluya los servicios ambientales que éstos puedan prestar, de acuerdo a la naturaleza y características de los ecosistemas;
- b) Las características ambientales del lugar y sus ecosistemas, tomando en cuenta sus recursos naturales y culturales y en especial, la vocación natural y el uso potencial del suelo, siendo la cuenca hidrográfica, la unidad base para la planeación del territorio;
- c) Los desequilibrios existentes por efecto de los asentamientos humanos, las actividades de desarrollo y otras actividades humanas o de fenómenos naturales;
- d) El equilibrio que debe existir entre asentamientos humanos, actividades de desarrollo, los factores demográficos y medidas de conservación del medio ambiente; y
- e) Los demás que señalen las leyes sobre el desarrollo y ordenamiento del territorio.



■ NORMAS AMBIENTALES EN LOS PLANES DE DESARROLLO Y ORDENAMIENTO DEL TERRITORIO.

NORMAS AMBIENTALES EN LOS PLANES DE DESARROLLO

Art. 15.- Los planes de desarrollo y de ordenamiento territorial deberán incorporar la dimensión ambiental, tomando como base los parámetros siguientes:

- a) Los usos prioritarios para áreas del territorio nacional, de acuerdo a sus potencialidades económicas y culturales, condiciones específicas y capacidades ecológicas, tomando en cuenta la existencia de ecosistemas escasos, entre los que se deben incluir laderas con más de 30% de pendiente, la zona marino-costera y plataforma continental, las zonas de recarga acuífera, los manglares, las áreas altamente erosionadas o degradadas o con altos niveles de población, que sean establecidas como áreas frágiles;*
- b) La localización de las actividades industriales, agropecuarias, forestales, mineras, turísticas y de servicios y las áreas de conservación y protección absoluta y de manejo restringido;*
- c) Los lineamientos generales del plan de urbanización, conurbación y del sistema de ciudades;*
- d) La ubicación de las áreas naturales y culturales protegidas y de otros espacios sujetos a un régimen especial de conservación y mejoramiento del ambiente;*



- e) La ubicación de las obras de infraestructura para generación de energía, comunicaciones, transporte, aprovechamiento de recursos naturales, saneamiento de áreas extensas, disposición y tratamiento de desechos sólidos y otras análogas;
- f) La elaboración de planes zonales, departamentales y municipales de ordenamiento del territorio; y
- g) La ubicación de obras para el ordenamiento, aprovechamiento y uso de los recursos hídricos.

■ SISTEMA DE EVALUACIÓN AMBIENTAL.

EVALUACIÓN AMBIENTAL ESTRATÉGICA.

Art. 17.- Las políticas, planes y programas de la administración pública, deberán ser evaluadas en sus efectos ambientales, seleccionando la alternativa de menor impacto negativo, así como a un análisis de consistencia con la Política Nacional de Gestión del Medio Ambiente. Cada ente o institución hará sus propias evaluaciones ambientales estratégicas. El Ministerio emitirá las directrices para las evaluaciones, aprobará y supervisará el cumplimiento de las recomendaciones.

EVALUACIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL

Art. 18.- Es un conjunto de acciones y procedimientos que aseguran que las actividades, obras o proyectos que tengan un impacto ambiental negativo en el ambiente o en la calidad de vida de la población, se sometan desde la fase de preinversión a los procedimientos que identifiquen y cuantifiquen dichos impactos



y recomienden las medidas que los prevengan, atenúen, compensen o potencien, según sea el caso, seleccionando la alternativa que mejor garantice la protección del medio ambiente.

COMPETENCIA DEL PERMISO AMBIENTAL.

Art. 19. - Para el inicio y operación, de las actividades, obras o proyectos definidos en esta ley, deberán contar con un permiso ambiental. Corresponderá al Ministerio emitir el permiso ambiental, previa aprobación del estudio de impacto ambiental.

ALCANCE DE LOS PERMISOS AMBIENTALES

Art. 20. - El Permiso Ambiental obligará al titular de la actividad, obra o proyecto, a realizar todas las acciones de prevención, atenuación o compensación, establecidos en el Programa de Manejo Ambiental, como parte del Estudio de Impacto Ambiental, el cual será aprobado como condición para el otorgamiento del Permiso Ambiental. (*NOTA DECRETO N° 566)

La validez del Permiso Ambiental de ubicación y construcción será por el tiempo que dure la construcción de la obra física; una vez terminada la misma, incluyendo las obras o instalaciones de tratamiento y atenuación de impactos ambientales, se emitirá el Permiso Ambiental de Funcionamiento por el tiempo de su vida útil y etapa de abandono, sujeto al seguimiento y fiscalización del Ministerio.



ACTIVIDADES, OBRAS O PROYECTOS QUE REQUERIRÁN DE UN ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

Art. 21.- Toda persona natural o jurídica deberá presentar el correspondiente Estudio de Impacto Ambiental para ejecutar las siguientes actividades, obras o proyectos:

- a) Obras viales, puentes para tráfico mecanizado, vías férreas y aeropuertos;
- b) Puertos marítimos, embarcaderos, astilleros, terminales de descarga o trasvase de hidrocarburos o productos químicos;
- c) Oleoductos, gaseoductos, poliductos, carbo ductos, otras tuberías que transporten productos sólidos, líquidos o gases, y redes de alcantarillado;
- d) Sistemas de tratamiento, confinamiento y eliminación, instalaciones de almacenamiento y disposición final de residuos sólidos y desechos peligrosos;
- e) Exploración, explotación y procesamiento industrial de minerales y combustibles fósiles;
- f) Centrales de generación eléctrica a partir de energía nuclear, térmica, geotérmica e hidráulica, eólica y maremotriz;
- g) Líneas de transmisión de energía eléctrica;
- h) Presas, embalses, y sistemas hidráulicos para riego y drenaje;
- i) Obras para explotación industrial o con fines comerciales y regulación física de recursos hídricos;
- j) Plantas o complejos pesqueros, industriales, agroindustriales, turísticos o parques recreativos;



- k) Las situadas en áreas frágiles protegidas o en sus zonas de amortiguamiento y humedales;
- l) Proyectos urbanísticos, construcciones, lotificaciones u obras que puedan causar impacto ambiental negativo;
- m) Proyectos del sector agrícola, desarrollo rural integrado, acuicultura y manejo de bosques localizados en áreas frágiles; excepto los proyectos forestales y de acuicultura que cuenten con planes de desarrollo, los cuales deberán registrarse en el Ministerio a partir de la vigencia de la presente ley, dentro del plazo que se establezca para la adecuación ambiental;
- n) Actividades consideradas como altamente riesgosas, en virtud de las características corrosivas, explosivas, radioactivas, reactivas, tóxicas, inflamables o biológico–infecciosas para la salud y bienestar humano y el medio ambiente, las que deberán de adicionar un Estudio de Riesgo y Manejo Ambiental;
- ñ) Proyectos o industrias de biotecnología, o que impliquen el manejo genético o producción de organismos modificados genéticamente; y
- o) Cualquier otra que pueda tener impactos considerables o irreversibles en el ambiente, la salud y el bienestar humano o los ecosistemas.



MANEJO DE LOS SUELOS Y ECOSISTEMAS TERRESTRES

Art. 75.- El Presidente de la República, a propuesta del Ministerio, formulará los reglamentos relativos al manejo de los suelos y ecosistemas terrestre, tomando en cuenta los siguientes criterios;

a) El uso del suelo y de los ecosistemas terrestres deberá ser compatible con su vocación natural y capacidad productiva, sin alterar su equilibrio;

b) Deberá evitarse las prácticas que provoquen la erosión, la degradación de los suelos por contaminación o la modificación de sus características topográficas y geomorfológicas.

c) Deberán llevarse a cabo prácticas de conservación y recuperación de los suelos, por quienes realicen actividades agrícolas, pecuarias, forestales, mineras, urbanísticas, de infraestructura u otras que afecten o puedan afectar negativamente sus condiciones;

e) En áreas de recarga acuífera y cuencas hidrográficas se priorizará la protección de los suelos, las fuentes y corrientes de agua, procurando que éstas mantengan y aumenten sus caudales básicos.



2.2.4.2 LEY DE ÁREAS NATURALES PROTEGIDAS

OBJETO

Art. 1. La presente Ley tiene por objeto regular el establecimiento del régimen legal, administración, manejo e incremento de las Áreas Naturales Protegidas, con el fin de conservar la diversidad biológica, asegurar el funcionamiento de los procesos ecológicos esenciales y garantizar la perpetuidad de los sistemas naturales, a través de un manejo sostenible para beneficio de los habitantes del país.

ATRIBUCIONES Y RESPONSABILIDADES

Art. 6. En su papel de rector del Sistema de Áreas Naturales Protegidas, corresponde al Ministerio:

e) Suscribir convenios con personas naturales o jurídicas, públicas o privadas, nacionales o extranjeras, para la investigación científica, obtención de recursos, realizar actividades de protección, ampliación, conservación, restauración y manejo sostenible de las Áreas.

■ DEL SISTEMA DE ÁREAS NATURALES PROTEGIDAS

CATEGORÍAS DE MANEJO

Art. 14. Dentro del proceso de formulación de los planes de manejo de las áreas naturales protegidas, se asignará la respectiva categoría con base al cumplimiento de los objetivos de las mismas y de acuerdo a la siguiente clasificación:



ÁREA DE PROTECCIÓN Y RESTAURACIÓN

Es una categoría transitoria destinada principalmente a proteger, recuperar y restaurar los ecosistemas que muestra signos de estar o haber sido sometida a fuertes presiones, reales o potenciales, de sobreexplotación de los recursos que contienen.

■ DEL MANEJO DE LAS ÁREAS NATURALES PROTEGIDAS

OBJETIVOS DE MANEJO DE LAS CATEGORÍAS

Art. 16. Los objetivos de manejo de las categorías de Áreas Naturales Protegidas son los siguientes:

- b) Proteger los espacios naturales y los paisajes de importancia local.
- f) Proteger las características naturales y culturales específicas
- h) Fomentar la educación ambiental e interpretación de la naturaleza
- k) Recuperar y restaurar los recursos naturales
- l) Contribuir a mejorar la calidad de vida de las poblaciones aledañas.
- n) Armonizar la interacción entre la naturaleza y las actividades humanas.
- o) Disminuir la vulnerabilidad ante la ocurrencia de fenómenos naturales

ASENTAMIENTOS HUMANOS

Art. 29. En las Áreas Naturales Protegidas no se permitirá el establecimiento de nuevos asentamientos humanos ni el crecimiento de infraestructura en los ya



existentes. El Ministerio, a través, del Plan de Manejo incluirá normativas específicas para cada asentamiento existente, de acuerdo a los objetivos y directrices de la categoría de manejo.

En caso de que la presencia de asentamientos humanos existentes en un Área natural protegida, contraría los objetivos de la misma, el Ministerio agotará medidas correctivas para modificar las prácticas nocivas a los objetivos de manejo. Como último recurso se gestionará en conjunto con las autoridades y los asentamientos humanos y dentro de un plazo establecido, la reubicación en las condiciones en que se ocasione la menor perturbación a su población. Si alguna de las situaciones indicadas en los incisos anteriores constituyen delito, éstas se tramitarán de conformidad a la norma penal correspondiente.

USO PÚBLICO EN ÁREAS NATURALES PROTEGIDAS

Art.30. El uso público de las Áreas Naturales Protegidas es un derecho de la ciudadanía, lo cual estará encauzado a través de las correspondientes medidas de regulación y manejo enmarcado en los planes operativos o los planes de manejo respectivos. Dichas actividades estarán reguladas a través de un instructivo

EDUCACIÓN AMBIENTAL

Art. 32. La educación ambiental en las Áreas Naturales Protegidas y sus Zonas de Amortiguamiento, deberá ser enfocada en los sectores de la educación formal, no formal e informal, dentro de un Programa especial que propicie cambios en la conducta de la población para la conservación de los recursos naturales y culturales.



2.2.4.3 LEY FORESTAL

■ OBJETIVO Y DECLARATORIA DE INTERÉS ECONÓMICO.

Art. 1.- La presente Ley tiene por objeto establecer disposiciones que permitan el incremento, manejo y aprovechamiento en forma sostenible de los recursos forestales y el desarrollo de la industria maderera; los recursos forestales son parte del patrimonio natural de la Nación y corresponde al Estado su protección y manejo.

Declárese de interés económico el desarrollo forestal del País desde el establecimiento de la población hasta el aprovechamiento final y todas sus formas de valor agregado.

Asimismo, esta Ley busca establecer las condiciones para estimular la participación del sector privado en la reforestación del territorio nacional con fines productivos, quedando fuera de esta regulación las Áreas Naturales Protegidas y los bosques salados.

■ AUTORIDAD COMPETENTE

Art. 3.- El Ministerio de Agricultura y ganadería, el que en el texto de esta ley será denominado MAG, será el responsable de la aplicación de esta normativa y la autoridad competente para conocer de la actividad forestal productiva, creando la Comisión Forestal, para el desarrollo tecnológico e industrial. A fin de coordinar la aplicación de esta Ley y la administración de los recursos forestales del país, todos los organismos e instituciones de la administración pública, en el área de su respectiva competencia, estarán obligados a prestar su colaboración al MAG.



■ DE LAS ATRIBUCIONES DEL MAG.

Art. 4.- Para el cumplimiento de la presente Ley su Reglamentos el **MAG** tendrá las siguientes atribuciones:

- a) Velar por el cumplimiento de los convenios nacionales e internacionales relacionados con el sector forestal productivo;
- b) Evaluar, aprobar y dar siguiente a los planes de manejo forestal:
- c) Apoyar la formulación de planes de desarrollo forestal para pequeños reforestadores y productores de laderas de escasos recursos;
- e) Planificar y ejecutar proyectos de investigación, capacitación y protección de los recursos forestales;
- h) Formular políticas que tengan como finalidad el uso productivo de los recursos forestales;

■ PROTECCION DEL SUELO POR SU CAPACIDAD DE USO

Art. 12.- Se prohíbe el cambio de uso de los suelos clase VI, VII y VIII que estén cubiertos de árboles. Sin embargo, podrán ser aprovechados sosteniblemente manteniendo el mismo uso.

■ ARBOLES EN ZONAS URBANAS

Art. 14.- El MAG recomendará cuales son las especies adecuadas para ornato en la zona urbana.

Art. 15.- La regulación sobre siembra, poda y tala de árboles en zonas urbanas será de competencia exclusiva de la municipalidad respectiva.



DE LAS ÁREAS DE USO RESTRINGIDO EN PROPIEDADES QUE NO POSEAN PLANES DE MANEJO FORESTAL

■ USO RESTRINGIDO

Art. 23.- Se declaran Áreas de Uso Restringido, las superficies de inmuebles en las que sus propietarios tendrán la obligación de manejar de manera sostenible la vegetación existente, en los siguientes casos:

- a) Los terrenos que bordeen los nacimientos de agua o manantiales, en un área que tenga por radio por lo menos veinticinco metros, o lo que determine el estudio técnico respectivo, medidos horizontalmente a partir de su máxima crecida.
- b) Los terrenos riberanos de ríos y quebradas en una extensión equivalente al doble de la mayor profundidad del cauce, medida en forma horizontal a partir del nivel más alto alcanzado por las aguas en ambas riberas en un período de retorno de cincuenta años;
- c) Los terrenos en una zona de cincuenta metros medida horizontalmente a partir de su más alta crecida en tiempo normal de los lagos y lagunas naturales y de las riberas de los embalses artificiales construidos por el Estado o por particulares la cual deberá estar permanentemente arbolada;
- d) Los terrenos de las partes altas de las cuencas hidrográficas, en especial las que están en zona de recarga hídrica;



e) Las áreas que por su potencial de deslizamiento debido a fuertes pendientes constituyen un peligro para las poblaciones; y

f) Los suelos clase VIII.

Los Concejos Municipales dentro del territorio de su jurisdicción podrán emitir ordenanzas que tengan como fin la protección y el aprovechamiento de los recursos forestales en las áreas de uso restringido con base en lineamientos establecidos por los Ministerios de Agricultura y Ganadería y el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales. Dichos lineamientos serán dictados por Acuerdo Ejecutivo en el ramo correspondiente.

■ INFRACCIONES FORESTALES

Art. 35.- Las infracciones a esta Ley y sus respectivas sanciones son las siguientes:

a) Talar sin la autorización correspondiente, árboles en los bosques naturales: 2 a 5 salarios mínimos por cada árbol talado;

h) No cumplir con los lineamientos o condiciones establecidas en las autorizaciones otorgadas por el MAG: 20 a 25 salarios mínimos;

o) Derribar o destruir árboles que por razones históricas o que por ser especie en peligro de extinción deban ser conservados, a menos que se cuente con la autorización correspondiente: 20 a 25 salarios mínimos; y

p) Cambiar el uso de los suelos clase VI, VII y VIII, cubiertas de árboles: 15 salarios mínimos por hectárea o fracción dañada.



2.2.4.4 LEY DE URBANISMO Y CONSTRUCCIÓN.

DEFINICIONES

Art. 3. Para los efectos de este reglamento se entiende por:

Área verde: Área de terreno destinada a la recreación al aire libre, para uso y/o comunitario.

Arriate: Área del derecho de vía destinada a la separación del tránsito vehicular y/o peatonal y que se utiliza para fines ornamentales y de arborización.

Jardín Exterior: Área verde de un terreno que legalmente se exige dejar entre la línea de construcción y la línea de verja.

Plan Local: Instrumento de planificación que sirve para ordenar el Desarrollo Físico de un Municipio.

■ TIPOS DE PARCELACIONES

PARCELACIONES HABITACIONALES EN ZONAS DE RESERVAS ECOLÓGICA.

Art. 44. Las parcelas comprendidas dentro de los suelos declarados como zonas de reserva ecológica, serán de uso silvícola y cualquier otro uso estará sujeto a las disposiciones que en la materia se dicten. El uso habitacional estará condicionado a una densidad máxima de 10 habitantes por hectárea, en consecuencia el lote mínimo permitido será de 4,000 M² y sus edificaciones se deberán limitar a techar el 10% de su área. Su infraestructura deberá realizarse conforme a lo dispuesto en el Art. 98 de este Reglamento.



■ DE LOS LOTES O PARCELAS

ZONAS DE PROTECCIÓN PARA ACCIDENTES NATURALES.

Art. 50. *Todo accidente natural dentro de una parcelación o colindante con otra, deberá contar con una zona de protección con las excepciones reguladas en el Art. 51 de este Reglamento.*

El ancho de la zona de protección se establecerá basándose en los criterios siguientes:

a) Profundidad de la quebrada.

El ancho de la zona de protección en quebrada se determinará multiplicando su profundidad por el factor 1.5 y se medirá paralela a partir de dicha orilla y a todo lo largo del terreno en la parte afectada.

La profundidad de la quebrada se medirá a partir de la orilla próxima inferior al borde inmediato superior o del borde inferior cuando el lecho se encuentre al pie de un cerro o fuerte desnivel topográfico.

El ancho de la zona de protección solamente podrá modificarse según lo dispuesto en el Art.51 de este Reglamento.

b) Estudio del área de recogimiento.

El ancho de la zona de protección de un río o de una quebrada caudalosa, deberá ser determinado por un estudio de las áreas de recogimiento o influencia de los mismos, con el cual se determinará el área hidráulica necesaria de acuerdo al caudal máximo instantáneo resultante. Este estudio deberá determinar al menos la altura máxima probable que alcanzara la corriente



adyacente al terreno, el ancho de las zonas de protección y las obras de protección necesarias y con sus detalles y características correspondientes (inclinación de taludes, tipos y secciones de muros, etc.) Dicho estudio deberá ser realizado por profesionales o empresas debidamente acreditadas.

c) Diferencia natural de nivel dentro del terreno con sus terrenos colindantes.

El ancho de las zonas de protección en cambios de nivel se determinará multiplicando la profundidad próxima al nivel inferior de la diferencia natural del nivel del terreno por el factor 1.5 y se medirá paralela a partir de dicho nivel inferior y a todo lo largo del terreno en la parte afectada.

Obras de protección para mantener y/o disminuir las zonas de protección.

Art. 51. Las zonas de protección que no cuenten con vegetación adecuada y que se presenten cambios de nivel mayores de un metro, deberán ser protegidos con obras tales como taludes engramados, estaquillados, barreras naturales, etc.

El ancho de la zona de protección original en quebradas secas, o estacionarias podrá reducirse mediante la construcción de muros o la combinación de muros y taludes cuya relación será de 1.5 horizontal por 1.0 vertical o mediante el cambio de la inclinación de los taludes, la cual podrá aumentarse mediante tratamiento especiales de los mismos, con suelo, cemento, enchapados y otros; pero tal medida deberá justificarse mediante la presentación de un estudio elaborado por un laboratorio de suelos y materiales.



Por ningún motivo se permitirá la tala de árboles dentro de las zonas de protección ni la variación de su perfil natural cuando este se encuentre cubierto de vegetación natural, con el objeto de reducir al ancho de la misma.

PROPIEDAD, USO Y MANTENIMIENTO DE LAS ZONAS DE PROTECCIÓN.

Art. 52. Los terrenos afectados por las zonas de protección podrán ser de propiedad pública o privada.

En el caso de ser propiedad privada, esta deberá ser incorporada a los lotes vecinos, debiendo identificarse y describirse en la Escritura Pública correspondiente, señalando además las limitaciones y obligaciones que a continuación detalla el presente Reglamento.

Los propietarios de zonas de protección no podrán realizar obras que destruyan la flora existente, alteren la estabilidad del terreno y/o de las construcciones vecinas, asimismo tendrán la obligación de mantener en buen estado las obras de protección con que cuente la misma (engramados, canaletas, etc.) estas zonas de protección solamente podrán reducirse conforme a lo dispuesto en el Art. 51 de este Reglamento.

Por ningún motivo, razón o circunstancia, se permitirá la reducción del ancho natural del lecho de las quebradas o ríos, ni la obstrucción del curso normal de la escorrentía superficial o corriente de agua, tampoco se permitirá la tala de árboles existentes.

Las zonas de protección de propiedad pública formarán parte del Área Verde Ecológica de la parcelación la cual no podrá ser utilizada para la construcción de edificaciones de ninguna naturaleza y deberá regirse por lo dispuesto en el capítulo IV del presente Título del Reglamento.



◆ DE LA INFRAESTRUCTURA Y LOS SERVICIOS.

OBRAS DE URBANIZACIÓN EN ZONAS DE RESERVA ECOLÓGICA.

Art. 98. En toda parcela dentro de las Zonas de Reserva Ecológica, los drenajes de aguas lluvias deberán ser superficiales con las obras de mitigación necesarias. Las aguas negras deberán ser drenadas a fosas sépticas con campo de riego o sistema similar. En ningún caso se permitirán sistemas de drenaje por tubería para ser desalojados en ríos y quebradas, o se permitan obras de terracería mecanizadas, ni la tala de árboles excepto para la construcción de caminos vecinales y/o la infraestructura o instalaciones autorizadas conforme a lo dispuesto en el art. 44 de este Reglamento.

La terracería manual deberá respetar los árboles y las curvas de nivel existentes. No se permitirán cortes mayores de un metro de altura, excepto en aquellas parcelas cuya topografía exija un corte de mayor altura con el único fin de crear una terraza adecuada para la construcción de la vivienda. Las vías de acceso deberán ser tratadas solamente con material selecto, sin recubrimiento impermeable.

Toda solicitud de parcelación en estas zonas deberá ser acompañada de un estudio de impacto ambiental, que demuestre la compatibilidad del proyecto con el ecosistema del sitio y la compatibilidad con los usos de los suelos existentes.

Ningún organismo estatal podrá ejecutar y/o autorizar obras de infraestructura para la dotación de servicios urbanos en las Zonas de Reserva Ecológica para parcelaciones que contravengan lo dispuesto en este Reglamento.



2.2.4.5 NORMATIVA MÍNIMA PARA LA VENTANILLA ÚNICA

MARCO NORMATIVO PARA LA VENTANILLA ÚNICA

3. MARCO LEGAL E INSTITUCIONAL.

El conjunto de normas aquí establecido se enmarca en las siguientes disposiciones legales e institucionales:

Reglamento a la Ley de Urbanismo y Construcción en lo relativo a Parcelaciones y Urbanizaciones Habitacionales del Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano, las Normas Técnicas de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados, Reglamentos del Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social a Través de la Dirección General de Salud, Ley de Protección al Patrimonio Cultural de El Salvador y su Reglamento, Ley y Reglamento del Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales.

NOTA:

Todo aspecto no contemplado en esta normativa, será regulado por las normas y leyes ya existentes.

7.6 ZONAS DE PROTECCIÓN

Para el establecimiento de las zonas de protección de ríos y/o quebradas se tomarán medidas en forma horizontal a partir del borde superior del talud, a todo lo largo del terreno en la parte afectada; debiéndose conservar en dicha zona de protección la vegetación y el perfil natural.

Para quebradas secas se calculará en una extensión equivalente al doble de la profundidad máxima de la misma; para ríos o lagunas se establecerá una franja de 50 metros **a cada lado sobre** lo largo de su ribera; y para nacimientos de agua o manantiales se definirá una zona de protección mínima con un radio de 50.00 metros medidos del centro del mismo.



La norma del ancho de las zonas de protección es un requerimiento que podrá ser disminuido ante la Presentación de un estudio de las áreas de recogimiento o influencia de los ríos, quebradas o cuerpos de agua; determinándose el área hidráulica, la altura máxima probable que alcanzará la corriente de agua adyacente al terreno y las obras de protección necesarias con sus detalles y características correspondientes, así como las obras de mitigación para compensar los impactos al medio ambiente.


Las franjas de terrenos destinadas a la protección de parcelas o lotes urbanos deberán establecerse de acuerdo a la amenaza natural y antrópica que se desea mitigar:

- Para el caso de salvar diferencias de nivel mediante taludes, esta franja no podrá ser menor de una y media veces, la diferencia del nivel.
- Para plantas de tratamiento, en ningún caso podrá ser de 25 metros a la vivienda más próxima o a la línea de colindancia.
- Para establecer las franjas de protección de obras de infraestructura, deberá respetarse la normativa existente de las instituciones respectivas.

7.9.2 DISPOSICIÓN DE AGUAS GRISES.

Donde no exista factibilidad de conexión a un sistema de alcantarillado sanitario ni soluciones de fosa séptica para la disposición de excretas, todo lote deberá contar como mínimo con un sistema de manejo de aguas grises, ya sea en forma individual o colectiva (trampas de grasas, pozo de absorción), de acuerdo a las disposiciones del MSPAS, que se exigirá al constructor de la vivienda⁶.

⁶<http://ns.mop.gob.sv/ventanilla/>



2.3

MARCO TEORICO



2.3.1 HIDROLOGÍA GENERAL

INTRODUCCIÓN

El agua es un elemento indispensable para el desarrollo de la vida sobre la tierra y es factor importante de la productividad. El hombre siempre se ha preocupado por ella para satisfacer tanto sus necesidades básicas y secundarias, como otras que se iban generando a medida que, con la evolución, sus prioridades se modificaron y vio en el agua un medio para satisfacer las demandas de consumo que crecían cada vez más, a diferencia de los recursos hidrológicos que eran permanentes. Esta situación dio lugar a la creación de la hidrología como ciencia, con el objeto de estudiar el agua en sus diversos aspectos y lograr su mejor aprovechamiento.

Cuando se formó la Tierra hace aproximadamente 4500 millones de años, la tierra ya tenía en su interior vapor de agua. En un principio era una enorme bola en constante fusión con cientos de volcanes activos en su superficie. El Magma cargado de gases con vapor de agua emergió a la superficie por medio de las constantes erupciones volcánicas. Luego la Tierra se enfrió lentamente permitiendo que el vapor de agua condensado precipitara y cayera sobre la superficie depositándose en las depresiones.

Por sí misma el agua es incolora y no posee olor ni gusto detenido, Sin embargo tiene varias cualidades que la hacen especial entre las que se destacan tenemos:

- ◆ Es un regulador del clima
- ◆ Es un constituyente importante entre los seres vivos.

La hidrología se ha desarrollado como ciencia en respuesta a la necesidad de comprender el complejo sistema hídrico de la Tierra y ayudar a solucionar los



problemas de agua. El agua desempeña un papel importante en la formación del clima, ayuda a dar forma a la superficie del planeta.

Dada la importancia que el agua tiene para la vida de todos los seres vivos y debido al aumento de su demanda por el desarrollo constante de la humanidad, el hombre tiene la obligación de proteger o salvaguardar este vital líquido y evitar toda influencia nociva sobre las fuentes que abastecen este apreciado líquido.

La hidrología proviene del griego (hidro: Agua, logos: Estudio) se ha desarrollado como ciencia en respuesta a la necesidad de comprender el sistema hídrico de la tierra, esta se dedica al estudio a su presencia, distribución y circulación por medio del círculo hidrológico las interacciones con los seres vivos que ayuden a darle solución a los problemas del Agua. También trata de las propiedades químicas y físicas del agua en todas sus fases.

La hidrología se interesa principalmente por los componentes del ciclo hidrológicos las cuales son las siguientes: Precipitación, Evapotranspiración, Escorrentía e Infiltración. Los diferentes aspectos de estos fenómenos son estudiados en subdisciplinas una de las cuales es La Hidrometeorología esta se concentra en el agua localizada en la capa fronteriza inferior de la atmósfera, mientras La Hidrometría se encarga de las mediciones del agua superficial.

La Hidrografía incluye la descripción y la confección de mapas de los grandes cuerpos de agua ósea que es el estudio de todas las masas de agua de la tierra.

La Hidrología se nutre de disciplina como La Geología, Química, edafología y fisiología vegetal empleando mucho de sus principios y métodos. La investigación



de la hidrología es importante para el desarrollo, gestión y control de los recursos del agua. Sus aplicaciones son muchas incluyendo el desarrollo de sistemas de irrigación, control de inundaciones y erosión de suelos, eliminación y tratamiento de agua usadas (Aguas Residuales), disminución de la contaminación, uso recreacional del agua, la conservación de los peces y vida silvestre, la generación hidráulica, y el diseño de estructuras hidráulicas.

Los Hidrólogos aplican conocimientos científicos y los principios matemáticos para dar solución a los problemas con relación al agua en la sociedad. Las personas con conocimientos en la hidrología puede tener una amplia variedad de ocupaciones, unas se especializan en el estudio del agua en solamente una parte del ciclo hidrológico las cuales tenemos:

Limnólogos(Lagos),Oceanógrafos(Océanos),Hidrometeorológicos(Atmósfera),Glaciólogos(Glaciales).Geomorfólogos(Formas Terrestres),Geoquímicos(Calidad del agua Sub-terránea),Hidrogeólogos(Agua Sub-terráneas),

En la actualidad la Hidrología tiene un papel muy importante en el Planeamiento del uso de los Recursos Hidráulicos, y ha llegado a convertirse en parte fundamental de los proyectos de ingeniería.



2.3.1.1 DINÁMICA DEL CICLO HIDROLÓGICO

El ciclo hidrológico se define como la secuencia de fenómenos por medio de los cuales el agua pasa de la superficie terrestre y de las masas de agua en la fase de vapor a la atmósfera, y regresa en sus fases líquida y sólida.

El ciclo hidrológico comprende una serie de procesos continuos e interdependientes, de movimiento y transferencia de agua en la tierra, el océano, cuerpos de agua y en la atmósfera.

Por ser un ciclo, no tiene punto de partida, sin embargo para explicarlo, se puede comenzar por la evaporación que se produce en el océano, en lagos, embalses, y todo tipo de cuerpos de agua, y la evapotranspiración de las plantas, la cual es la combinación del agua que se pierde por evaporación en el suelo y transpiración en el material vegetal. Esta evaporación y evapotranspiración, son producidas por la energía suministrada por el sol e influenciadas por las condiciones climáticas e hídricas de temperatura, radiación, viento y humedad. De esta forma, el agua cambia de un estado líquido a un estado gaseoso.

El agua en forma de vapor pasa a la atmósfera, y en este ascenso, pierde calor y se produce el proceso de condensación alrededor de núcleos de condensación (los cuales pueden ser partículas de polvo que flotan en el aire), creando pequeñas gotas de agua. Estas pequeñas gotas de agua, crean nubes, y en su



circulación se van uniendo entre ellas, creando gotas más grandes, las cuales por su peso, se precipitan finalmente en forma de lluvia (nieve o granizo).

Parte de la precipitación es interceptada por la vegetación, otra parte cae al suelo y dependiendo de las condiciones de cobertura del suelo, del tipo de suelo y de la pendiente del terreno, esta agua pueda quedar encharcada, escurrir superficialmente o infiltrarse.

El agua que escurre superficialmente corre hacia los cuerpos de agua y finalmente al mar. Una parte del agua que se infiltra es retenida por el suelo, cuya capacidad de retención depende de su textura y estructura (porosidad); otra parte del agua infiltrada se convierte también en escorrentía superficial al ser saturada la capacidad de almacenamiento suelo; otra parte se convierte en flujo subsuperficial, y por último otra parte percola, hacia capas inferiores produciendo la recarga de aguas subterráneas. El agua que se infiltra, viaja lentamente y llega a alimentar a ríos y manantiales, y finalmente al mar.

Finalmente, tanto el agua subterránea como el agua de escorrentía terminarán devolviendo el agua al océano de donde había salido por evaporación, cerrándose el ciclo global del agua.



2.3.2 LOS PRINCIPALES COMPONENTES DEL CICLO HIDROLÓGICO

El agua circula constantemente desde los mares hasta la atmósfera y desde ésta hasta la superficie terrestre, describiendo el llamado ciclo del agua.

Nuestras vidas diarias dependen de este ciclo del agua, una gigantesca bomba accionada por el sol, que evapora continuamente el agua de nuestros océanos, mares, lagos, ríos y demás humedales, para precipitarla luego a la tierra en forma de lluvia o de nieve. Al evaporarse, el agua asciende hacia las capas altas de la atmósfera, donde se condensa y forma las nubes. El descenso térmico provoca la precipitación del agua, que discurre por la superficie terrestre, se infiltra en el terreno o bien se evapora, pasando de nuevo a la atmósfera.

- ◆ PRECIPITACIÓN
- ◆ EVAPOTRANSPIRACIÓN
- ◆ ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL O ESCORRENTÍA
- ◆ INFILTRACIÓN

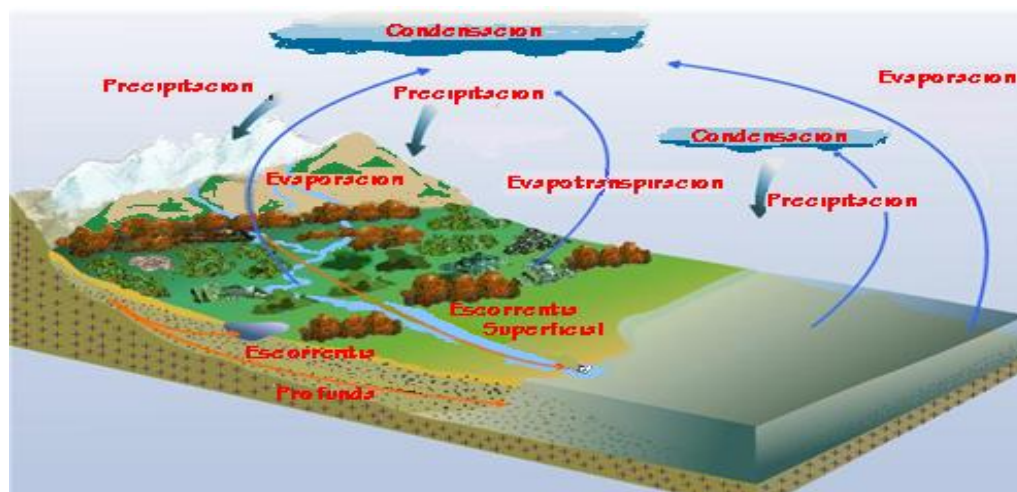


Figura 2.3.2.1 Ciclo hidrológico



DISTRIBUCIÓN DEL AGUA TOTAL EN LA TIERRA DE ACUERDO CON SU NATURALEZA

Hydrosfera se define al conjunto de las aguas que cubren parte de la superficie terrestre. Es un hecho que la tierra y el agua son los dos recursos primarios para toda la vida que existe sobre la tierra.

El agua dulce es un recurso limitado, disponible en muchos lugares, aunque no en todas partes; sensible a las influencias externas y a la degradación ambiental. El agua está comenzando a escasear al mismo tiempo que aumentan su utilización para actividades diversas.

La tierra posee unos 1360 millones de kilómetros cúbicos de Agua que se han mantenido constantes durante milenios. Pero del 100 por ciento que hay de agua en el planeta, el 97 por ciento no es potable, ya que corresponde a los mares. Estas gráficas de barras muestran en dónde se localiza el agua de la tierra y en qué forma ésta existe.

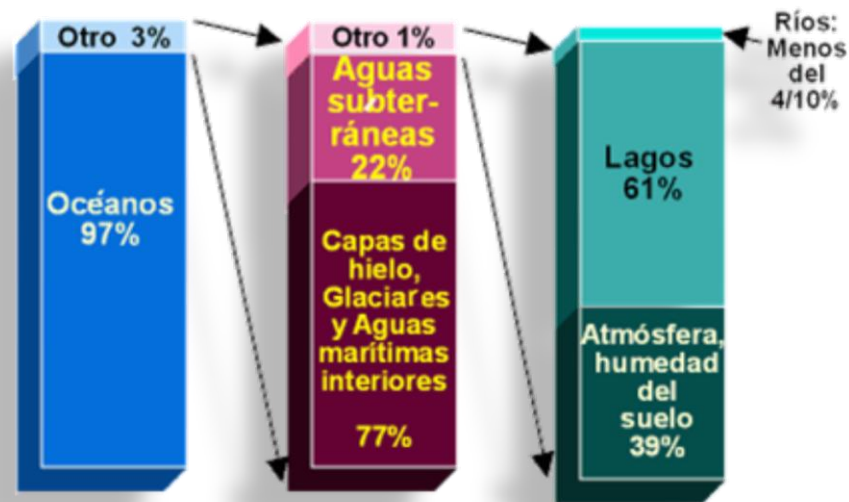


Figura 2.3.2.2 Distribución del agua en la Tierra



2.3.3 PRECIPITACION.

Precipitación: Se denomina al agua que proviene de la humedad atmosféricas (cae desde las nubes) y cae a la superficie terrestre.

La Precipitación es uno de los procesos meteorológicos más importante DEL CICLO HIDROLOGICO.

La formación de precipitación requiere que el vapor de agua o humedad atmosférica ascienda a las capas superiores de la atmósfera, y al encontrar temperaturas más bajas se condensa formando las nubes, las que son arrastradas por los vientos, algunas permanecen sobre los océanos y, otras, son trasladadas hacia el interior de los continentes. Las pequeñas gotas de agua en la atmósfera comienzan a hacerse más grandes cuando disminuye la temperatura y se condensan, este proceso da origen a la precipitación. Puesto que las condiciones atmosféricas varían mucho geográfica y estacionalmente, Las precipitaciones atmosféricas más usuales son por el estado líquido (la lluvia, llovizna) o en estado sólido (la nieve, granizo), y, en un sentido más restringido, el rocío y la escarcha, además de algunas variedades intermedias como el agua nieve o nieve líquida.



2.3.3.1 FORMAS DE PRECIPITACIÓN

La precipitación también puede clasificarse por la forma que tienen en precipitarse a la Tierra, así tenemos:

- ❖ **Lluvia:** Se define como una precipitación de agua líquida que llega al suelo, con gotas de diámetro entre 0.5 y 5 milímetros.
- ❖ **Llovizna:** Consiste en gotas de agua de diámetro inferior a 0.05 mm. y su intensidad es inferior a 1 mm/hora
- ❖ **Cellisca:** Consiste en gotas de lluvia helada por enfriamiento durante su caída en el aire a temperaturas inferiores al punto de congelación.
- ❖ **Copo de nieve:** Está compuesto de cristales de hielo reunido por fusión.
- ❖ **Nieve:** Se forma de cristales de hielo cuando el vapor de agua se congela en diminutas partículas sólidas en niveles donde las temperaturas son muy inferiores a 0° C. Los cristales de hielo se van uniendo para formar los copos de nieve. Cuando los copos de nieve tienen suficiente peso, caen al suelo. Su tamaño, forma y concentración depende de la temperatura de donde se formen y por donde pasan y tienen una gran variedad de formas, pero todos tienen la característica de ser hexagonales. Con un motivo único que no se repita.
- ❖ **Granizo:** Es una precipitación en forma de bolas o formas irregulares de hielo de más de 5 mm de diámetro reunidos o formados por fusión alterna al ser transportados hacia arriba o abajo por corrientes de aire muy turbulentas.



2.3.3.2 TIPOS DE PRECIPITACION

Origen

Es un componente fundamental del Ciclo Hidrológico y se toma como el inicio de los análisis de los componentes

En general, las nubes se forman por el enfriamiento del aire por debajo del punto de saturación, que después de una serie de procesos, conducen a un ascenso adiabático con la consiguiente baja de presión y temperatura. La intensidad y cantidad de precipitación depende de la cantidad de humedad del aire y de su velocidad.

Las Precipitaciones pueden ser clasificadas de acuerdo con las condiciones que producen movimiento vertical del aire:

- ◆ Convectivas
- ◆ Orográficas
- ◆ Ciclónica

Masa de Aire:

Una Masa de Aire se define como el volumen de aire de gran extensión cuyas propiedades físicas, sobre todo La Temperatura y Humedad, son uniformes en el plano horizontal.



◆ Precipitaciones convectivas;

Es la generación de lluvia a partir de ascenso de una masa de aire calentada, menos denso capaz de alcanzar grandes altitudes por estar en contacto con la superficie terrestre que ha recibido la radiación del Sol. AL ascender el aire se enfría y se condensa la humedad contenida, provocando la precipitación. Estas Precipitaciones son muy típicas y se dan en regiones tropicales son de gran intensidad pero de corta duración típicas de verano.



Figura 2.3.3.2.1 Precipitación Convectiva

- #### ◆ Precipitaciones Orográfica;
- Es la que se genera por el ascenso de corrientes de aire húmedo con movimiento horizontal cuando chocan sobre barreras naturales, tales como montañas. Esto ocurre porque el vapor de agua se eleva demasiado y su temperatura baja lo suficiente como para precipitar en forma líquida.



Figura 2.3.3.2.2 Precipitación Orográfica



- **Ciclónica es:** debida al conjunto de fenómenos de este tipo que hacen que las masas de aire calientes y muy húmedas asciendan rápidamente al incorporarse al torbellino ciclónico, con lo cual se expanden y bajan de temperatura.

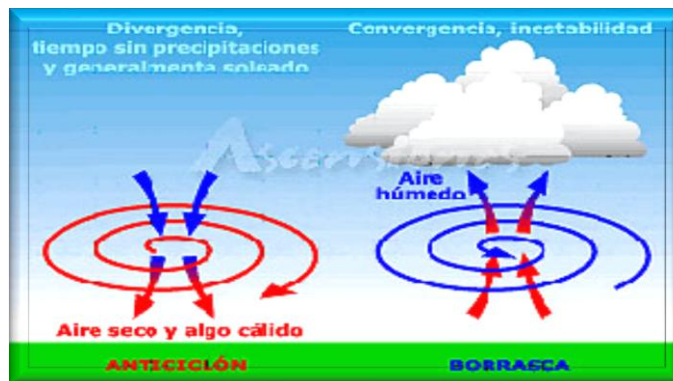


Figura 2.3.3.2.3 Formaciones ciclónicas y anticiclónicas

La precipitación frontal se asocia a un frente frío o a un frente cálido.

- **Los Frentes:**

Se forma un Frente; cuando una masa de aire en movimiento encuentra otra masa de aire de diferente temperatura.

- **Frente Frío:** Si la masa de aire en movimiento es fría (más denso) y encuentra en su camino otra de temperatura superior (menos denso), el aire de esta última, por ser menos denso, se eleva sobre la capa de aire frío formando así un frente frío y las tasas de precipitación son muchos mayores.



■ **Frente Cálido:** Si la masa de mayor temperatura encuentra en su movimiento una masa de aire frío, se forma un frente cálido.

➤ La **precipitación No-Frontal** es la que no tiene relación con los frentes (frente frío y frente cálido).

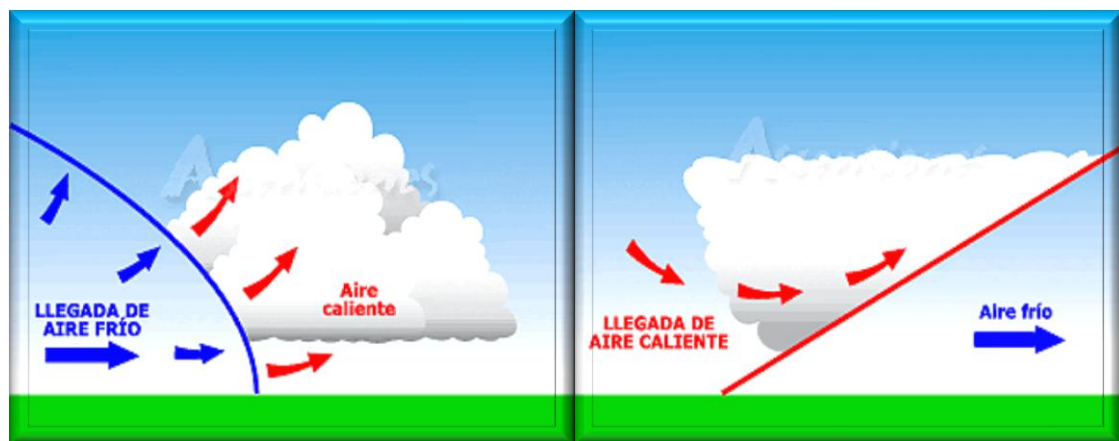


Figura 2.3.3.2.4 Frente frío

Frente Cálido

El estudio de las precipitaciones es básico dentro de cualquier Estudio Hidrológico, para cuantificar los Recursos Hídricos, puesto que constituyen la principal (en general la única) entrada de agua a una cuenca, También es fundamental en la previsión de Avenidas, Diseño de obras, Estudios de Erosión, etc.⁷

⁷ Hidrología en La Ingeniería Germán Monsalve Sáenz



2.3.3.3 MEDICIÓN DE LA PRECIPITACIÓN

El objetivo fundamental de todo método de medida de las lluvias es obtener una muestra que sea verdaderamente representativa de la precipitación caída en la región a que se refiere la medición.

Los instrumentos más frecuentemente utilizados para la medición de la lluvia y el granizo son los Pluviómetros y Pluviógrafos, estos últimos se utilizan para determinar las precipitaciones pluviales de corta duración y alta intensidad. Estos instrumentos deben ser instalados en locales apropiados donde no se produzcan interferencias de edificaciones, árboles o elementos orográficos como rocas elevadas.

EL PLUVIÓMETRO

Es un instrumento que mide la cantidad de agua caída (lluvia) en un periodo de tiempo. Consiste, básicamente de un recipiente en cuyo extremo superior tiene un brocal (entrada) de área por donde el agua ingresa a través de un embudo hacia un colector, quedando depositada. Posteriormente esta precipitación es medida mediante una probeta graduada en milímetros o en litros por metro cuadrado. Cada 7 horas se vacía el recipiente en una probeta graduada con lo cual es posible establecer una relación entre la altura en la probeta y la precipitación en milímetros por metro cuadrado, por lo cual obtendremos la cantidad de agua caída.



Fotografía 2.3.3.3.1 Pluviómetro Convencional, Estación N° 1 Corsain La Unión (SNET)



Fotografía 2.3.3.3.2 Pluviómetro Automático, Estación N° 1 Corsain La Unión (SNET)



EL PLUVIOGRAFO

El Pluviógrafo es un instrumento meteorológico utilizado en el estudio y análisis de las precipitaciones, su funcionamiento y uso está estrechamente relacionado con el pluviómetro. El Pluviógrafo tiene por función registrar en un gráfico la cantidad de agua caída en un periodo de tiempo determinado, lo cual permite establecer la distribución e intensidad de las lluvias, ya que permite conocer la hora de comienzo y finalización de las precipitaciones así como su intensidad en litros por metro cuadrado caídos en una hora.

Este es un aparato que sirve para registrar en forma continua la cantidad total y la duración de lluvia caída en milímetros (mm), de los registros puede definirse no sólo la altura de la precipitación caída sino también, cuanto ha caído, permitiendo analizar la distribución de la lluvia en el tiempo. Al igual que el pluviómetro posee un brocal en la parte superior por donde ingresa el agua hacia un depósito llamado cámara de sifonaje, en cuyo interior existe un flotador, el cual al recibir una cierta cantidad de precipitación (10 mm) provoca una sifonada hacia un colector que está en la parte inferior del instrumento. Este ciclo se va repitiendo hasta que el periodo de precipitación termina. El flotador tiene incorporado un pequeño brazo con un plumón de tinta, el cual, gráfica las variaciones de la precipitación en un diagrama que está adherido a un sistema de relojería semanal. El gráfico obtenido en la banda del Pluviógrafo se denomina pluviograma,

También hay otros tipos de Pluviógrafos como: Pluviógrafo de balanza, Pluviógrafo a cubeta basculante entre otros etc.



Los Pluviogramas

Los Pluviogramas registran las precipitaciones de una semana. Esta lectura deberá indicar la cantidad de precipitación acumulada cada un determinado período de tiempo. En síntesis, el objetivo es a partir de la imagen escaneada de un pluviograma, poder obtener una planilla que contenga la cantidad de precipitación acumulada cada un cierto período de tiempo (período de muestreo) durante una semana.



Fotografía 2.3.3.3 Pluviógrafo Flotador, Estación Nº 1 Corsain La Unión (SNET)



PRECIPITACION MEDIA SOBRE UNA CUENCA

Es importante para la cuantificación de la lluvia en una hoya hidrográfica para un intervalo de tiempo.

En general, En muchos problemas hidrológicos es necesario determinar la precipitación media que cae en un sitio dado difiere de la cae en los alrededores aunque sea en sitios cercanos. Los aparatos como Los Pluviómetros y Pluviógrafos solamente registran la lluvia puntual; es decir la que se produce en el punto en que está instalado el aparato y, para cálculos ingenieriles, es importante conocer la precipitación media en una zona dada, como puede ser una cuenca.

Para calcular la Precipitación Media de una tormenta dada, existen tres métodos de uso general que se presentan a continuación.

- ◆ METODO ARITMETICO
- ◆ METODO DE POLIGONOS DE THIESSEN
- ◆ METODO DE ISOYETAS



METODO ARITMETICO

Este método es el más simple para determinar la precipitación media sobre un área.

Este método provee una buena estimación si los aparatos pluviométricos están distribuidos uniformemente en la cuenca, si el área de la cuenca es bastante plana y la variación de las medidas pluviométricas entre los aparatos es pequeña o despreciable.

Este método consiste básicamente en hacer un promedio aritmético de las alturas de la precipitación registradas en cada una de las estaciones utilizadas en el análisis. Se suma la altura de lluvia registrada en un cierto tiempo de cada una de las estaciones pluviométricas localizadas dentro de la zona y se divide entre el número total de estaciones.

$$\bar{P} = \left(\frac{1}{n}\right) \sum_{i=1}^n p_i$$

Donde

\bar{P} : Precipitación Media en mm.

n: Numero de aparatos pluviómetros.

P: Precipitación registrada en el aparato pluviométrico i

Pero no toma en cuenta la distribución de las estaciones en la cuenca ni la manera en que se distribuye la lluvia en el espacio, pues le asigna el mismo peso a todas las alturas de precipitación registrada, por ello es útil, únicamente en zonas con topografía muy suave y condiciones atmosféricas muy uniformes o bien para tener solo una idea aproximada de la altura de precipitación media.



METODO DE POLIGONOS DE THIESSEN

Este método se puede utilizar para una distribución no uniforme de aparatos. Provee resultados más correctos con un área de la cuenca aproximadamente plana.

El método consiste en atribuir un factor de peso a los totales de precipitación en cada aparato, proporcionales al área de influencia de cada uno. Sin embargo, no considera influencias orográficas. Las áreas de influencia se determinan en mapas de la cuenca que contengan la localización de las estaciones, uniendo dichos puntos de localización por medio de líneas rectas. Las perpendiculares en los puntos medios de estas rectas de unión forman polígonos alrededor de cada estación. Los lados de los polígonos son el límite de las áreas de influencia de cada estación. El área de cada polígono se determina por planimetría o por software y se expresa en porcentajes del área total.

La precipitación media del área total se calcula multiplicando la precipitación de cada estación por el porcentaje de superficie asignado y sumando estos valores parciales. Los resultados suelen ser más precisos que los obtenidos por simple media aritmética.

La mayor limitación del método de Thiessen es su falta de flexibilidad, puesto que se requiere un nuevo diagrama Thiessen cada vez que se produce un cambio en la red pluviométrica. En realidad, este procedimiento de Thiessen supone simplemente una variación lineal de precipitación entre estaciones y asigna cada segmento de área a la estación más cercana.

La precipitación promedio de una zona geográfica o cuenca se determina de la siguiente manera:



$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^n (A_i * P_i)}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

Donde:

n : Numero de aparatos pluviométricos

P_i : Precipitación registrada en el aparato pluviométrico i

A_i : Área de influencia correspondiente al aparato pluviométrico i , Resultante del método de polígonos de Thiessen. Km^2

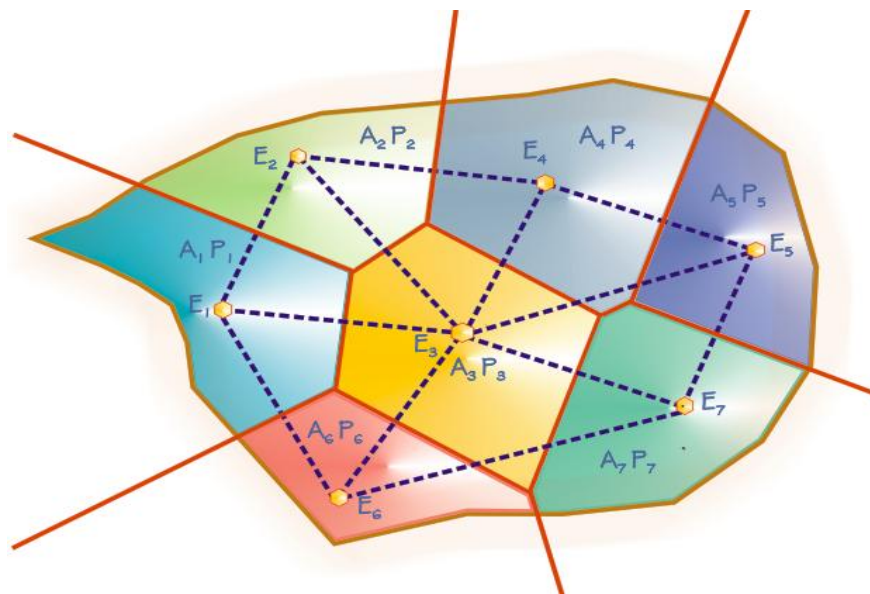


Figura 2.3.3.3.1 Representación del método, polígono de Thiessen

MÉTODOS DE LAS ISOYETAS

Las isoyetas son líneas que unen puntos de igual precipitación. La metodología del trazado de estas curvas es semejante a la usada para las curvas de nivel, en donde la altura de agua precipitada sustituye la cota del terreno.

Estas se trazan usando información de estaciones pluviométricas localizadas dentro y fuera de la cuenca.



La precipitación promedio se obtiene a través de las alturas de lluvia de dos isoyetas adyacentes y se le asigna un peso o ponderación proporcional a la sub-área entre las dos isoyetas. Entonces se puede decir que la precipitación promedio no es más que el promedio de alturas de lluvia de dos isoyetas adyacentes por el área entre las isoyetas y dividiendo todo este producto entre el área total. Por lo tanto este método es flexible y si se toma en cuenta el efecto topográfico este método es más preciso. Este método se determina de la siguiente manera:

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \left(\frac{P_i + P_{i+1}}{2} \right) A_{i,i+1}}{\sum_{i=1}^{n-1} A_{i,i+1}}$$

Donde:

n : Es el número de curvas de igual precipitación.

P_i : Es la precipitación correspondiente a la curva de igual precipitación.

P_{i+1} : Es la precipitación correspondiente a la curva de igual precipitación $i + 1$

$A_{i,i+1}$: Al área entre las curvas de igual precipitación i e $i + 1$

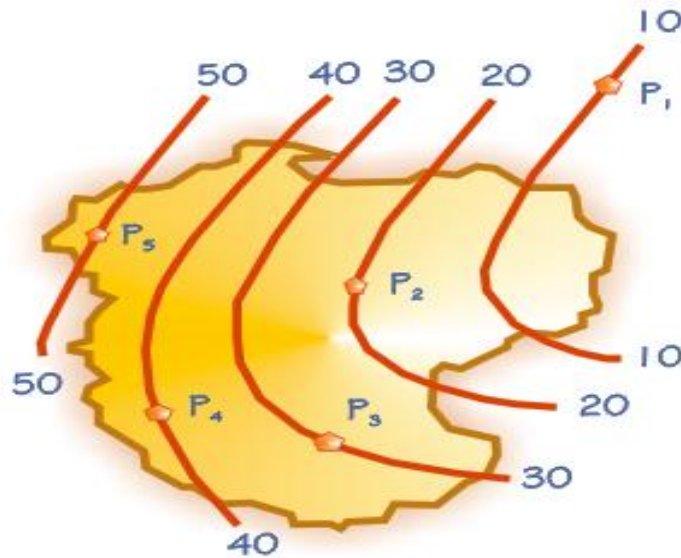


Figura 2.3.3.3.2 Representación de curvas de Isoyetas.



2.3.4 EVAPOTRANSPIRACION

La **evapotranspiración** forma parte del ciclo del agua, como ya hemos dicho, es esencial para la renovación del agua en la atmósfera. Es uno de los elementos principales del balance hídrico superficial.

Se conoce como **evapotranspiración (ET)** la combinación de dos procesos separados que son **La Evaporación y La Transpiración** por los que el agua se pierde a través de la superficie del suelo por **Evaporación** y por otra parte mediante **Transpiración** de las plantas. Vuelve a la atmósfera en forma de vapor.

Los estudios de balances de agua se utilizan en investigaciones de recursos hídricos, aportaciones de agua, predicciones de caudales de ríos, operaciones de riego y diseño de sistemas de drenaje.

EVAPORACION

La evaporación es el proceso por el cual el agua pasa del estado líquido en que se encuentra en los almacenamientos, conducciones y en el suelo, en las capas cercanas a la superficie, ha estado gaseoso y se transfiere a la atmósfera. A esto hay que añadirle la sublimación que es el paso del estado sólido a vapor, desde la nieve y el hielo⁸.

Se debe tener en cuenta que la evaporación depende de dos factores, por un lado la radiación solar es el principal fuente de energía para evaporar el agua y por otro la cantidad de agua disponible.

⁸ Hidrología Aplicada Ven Te Chow



La evaporación desde la superficie terrestre comprende la evaporación directa desde la superficie del suelo y desde la superficie de la vegetación.

LA TRANSPIRACION

Es el agua que se despiden en forma de vapor de las hojas de las plantas. Esta agua es tomada por las plantas, naturalmente del suelo.

Uso Consuntivo

Es la combinación de evapotranspiración y el agua que las plantas retienen para su nutrición. Esta última cantidad es pequeña en comparación con la evapotranspiración (aproximadamente representa sólo el 1%), por lo que los términos evapotranspiración y uso consuntivo se usan como sinónimos⁹.

EVAPOTRANSPIRACIÓN REAL Y POTENCIAL

Thornthwaite (1948) denominó Evapotranspiración Potencial (ETP) a la Evapotranspiración que se produciría si la humedad del suelo y la cobertura vegetal estuvieran en condiciones óptimas.

Por el contrario, la Evapotranspiración Real (ETR) es la que se produce realmente en las condiciones existentes en cada caso.

Es evidente que $ETR < ETP$. En un lugar desértico la ETP puede ser de 6 mm/día y la ETR de 0, puesto que no hay agua para evapotranspirar. Serán iguales siempre que la humedad del suelo sea óptima y que exista un buen desarrollo vegetal.

⁹ Fundamentos de Hidrología de Superficie. Aparicio Mijares



2.3.4. I FACTORES QUE INFLUYEN EN LA EVAPOTRANSPIRACIÓN

La tasa de evapotranspiración está determinada por el conjunto de factores que regulan la evaporación y la transpiración. Por lo tanto se puede distinguir entre factores físicos y factores fisiológicos.

Factores físicos

Los factores físicos se dividen en dos grupos: atmosféricos e hidrogeológicos.

Los factores atmosféricos determinan el poder evaporante en la atmósfera.

Estos condicionan casi por sí solos la evapotranspiración. La evaporación es el resultado de la acción del déficit de humedad de aire atmosférico, la temperatura, la velocidad y la turbulencia del viento, la presión barométrica.

Los factores hidrogeológicos

Condicionan el estado de la superficie evaporante del suelo. La superficie evaporante del suelo interviene a través de sus características físicas, tales como la granulometría, porosidad, la naturaleza litológica, el manto vegetal y la riqueza en agua. Esta última está determinada por la tasa de humedad en superficie, producto de la alimentación a través de las aguas meteóricas o de los acuíferos subterráneos. Hay que destacar la influencia que poseen los factores geográficos, en particular la altitud y las zonas climáticas, que actúan sobre todo por intermedio de las variaciones de los factores meteorológicos: temperatura, presión barométrica, etc.

Factores fisiológicos

Los factores fisiológicos que condicionan la evapotranspiración son aquellos relacionados con la transpiración: especie vegetal, edad, desarrollo del follaje, Profundidad de las raíces, etc.



2.3.4.2 MEDIDA DE LA EVAPOTRANSPIRACIÓN

La evapotranspiración es un componente importante del ciclo hidrológico. Su cuantificación es necesaria para una adecuada gestión de los recursos hídricos.

Existen varios métodos para estimar la evapotranspiración, los cuales se han clasificado en métodos Directos e Indirectos. Los Directos proporcionan información directa para ello se utilizan instrumentos para la determinación y proporcionan valores muy apegados a la realidad y a la vez sirven para ajustar los parámetros de los métodos empíricos en la Evapotranspiración.

Para determinar la evapotranspiración se emplea el método directo de Lisímetros.

Los Lisímetros se pueden dividir en dos grandes grupos:

- ◆ Lisímetro de Drenaje
- ◆ Lisímetro de Pesada.

Lisímetro de Drenaje

La evapotranspiración se mide mediante **Lisímetros**. Consiste en un recipiente enterrado y cerrado lateralmente, de modo que el agua drenada por gravedad (la que se hubiera infiltrado hasta el acuífero) es recogida por un recipiente que se puede aforar. En su construcción hay que ser muy cuidadoso de restituir el suelo que se excavó en unas condiciones lo más similares posible a las que se encontraba. Próximo a él debe existir un pluviómetro.

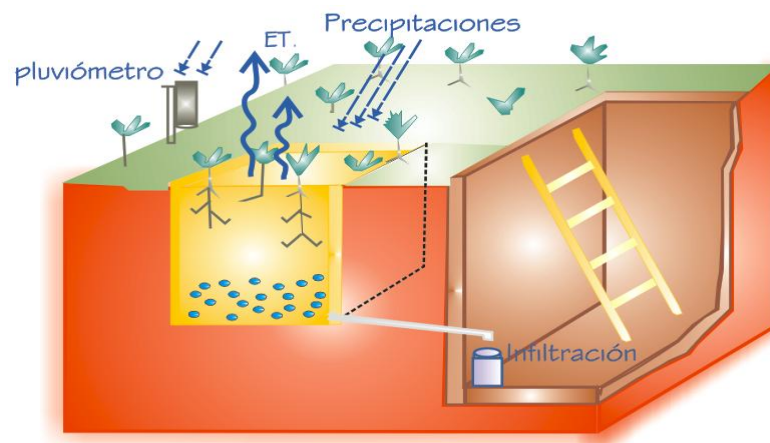


Figura 2.3.4.2.1 Lisímetro de Drenaje

Lisímetro de pesada

Los Lisímetros de Pesada fueron concebidos para el cálculo de la evapotranspiración, estos son mucho más costosos que los de drenaje. El Lisímetro de pesada se apoya sobre un sistema hidráulico o una balanza de precisión en donde se mide la evaporación en forma directa y según la exactitud de la balanza dar precisiones de hasta 0.1 mm.

El **lisímetro de pesada** consiste en un recipiente de gran tamaño lleno de tierra sobre la que se implanta el cultivo que se pretende estudiar, con un dispositivo que le permite determinar la variación de peso a lo largo del tiempo. La parte superior del recipiente permanece al ras del suelo rodeado del mismo cultivo que contiene y en sus mismas condiciones.

Mediante pesadas periódicas y la recogida del agua de drenaje, se determina el agua de evapotranspiración



Los Lisímetros de Pesada son mucho más útiles y precisos para la determinación de la evapotranspiración, esta se pesa diariamente todo en conjunto: suelo, planta, agua y aparato. Para lo cual debe estar montado sobre una báscula muy sensible por diferencia de peso se determina la evapotranspiración a intervalos de tiempos dados.

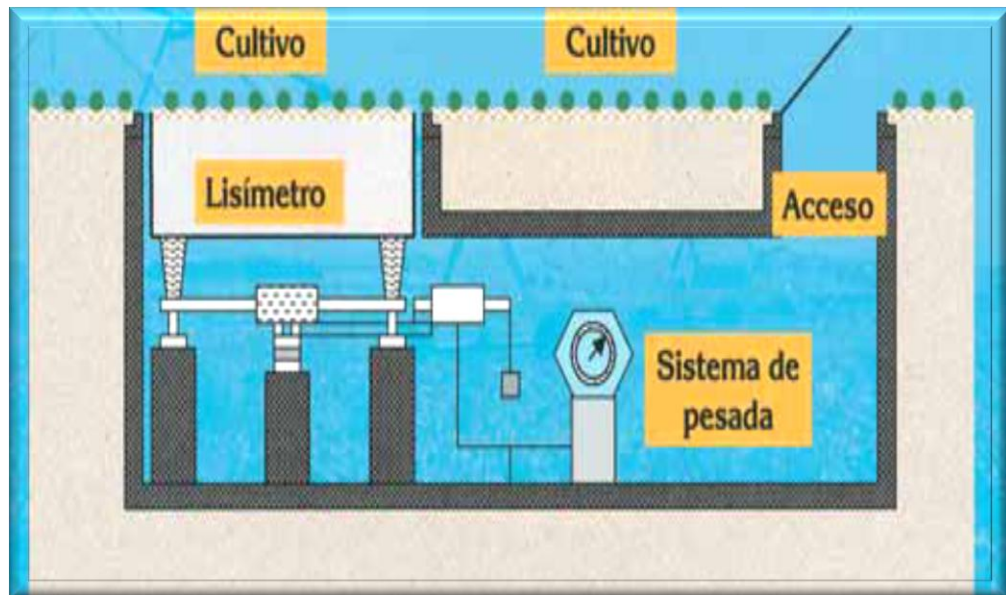


Figura 2.3.4.2.2 Lisímetro de Pesada



2.3.4.3 CÁLCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACIÓN

EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL (ETP)

La evapotranspiración se determina a partir de datos climáticos, empleando diferentes fórmulas empíricas, cuya elección para el cálculo depende básicamente del tipo de datos climáticos disponibles en la zona. Las formulas más utilizadas en diferentes regiones son las de Penman, Penman Montheith, Hargraves, Blaney-Criddle, entre otras, las cuales han sido calibradas localmente en algunos sitios.

En El Salvador, aunque no se ha calibrado ninguna de las formulas mencionadas, si se realizó en el año 1980 una evaluación de diferentes formulas para el cálculo de la ETP, con relación a la formula de Penman, la cual fue considerada como patrón de referencia debido a la gran cantidad de parámetros climáticos que involucra. De acuerdo a los resultados obtenidos, la formula de Hargreaves presentó los resultados más cercanos a la formula de referencia. Dado que la formula de Hargreaves utiliza menos parámetros para el cálculo de la ETP, que la de Penman y por su correlación con los resultados de esta última, la evapotranspiración de referencia que se calcula por parte del **Servicio Meteorológico Nacional del SNET**, se hace a través de la formula de Hargreaves, la cual involucra temperatura, radiación solar y humedad relativa.



2.3.5 ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL O ESCORRENTIA

La escorrentía superficial es el fenómeno más importante desde el punto de vista de ingeniería y consiste en la ocurrencia y el transporte de agua en la superficie terrestre. La mayoría de los estudios hidrológicos están ligados al aprovechamiento del agua superficial y a la protección contra los fenómenos provocados por su movimiento.

El **escurrimiento superficial** es un componente del ciclo hidrológico el cual resulta de la lluvia y/o caudal lateral que no llega a infiltrarse sobre la superficie de la tierra.

El **Eskurrimiento se define:** como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca.

El agua proveniente de la precipitación que llega hasta la superficie terrestre, una vez que una parte ha sido interceptada y evaporada, sigue diversos caminos hasta llegar a la salida de la cuenca. De acuerdo con las partes de la superficie terrestre en la que se realiza el escurrimiento, estos se pueden dividir en tres clases:

- ◆ Escurrimiento Superficial
- ◆ Escurrimiento Sub-superficial
- ◆ Escurrimiento Subterráneo

Una vez que la precipitación alcanza la superficie del suelo se infiltra hasta que las capas superiores del mismo se saturan. Posteriormente se comienza a llenar



las depresiones del terreno y al mismo tiempo el agua comienza a escurrir sobre su superficie. Este escurrimiento llamado FLUJO EN LA SUPERFICIE DEL TERRENO, se produce mientras el agua no llega a cauces bien definidos (Es decir, que no desaparecen entre dos tormentas sucesivas).

En su trayectoria hacia la corriente más próxima, el agua que fluye sobre el terreno se sigue filtrando e incluso se evapora en pequeñas cantidades. Una vez que llega a un cauce bien definido se convierte en Escurrimiento en corrientes.

Escurrimiento Superficial: es el flujo sobre el terreno junto con el escurrimiento en corrientes.

Escurrimiento Sub-superficial: es una parte del agua de precipitación que se infiltra escurre cerca de la superficie del suelo y más o menos paralelamente a él.

Escurrimiento Subterráneo: nos es más que la otra parte que se infiltra hasta niveles inferiores al freático.

De los tres tipos de Escurrimiento, El Superficial es el que llega más rápido hasta la salida de la cuenca.

Por ello está relacionada directamente con una tormenta particular y entonces se dice que proviene de la precipitación en exceso o efectiva y que constituye el escurrimiento directo. El escurrimiento subterráneo es el que de manera más lenta llega hasta la salida de la cuenca y en general difícilmente se le puede relacionar con una tormenta particular a menos que la cuenca sea demasiado pequeña y su suelo muy permeable. Debido a que se produce bajo el nivel



freático, es el único que alimenta las corrientes cuando no hay lluvia y por eso se dice que forma el escurrimiento base.

El escurrimiento Sub-superficial puede ser casi tan rápido como el superficial o casi lento como el subterráneo, dependiendo de la permeabilidad de los estratos superiores del suelo; por lo que es difícil distinguirlo de los otros dos tipos de escurrimiento.

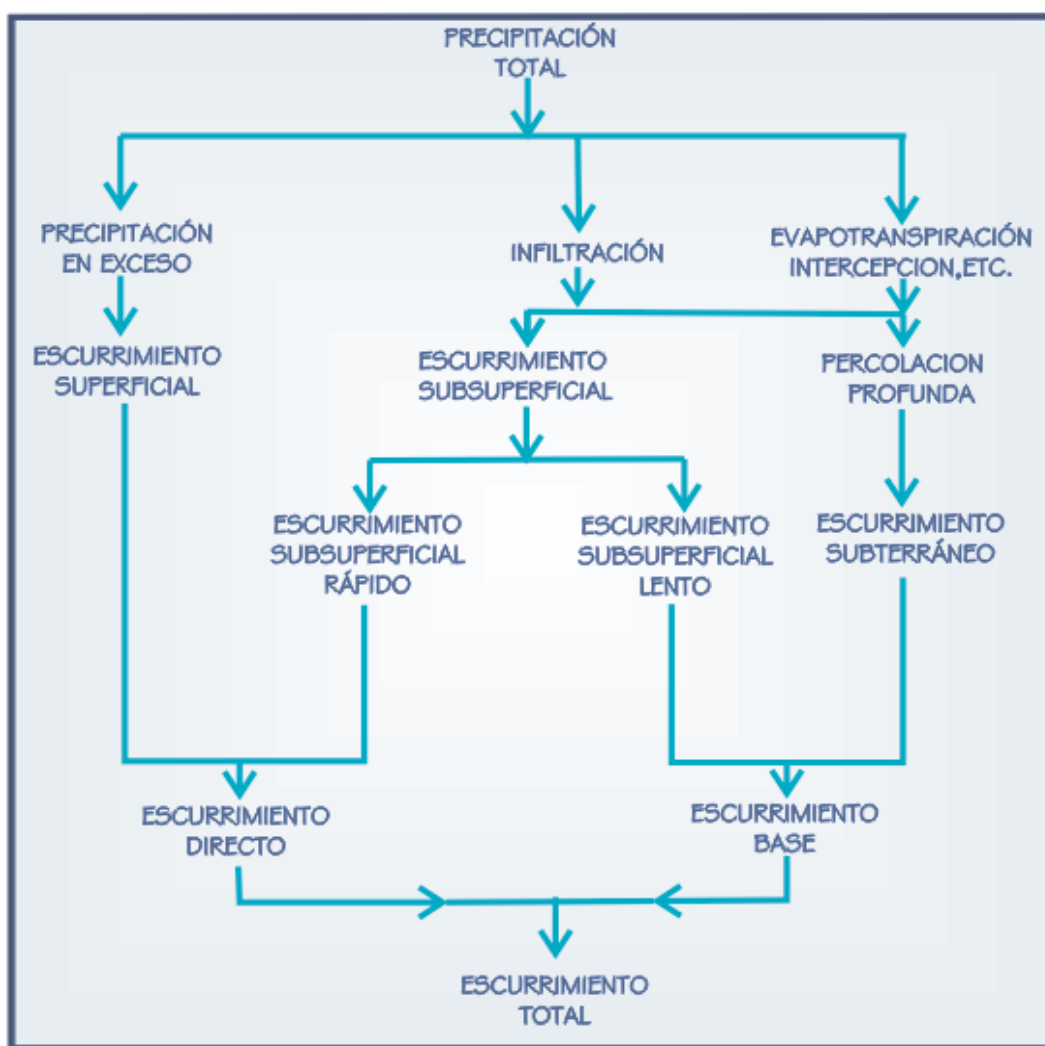


Figura 2.3.5.1 Diagrama del Escurrimiento



2.3.5. I CICLO DEL ESCURRIMIENTO

Se describe el ciclo del escurrimiento en cinco fases:

Primera Fase:

1. Comprende la época seca en la que la precipitación es escasa o nula.
2. La corriente de los ríos es alimentada por los mantos de agua Subterránea.
3. La evapotranspiración es bastante intensa y si esta fase no fuera Interrumpida, llegarían a secarse las corrientes.
4. En regiones de clima frío, donde la precipitación es en forma de Nieve, si la temperatura permite el deshielo, habrá agua disponible para mantener las corrientes fluviales, interrumpiéndose así la primera fase e iniciando la segunda.

Segunda Fase

1. Caen las primeras precipitaciones cuya misión principal es la de satisfacer la humedad del suelo.
2. Las corrientes superficiales, si no se han secado, siguen siendo alimentadas por el escurrimiento subterráneo.
3. Si se presenta escurrimiento superficial, éste es mínimo.
4. La evapotranspiración se reduce.
5. Cuando existe nieve, ésta absorbe parte de la lluvia caída y su efecto de almacenamiento alargará este segundo período.
6. A través del suelo congelado puede infiltrarse el agua precipitada si su contenido de humedad es bajo.



Tercera Fase

1. Comprende el período húmedo en una etapa más avanzada.
2. El agua de infiltración satura la capa del suelo y pasa por gravedad a aumentar las reservas de agua subterránea.
3. Se presenta el escurrimiento superficial, que puede o no llegar a los cauces de las corrientes, lo cual depende de las características del suelo sobre el que el agua se desliza.
4. Si el cauce de las corrientes aún permanece seco, el aumento del manto freático puede ser, en esta fase suficiente para descargar en los cauces.
5. Si la corriente de agua sufre un aumento considerable, en lugar de que sea alimentada por el almacenamiento subterráneo (corriente efluente), la corriente contribuirá al incremento de dicho almacenamiento (corriente influente)

Figura 2.3.5.1.1 Tipos de Corriente según recarque al manto freático

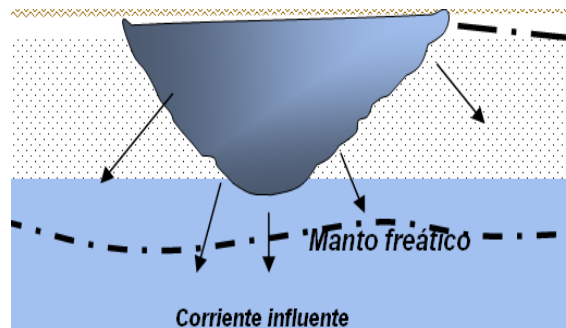


Figura (a) Tipo de corriente según recarque al manto freático (influente)

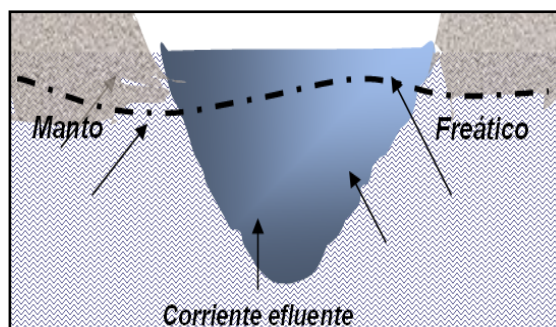


Figura (b) según alimente del manto freático (efluente).



6. La evapotranspiración es lenta.
7. En caso de que exista nieve y su capacidad para retener la lluvia haya quedado satisfecha, la lluvia caída se convertirá directamente en escurrimiento superficial.
8. Si el suelo permanece congelado, retardará la infiltración, lo que favorecerá al escurrimiento, pero en cuanto se descongele, el escurrimiento superficial disminuirá y aumentará el almacenamiento subterráneo.

Cuarta Fase

1. Continúa el período húmedo.
2. La lluvia ha satisfecho todo tipo de almacenamiento hidrológico.
3. En algunos casos el escurrimiento subsuperficial llega a las corrientes tan rápido como el escurrimiento superficial.
4. El manto freático aumenta constantemente y puede llegar a alcanzar la superficie del suelo, o bien la velocidad de descarga hacia las corrientes puede llegar a ser igual a la de recarga.
5. Los efectos de la nieve y el hielo son semejantes a los de la tercera fase

Quinta Fase

1. El período de lluvia cesa.
2. Las corrientes de agua se abastecen del escurrimiento subsuperficial, del subterráneo y del almacenamiento efectuado por el propio cauce.
3. La evapotranspiración empieza a incrementarse.
4. En caso de existir nieve, cuando la temperatura está bajo 0° C, produce la prolongación de esta fase.
5. Esta fase termina cuando las reservas de agua quedan de tal manera reducida que se presentan las características de la primera fase.



FACTORES QUE INFLUYEN EN LA ESCORRENTÍA SUPERFICIAL

Los factores que influyen en la escorrentía superficial se dividen en tres grandes grupos, los cuales pueden ser:

- ❖ **Naturaleza Climática:** Los climáticos están relacionados con la precipitación.

Factores Climáticos

- **Intensidad de Precipitación:** Cuanto mayor es la intensidad de precipitación más rápido el suelo colma su capacidad de infiltración y se provoca un exceso de precipitación que escurrirá superficialmente.
- **Duración de la Precipitación:** Es directamente proporcional a la escorrentía superficial. Para lluvias de intensidad constante habrá mayor oportunidad de escorrentía superficial cuanto mayor haya sido su duración.
- **Precipitación Ascendente:** Una precipitación que ocurre cuando el suelo está húmedo debido a una lluvia anterior, tendrá mayor facilidad de convertirse en escorrentía superficial.



- ❖ **Naturaleza Fisiográfica:** Los Fisiográficos están relacionados con las características físicas de la cuenca.

Factores Fisiográficos

- **Área de la Cuenca:** La extensión del área está directamente relacionada con la mayor o menor cantidad de agua de escorrentía superficial que la hoya puede generar.
- **Permeabilidad:** Influye directamente en la capacidad de infiltración. Cuanto más permeable sea el suelo, mayor será la cantidad de agua que puede absorber, disminuyéndose así la ocurrencia de exceso de precipitación.

- ❖ **Naturaleza Humana:** Estas están relacionadas con la intervención del hombre.

Factores Humanos

- **Obras hidráulicas construidas en la hoya.** Este es el caso por ejemplo de una presa que al acumular agua en un embalse reduce los caudales máximos de la escorrentía superficial y retarda su propagación.
- **Rectificación de ríos:** Se puede rectificar un río y esto aumenta su velocidad de la escorrentía superficial en el tramo rectificado.



VARIABLES QUE CARACTERIZAN LA ESCORRENTÍA SUPERFICIAL.

a) Caudal, Q

El caudal, definido como el volumen de escorrentía superficial por unidad de tiempo, $Q = V/t$, es la principal variable que caracteriza la escorrentía superficial. Se expresa en m^3/s o l/s .

Caudal Específico, q

Se define como el caudal Q dividido por el área de drenaje A de la hoya. Se expresa en $m^3/s/Km^2$ o $l/s/Km^2$. Sirve como elemento comparativo entre hoyas, $q = Q/A$.

Caudales Máximos, Medios y Mínimos.

Es común tener como datos que caracterizan a una hoya los caudales máximos, medios y mínimos en intervalos de tiempo determinados, como hora, día, mes y año.

b) Coeficiente de Escorrentía Superficial, C .

Es la relación entre el volumen de agua de escorrentía superficial total y el volumen total de agua precipitado, en un intervalo de tiempo determinado.

c) Tiempo de Concentración, (T_c).

Es el tiempo que la lluvia que cae en el punto más distante de la corriente de agua de una hoya toma para llegar a una sección determinada de dicha corriente. El Tiempo de concentración mide el tiempo que se necesita para que toda la hoya contribuya con escorrentía superficial en una sección considerada. Se mide en minutos u horas.



a) *Formula de Pickering.*

$$Tc1 = \left(\frac{0.871 * L^3}{H} \right)^{0.385}$$

a) *Formula de Giandotti.*

$$Tc2 = \frac{\sqrt{Ac} + 1.5L}{0.85 \sqrt{Hm}}$$

$$Hm = \frac{Hmax. + H min.}{2}$$

d) *Periodo de Retorno, T.*

Es el periodo de tiempo promedio, en años, en que un determinado evento (en este caso caudal), es igualado o superado por lo menos una vez.

e) *Nivel de Agua, h.*

Es una de las medidas más fáciles de determinar sobre una corriente de agua. Se expresa en metros o centímetros y se refiere a la altura alcanzada por el nivel de agua en relación con un nivel de referencia¹⁰.

¹⁰ Hidrología en la Ingeniería, Germán Monsalve Sáenz



2.3.5.2 MEDICIÓN DE LA ESCORRENTÍA SUPERFICIAL.

En hidrología Superficial puede ser necesario medir desde pequeños caudales, hasta grandes, para medir la escorrentía superficial se utilizan dos tipos de Aforos:

- ◆ Aforos Directos
- ◆ Aforos Indirectos

Aforar: Es medir un caudal.

Aforos Directos

Este se lleva a cabo con algún aparato o procedimiento con el cual se mide directamente el caudal.

Entre estos se pueden mencionar:

- ◆ Aforo por medida de velocidades (molinetes)

El procedimiento se basa en medir la velocidad del agua y aplicar la siguiente ecuación:

$$Q = AV$$

Donde:

Q = Caudal de agua, expresada en m³/s

A = Área de la sección transversal del río o quebrada, expresada en m²

V = Velocidad del flujo, expresada en m/s



Medida de la velocidad del agua

Se utilizan para corrientes de agua de medianas a grandes, donde la instalación de vertederos no es práctica.

Los aparatos más empleados para medir la velocidad de las corrientes de agua son los molinetes.

El mecanismo de su funcionamiento consiste en que el movimiento de la corriente hace girar un eje a través de una hélice o sistema similar. Mientras la velocidad de la corriente permanezca constante, el eje girará también con una velocidad constante, de manera que al medir la velocidad de rotación del eje, mediante una fórmula, se puede conocer la velocidad de la corriente; dicha fórmula viene indicada en el aparato. La velocidad del eje se mide a través de un circuito eléctrico que permite salvar la distancia del observador al aparato. Así, cada determinado número de revoluciones del eje suena un timbre, cuyos golpeteos se pueden contrastar fácilmente con un cronómetro, llegando a conocer con suficiente exactitud el número de revoluciones por minuto.

La manera más práctica de utilizar el molinete para aforar es la que se realiza dividiendo la superficie libre de una sección transversal del río en varias fajas verticales, fijando en cada una de ellas un punto cuya vertical constituye la mediana.

El primero y último de los puntos deben estar muy próximos a una y otra orillas, respectivamente.

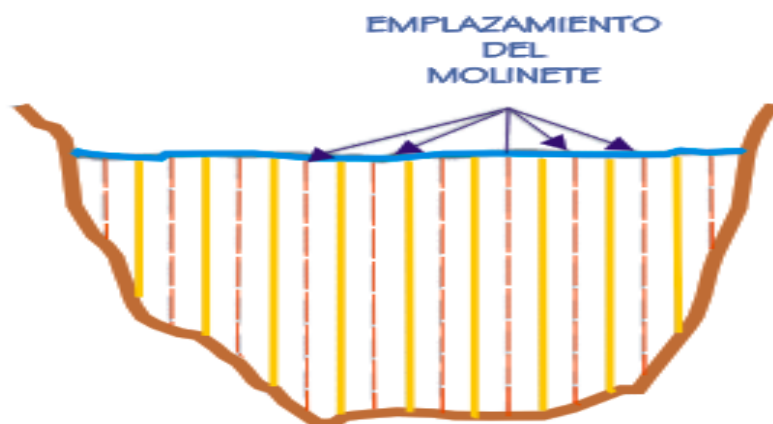


Figura 2.3.5.2.1 Sección de un río para medición del caudal

En los casos de ríos con pequeñas profundidades, usualmente se adopta una de las dos hipótesis a continuación:

- ❖ La velocidad media en la vertical es igual al promedio de las velocidades medias a 0.2 y a 0.8 de la profundidad total de la lámina de agua, medida a partir de la superficie del agua.
- ❖ La velocidad media en la vertical es igual a la velocidad medida a 0.6 de la profundidad total de la lámina de agua, medida a partir de la superficie del agua.

Para el cálculo del aforo se multiplica la velocidad media de cada vertical, que se presenta en las distintas profundidades, por el área de la faja correspondiente y sumando el caudal obtenido en cada una de ellas se tiene el caudal que pasa por esa sección transversal, ver fotografía 2.3.5.2.1



Fotografía 2.3.5.2.1 Medición de velocidad con molinete.

Cuando hay que medir caudales de una avenida en grandes ríos, las lecturas se toman desde un puente o instalando un cable-canastilla suspendido por encima del nivel máximo de la avenida Fotografía 2.3.5.2.2; el molinete se baja por medio de cables con pesas para retenerlo contra la corriente del río.



Fotografía 2.3.5.2.2 Medición de velocidad por suspensión con molinete.



Aforos Químicos

Su fundamento es: Si arrojamos una sustancia de concentración conocida a un cauce, se diluye en la corriente, y aguas abajo tomamos muestras y se analizan, cuanto mayor sea el caudal, más diluidas estarán las muestras analizadas.

◆ Aforos Indirectos

Son aquellos en los que se mide el nivel del agua en el cauce y a partir de ese nivel se estima el caudal.

Los aforos indirectos se clasifican en:

- ◆ Aforo por medida del nivel de agua.
- ◆ Limnigrafos.
- ◆ Aforos de una sección de control.

Aforo por medida del nivel de agua

La medida de la altura de la lámina de agua se realiza por medio de una mira graduada llamado **Limnómetro**. La cual está graduada en centímetros y sujeta firmemente en el suelo.

Las medidas realizadas por este método son económicamente viables, pero su principal problema es la existencia de errores por cambio en las condiciones de la sección.



Fotografía 2.3.5.2.3 Medición de nivel de agua.

Limnigrafos.

Miden el nivel guardando un registro gráfico o digital del mismo a lo largo del tiempo. El gráfico que proporcionan (altura de la lámina de agua en función del tiempo) se denomina **Limnigrama**. Ver Fotografía 2.3.5.2.4



Fotografía 2.3.5.2.4 Limnigrafo en estación hidrométrica convencional.



Aforos de una sección de control

En puntos donde el caudal no es muy profundo se pueden realizar obras que generan una sección donde el caudal sea calculable por medio de ecuaciones.

Uno de los métodos artificiales utilizados en el vertedero es el triangular de pared delgada, con el cual se puede obtener mayor precisión en la estimación del caudal a partir de la altura de agua. Ver fotografía 2.3.5.2.5



Fotografía 2.3.5.2.5 Vertederos triangular y rectangular de pared delgada.



2.3.5.3 REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LA ESCORRENTÍA

Hidrograma

Es el gráfico de nivel o caudal contra tiempo. Si se mide el caudal (que se define como el volumen de escurrimiento por unidad de tiempo) que pasa de manera continua durante todo un año por una determinada sección transversal de un río y se grafican los valores obtenidos contra el tiempo, se obtiene una gráfica que se denomina hidrograma.

El hidrograma puede ser considerado como una expresión integral de las características geomorfológicas y climáticas que regulan las relaciones entre la lluvia y la escorrentía para una cuenca en particular.

Este muestra la distribución de la escorrentía en el tiempo, en el punto de aforo, definiendo las complejidades de las características de la cuenca por una sencilla curva empírica.

Partes de un Hidrograma

Aunque las formas de los hidrogramas producidos por tormentas particulares varían no solo de una cuenca a otra, sino también de tormenta a tormenta, es posible, en general, distinguir las partes que componen un hidrograma (Figura 2.3.5.3.1), consiste de tres partes:



- ◆ El segmento de acceso AB
 - ◆ El segmento creciente BD (rama ascendente)
 - ◆ El segmento de recesión DH (rama descendente o curva de recesión)
-
- B (Punto de levantamiento): En este punto, el agua proveniente de la tormenta bajo análisis, comienza a llegar a la salida de la cuenca y se produce inmediatamente después de iniciada la tormenta, durante la misma o incluso cuando ha transcurrido ya algún tiempo después de que ceso de llover, dependiendo de varios factores, entre los cuales se pueden mencionar: el tamaño de la cuenca, su sistema de drenaje y suelo, la intensidad y duración de la lluvia.
 - C y E (Puntos de inflexión): en estos es aproximadamente cuando termina el flujo sobre el terreno y lo que queda de agua en la cuenca escurre por los canales como escurrimiento subterráneo.
 - D (Pico): Es el caudal máximo que se produce por la tormenta. Con frecuencia el punto más importante de un hidrograma para fines de diseño.
 - F (Final del escurrimiento directo): De aquí en adelante el escurrimiento es solo de origen subterráneo. Normalmente se acepta como el punto de mayor curvatura de la curva de recesión.
 - TP (Tiempo de pico): Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el pico del hidrograma.



- T_b (Tiempo base): Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el punto final del escurrimiento directo, siendo por lo tanto, el tiempo que dura el escurrimiento directo.
- Rama ascendente: Es la parte del hidrograma que va desde el punto del levantamiento hasta el pico.
- Rama descendente o curva de recesión: Es la parte del hidrograma que va desde el pico hasta el final del escurrimiento directo. Tomada a parte del punto de inflexión, es una curva de vaciado de la cuenca

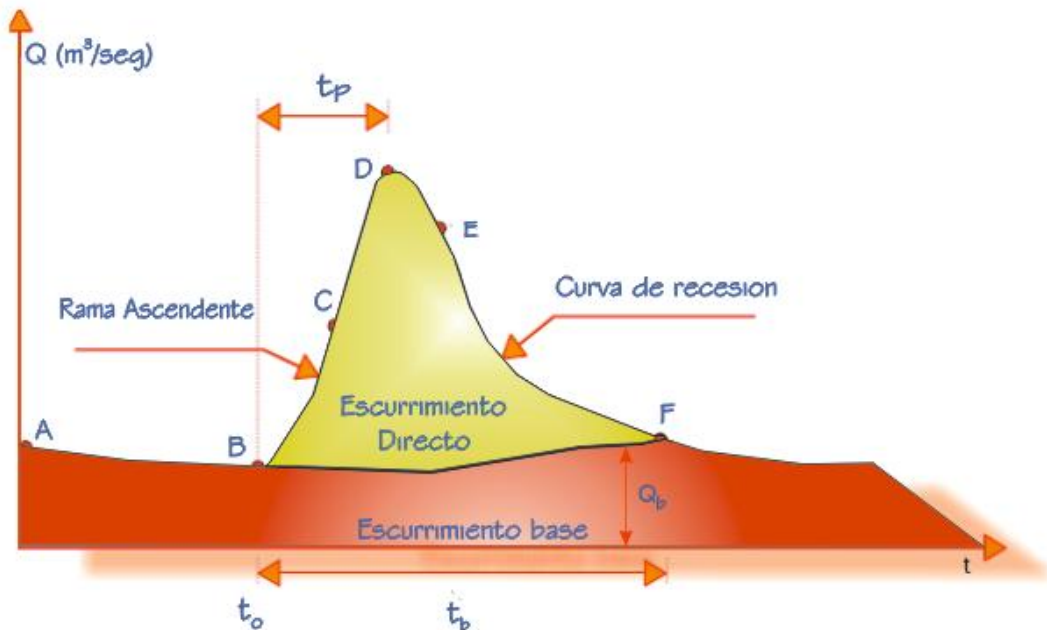


Figura 2.3.5.3.1 Partes de un hidrograma.



2.3.6 INFILTRACION

La infiltración es: el proceso por el cual el agua superficial se introduce en las capas internas del suelo debido básicamente a las fuerzas gravitatorias, aunque también intervienen fuerzas de tipo capilar así como otras de naturaleza más compleja como química, entre otros. Debe distinguirse de la percolación, que es el movimiento del agua dentro del suelo. Sin embargo los dos fenómenos están íntimamente relacionados ya que la infiltración no puede ocurrir en forma continua a menos que la percolación provea suficiente espacio en la capa superficial del suelo para el agua infiltrada.

Para que se produzca una infiltración importante es necesario que la lluvia actúe durante cierto tiempo, que los procesos de evapotranspiración sean mínimos y que el suelo este seco.

La infiltración se produce cuando el agua llega a la superficie formándose una lámina de agua de cierta altura, a partir de este momento produce una saturación y el agua empieza a filtrarse a través de los poros y grietas de las rocas por el efecto de la gravedad y de la capilaridad.

El agua infiltrada puede llegar a los acuíferos, ríos, lagos o al mar, o bien puede quedar retenida en el suelo y volver a la atmósfera por fenómenos de evaporación y/o transpiración.



La capacidad de infiltración depende de muchos factores tales como:

- ◆ Las características del suelo, Permeabilidad y el estado de humedad del mismo.
- ◆ Las características de la cobertura vegetal.
- ◆ La intensidad y duración de la lluvia.
- ◆ El estado de la superficie del suelo.
- ◆ Las características del agua, temperatura, impureza etc.



2.3.6.1 MEDICIÓN DE LA INFILTRACIÓN

MEDICIÓN DE LA INFILTRACIÓN:

El aparato que sirve para medir la infiltración se llama **Infiltrómetro**. Al contrario de lo que sucede con la precipitación o la evaporación, la infiltración puede diferir considerablemente de un sitio a otro relativamente cercano, por lo que las mediciones hechas con infiltrómetros sólo pueden considerarse representativas de áreas muy pequeñas.

Los infiltrómetros se clasifican en dos tipos básicos:

- ◆ **Simuladores de lluvia**, en los que se aplica el agua de modo y en cantidades similares a la lluvia natural.
- ◆ **De carga constante**, en los que se coloca una lámina constante de agua sobre el suelo dentro de un área cerrada.

Los infiltrómetros de carga constante más comunes son los formados por un tubo simple o por dos tubos concéntricos.

- **Infiltrómetro de Tubo Simple**: Su diámetro es normalmente de 20 cm y su longitud de 45 a 60 cm. Estos tubos se hincan en el terreno a una profundidad de 40 a 50 cm y el agua se aplica a través de buretes graduados de tal manera que se mantiene un tirante constante, suficiente para cubrir las plantas pequeñas. Si se toman lecturas de los buretes en diferentes tiempos es posible construir una gráfica de capacidad de infiltración contra el tiempo, de lo cual se deducen los parámetros que intervienen en los modelos vistos anteriormente.



➤ **Infiltrómetro de Tubos Concéntricos:** Normalmente de unos 20 a 35 cm de diámetro, se usan para reducir efectos de frontera en el anillo interior, que es donde se hacen las mediciones. En este caso, los tubos se hincan en el suelo sólo lo necesario para que no haya escapes de agua. El agua colocada

En el cilindro interno es la única que se mide, la razón de la existencia de agua en el cilindro externo es la de proveer la cantidad necesaria a la infiltración lateral debida a la capilaridad, dejando la infiltración propiamente dicha para que sea medida solo en relación con el área limitada por el cilindro.

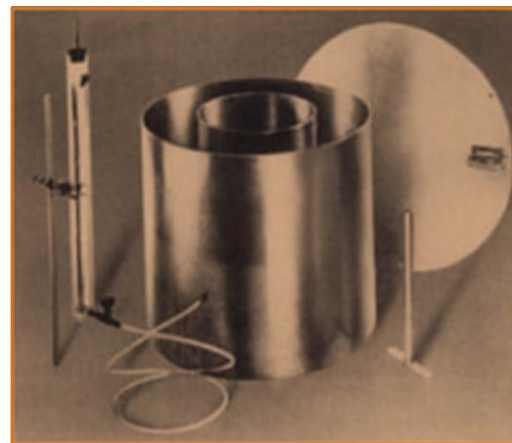
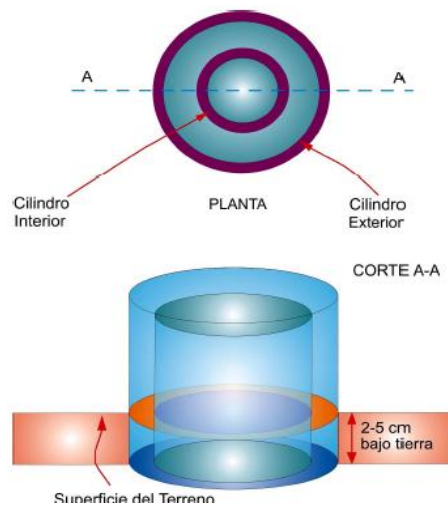


Figura 2.3.6.1.1 Esquema de un Infiltrómetro de doble anillo



Los Infiltrómetros no son representativos de un área extensa y solo pueden utilizarse para estudios locales en los puntos de colocación de los aparatos.

Entre las desventajas de los infiltrómetros se pueden mencionar:

- Al colocarlos se altera el suelo.
- El recorrido del agua infiltrada en un Infiltrómetro es diferente del que realiza el agua en un área considerable.
- La falta de homogeneidad del suelo hace que los resultados del Infiltrómetro no puedan ser reales respecto a las condiciones de un área más extensa.
- Para la correcta simulación del proceso deben utilizarse simuladores de lluvia, los cuales son onerosos.



2.3.7 INUNDACIONES

INTRODUCCION

En la Ciudad de La Unión, así como en la mayoría de las ciudades, la densidad poblacional, la demanda de tierras y servicios, las condiciones de la Infraestructura urbana y la falta de planificación, han incrementado de forma exponencial los riesgos por inundaciones, que ocurren no solamente en las zonas aledañas a los ríos y quebrada, sino también en áreas de mayor altura topográfica por la falta o la inadecuada capacidad del drenaje de la ciudad¹¹.

DEFINICIÓN

Una Inundación es: un evento natural que se produce en las corrientes de agua como resultado de lluvias intensas o continuas que al sobrepasar la capacidad de absorción del terreno y de los cauces, desbordan e inundan extensiones. También puede ser causada por subida de mareas por encima del nivel habitual¹².

ORIGEN DE LAS INUNDACIONES

Las inundaciones pueden originarse por varios factores. Entre ellos destacan las precipitaciones prolongadas e intensas, la rápida fusión de la nieve en las vertientes o el deshielo durante la primavera. Otras inundaciones son causadas por precipitaciones cortas pero muy fuertes en terrenos considerablemente planos, por el refluo de la marea, cuando las mareas altas coinciden con

¹¹ SNET

¹² <http://www.alertatierra.com/TierInunda.htm>



tormentas en las costas, por defectos o rebalse de presas y por las mareas originadas en grandes lagos por acción del viento.

En el caso de las lluvias frecuentes (estacionales, es decir, que tienen períodos establecidos) o incesantes (de alta intensidad, es decir, que se precipitan en gran cantidad y en muy poco tiempo) se llega a sobrepasar la capacidad de retención del suelo y del cauce de los ríos, lo que genera desbordamientos e inundaciones que forman las denominadas llanuras de inundación. Éstas surgen, por lo general, en aquellos terrenos cercanos a los cuerpos de agua.

Las inundaciones también se pueden originar por diversos fenómenos atmosférico (temporales, frentes fríos y huracanes) que provocan tormentas o lluvias de corta duración, pero muy intensas y continuas.

Las presas, ya sean naturales o artificiales, pueden presentar fallas o fugas y dar origen a inundaciones o avalanchas. Cabe mencionar que las presas naturales pueden fallar por una mala conformación o por un sismo de gran intensidad.

Adicionalmente existen otros fenómenos naturales que también pueden originar inundaciones, como es el caso de las marejadas y las avalanchas. Las marejadas son fenómenos físicos que se presentan en los mares y se deben a la acción de los huracanes y tormentas, así como a las grandes mareas. Las marejadas producen inundaciones al introducirse en las costas tierra adentro. Una avalancha es un fenómeno que se presenta en ríos o quebradas por efecto inicial de un deslizamiento. Una recarga de agua sobre laderas inestables hace que adquieran gran peso y se deslicen partes de la ladera hacia el cauce del cuerpo de agua generando la formación de presas e inundando el área¹³.

¹³ http://www.micromacro.tv/pdfs/saber_mas_espanol/agua/12inundaciones.pdf



2.3.7.1 CONCEPTOS DE GESTIÓN DE RIESGOS.

¿Qué es amenaza? ¿Qué es Riesgo? ¿Qué es vulnerabilidad? ¿Qué es desastre?

Según O.D. Cardona la frecuencia y diversidad de amenazas naturales, la magnitud de los daños y pérdidas materiales y humanas asociadas con estas en los últimos años, ha generado una reflexión y un debate sobre los factores ajenos a los eventos físicos en sí, que podrían ayudar en explicar los niveles de destrucción e impacto sufrido en la economía y sociedad. Una explicación en torno a esta reflexión es la llamada vulnerabilidad social o humana ante lo cual se hace necesaria la gestión en la reducción del riesgo.

Amenaza se entiende como el peligro latente que representa la posible manifestación dentro de un período de tiempo y en un territorio particular de un fenómeno de origen natural, socio-natural o antropogénico, que puede producir efectos adversos en las personas, la producción, la infraestructura, los bienes y servicios y el ambiente.

Vulnerabilidad, es el factor de riesgo interno de un elemento o grupo de elementos expuestos a una amenaza, correspondiente a su predisposición intrínseca a ser afectado, de ser susceptible a sufrir un daño, y de encontrar dificultades en recuperarse posteriormente. Corresponde a la predisposición o susceptibilidad física, económica, política o social que tiene una comunidad de ser afectada o de sufrir efectos adversos en caso de que un fenómeno peligroso de origen natural o causado por el hombre se manifieste.



Riesgo, es la probabilidad que se presente un nivel de consecuencias económicas, sociales o ambientales en un sitio particular y durante un período de tiempo definido. Se obtiene de relacionar la amenaza con la vulnerabilidad de los elementos expuestos.

Desastre, situación o proceso social que se desencadena como resultado de la manifestación de un fenómeno de origen natural, tecnológico o provocado por el hombre que, al encontrar condiciones propicias de vulnerabilidad en una población, causa alteraciones intensas, graves y extendidas en las condiciones normales de funcionamiento de la comunidad, requiriendo de una respuesta inmediata de las autoridades y de la población para atender los afectados y restablecer umbrales aceptables de bienestar y oportunidades de vida.

Según lo anterior, puede observarse que los eventos hidrometeorológicos que tienen un período de recurrencia anual, que no son de altas magnitudes y que pueden ser considerados como promedios o incluso bajo el promedio considerados como amenaza cuando se relaciona con la vulnerabilidad y los cambios hechos por el hombre, ya que la precipitación en sí misma no es una amenaza-, han sido capaces de generar **desastres** para una población urbana considerable muy vulnerable.

Por lo anterior, vemos que lo que debe hacerse es **respetar la naturaleza**, sus manifestaciones y sus ciclos. De importancia es entonces conocer el Ciclo Hidrológico, el cual es la representación simplificada del paso del agua en la tierra.



2.3.7.2 PRESIONES ANTROPOGÉNICAS

Los factores de lluvia nos son afectados directamente por los procesos de urbanización, pero si influyen muchísimo en la generación de una inundación en cuencas pequeñas. Una lluvia más intensa (mm de lluvia por unidad de tiempo) concentra una mayor cantidad de agua en el suelo, y si la tasa de infiltración en el suelo o la velocidad de escurrimiento a los drenajes, es menor que la intensidad de la lluvia, se comienza a generar más cantidad de agua en los drenajes, desbordándolos y produciendo inundaciones.

Los cambios a nivel global están afectando los patrones de comportamiento de las lluvias en distribución temporal y espacial, incrementándose la frecuencia e intensidad de los extremos y produciéndose tormentas altamente convectivas.

El cambio del clima y en los patrones de precipitación, se evidencian en: Se extreman los extremos y se hacen más frecuentes, es decir, los desastres generados por lluvias se hacen más frecuentes y las precipitaciones más intensas. Generalmente los chubascos alcanzan mayor intensidad durante la primera mitad de junio...” “En septiembre y octubre predomina otro fenómeno climático: los denominados temporales, caracterizados por lluvias persistentes... de 3 a 6 días de duración.

En lo que respecta a los factores de la cuenca que pueden alterar el ciclo hidrológico y alterar los patrones de esorrentía generando mayor amenaza de inundación, básicamente es el uso del suelo, el factor clave. Cuando se reduce o limita la capacidad del suelo a través de la cobertura vegetal para poder detener el impacto del agua y permitirle que ésta permanezca mayor tiempo en el mismo, las tasas de infiltración son mucho más lentas que las intensidades de las lluvias, generando mayor escurrimiento superficial y por lo tanto mayor cantidad de agua que pueda desbordar la capacidad de los drenajes.



2.3.7.3 TIPOS DE INUNDACIONES

Por el tiempo de duración.

- a) Inundaciones muy rápidas producidas por lluvias de intensidad muy fuerte (superior a 180 mm/h) pero muy cortas (menos de 1 hora).

La cantidad de lluvia totalizada no supera los 80 mm. Usualmente producen inundaciones locales en las ciudades y pueblos (inundaciones de plazas, garajes, sótanos, etc., debido a problemas de drenaje) o en pequeñas cuencas con mucha pendiente, produciéndose las llamadas “flash-floods” o inundaciones súbitas.

- b) Las inundaciones producidas por lluvia de intensidad fuerte o moderada (superior a 60 mm/h) y duración inferior a 72 horas.

Cuando estas lluvias afectan a ríos con mucha pendiente o con mucho transporte sólido, las inundaciones pueden ser catastróficas. Es posible distinguir entre dos categorías:

1. Inundaciones catastróficas producidas por lluvias de fuerte intensidad durante dos o tres horas, y una duración total del episodio inferior a 24 horas.

Pese a que la zona más afectada pueda no ser muy grande (cuencas comprendidas entre 100 km² y 2000 km²), las lluvias o el mal tiempo afectan áreas superiores a 2000 km². En este caso el tiempo de



respuesta es muy corto y pueden producirse muchos muertos. Pese a que la predicción meteorológica a corto término permite alertar del riesgo de lluvias fuertes, la incertidumbre sobre la cantidad, intensidad, duración y la zona más afectada por las lluvias es todavía grande. Además de mejorar las predicciones y modelos de transformación lluvia-caudal, la mejor previsión es la gestión correcta del territorio. La cartografía de la peligrosidad utilizando información histórica es también muy importante. Esta información puede ser instrumental (lluvia, caudal, altura del agua, etc.) u obtenida de los archivos y de la descripción de los eventos que han ocurrido.

2. Las inundaciones catastróficas producidas por lluvias de intensidad fuerte y moderada durante dos o tres días.

La zona afectada puede ser muy grande (más de 2000 km²). En este caso el tiempo de respuesta puede ser muy corto para la parte alta de los ríos, pero el valor máximo de la crecida del río puede llegar un día después de que se hayan producido las máximas intensidades pluviométricas. La gestión de estos episodios por parte de los organismos encargados de riesgos no es fácil, dada la gran extensión del evento, pero, habitualmente, hay el tiempo suficiente para activar los planes de emergencia. En este caso el número de víctimas es inferior al caso anterior y una gran parte de los muertos se produce por imprudencia. Por el contrario, los daños materiales son muy grandes. Como en el caso anterior, la predicción meteorológica a corto plazo puede alertar del riesgo de lluvias fuertes sobre áreas extensas, pero la incertidumbre sobre la cantidad, la intensidad, la duración y la futura evolución meteorológica es todavía grande.



Además de mejorar las previsiones hidrometeorológicas, la mejor previsión es también la gestión correcta del territorio, la educación de la población y la eficacia de la cadena de alerta. Finalmente, en estos casos es posible a veces laminar la crecida a través de los embalses.

3. Las inundaciones extraordinarias producidas por lluvias de intensidad débil con valores fuertes pero muy cortos y locales, y de una duración superior a 3 días.

Se dispone de un tiempo de respuesta suficiente para laminar la crecida utilizando los embalses, y para desplegar los sistemas de socorro necesarios por los organismos encargados en cada país. En general no hay muertos y los daños materiales son inferiores a los del caso 2. Estas inundaciones no son frecuentes, siendo la estación más típica la de invierno.



2.3.7.4 TIPOS DE INUNDACIONES EN EL SALVADOR

El tipo de inundación que se genera en un territorio específico, depende del tamaño de la cuenca de recogimiento y su capacidad de respuesta, y del tipo de evento hidrometeorológico que lo genera. En El Salvador se distinguen los siguientes tipos:

- a) Inundaciones en cuenca baja de ríos medianos y grandes: Ocasionada por temporales, eventos hidrometeorológicos como Huracanes.
- b) Inundaciones en cuencas de respuesta rápida: Ocasionadas por precipitaciones altamente convectivas, intensas y localizadas, de 2 a 3 horas de duración.
- c) Inundaciones en cuencas urbanas: También ocasionadas por precipitaciones altamente convectivas, la problemática es generada por deficiencias y limitaciones en el sistema de drenaje urbano, obras sin control en cauces de ríos y quebradas, basura en las quebradas y por supuesto, incremento de escorrentía por la impermeabilización de la cuenca alta¹⁴.

¹⁴ SNET



2.3.7.5 TIPOS DE INUNDACIONES URBANAS.

Las inundaciones urbanas pueden ser ocasionadas por:

- a) Drenaje urbano: la urbanización aumenta los caudales naturales debido a impermeabilización y la canalización del escurrimiento superficial. Aumenta la frecuencia y la magnitud de las inundaciones. Ejemplo, colapso del drenaje del Arenal Montserrat que inunda las zonas aledañas.
- b) Inundación Ribereña: Inundaciones ocasionadas por la ocupación del cauce natural del río y de su planicie natural de inundación, esta zona es ocupada por la población durante períodos secos y durante las épocas lluviosas o los años húmedos, se ven inundados.
- c) Intervenciones en el Drenaje: Construcciones de obras en el cauce del río, tales como muros, diques, obras de paso que no han sido adecuadamente diseñadas. Ejemplo: Inundaciones de la Colonia Costa Rica por la construcción de muros en el cauce del río ISNA.
- d) Flujos de lodo por desprendimiento en zonas más altas. Ejemplo: Flujo de lodo que afectó viviendas en Caserío Istmapa y Colonia Los Ángeles¹⁵.

¹⁵ SNET



2.3.7.6 CAUSAS DE LAS INUNDACIONES

- Un periodo extraordinario de lluvias es una de las causas principales de las inundaciones, pero además hay otros factores importantes.
- Exceso de precipitación. Los temporales de lluvias son el origen principal de los flujos de corriente. Cuando el terreno no puede absorber o almacenar toda el agua que cae esta resbala por la superficie (escorrentía) y sube el nivel de los ríos.
- También las actividades antrópogenicas agravan el problema ya que la ocurrencia de estos fenómenos naturales se manifiestan cada vez con mayor frecuencia.
- La tala de bosques y los cultivos que desnudan al suelo de su cobertura vegetal facilitan la erosión, con lo que llegan a los ríos grandes cantidades de materiales en suspensión que agravan los efectos de la inundación. Las canalizaciones solucionan los problemas de inundación en algunos tramos de los ríos pero los agravan en otros a los que el agua llega mucho más rápidamente.



- La ocupación de los cauces por construcciones reduce la sección útil para evacuar el agua y reduce la capacidad de carga de la llanura de inundación del río. La consecuencia es que las aguas suben a un nivel más alto y llegan a una mayor velocidad y volumen a los siguientes tramos del río, porque no ha podido ser embalsada por la llanura de inundación provocando mayores desbordamientos. Por otra parte el riesgo de perder la vida y de daños personales es muy alto en las personas que viven en esos lugares.
- Las inundaciones súbitas e intempestivas o (flash floods) se suelen presentar en lugares a pie de monte y su principal característica es que la fuerza de la corriente es tal que es capaz de arrasar infraestructuras sólidas. Este tipo de inundaciones, suelen actuar durante pocas horas y pueden cobrar víctimas en cantidades cuantiosas, además de severos daños estructurales. Las inundaciones lentas, se presentan tanto en lugares planos, costeros como en las partes bajas de las cuencas.



2.3.7.7 EFECTOS DE LAS INUNDACIONES.

Dentro del enfoque multidimensional de los efectos potenciales (Tabla 2.6.5.1), que podrían generarse como consecuencia de una creciente extraordinaria de los ríos y quebradas están los siguientes:

- **Efectos Sociales:** Migraciones, pérdidas de vidas humanas (dependiendo del volumen, velocidad y represamiento del flujo de corriente de la cuenca de los ríos y quebradas), ocupación de espacios inadecuados no controlados, proliferación de enfermedades infecto-contagiosas, incertidumbre, improvisación de espacios inadecuados para refugiados, entre otros.
- **Efectos Económicos:** Colapso de infraestructuras (viviendas y puentes, etc.), pérdidas de bienes materiales, colapso del sistema de la red de drenaje y alcantarillado, afectación de los servicios básicos (agua potable, luz y teléfono etc.), afectación y/o destrucción de espacios urbanísticos, alteración de las actividades turísticas, etc.
- **Efectos Ecológicos:** Alteración del paisaje, aumento de procesos erosivos, afectación del suelo, migración de especies faunísticas y endémicas, contaminación de cuerpos de agua (pequeños ríos, lagunas y arroyos), afectación de la cobertura vegetal, deslizamientos y/o deslaves, entre otros.



2.3.7.8 PROBLEMÁTICA DE INUNDACIONES

Inundaciones Ligadas al Proceso de Urbanización

Desde el punto de vista hídrico la urbanización significa la impermeabilización progresiva del suelo de la cuenca hidrográfica, con los siguientes efectos directos sobre el drenaje pluvial de la región:

- a) aumento de caudales en relación al estado natural;
- b) aceleración de las ondas de crecidas (reducción de los tiempos de escurrimiento);
- c) aumento del volumen escurrido.

En la medida que la urbanización se expande se intensifica este proceso, con necesidad de ampliar sistemáticamente la capacidad del sistema de drenaje. La literatura especializada cita algunos valores que permiten dimensionar la magnitud de este impacto. Para una cuenca de 260 ha Leopold (1968) estimó que su urbanización total junto a la ejecución de conductos de drenaje puede aumentar el caudal pico hasta seis veces en relación a la situación natural. Tucci (1994) analizó la variación del coeficiente de escurrimiento entre áreas rurales y urbanas, concluyendo que para sectores con urbanización media esta variación puede llegar a valores del orden del 200 %.

La problemática de controles y normativas en las nuevas construcciones, se evidencia cuando una nueva litificación es proyectada, usualmente los municipios solamente exigen que el proyecto de drenaje pluvial asegure el drenaje eficiente del sector, sin considerar el impacto del aumento del caudal máximo hacia aguas abajo.



Una característica causante del descontrol observado en la mayoría de las ciudades es que quien impermeabiliza no sufre las consecuencias; los efectos hidrológicos solo se verifican hacia aguas abajo.

En muchas ciudades se verifica un proceso de urbanización de las cuencas desde aguas abajo hacia aguas arriba. Como consecuencia, la combinación de impactos de los nuevos lotes produce aumento de la ocurrencia de crecidas e inundaciones hacia sectores de la población antes no afectados. Este proceso ocurre a través de la sobrecarga de la red de conductos subterráneos y/o cursos de mayor porte.

Habilitación de Lotes Inundables

En nuestra ciudad, es muy común este tipo de inundaciones, cuando por falta de restricciones y normativas, se han desarrollado asentamientos informales en las áreas de crecidas extraordinarias y algunas veces ordinaria del río. Durante el periodo de tiempo que el río no crece mucho, estas comunidades están a salvo, pero cuando se tiene una crecida de mayor magnitud, la pérdida y daños que sufren estas comunidades son casi totales, porque en algunos casos, estas comunidades informales han sido ya formalizadas y el tipo de vivienda construida es de mayor calidad.

Existen comunidades en las que sus calles son el cauce principal del río, es imposible que esta comunidad no se inunde, no es factible resolver el problema si la comunidad se encuentra en el cauce principal del río.



INTERVENCIONES HUMANAS EN LOS RÍOS

Adicionalmente a las anteriormente mencionadas, la falta de regulación, control y normativas, permite que se realicen obras en las quebradas naturales sin un diseño adecuado, sin considerar su natural comportamiento, o se realizan obras en sus cercanías sin considerar el impacto que pueden tener sus efectos aguas abajo, por ejemplo:

- a) Encausamiento de Quebradas Naturales, por tratar de tener más área para construir en las nuevas lotificaciones, o en carreteras, o en calles, no se considera el equilibrio hidráulico del río y se trata de forzar según los requerimientos de la construcción.
- b) Realización de obras en las quebradas: Ya sea muros o gaviones para “protección contra inundaciones” de los terrenos aledaños sin un adecuado diseño, lo que desemboca en un estrechamiento de la quebrada causando inundaciones aguas abajo afectando otras áreas aledañas a la misma.
- c) Alteración de los patrones de escurrimiento por rellenos y embovedamientos: la búsqueda de terrenos y mas áreas para construir urbanizaciones o edificaciones en una ciudad ocupada, hace que se emboveden quebradas o que se rellenen sus cauces, sin considerar que estos son los drenajes naturales de la quebrada y que si no drenan por allí, deberán drenar por otra parte, causando problemas en otras áreas.



- d) Mal diseño de las obras de paso: También, por razones económicas o técnicas, algunas veces las obras de paso son diseñadas con errores y limitaciones, y se construyen bóvedas y puentes de dimensiones menores a las requeridas, o la estructura inadecuada.
- e) Basura en los cauces: El taponamiento de las obras de paso por basura, paradójicamente es una de las mayores causas de inundaciones, que puede ser controlada por las municipalidades y comunidades.
- f) Producción de sedimentos aguas arriba por urbanizaciones que no controlan sus desechos. Este es un gran problema durante los procesos constructivos de nuevas urbanizaciones, que puede también ser controlado por regulaciones de las instituciones competentes.

PROBLEMÁTICA MULTICAUSAL

Como puede verse, la problemática de inundaciones en La Unión, como en otras ciudades, está ligada a una serie de procesos, los cuales tienen su origen precisamente en la falta de ordenamiento territorial y en la falta de planificación de la ciudad; hay algunos problemas que básicamente se deben a falta de normativa o de un adecuado diseño de las obras de paso y de drenaje.

Una problemática compleja y multicausal, debe tener un enfoque de solución, también amplio y considerando la problemática de las inundaciones, como parte de un Plan de Gestión Integrada del Drenaje Urbano¹⁶.

¹⁶ Inundaciones Urbanas de El Salvador. SNET, Ana Deisy Lopez



2.3.8 CUENCAS U HOYA HIDROGRÁFICAS

Introducción

Cuenca, área de la superficie terrestre drenada por un único sistema fluvial. Sus límites están formados por las divisorias de aguas que la separan de zonas adyacentes pertenecientes a otras cuencas fluviales. El tamaño y forma de una cuenca viene determinado generalmente por las condiciones geológicas del terreno. El patrón y densidad de las corrientes y ríos que drenan este territorio no sólo dependen de su estructura geológica, sino también del relieve de la superficie terrestre, el clima, el tipo de suelo, la vegetación y, cada vez en mayor medida, de las repercusiones de la acción humana en el medio ambiente de la cuenca.

Una Cuenca Hidrográfica es una zona de la superficie terrestre en donde el agua precipitada sobre ella es recolectada y concentrada en un mismo cuerpo de agua (río, lago, estero). Ya que un río tiene sus afluentes que lo alimentan, los cuales son de menor caudal, se dice que una cuenca está compuesta por subcuencas, siendo estas las áreas que drenan los afluentes al río principal.

La Cuenca Hidrográfica es la unidad de planificación y es la gestión hidrológica, en la que es posible conocer el volumen de agua disponible, la calidad, las fuentes de contaminación, la interacción de los diversos usuarios, los factores que afectan y condicionan el uso potencial de aprovechamiento, vinculados con diferentes aspectos de desarrollos técnicos, sociales, económicos y ambientales.



Cuenca hidrológica: La definición de cuenca hidrológica es más integral que la de cuenca hidrográfica. Las cuencas hidrológicas son unidades morfológicas integrales y además de incluir todo el concepto de cuenca hidrográfica, abarcan en su contenido, toda la estructura hidrogeológica subterránea del acuífero como un todo.

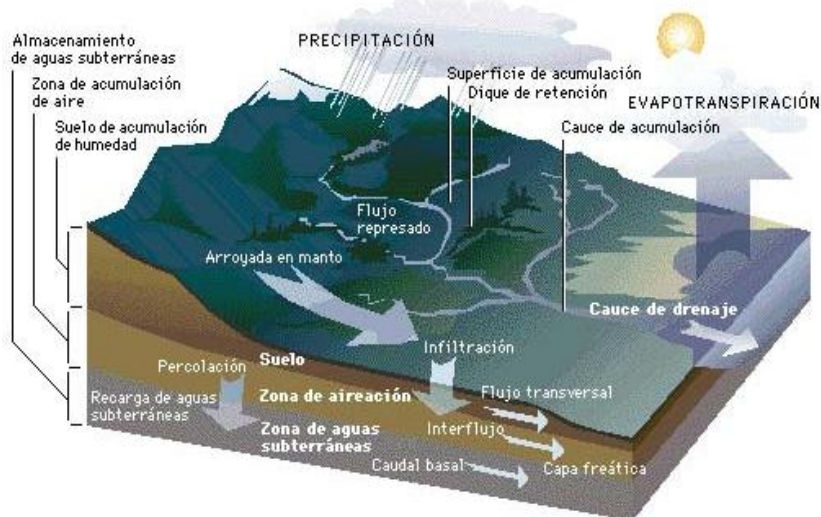


Figura 2.3.8.1 Cuenca Hidrográfica

Conceptos Generales

Las cuencas pueden considerarse como sistemas abiertos en los que es posible estudiar los procesos hidrológicos; se llama sistema abierto al conjunto de elementos y alteraciones interrelacionadas que intercambian energía y materia con las zonas circundantes. La medición y análisis cuantitativo de sus características hidrográficas se denomina morfometría de la cuenca. Por este motivo, la cuenca representa la unidad fundamental empleada en hidrología, la ciencia que se ocupa del estudio de las diferentes aguas en el medio ambiente natural. Constituye uno de los rasgos principales del paisaje, cuyo proceso de formación en la mayoría de los continentes está determinado por la erosión



fluvial y el transporte y deposición de sedimentos. Ésta es la razón por la que las cuencas también son la unidad básica de estudio de la geografía física.

El estudio de las cuencas permite también mejorar la evaluación de los riesgos de inundación y la gestión de los recursos hídricos gracias a que es posible medir la entrada, acumulación y salida de sus aguas y planificar y gestionar su aprovechamiento analíticamente. Asimismo, se ha comprobado que las investigaciones a pequeña escala no son eficaces: si resuelven un problema concreto, suelen generar otros que afectan a un sector diferente del sistema hidrográfico. Por lo tanto, se considera que la administración integrada de las cuencas es el mejor método para el desarrollo de los recursos hidrológicos y la regulación de los ríos.

Formación de las cuencas de drenaje

Existen cuencas de muy distinta extensión: desde las oceánicas, que representan las mayores cuencas del planeta, hasta las de áreas reducidas recorridas por pequeñas corrientes. Algunas se han formado a través de procesos geológicos que provocan dilataciones, hundimientos, fracturas o plegamientos de la corteza terrestre, o bien son consecuencia de la actividad volcánica. Otras son el resultado de la erosión de la superficie terrestre causada por el viento, el agua o el hielo. La estructura de las rocas subyacentes influye en el impacto de la erosión sobre el terreno, que da lugar a la existencia de zonas bajas que se forman sobre rocas erosionables y zonas altas con rocas resistentes a la erosión. Dado que las rocas que aparecen en la parte ascendente de un anticlinal (pliegue arqueado de la corteza terrestre causado por la compresión ejercida sobre los estratos) son más débiles que aquellas comprimidas en la parte descendente de un sinclinal (pliegue en forma de cubeta, donde los comprimidos estratos de la corteza terrestre buzan hacia un eje central interior, al contrario que en un anticlinal), la erosión suele provocar la inversión del



relieve: las áreas elevadas pasan a ser cuencas y las zonas anteriormente deprimidas forman líneas divisorias de aguas.

Cuando las rocas subyacentes de una cuenca son permeables, las aguas que atraviesan el suelo, o aguas subterráneas, pueden filtrarse de una cuenca a otra. Por esta razón, los límites de una cuenca de aguas subterráneas no siempre coinciden con las líneas divisorias de aguas de la cuenca de drenaje de la superficie.



2.3.8.1 PATRONES DE DRENAJE

Cuando la escorrentía se concentra, la superficie terrestre se erosiona creando un canal. Los canales de drenaje forman una red que recoge las aguas de toda la cuenca y las vierte en un único río que se halla en la desembocadura de la cuenca. El clima y el relieve del suelo influyen en el patrón de la red, pero la estructura geológica subyacente suele ser el factor más relevante. Los patrones hidrográficos están tan íntimamente relacionados con la geología que son muy utilizados en geofísica para identificar fallas e interpretar estructuras. La clasificación de los principales patrones incluye las siguientes redes: dendríticas (en forma de árbol), enrejadas, paralelas, rectangulares, radiales y anulares. Ver Figura 2.3.8.1.1

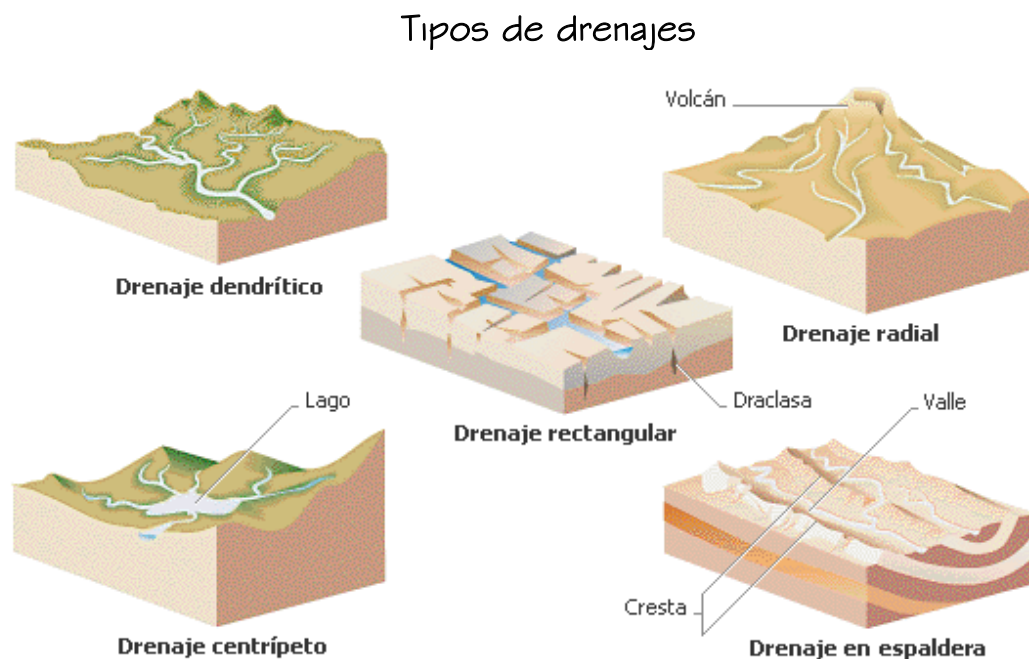


Figura 2.3.8.1.1 Tipos de drenajes



Las corrientes fluviales tienden a formar cinco tipos diferentes de drenaje: dendrítico, rectangular, radial, centrípeto y en espaldera. Esta tipología resultante es fruto de la clase de suelo existente en el área de drenaje y de la erosión del mismo por la acción de los cursos fluviales. Así, el modelo dendrítico, caracterizado por la ramificación, se forma en áreas con rocas sedimentarias planas, mientras que las regiones con cumbres elevadas, como las volcánicas, tienen un drenaje de tipo radial. En ocasiones, el agua fluye hacia un valle profundo a causa del drenaje de tipo centrípeto, dando lugar a un lago, o erosiona zonas localizadas entre crestas y cordones montañosos, lo que origina valles encajonados, como sucede cuando el drenaje es en espaldera.

Patrón de drenaje radial: Está compuesto por un grupo de canales que se originan en un punto central alto o termina en centro común bajo. A menudo ocupa una gran cobertura fotográfica para determinarlo: localmente aparece como unidades dentricas, paralelas o sub-paralelas, dependiendo de la pendiente.

En este se aprecia que las pequeñas fuentes de agua salen de un punto central, indicando un punto elevado dentro del paisaje. Es típico de las montañas que terminan en forma de pico definido por ejemplo: domos, cerros testigos, volcanes y que tienda a ser redondeada su base. El desarrollo de la red de drenaje es denso. Es necesario que se presenten las siguientes condiciones:



- ◆ Litología con baja permeabilidad
- ◆ Baja cobertura vegetal
- ◆ Pendientes fuertes y laderas altas
- ◆ Caudales moderados¹⁷

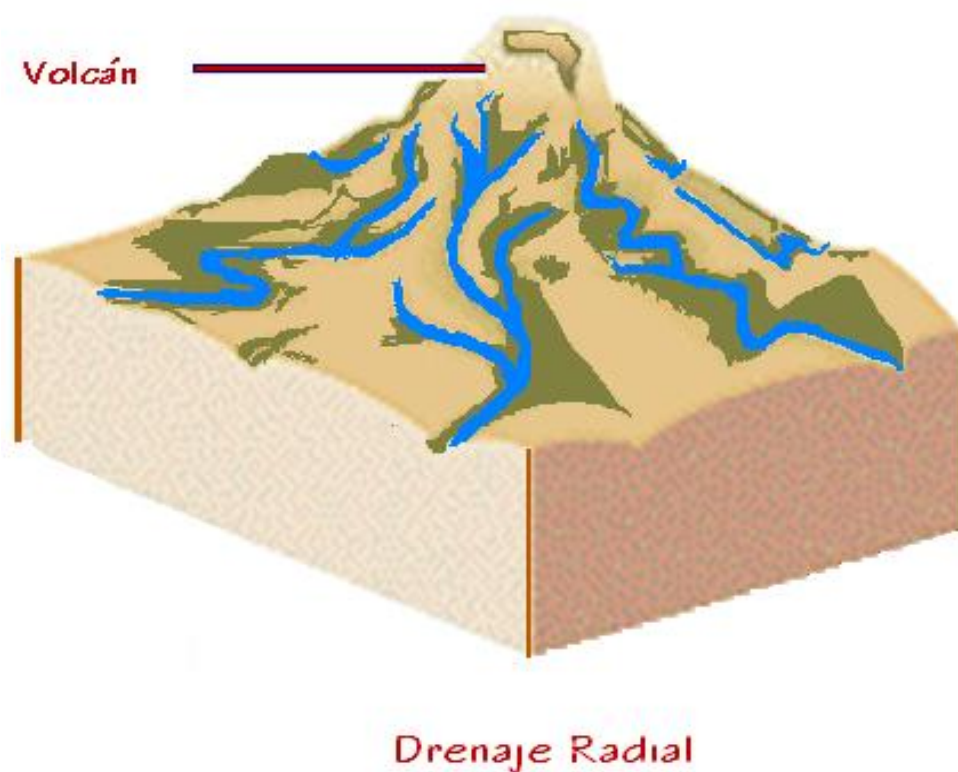


Figura 2.3.8.1.2 Drenaje Radial

¹⁷ <http://www.scribd.com/doc/5581866/patrones-de-drenaje>



2.3.8.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE UNA CUENCA HIDROGRÁFICA

➤ DIVISORIAS O PARTE AGUAS

Se designa como divisoria a la línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico que separa la cuenca de las cuencas vecinas. Esta sigue una línea rígida, atravesando el curso de agua solamente en el punto de salida. La Divisoria une los puntos de máxima cota entre cuencas, lo que no impide que en el interior de una cuenca existan picos aislados con una cota superior a cualquier punto de la divisoria.

Los terrenos de una cuenca son delimitados por dos tipos de divisorias: divisoria topográfica o superficial, y divisoria freática o subterránea. Las dos divisorias difícilmente coinciden ya que esta última es determinada por las estructuras geológicas aunque también es influenciada por la topografía. Además que la cuenca topográfica podrá ser menos extensa que la cuenca de aguas subterráneas.

CRITERIOS PARA EL TRAZO DE LA DIVISORIA

- ❖ Seleccionar los puntos más elevados del entorno físico de la cuenca.
- ❖ Definición del sistema de drenaje superficial y el cauce más largo.
- ❖ Determinación del punto de interés.
- ❖ La línea divisoria corta ortogonalmente a las curvas de nivel.
- ❖ Cuando la divisoria aumenta su altitud esta corta a la curva de nivel por su parte convexa.
- ❖ La línea divisoria nunca debe cortar a un arroyo, río, excepto en el punto de interés.



- **Área de la cuenca:** Se define como la superficie, en proyección horizontal delimitada por la divisoria hidrográfica. Usualmente es expresado km^2
- **Delimitación de la cuenca:** Consiste en la identificación de los cauces que contribuyen al drenaje particular de la microcuenca en relación al punto de interés; y a la demarcación adecuado de la Divisorias, por medio del cual se define su perímetro.
- **Longitud Perimetral de la cuenca:** Es la medida de longitud del contorno de la cuenca. Usualmente es expresado en km.
- **Corriente principal de una cuenca:** Es la corriente que pasa por la salida de la cuenca. Las demás corrientes de una cuenca de este tipo se denominan corrientes tributarias. Todo punto de cualquier corriente tiene una cuenca de aportación, toda cuenca tiene una y solo una corriente principal. Las cuencas correspondientes a las corrientes tributarias o a los puntos de salida se llaman cuencas tributarias o subcuencas¹⁸.
- **Cauce más Largo:** Es aquel en el cual la distancia es más larga en el recorrido de la vertiente. Usualmente expresado en Km.

¹⁸ Fundamentos de Hidrología de Superficie, Aparicio Mijares



2.3.8.3 SISTEMAS DE DRENAJE

- **Orden de Corrientes:** Se determina como en la figura. Una corriente de orden 1 es un tributario sin ramificaciones, una de orden 2 tiene sólo tributarios de primer orden, etc. Dos Corrientes de orden 1 forman una de orden 2, dos Corrientes de orden 3 forman una de orden 4, etc., pero dos corrientes de orden diferente no forman una corriente de orden superior, el orden de la corriente formada sería igual al orden de la mayor de las corrientes reunidas, por ejemplo, una corriente de orden 2 y una de orden 3 forman otra de orden 3. El orden de una cuenca es el mismo que el de la corriente principal en su salida; así, por ejemplo, el orden de la cuenca de la **Figura 2.3.8.3.1 es 4**. El orden de una cuenca hidrográfica está dado por el número de orden del cauce principal¹⁹.

CUENCA HIDROGRAFICA

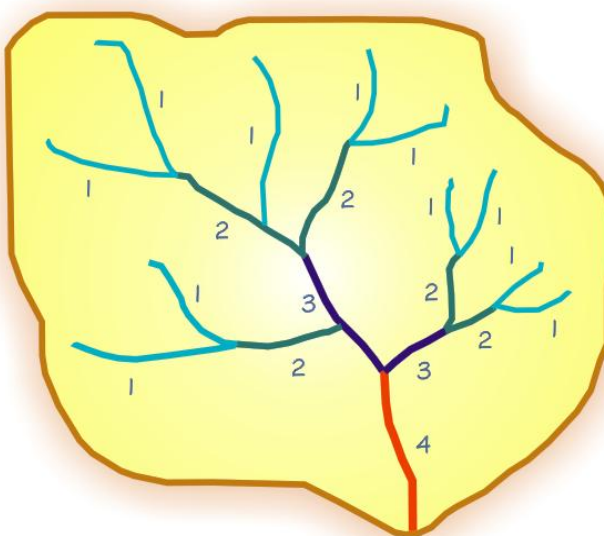


Figura 2.3.8.3.1 Clasificación de corrientes por su orden

¹⁹ Fundamentos de Hidrología de Superficie, Aparicio Mijares



- **Drenaje de la cuenca:** Por drenaje se entiende la mayor o menor facilidad que presenta una cuenca hidrográfica para evacuar las aguas provenientes de fuertes lluvias, que tratan de mantenerse sobre la superficie de la tierra por el grado de saturación de las capas del subsuelo. Si este se encuentra saturado y la lluvia continua almacenada sobre la superficie, llegará un momento en que las aguas allí contenidas, tratan de evacuar a través del cauce natural, produciéndose así el drenaje de la cuenca.

Otros indicadores del grado de eficiencia de la cuenca son:

- ◆ La Densidad de Corrientes
- ◆ La Densidad de Drenaje
- **Densidad de Corrientes (DS):** Es la definida como el número de corrientes perennes e intermitentes por unidad de Área²⁰.

$$D_s = \frac{N_s}{A_{\text{Cuenca}}}$$

Donde:

N_s: Es el número de corrientes perennes e intermitentes.

A_{Cuenca} : Área de la cuenca.

- **Densidad de Drenaje (D_d):** La longitud total de los cauces dentro de una cuenca, dividida por el área total del drenaje²¹.

$$D_d = \frac{L_c}{A_{\text{Cuenca}}}$$

Donde:

L_c: Longitud total de las corrientes de aguas.

A_{Cuenca} : Área de la cuenca.

²⁰ Fundamentos de Hidrología de Superficie, Aparicio Miyares

²¹ Hidrología para Ingenieros, Linsley, Kohler.



2.3.8.4 CARACTERÍSTICAS DEL RELIEVE DE UNA CUENCA

- **Desnivel de la cuenca (H):** La elevación media es la dirección promedio de la cuenca con respecto al nivel de la mar, expresada en metros (mts.). Es de interés conocerla, ya que tiene relación con la temperatura y la precipitación.

$$H = H_{\text{MAX}} - H_{\text{MIN}}$$

- **Longitud de planta de la cuenca (Lplanta).** utilizando la longitud del cauce principal y el desnivel de la cuenca, se puede determinar por medio de trigonometría la longitud de medida en planta de la cuenca. Expresado en km

◆ **Pendiente Media:**

Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal. Dado que está pendiente varía a lo largo del cauce, por lo tanto se hace necesario definir la pendiente media.

Existen varios métodos para determinar la pendiente media, pero mencionaremos tres de las cuales tenemos:



- La Pendiente Media (S_m): es igual al desnivel entre los extremos del cauce principal (cota máxima menos cota mínima) dividido entre su longitud medida en planta. Expresado en km o mts²².

$$S_m = \frac{H_{MAX} - H_{MIN}}{L_{planta}}$$

Donde:

S_m : Pendiente Media del cauce principal, expresado en m/Km

H: Elevación media de la cuenca, expresado m.s.n.m.

L_{planta} : Longitud de la cuenca medida en planta, expresado en Km

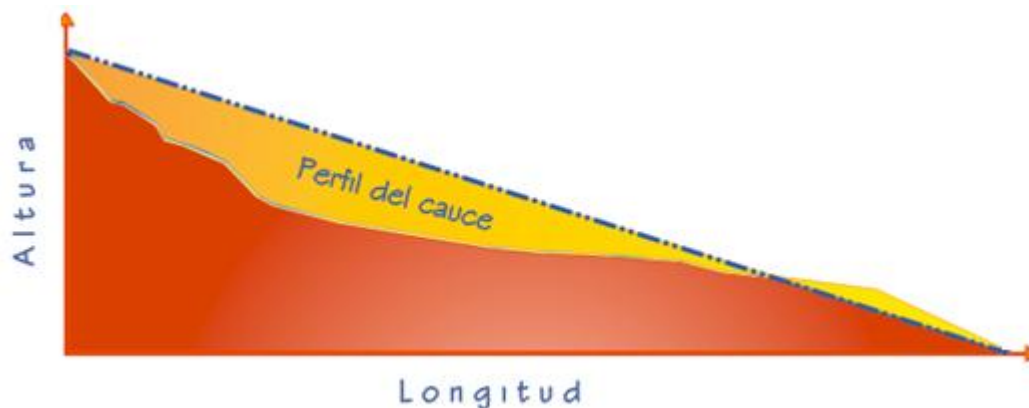


Figura 2.3.8.4.1 Pendiente Media

²² Fundamentos de Hidrología de Superficie, Aparicio Mijares



- **La pendiente compensada o equivalente:** Consiste en una línea recta que apoyándose en el extremo de aguas debajo de la corriente, hace que se tengan áreas iguales entre el perfil del cauce y arriba y debajo de dicha línea²³.

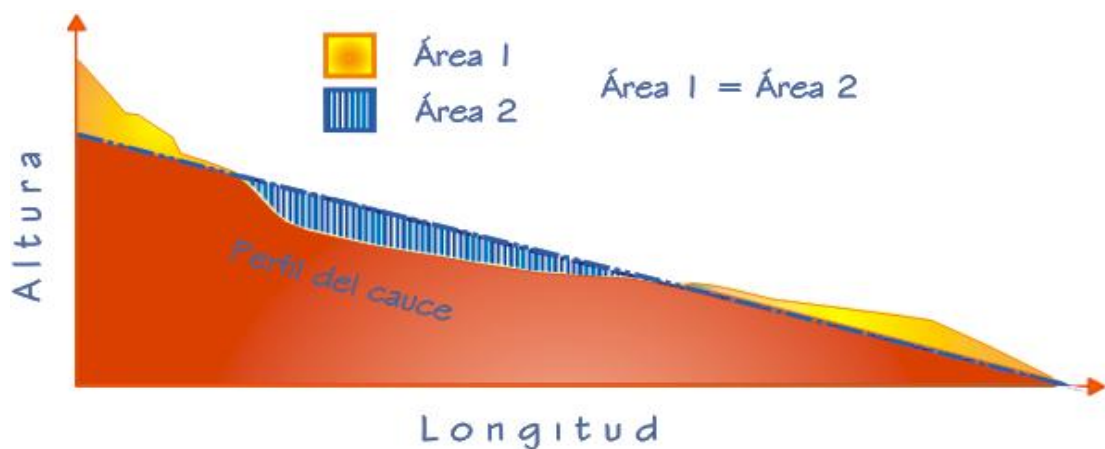


Figura 2.3.8.4.2 Pendiente Compensada o Equivalente

- **Método Taylor y Schwarz:** En este método se calcula la pendiente media como la de un canal de sección transversal uniforme que tenga la misma longitud y tiempo de recorrido que la corriente en cuestión (Figura 2.3.8.4.3).

Para determinar la pendiente media del cauce cuando las longitudes de los tramos son iguales, cuya ecuación propuesta por Taylor y Schwarz se representa de la siguiente manera:

$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_m}}} \right]^2$$

²³ Fundamentos de Hidrología de Superficie, Aparicio Mijares



Donde:

S : Pendiente media

m : Es el número de tramos considerados

S_i : Es la pendiente del tramo i

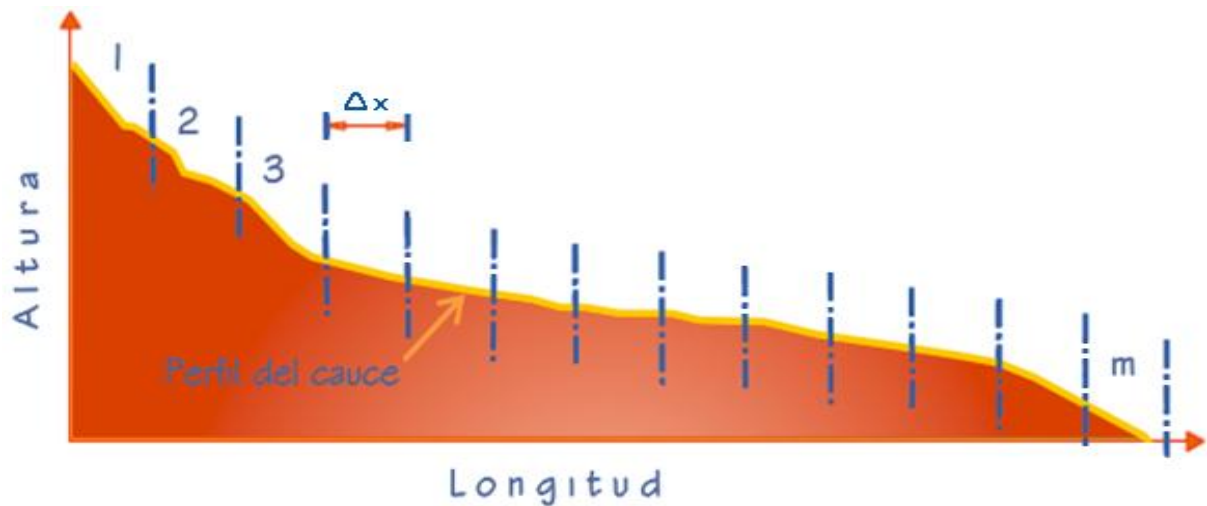


Figura 2.3.8.4.3 Pendiente de Taylor y Schwarz

En los casos en que las longitudes de los tramos no sean iguales la pendiente media se representa de la siguiente manera:

$$S = \left[\frac{L}{\frac{\Delta x_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{\Delta x_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{\Delta x_m}{\sqrt{S_m}}} \right]^2$$

Donde:

L : Longitud total del cauce km.

S_i : Es la pendiente del tramo i

Δx_i : Longitud del tramo i



2.3.8.5 ELEVACION MEDIA

CURVA HIPSOMETRICA

Mediante la curva hipsométrica definimos el relieve mediante una gráfica de doble entrada cota-superficie acumulada, el área hay que acumularla de las cotas máximas a las cotas más bajas.

Es la representación gráfica del relieve de una cuenca. Representa la variación de la elevación de los varios terrenos de la cuenca con referencia al nivel medio del mar.

Esta variación puede ser indicada por medio de un gráfico que muestre el porcentaje de área de drenaje que existe por encima o por debajo de varias elevaciones. Dicho gráfico se puede determinar planimetrando o digitalizando las áreas entre curvas de nivel ver Figura 2.3.8.5.1

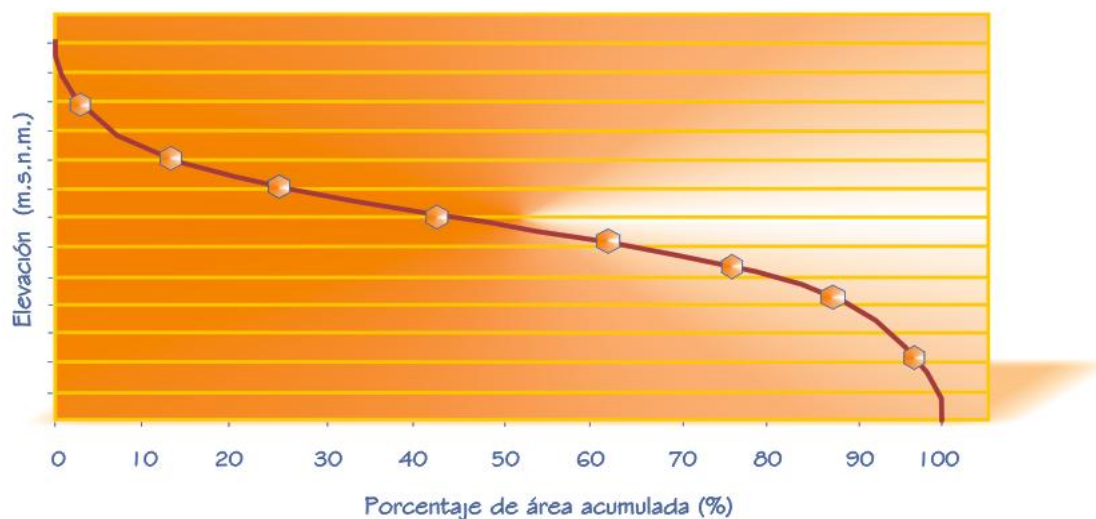


Figura 2.3.8.5.1 Curva Hipsométrica



La curva hipsométrica relaciona el valor de la cota, en las ordenadas, con el porcentaje del área acumulada, en las abscisas. Para su construcción se grafican, con excepción de los valores máximos y mínimos de cota hallados, los valores menores de cota de cada intervalo de clase contra su correspondiente área acumulada. Al valor de la cota mayor encontrada corresponde el cero por ciento del porcentaje de área acumulada. Al valor de la cota mínima encontrada corresponde el ciento por ciento del porcentaje de área acumulada.

La curva hipsométrica representa, entonces, el porcentaje de área acumulado igualado o excedido para una cota determinada.

La moda de una curva hipsométrica es el valor más frecuente (mayor área) del intervalo de clase de cota que se encuentra en una cuenca hidrográfica.

La elevación media se obtiene de la grafica trazando una perpendicular en el eje de las áreas acumuladas en el punto 50% hasta su intersección con la curva, el valor de la elevación en esa intersección será la elevación media Figura (2.3.8.5.2)

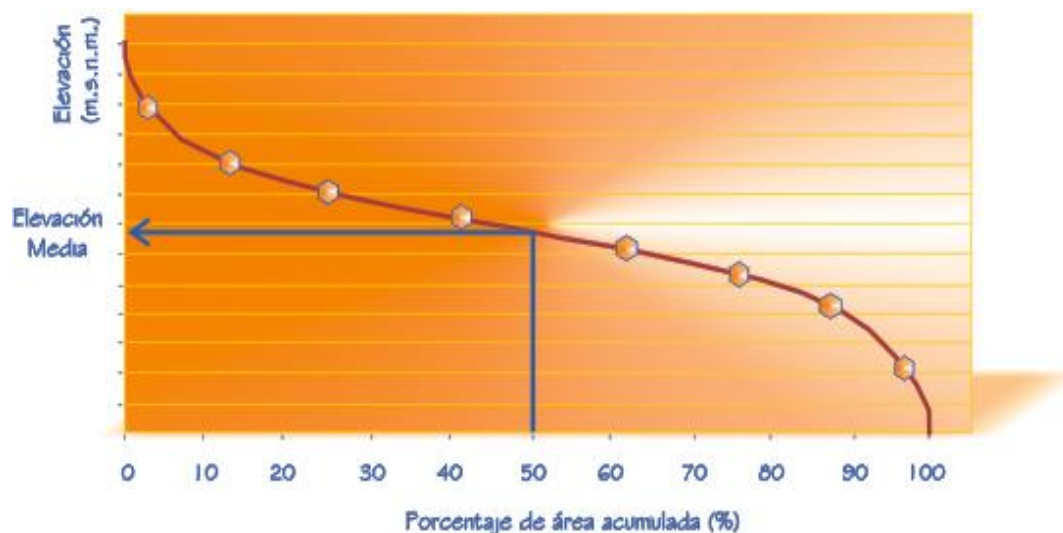


Figura 2.3.8.5.2 Elevación Media de una Cuenca



2.3.8.6 CARACTERÍSTICAS DE LA FORMA DE LA CUENCA

Esta característica es importante pues se relaciona con el tiempo de concentración, el cual es el tiempo necesario, desde el inicio de la precipitación, para que toda la cuenca contribuya a la sección de la corriente en estudio, y/o en otras palabras, el tiempo que toma el agua desde los límites más extremos de la cuenca hasta llegar a la salida de la misma.

➤ Índice de Gravelius o Coeficiente de Compacidad (K_c)

La forma superficial de las cuencas hidrográficas tiene interés por el tiempo que tarda en llegar el agua desde los límites hasta la salida de la misma. Uno de los índices para determinar la forma es el Coeficiente de Compacidad (Gravelius) que es la relación “ K_c ” existente entre el perímetro de la cuenca y la longitud de la circunferencia de un círculo de área igual a la de la cuenca.

$$A_{\text{Cuenca}} = \pi r^2 \Rightarrow r = \sqrt{\frac{A_{\text{Cuenca}}}{\pi}}$$

$$K_c = \frac{L_p}{2\pi r}$$

Sustituyendo

$$K_c = \frac{L_p}{2\pi \sqrt{\frac{A_{\text{Cuenca}}}{\pi}}}$$



Por lo tanto nos queda la ecuación

$$K_c = 0.282 * \frac{L_p}{\sqrt{A_{\text{Cuenca}}}}$$

Donde:

K_c : Coeficiente de Compacidad (Km/Km^2)

L_p : Perímetro de la cuenca, en Km

A_{Cuenca} : Área de un círculo, igual al área de la cuenca, en Km^2

Cuando más irregular sea la cuenca, mayor será su coeficiente de compacidad. Una cuenca circular posee el coeficiente mínimo, **igual a uno**, Hay mayor tendencia a las crecientes en la medida en que este número sea próximo a la unidad. Así como también el k_c **entre** (1.25 – 1.50) como cuenca Ovalada y (1.50 – 1.75) Oblonga.

➤ **Factor de Forma (K_f):**

Es un índice que permite establecer la tendencia morfológica general en función de la longitud axial¹ de la cuenca, y de su ancho promedio². Una cuenca tiende a ser alargada si el factor de forma tiende a cero, mientras que su forma es redonda, en la medida que el factor de forma tiende a uno.

Este no es más que la relación entre el ancho medio y la longitud axial de la cuenca. La longitud axial de la cuenca se mide cuando se sigue el curso de agua más largo desde la desembocadura hasta la cabecera más distante de la cuenca.



El ancho medio (B) se obtiene cuando se divide el área de la superficie entre la longitud axial de la cuenca²⁴.

$$K_f = \frac{B}{L}$$

Calculo de Ancho Medio

$$B = \frac{A_{\text{Cuenca}}}{L}$$

Sustituyendo

$$K_f = \frac{A_{\text{Cuenca}} / L}{L}$$

Entonces nos queda la ecuación: $K_f = \frac{A_{\text{Cuenca}}}{L^2}$

Donde:

K_f : Factor de forma.

B : Ancho medio, en km

L : Longitud Axial de la cuenca, en km

A_{Cuenca} : Área de la cuenca, en km²

²⁴ Hidrología en la Ingeniería, Germán Monsalve Sáenz



2.3.9 ANÁLISIS DE FRECUENCIA

Los sistemas hidrológicos son afectados algunas veces por eventos extremos, tales como tormentas severas, crecientes y sequías. La magnitud de un evento extremo está inversamente relacionado con su frecuencia de ocurrencia, es decir, eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos más moderados. El objetivo del análisis de frecuencia de información hidrológica es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribución de probabilidad. Se supone que la información hidrológica analizada es independiente y está idénticamente distribuida, y el sistema hidrológico que la produce (por ejemplo, un sistema de tormenta) se considera estocástico, independiente del espacio y del tiempo. La información hidrológica empleada debe seleccionarse cuidadosamente de tal manera que se satisfagan las suposiciones de independencia y de distribución idéntica.

En la práctica, usualmente esto se lleva a cabo seleccionando el máximo anual de la variable que está siendo analizada (por ejemplo, el caudal máximo anual, que es el flujo pico instantáneo máximo que ocurre en cualquier momento durante el año) con la expectativa de que observaciones sucesivas de esta variable de un año a otro sean independientes.

Los resultados del análisis de frecuencia de flujo de crecientes pueden utilizarse para muchos propósitos en ingeniería: para el diseño de presas, puentes, culverts y estructuras de control de crecientes; para determinar el beneficio económico de proyectos de control de crecientes; y para delinear planicies de inundación y determinar el efecto de invasiones o construcciones en estas.



2.3.9.1 PERIODO DE RETORNO

Supóngase por definición un evento extremo ocurre si una variable aleatoria x es mayor o igual que un cierto nivel x_{τ} . El intervalo de recurrencia τ es el tiempo entre ocurrencias de $X \geq x_{\tau}$

El periodo de retorno T de un evento es $X \geq x_{\tau}$ el valor esperado de τ , $E(\tau)$, su valor promedio medido sobre un número de ocurrencias suficientemente grande.

La probabilidad $p = P(X \geq x_{\tau})$ de ocurrencia del evento $X \geq x_{\tau}$ en cualquier observación puede relacionarse con el periodo de retorno en la siguiente forma. Para cada observación existen dos resultados posibles: ya sea “éxito” $X \geq x_{\tau}$ (probabilidad p) o “falla” $X < x_{\tau}$ (probabilidad $1 - p$). Debido a que las observaciones son independientes, la probabilidad de un intervalo de recurrencia de duración τ es el producto de las probabilidades de $\tau - 1$ fallas seguidas por un éxito, es decir $(1 - p)^{\tau-1} p$ y el valor esperado para τ esta dado por:

$$E(\tau) = \sum_{\tau=1}^{\infty} \tau(1 - p)^{\tau-1} p \text{ Ecuación 2.3.9.1.1}$$

$$E(\tau) = p + 2(1 - p)p + 3(1 - p)^2p + 4(1 - p)^3p + \dots$$

$$E(\tau) = p[1 + 2(1 - p) + 3(1 - p)^2 + 4(1 - p)^3 + \dots]$$



La expresión de los corchetes tiene la forma de una expansión de series de potencia:

$(1 + X)^n = 1 + nx + [n(n - 1)/2]x^2 + [n(n - 2)/6]x^3 + \dots$, con $x = -(1 - p)$ y $n = -2$, luego la ecuación puede reescribirse como:

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

$$E(\tau) = \frac{1}{p} \text{ Ecuación 2.3.9.1.2}$$

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

$$P(X \geq x_\tau) = \frac{1}{T} \text{ Ecuación 2.3.9.1.3}$$

¿Cuál es la probabilidad de que un evento con periodo de retorno de T años ocurra al menos una vez en N años? Para calcular esto, primero se considera la situación de que no ocurra el evento de T años en N años. Estos requerirían una secuencia de N “fallas” sucesivas, de tal manera que:

$$P(X < x_\tau \text{ cada año durante } N \text{ años}) = (1 - p)^N$$

El complemento de esta situación es el caso requerido, luego utilizando la ecuación 1.1.1.3

$$P(X \geq x_\tau \text{ al menos una vez en } N \text{ años}) = 1 - (1 - p)^N \text{ Ecuación 2.3.9.1.4}$$

Como:

$$p = \frac{1}{T}$$

Sustituyendo p en ecuación:

$$P(X \geq x_\tau \text{ al menos una vez en } N \text{ años}) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \text{ Ecuación 2.3.9.1.5}$$



2.3.9.2 ANÁLISIS DE LLUVIA

La lluvia posee tres características que son:

- Intensidad,
- Duración
- Frecuencia.

INTENSIDAD

Se define como la mayor o menor precipitación de agua para un tiempo determinado y usualmente se expresa en **mm/min**. Además pueden mencionarse que la escorrentía superficial es directamente proporcional a la intensidad de la lluvia, es decir a mayor intensidad de lluvia mayor escorrentía, y también a menor intensidad de lluvia menor escorrentía.

DURACIÓN

Es el periodo de tiempo que tarda una determinada lluvia en precipitar sobre la superficie y usualmente se expresa en minutos o en horas. Las lluvias que producen caudales máximos en un punto de la cuenca hidrográfica son, aquellas cuya duración de precipitación es igual al tiempo que necesita una gota de agua precipitada en el punto más alejado aguas arriba de la cuenca en llegar a un punto de interés. En cuencas pequeñas las tormentas que producen los mayores caudales, son tormentas de corta duración y alta intensidad de lluvia, en tal sentido se utilizan lluvias de varias duraciones tales, como 5, 10, 15, 20, 30, 45, 90, 120, 180, 240 y 360 minutos.

FRECUENCIA

En cuanto mayor es la intensidad de la tormenta más rara es su ocurrencia o menor su frecuencia. En forma aproximada, (de una duración) a una intensidad más alta de duración específica, consignada en el periodo de registro de n años llamada tormenta de n años, tiene una frecuencia de una vez en “ n ” años.



2.3.9.3 CURVAS DE INTENSIDAD – DURACIÓN - FRECUENCIA (I D F)

Esto es importante para relacionar posteriormente las precipitaciones con los caudales generados en los cauces superficiales, por ejemplo para el diseño de obras públicas relacionada con la escorrentía superficial.

Es más habitual la elaboración de este tipo de curvas después de ciertos cálculos estadísticos, dando lugar a una familia denominada “CURVAS I.D.F.” Ver Figura 8.1.1. En este tipo de gráficos aparecen varias curvas Intensidad – Duración correspondientes a diversos periodos de retornos, por ejemplo: 5, 10...años.

Para una mejor lectura, es frecuente representar las curvas I.D.F. en escalas logarítmicas. En la figura posterior aparecen las curvas I.D.F. en gráfico logarítmico.

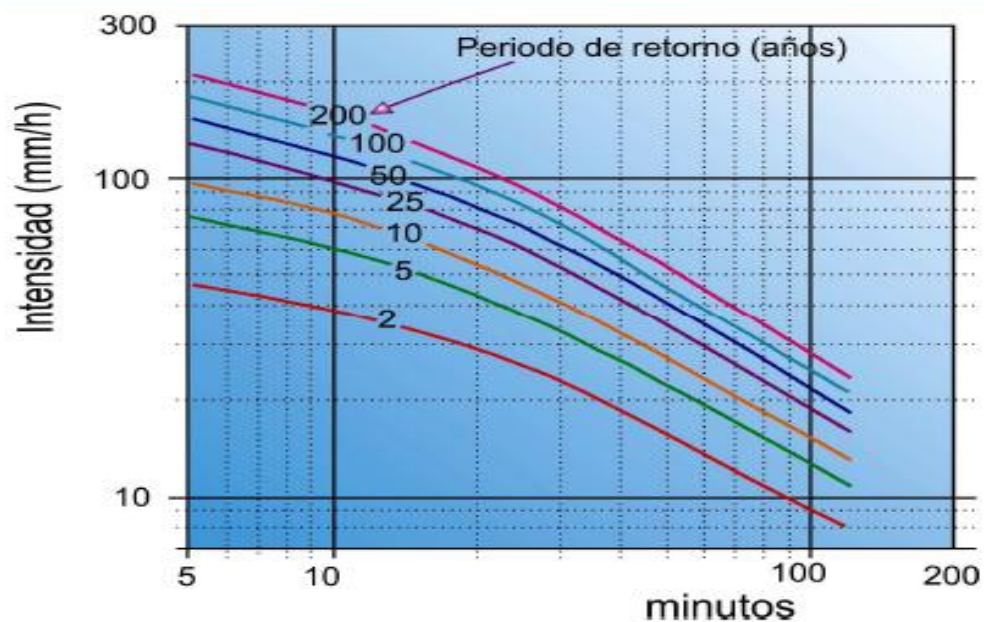


Figura 2.3.9.3.1 Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (I.D.F.)



2.3.10 CANALES ABIERTOS Y SUS PROPIEDADES

I. Clases de Canales Abiertos.

Un canal abierto es un conducto en el cual el agua fluye con una superficie libre. De acuerdo con su origen un canal puede ser Natural o Artificial.

Los Canales Naturales incluyen todos los cursos de agua que existen de manera natural en la Tierra, los cuales varían en tamaño desde pequeños arroyuelos en zonas montañosas, hasta quebradas, arroyos, ríos pequeños y grandes, y estuarios de mareas. Las corrientes subterráneas que transportan agua con una superficie libre también son consideradas como canales abiertos naturales.

Las propiedades hidráulicas de un canal natural por lo general son muy irregulares. En algunos casos pueden hacerse suposiciones empíricas razonablemente consistentes con las observaciones y experiencias reales, de tal modo que las condiciones de flujo en estos canales se vuelvan manejables mediante el tratamiento analítico de la hidráulica teórica.

Los Canales Artificiales son aquellos construidos o desarrollados mediante el esfuerzo humano: canales de navegación, canales de centrales hidroeléctricas, canales y canaletas de irrigación, cunetas de drenaje, vertederos, canales de desborde, canaletas de madera, cunetas a lo largo de carreteras, etc., así como canales de modelos construidos en el laboratorio con propósitos experimentales. Las propiedades hidráulicas de estos canales pueden ser controladas hasta un nivel deseado o diseñadas para cumplir unos requisitos determinados.



Bajo diferentes circunstancias en la práctica de ingeniería, los canales abiertos artificiales reciben diferentes nombres, como "Canal Artificial", "Canaleta", "Rápida", "Caída", "Alcantarilla", "Túnel con flujo a superficie libre", etc. Sin embargo, estos nombres se utilizan de una manera más o menos imprecisa y solo se definen de un modo muy general.

2. Geometría del Canal.

Un canal construido con una sección transversal invariable y una pendiente de fondo constante se conoce como *canal prismático*. De otra manera, el canal es no prismático; un ejemplo es un vertedero de ancho variable y alineamiento curvo. A menos que se indique específicamente, los canales descritos en este libro son prismáticos.

El término Sección de Canal se refiere a la sección transversal de un canal, tomado en forma perpendicular a la dirección del flujo. Una sección vertical de canal, sin embargo, es la sección vertical que pasa a través del punto más bajo de la sección de canal.

Las secciones de canales naturales son, por lo general, muy irregulares, y a menudo varían desde aproximadamente una parábola hasta aproximadamente un trapecio. Para corrientes sujetas a crecientes²⁵ frecuentes, el canal puede constar de una sección principal del canal que conduce los caudales normales y una o más secciones laterales de canal para acomodar los caudales de desborde.

²⁵ Nota del traductor. "Floods" se traduce como "Crecientes"; otros términos equivalentes en español son "Crecidas", "Avenidas" y "Riadas". Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow.



Los canales artificiales a menudo se diseñan con secciones de figuras geométricas regulares. Ver en anexos 3, este relaciona 7 formas geométricas utilizadas comúnmente. El trapecio es la forma más común para canales con banquetas en tierra sin recubrimiento, debido a que proveen las pendientes necesarias para estabilidad. El rectángulo y el triángulo son casos especiales del trapecio.

La parábola²⁶ se utiliza como una aproximación a secciones de canales naturales de tamaños pequeño y mediano. El rectángulo con esquinas redondeadas es una modificación del rectángulo. El triángulo con fondo redondeado es una aproximación de la parábola; esta es la forma creada a menudo con la utilización de excavadoras.

Secciones geométricas cerradas diferentes del círculo se utilizan con frecuencia en alcantarillados de aguas negras, de manera particular para alcantarillas suficientemente grandes que permiten la entrada de un hombre. Estas secciones reciben diferentes nombres de acuerdo con su forma; pueden ser en forma de huevo, ovoides, semielípticas, en forma de U, catenaria, herradura, manija de canasto, etc. Los rectángulos y cuadrados completos, también son comunes en alcantarillados grandes. Las dimensiones y propiedades de secciones de alcantarillas se encuentran en textos sobre alcantarillados.

3. Elementos Geométricos de una Sección de Canal.

Los elementos geométricos son propiedades de una sección de canal que pueden ser definidos por completo por la geometría de la sección y la

²⁶ La pendiente lateral z : 1 de una sección parabólica en la intersección de sus lados con la superficie libre puede ser fácilmente calculada utilizando la fórmula simple $Z = T/4y$. Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow.



profundidad de flujo. Estos elementos son muy importantes y se utilizan con amplitud en el cálculo de flujo.

Para secciones de canales regulares y simples, los elementos geométricos pueden expresarse matemáticamente en términos de la profundidad de flujo y de otras dimensiones de la sección. Para secciones complicadas y secciones de corrientes naturales, sin embargo, no se puede escribir una ecuación simple para expresar estos elementos, pero pueden prepararse curvas que representen la relación entre estos elementos y la profundidad de flujo para uso en cálculos hidráulicos.

A continuación se dan las definiciones de varios elementos geométricos de importancia básica:

- a) **Profundidad o Tirante de Flujo (Y):** Es la distancia vertical desde el punto más bajo de una sección del canal hasta la superficie libre. A menudo este término se intercambia con la profundidad de flujo de la sección, d . En efecto, la profundidad de flujo de la sección es la profundidad de flujo perpendicular a la dirección de éste, o la altura de la sección del canal que contiene el agua. Para un canal con un ángulo de pendiente longitudinal θ , puede verse que la profundidad de flujo es igual a la profundidad de sección de flujo dividida por $\cos \theta$. En el caso de canales empinados, por consiguiente, los dos términos deben utilizarse de manera discriminada. La relación entre ambos términos es la siguiente:

$$Y = d / \cos \theta$$



En donde:

θ : Es el ángulo de la pendiente del fondo del canal con una línea horizontal o de referencia, si θ es pequeño $Y = d$.

- b) **Nivel de Agua:** Es la elevación o distancia vertical desde un nivel de referencia o datum hasta la superficie libre. Si el punto más bajo de la sección de canal se escoge como el nivel de referencia, el nivel es idéntico a la profundidad de flujo.
- c) **Ancho Superficial o Espejo de Agua (T):** Es el ancho de la sección del canal en la superficie libre de agua.
- d) **Área Hidráulica o Mojada (A):** Es el área de la sección transversal del flujo, normal o perpendicular a la dirección de flujo.
- e) **Perímetro Mojado (P):** Es la longitud de la línea de intersección de la superficie de canal mojada y de un plano transversal perpendicular a la dirección de flujo. Es decir que es la longitud de la línea interface entre el fluido y contorno del canal.
- f) **Radio Hidráulico (R):** Es la relación del área hidráulica o mojada con respecto a su perímetro mojado.

$$R = A/P$$

- g) **Profundidad o Tirante Hidráulico (D):** Es la relación entre el área hidráulica o mojada y el ancho en la superficie.

$$D = A/T$$



h) **Factor de Sección para el Cálculo de Flujo Crítico Z:** Es el producto del área hidráulica o mojada y la raíz cuadrada de la profundidad hidráulica.

$$Z = A \sqrt{D} = A \sqrt{A/T}$$

i) **Factor de Sección para el Cálculo de Flujo Uniforme $AR^{2/3}$:** Es el producto del área hidráulica o mojada y el radio hidráulico elevado a la potencia 2/3.

4. La Ecuación de Manning.

Por el ingeniero irlandés Robert Manning presentó esta ecuación, la cual es:

$$V = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

V: es la velocidad media en pies/s,

R: es el radio hidráulico en pies,

S: es la pendiente de la línea de energía y

n: es el coeficiente de rugosidad, específicamente conocido como **n** de Manning.

5. Selección del Coeficiente de Rugosidad de Manning.

Al aplicar la ecuación de Manning, la mayor dificultad está en la determinación del coeficiente de rugosidad **n**, ya que no existe un método exacto para la selección del valor de **n**. Con el nivel de conocimiento actual, seleccionar un valor de **n** significa estimar la resistencia al flujo en un canal determinado, lo cual realmente es un asunto de intangibles.



Con el fin de dar una guía para la determinación correcta del coeficiente de rugosidad, se estudiarán cuatro enfoques generales; estos son:

- 1) Entender los factores que afectan el valor de n con el fin de adquirir el conocimiento básico del problema y disminuir el rango de incertidumbre,
- 2) Consultar una tabla de valores comunes de n para canales de diferentes tipos,
- 3) Examinar y familiarizarse con la apariencia de algunos canales comunes cuyos coeficientes de rugosidad se conocen, y
- 4) Determinar el valor de n mediante un procedimiento analítico basado en la distribución de velocidades teóricas en la sección transversal de un canal y en los datos de medición de velocidad o de rugosidad.

6. Factores que afectan el Coeficiente de Rugosidad de Manning.

No es raro que los ingenieros piensen que un canal tiene un valor único de n para todas las ocasiones. En realidad, el valor de n es muy variable y depende de un cierto número de factores. Para seleccionar el valor de n apropiado para diferentes condiciones de diseño, resulta muy útil tener un conocimiento básico de estos factores.

A. Rugosidad Superficial. La rugosidad superficial se representa por el tamaño y la forma de los granos del material que forman el perímetro mojado y que producen un efecto retardador del flujo. En general, granos finos dan como resultado un valor relativamente bajo de n , y granos gruesos, un valor alto de n .



En corrientes aluviales en las cuales el material es fino, como arena, arcilla, margas o limos, el efecto retardador es mucho menor que cuando el material es grueso, como gravas o cantos rodados. Cuando el material es fino, el valor de n es bajo y relativamente no se afecta por cambios en el nivel de flujo. Cuando el material consta de gravas y cantos rodados, el valor de n por lo general es alto, en particular en niveles bajos o altos.

B. Vegetación. La vegetación puede considerarse como una clase de rugosidad superficial, pero también reduce de manera notable la capacidad del canal y retarda el flujo.

C. Irregularidad del Canal. Las irregularidades del canal incluyen irregularidades en el perímetro mojado y variaciones en la sección transversal, tamaño y forma de ésta a lo largo del canal. En canales naturales, tales irregularidades por lo general son producidas por la presencia de barras de arena, ondas de arena, crestas y depresiones y fosos y montículos en el lecho del canal. Estas irregularidades introducen rugosidad adicional a la causada por la rugosidad superficial y otros factores.

D. Alineamiento del Canal. Curvas suaves con radios grandes producirán valores de n relativamente bajos, en tanto que curvas bruscas con meandros severos incrementarán el n . Un aumento de 0.002 por cada 20 grados de curvatura en 100 pies de canal en el valor de n constituye una provisión adecuada para la pérdida en curvas en la mayor parte de las canaletas que contengan curvaturas pronunciadas sin importar que estén



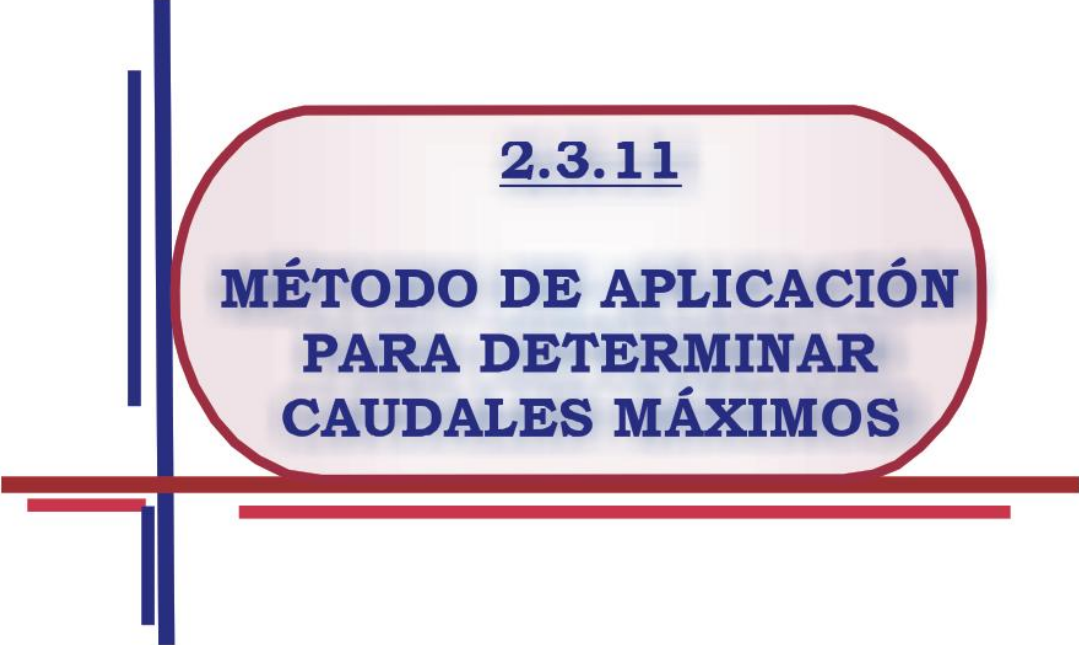
construidos en concreto o en otros materiales. La presencia de meandros en corrientes naturales, sin embargo, puede incrementar el valor de n tan alto como 30%.

- E. Sedimentación y Socavación.** En general, la sedimentación puede cambiar un canal muy irregular en un canal relativamente uniforme y disminuir el n , en tanto que la socavación puede hacer lo contrario e incrementar el n . Sin embargo, el efecto dominante de la sedimentación dependerá de la naturaleza del material depositado.
- F. Obstrucción.** La presencia de obstrucciones de troncos, pilas de puente y estructuras similares tiende a incrementar el n . La magnitud de este aumento depende de la naturaleza de las obstrucciones, de su tamaño, forma, número y distribución.
- G. Tamaño y Forma del Canal.** No existe evidencia definitiva acerca del tamaño y la forma del canal como factores importantes que afecten el valor de n . Un incremento en el radio hidráulico puede aumentar o disminuir el n , según la condición del canal.
- H. Nivel y Caudal.** En la mayor parte de las corrientes el valor de n disminuye con el aumento en el nivel y en el caudal. Cuando el agua es poco profunda, las irregularidades del fondo del canal quedan expuestas y sus efectos se vuelven pronunciados. Sin embargo, el valor del n puede ser grande en niveles altos si las bancas están cubiertas por pastos o son rugosas.



- I. **Cambio Estacional.** Debido al crecimiento estacional de plantas acuáticas, hierbas, malezas, sauces y árboles en el canal o en la bancas, el valor de n puede aumentar en la estación de crecimiento y disminuir en la estación inactiva. Este cambio estacional puede producir cambios en otros factores.
- J. **Material en Suspensión y Carga de Lecho.** El material en suspensión y la carga de lecho, ya sea en movimiento o no, consumirá energía y causará una pérdida de altura e incrementará la rugosidad aparente del canal.

Todos los factores anteriores deben estudiarse y evaluarse con respecto a las condiciones relacionadas con el tipo de canal, el estado de flujo, el grado de mantenimiento y otras consideraciones. Ellos dan una base para determinar el valor de n apropiado para un problema determinado. Como una guía general para la escogencia, debe aceptarse que las condiciones que tiendan a inducir turbulencia y a causar retardo incrementarán el valor de n , y aquellas que tiendan a reducir la turbulencia y el retardo disminuirán el valor de n .



2.3.11

**MÉTODO DE APLICACIÓN
PARA DETERMINAR
CAUDALES MÁXIMOS**



2.3.11.1 HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR EQUIVALENTE

Este método solo proporciona el caudal máximo y es aplicable a cuenca no urbana con un área menor de 25 km²

❖ *Calculo de caudales pico para diferentes periodos de retorno.*

Para obtener los caudales de pico es necesario contar con datos de intensidades de lluvia para diferentes tiempos de retorno y coeficiente de escorrentía se procesan haciendo uso de una hoja de Excel, por medio de las formulas del método del hidrograma unitario triangular. Las formulas a emplear son:

1) *Lluvia efectiva (Lle).*

Debido a que los datos de la intensidad de lluvia son puntuales, y para que la lluvia efectiva o lámina de lluvia sea distribuida uniformemente sobre toda la cuenca, entonces su cálculo será afectado por el factor 0.90, en todos los casos aquí tratados.

$$Lle = D * i * C * 0.9$$

Donde:

D = Duración de la tormenta.

i = Intensidad de lluvia.

C = Coeficiente de escorrentía.

Lle = Lluvia efectiva.

2) *Lámina de lluvia.*

$$L = i * D$$



Donde:

D = Duración de la tormenta.

i = Intensidad de lluvia.

3) Volumen de la escorrentía.

$$V = A_c * L_{le}.$$

Donde:

A_c = Área de la cuenca.

L_{le} = Lluvia efectiva.

V = Volumen de la escorrentía.

4) Relación tiempo de pico y tiempo base.

Del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base (t_b) y el tiempo de pico (t_p) se relacionan mediante la expresión:

$$t_b = 2.67t_p$$

Donde:

t_b = Tiempo base.

t_p = Tiempo de pico.

5) Tiempo de pico.

A su vez, el tiempo de pico se expresa como:

$$t_p = [D/2] + t_r$$



Donde:

t_p = Tiempo de pico.

D = Duración de la tormenta.

t_r = Tiempo de retraso.

6) Tiempo de retraso.

$$t_r = 0.6t_c$$

Donde:

t_r = Tiempo de retraso.

t_c = Tiempo de concentración.

7) Caudal de pico del hidrograma unitario triangular. (q_p).

$$q_p = [2V/t_b]$$

Donde:

q_p = caudal de pico del hidrograma unitario triangular.

V = Volumen de la esorrentía.

t_b = Tiempo base²⁷.

²⁷ Fundamentos de Hidrología de Superficie, Aparicio Mijares

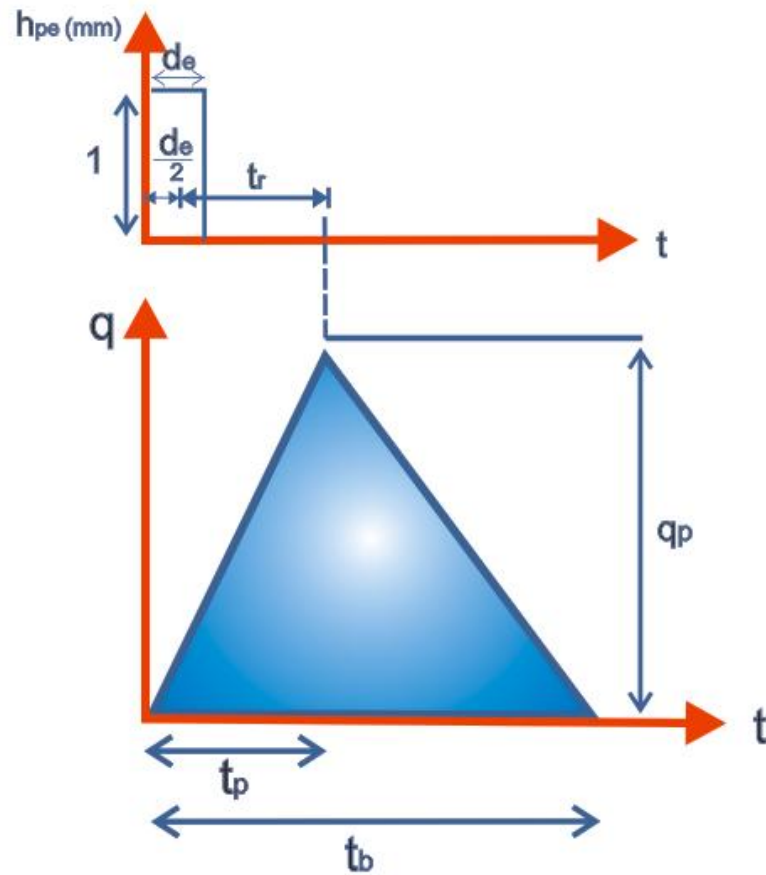


Figura 2.3.11.1.1 Hidrograma Unitario Triangular.



2.3.11.2 METODO DE LAS ISOCRONAS

ISOCRONAS

Significa líneas de igual tiempo y velocidad o sea que el método pretende aplicar y calcular el caudal en áreas que quedan definidas por curvas que utilizan el mismo tiempo para recorrer el cauce.

El cálculo de este método está basado en la fórmula racional para el cálculo de los caudales máximos.

Este método puede ser considerado como una extensión mejorada del método racional.

La descarga máxima (**Q**) es la suma de flujos que contribuyen desde subdivisiones de la cuenca definida por sus curvas de tiempo (denominadas *isócronas*),

Isócronas: corresponden a líneas de igual tiempo de flujo hacia la sección de un cauce donde **Q** es requerido.

El método por el cual se obtendrá el valor del Caudal Máximo es el Método de las Isócronas a través de la Ecuación Racional que se expresa por la fórmula:

$$Q = 16.667 C.I.A$$

Donde:

Q: Caudal (m³ / seg.)

C: Coeficiente de escorrentía

I: Intensidad de diseño (mm /min.)

A: Área de la cuenca (km².)



PRINCIPIOS

1. La sumatoria de los caudales parciales por isócronas es igual al caudal total.
2. Cada isócrona se comporta como una unidad homogénea o sea que cada isócrona es aplicable la ecuación racional.

La fórmula racional tiene condiciones que se deben cumplir:

1. No es aplicable para áreas mayores de 2.5 km^2 .
2. La ecuación es aplicable para tiempos de concentración mayores de 5 min.
3. La capacidad hidráulica es determinante en el ajuste del caudal hidrológico.

Para la aplicación del método se deben tomar en consideración ciertos aspectos:

1. El número mínimo de isócronas en que se puede dividir la cuenca es seis.
2. El área máxima es de 2.5 km^2 .
3. El tiempo mínimo de concentración entre cada isócrona es de 5 minutos.
4. La suma de los caudales generados por cada isócrona forman el caudal total de la cuenca.



PRINCIPIOS APLICADOS

La ley de continuidad y conservación de la masa.

La fórmula racional se aplica en áreas homogéneas.

La ley de la física $d = v \cdot t$

Donde:

d = Distancia.

v = Velocidad.

t = Tiempo.

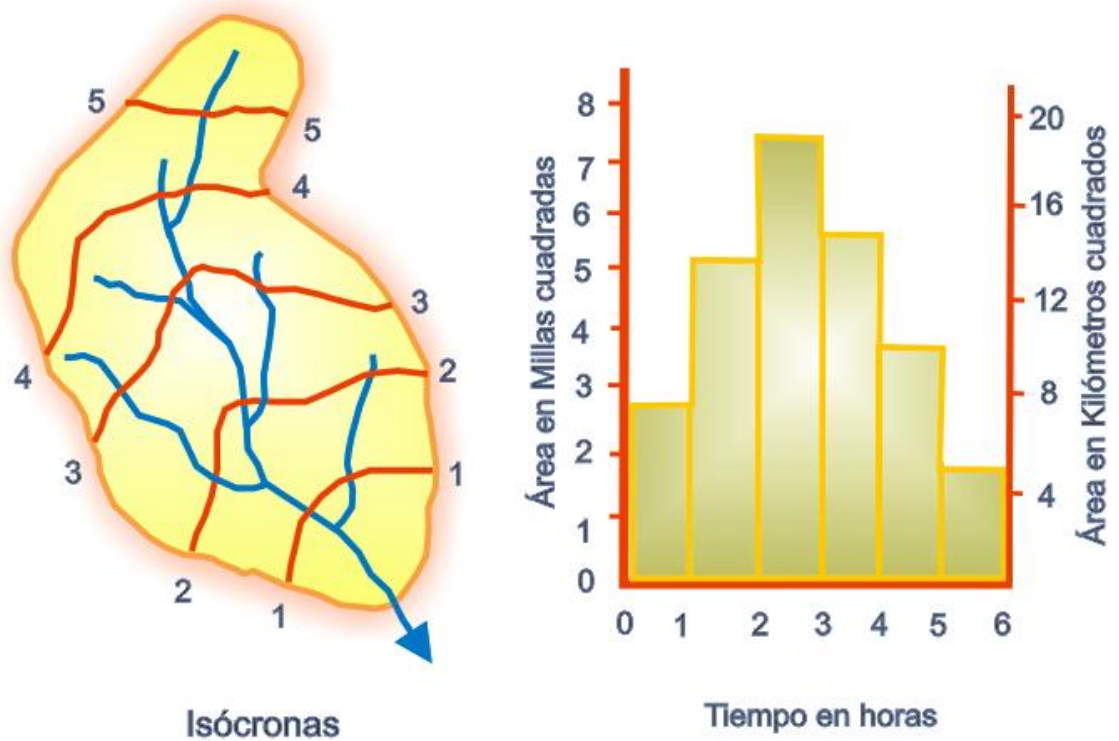



Figura 2.3.11.2.1 Método de Las Isócronas.



2.3.12

**OBRAS DE
MITIGACIÓN**



2.3.12.1 DEFINICIÓN DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

Estructuras de contención a gravedad

Mientras estructuras como los tablestacados y las paredes ancladas generalmente recurren a métodos de soporte auxiliares para mantenerse estables, las estructuras a gravedad utilizan su peso propio. Los materiales utilizados y la forma de la estructura de contención a gravedad son muy variados. La estructura (muro) es formada por un cuerpo macizo que puede ser construido en concreto ciclópeo, emboquillado de piedras, gaviones o hasta una combinación de varios tipos de materiales.

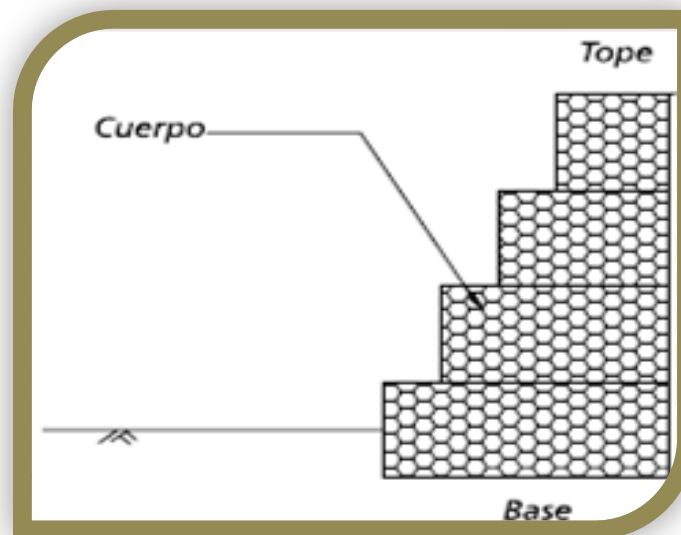


Figura 2.3.12.1.1 Representación básica de un muro de contención de gravedad en gaviones

La principal ventaja de un muro de gravedad es su simplicidad de ejecución. Para su construcción no se requiere, en general, mano de obra especializada. Sin



embargo, para vencer desniveles muy altos el consumo de material es muy elevado, lo que restringe su utilización a estructuras de pequeño y mediano tamaño.

En función del tipo de material utilizado para su construcción, estas estructuras pueden ser subdivididas en:

- **Estructuras rígidas:** Aquéllas construidas con materiales que no aceptan cualquier tipo de deformación (ej.: concreto ciclópeo, emboquillado de piedras, etc.).

Son muy utilizadas, pero presentan algunas limitaciones técnicas y de aplicación que son:

Exigen buen terreno de fundación (no aceptan deformaciones o asentamientos);

Necesitan de un eficiente sistema de drenaje;

En general, el relleno no puede ser hecho antes de la total culminación de la estructura.

- **Estructuras flexibles:** Aquéllas formadas por materiales deformables y que pueden, dentro de límites aceptables, adaptarse a las deformaciones y movimientos del terreno, sin perder su estabilidad y eficiencia (ej.: gaviones, bloques articulados, etc.).

La actual velocidad del desarrollo urbano y vial exige de la ingeniería, con frecuencia, soluciones modernas y eficientes para la contención de taludes y laderas. Estas soluciones deben conjugar alta performance de trabajo, simplicidad constructiva y costo atractivo, pues, caso contrario, se transforman en un factor obstaculizador para la viabilización de proyectos.



La elección del tipo de contención ideal es un proceso juicioso e individualizado, en función de diferentes factores:

- **Físicos:** altura de la estructura, espacio disponible para su implantación, dificultad de acceso, sobrecargas etc.
- **Geotécnicos:** tipo de suelo a contener, presencia de nivel freático, capacidad de soporte del suelo de apoyo etc.
- **Económicos:** disponibilidad de materiales, tiempo de ejecución, clima local, costo final de la estructura etc.

Un análisis general de los beneficios y límites de cada alternativa disponible permite concluir que las soluciones que utilizan mallas metálicas, como las estructuras de gravedad en gaviones, presentan características de construcción, comportamiento y costos que las tornan ventajosas para una gran gama de aplicaciones

2.3.1 2.2 ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN EN GAVIONES

Las estructuras de gravedad en gaviones ya son un tradicional sistema de contención. Su origen es italiano y fueron empleadas, por primera vez en su versión moderna, al final del siglo XIX. Desde entonces su utilización es creciente y los campos de utilización son más amplios cada día. En América Latina esta solución comenzó a ser utilizada al inicio de los años 70 y hoy ya existen muchas obras en todos los países de la región.



Son constituidas por elementos metálicos confeccionados con redes de malla hexagonal de doble torsión, llenados con piedras. Estas estructuras son extremadamente ventajosas, desde el punto de vista técnico y económico, en la construcción de estructuras de contención, pues poseen un conjunto de características funcionales que no existen en otros tipos de estructuras.

Todas las unidades son firmemente unidas entre sí a través de costuras con alambres de iguales características a los de la malla, de modo de formar una estructura continua.

La elección del material a ser usado, sea en lo que se refiere a las características de la malla o en el material de relleno, es de fundamental importancia para la obtención de una estructura realmente eficaz.

La malla, en particular, debe poseer las siguientes características:

- Elevada resistencia mecánica;
- Elevada resistencia contra la corrosión;
- Buena flexibilidad;
- No ser fácil de destejer o desmallar

El tipo de malla metálica que mejor atiende a estos requisitos es aquella del tipo hexagonal de doble torsión, producida con alambres de bajo contenido de carbono, revestidos con aleación de 95% zinc, 5% de aluminio y tierras raras (Zn 5Al MM = Galfan), con o sin revestimiento plástico.



Como ya fue mencionado, la construcción de un muro de gaviones es extremadamente simple, sin embargo la estructura final tendrá características técnicas muy importantes. De hecho, podemos considerar las contenciones en gaviones como estructuras:

Monolíticas: Todos los elementos que forman las estructuras en gaviones son unidos entre sí a través de amarres ejecutados a lo largo de todas las aristas en contacto. El resultado es un bloque homogéneo que tiene las mismas características de resistencia en cualquier punto de la estructura.



Figura 2.3.1 2.2.1 Sección robusta donde se observa la monoliticidad del conjunto

Resistentes: Es equivocada la impresión de que una estructura formada por redes metálicas no tiene resistencia estructural o larga vida útil. Las redes utilizadas son hechas en malla hexagonal de doble torsión. Este tipo de malla proporciona distribución más uniforme de los esfuerzos a los que son sometidas y tienen resistencia nominal a la tracción. La doble torsión impide el destejido de la red, en caso ocurra la rotura de alguno de los alambres que la componen.



Figura 2.3.1 2.2.2 Contención para acceso a chancadora

Durables: Para garantizar mayor durabilidad, los alambres reciben revestimientos especiales para evitar su corrosión. El primer tipo de revestimiento es el resultado de una tecnología moderna y consiste de una aleación compuesta por Zinc, Aluminio y Tierras Raras (Zn 5Al MM = Galfan®) que es aplicada al alambre por inmersión en caliente. Este revestimiento es utilizado cuando la estructura está localizada en un ambiente no agresivo. En estas condiciones la vida útil del revestimiento supera por mucho los 50 años. Cuando la estructura está en contacto directo con ambientes químicamente agresivos (urbanos o no), ambientes marinos o zonas con alto grado de contaminación, es necesario el uso de un revestimiento adicional en material plástico (Zn 5Al MM + plástico), lo que torna al alambre totalmente inerte frente a ataques químicos.

Estos revestimientos, aplicados a los alambres que forman las mallas de los gaviones, garantizan que el deterioro de la estructura será extremadamente lento y con efectos menos graves de lo que se registra en cualquier otro tipo



de solución, aun cuando sean usadas en ambientes agresivos, caracterizándose como obras definitivas.

Se debe también considerar que, con el tiempo, la colmatación de los vacíos entre las piedras causada por la deposición del suelo transportado por el agua y/o el viento y el crecimiento de las raíces de las plantas que se desarrollan en los gaviones, consolidan aun más la estructura y aumentan su peso mejorando su estabilidad.

Armadas: Son estructuras armadas, en condición de resistir las sollicitaciones de tracción y corte. La armadura metálica no sólo tiene la función de contener las piedras, sino también de soportar y distribuir los esfuerzos de tracción originados de aquellos que actúan sobre la estructura, aun cuando tales esfuerzos son consecuencia de asentamientos o deformaciones localizados y no previstos en el cálculo. Tal característica, inexistente en las contenciones de piedra emboquillada y concreto ciclópeo, es de fundamental importancia cuando la estructura está apoyada sobre suelos de pobres características físicas.

Flexibles: Permiten la adaptación de las estructuras a las deformaciones y movimientos del terreno, sin perder su estabilidad y eficiencia. Debido a su flexibilidad es el único tipo de estructura que no requiere fundaciones profundas, aun cuando son construidas sobre suelos con baja capacidad de soporte. Esa característica también permite, en la mayoría de los casos, que la estructura se deforme mucho antes del colapso permitiendo la detección anticipada del problema y dando oportunidad de realizar intervenciones de recuperación, minimizando gastos y evitando accidentes de proporciones trágicas.

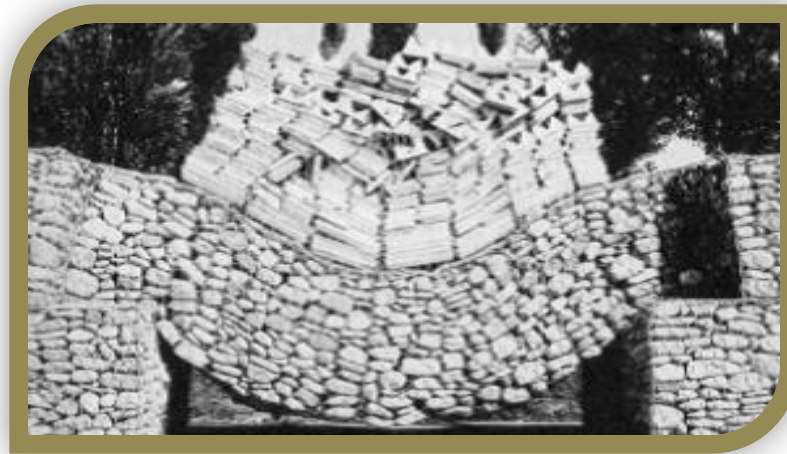


Figura 2.3. | 2.2.3 Prueba de carga realizada por la Maccaferri

Permeables: Un eficiente sistema drenante es indispensable para una buena performance y vida útil de las estructuras de contención. Las contenciones en gaviones, por las características intrínsecas de los materiales que las componen, son totalmente permeables y, por lo tanto autodrenantes, aliviando por completo el empuje hidrostático sobre la estructura. Es necesario comentar que los problemas con drenaje son la causa más común de inestabilidad de estructuras de contención.



Figura 2.3.1 2.2.4 Detalle de la característica de ser autodrenante

De bajo impacto ambiental: Actualmente las obras de ingeniería de infraestructura deben causar el menor impacto posible al medio ambiente necesitando la aprobación, sobre este enfoque, por parte de los órganos competentes. Las estructuras en gaviones se adaptan muy bien a este concepto, durante su construcción y a lo largo de la vida útil de la obra. Debido a su composición no interponen una barrera impermeable para las aguas de infiltración y percolación. Con eso, principalmente en obras de protección hidráulica, las líneas de flujo no son alteradas y el impacto para la flora y fauna local es el mínimo posible. Se integran rápidamente al medio circundante, posibilitando que el ecosistema, anterior a la obra, se recupere casi totalmente.

En las situaciones en que el impacto visual de la estructura pueda causar perjuicio al medio, se puede fomentar el crecimiento de vegetación sobre la misma, haciendo que los gaviones se integren perfectamente a la vegetación local. Esta técnica es bastante común en las obras de contención en áreas residenciales.



Otras situaciones exigen un aspecto arquitectónico y paisajístico agradable de la obra y, las estructuras en gaviones, por los materiales utilizados, presentan texturas y colores que, según la situación, se pueden mezclar con el medio circundante integrándose visualmente al lugar o generando un destaque impactante.

Tales características hacen que las estructuras en gaviones sean preferidas y ampliamente utilizadas en obras con gran preocupación paisajística y ambiental.



Figura 2.3.12.2.5 Ejemplos de contenciones con bajo impacto ambiental

Prácticas y versátiles: Presentan extrema facilidad constructiva ya que los materiales utilizados son secos - gaviones (fardos metálicos), piedras y tablas (para encofrados) - y la mano de obra necesaria para el montaje y llenado de los elementos está formada básicamente por peones (ayudantes), dirigidos por maestros de obras. Debido a estas características, pueden ser construidas sobre cualquier condición ambiental, con o sin equipamiento mecánico aun en lugares de difícil acceso.



Por no exigir mano de obra especializada, son extremadamente ventajosas en lugares con pocos recursos, pudiendo también ser construidas bajo el régimen comunitario, trayendo, en ambos casos, beneficios sociales a la comunidad local.

Cuando se opta por el llenado mecánico de los elementos, se puede usar cualquier tipo de equipo destinado a excavación en obras de movimiento de tierras.

Toda estructura en gaviones entra en funcionamiento apenas los elementos son llenados, esto es, inmediatamente, no siendo necesarios tiempos de fraguado y desencofrado. Eso permite que el relleno sea efectuado simultáneamente a la construcción del muro. Para ciertas aplicaciones, esa característica puede ser muy importante en la operatividad y avance de la obra.

Otro punto a ser destacado es que una eventual modificación o ampliación de la estructura, necesaria en función de las variaciones en la configuración local o en el comportamiento hidráulico o estático de la obra, puede ser realizada con solo adicionar o retirar elementos de la estructura original.

En caso sea necesario, eventuales servicios de mantenimiento en elementos con redes dañadas pueden ser realizados de manera fácil y rápida, superponiendo y amarrando un nuevo panel a aquel que ha sido dañado.

Económicas: Cuando son comparadas a otros tipos de soluciones, con las mismas resistencias estructurales, presentan costos directos e indirectos más bajos. Pudiéndose construir en etapas, adecuando cada etapa al balance financiero de la obra.



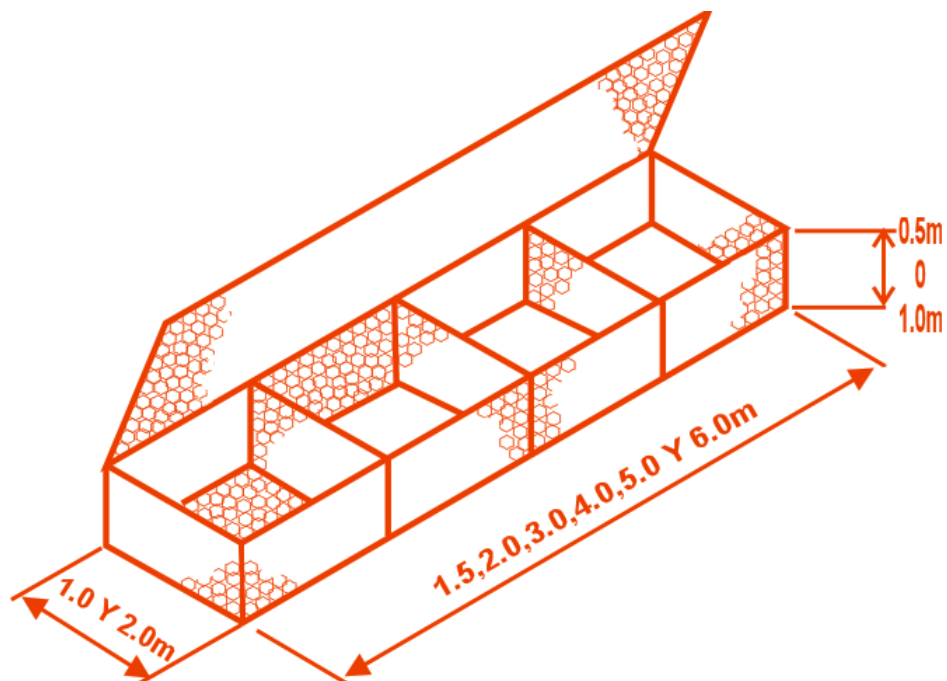
2.3.12.3 LOS GAVIONES

Son elementos modulares con formas variadas, confeccionados a partir de redes metálicas en malla hexagonal de doble torsión que, llenados con piedras de granulometría adecuada y cosidos juntos, forman estructuras destinadas a la solución de problemas geotécnicos, hidráulicos y de control de erosión. El montaje y el llenado de estos elementos pueden ser realizados manualmente o con equipos mecánicos comunes.

Para las estructuras de contención a gravedad pueden ser utilizados los siguientes tipos:

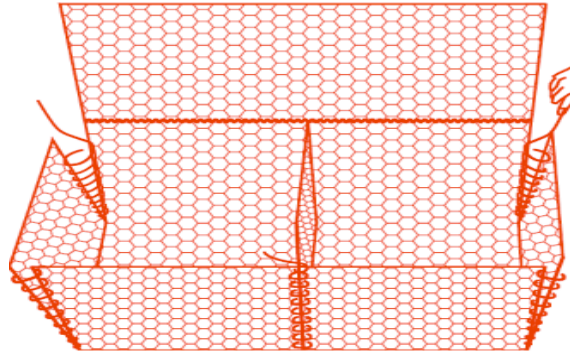
- ◆ GAVIONES TIPO CAJA
- ◆ GAVIONES TIPO SACO
- ◆ GAVIONES TIPO COLCHON

GAVION NORMAL

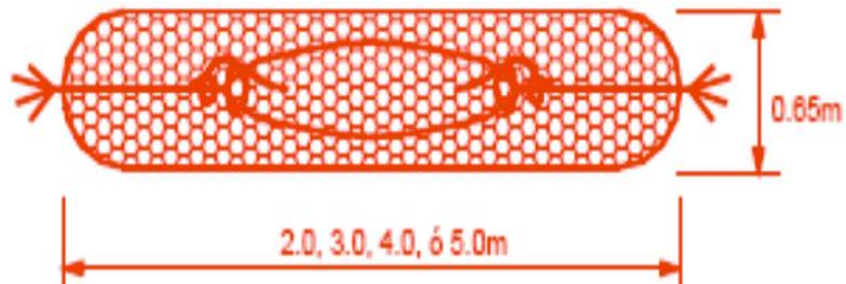




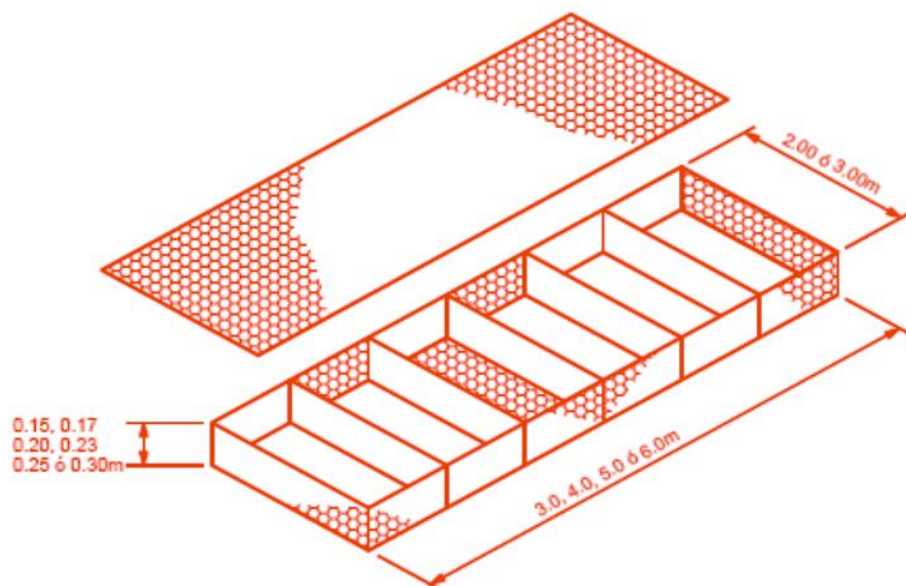
DIAFRAGMAS



GAVION TIPO SACO



GAVION TIPO COLCHON





NOTA: EN NUESTRO ANÁLISIS, LA PROPUESTA DE OBRA DE MITIGACIÓN SE ENFOCARÁ EN LA UTILIZACIÓN DE GAVIÓN TIPO CAJA.

GAVIONES TIPO CAJA

El gavión tipo caja es una estructura metálica, en forma de paralelepípedo, producida a partir de un único paño de malla hexagonal de doble torsión, que forma la base, la tapa y las paredes frontal y trasera. A este paño base son unidos, durante la fabricación, paneles que formarán las dos paredes de las extremidades y los diafragmas (figura).

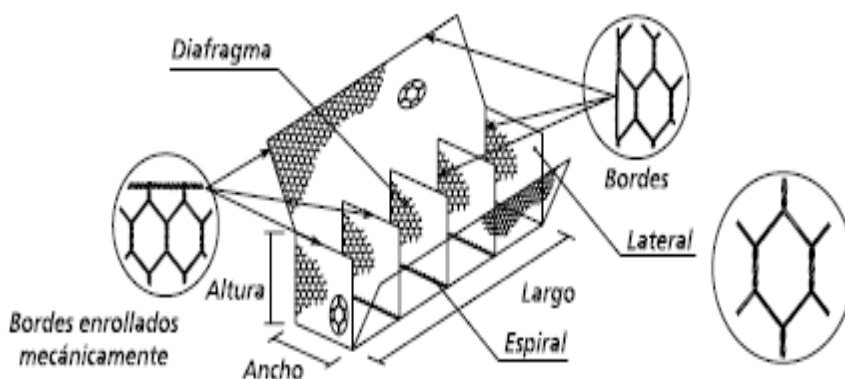


Figura 2.3.1 2.3.1 Elementos constituyentes de los gaviones tipo caja

Después de retirado del fardo, cada elemento debe ser completamente desdoblado y montado en obra, asumiendo la forma de un paralelepípedo (figura). Es posteriormente transportado e instalado, conforme a lo definido en el proyecto y amarrado, aún vacío, a los gaviones adyacentes.

Debe ser llenado con material pétreo, con diámetro medio nunca inferior a la menor dimensión de la malla hexagonal.



La red, en malla hexagonal de doble torsión, es producida con alambres de acero con bajo contenido de carbono, revestidos con una aleación de zinc, aluminio (5%) y tierras raras (revestimiento Galfan®), que confiere protección contra la corrosión. Cuando está en contacto con agua, es aconsejable que sea utilizada la malla producida con alambres con revestimiento adicional de material plástico, que ofrece una protección definitiva contra la corrosión.

Las dimensiones de los gaviones caja son estandarizadas:

- El largo, siempre múltiplo de 1 m, varía de 1 m a 4 m, con excepción del gavión de 1,5 m;
- el ancho es siempre de 1 m;
- y el alto puede ser de 0,5 m o 1,0 m.

A pedido, pueden ser fabricados gaviones caja de medidas diferentes de las estándar.

Tabla 2.3.12.3.1 Dimensiones estándar de los gaviones tipo caja

| Gaviones Caja con Diafragmas | | | | |
|------------------------------|-----------|----------|---------------------------|------------|
| Dimensiones Estándar | | | Volumen [m ³] | Diafragmas |
| Largo [m] | Ancho [m] | Alto [m] | | |
| 1,50 | 1,00 | 0,50 | 0,75 | - |
| 2,00 | 1,00 | 0,50 | 1,00 | 1 |
| 3,00 | 1,00 | 0,50 | 1,50 | 2 |
| 4,00 | 1,00 | 0,50 | 2,00 | 3 |
| 1,50 | 1,00 | 1,00 | 1,50 | - |
| 2,00 | 1,00 | 1,00 | 2,00 | 1 |
| 3,00 | 1,00 | 1,00 | 3,00 | 2 |
| 4,00 | 1,00 | 1,00 | 4,00 | 3 |

Son las estructuras flexibles más adecuadas para la construcción de obras de contención.



Figura 2.3.12.3.1 Detalle constructivo de obra con gaviones caja



INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA

MATERIAL DE LLENADO

Para el llenado de los gaviones puede ser utilizado cualquier material pétreo, siempre que su peso y sus características satisfagan las exigencias técnicas, funcionales y de durabilidad exigidas para la obra.

Los materiales normalmente utilizados son cantos rodados o piedras trituradas. En el caso de tales materiales no estar disponibles en las proximidades o tengan alto costo, pueden ser usados materiales alternativos tales como sacos llenados con arena o mortero, escombros, escorias de alto horno, bloques de concreto, etc., aún si estas soluciones puedan significar una reducción de las características del muro, por ejemplo, la flexibilidad y la permeabilidad.

Siempre debe ser preferible usar materiales de alto peso específico, especialmente porque el comportamiento de la estructura a gravedad depende directamente de su peso propio. Deben también ser descartadas piedras solubles, friables o de poca dureza. En el caso de obras expuestas a bajas temperaturas, deberán también ser despreciadas piedras que puedan fracturarse por efecto del congelamiento.

Las dimensiones más adecuadas para las piedras usadas para el llenado varían entre 1,5 a 2 veces la dimensión "D" de la malla de red (distancia entre las torsiones). La utilización de piedra de menor tamaño (diámetros siempre mayores que la dimensión "D" para evitar la salida a través de la red) permite una mejor distribución del llenado, mejor distribución de las cargas actuantes y mayor flexibilidad de la estructura. Pueden ser usadas piedras fuera de estas limitaciones siempre que lo autorice el ingeniero responsable.



COLOCACIÓN EN OBRA

COMO COLOCAR LOS GAVIONES TIPO CAJA

TRABAJOS PRELIMINARES

Los Gaviones tipo Caja (a partir de ahora denominados gaviones) son suministrados doblados y agrupados en fardos. El amarre necesario para las operaciones de montaje y unión de gaviones puede ser enviado dentro del mismo fardo o por separado.

El fardo debe ser almacenado, siempre que sea posible, en un lugar próximo al escogido para el montaje. Para facilitar el trabajo, el lugar donde serán armados los gaviones deberá ser plano, duro y de dimensiones mínimas de aproximadamente 16m² con inclinación máxima de 5%.

Los gaviones están constituidos por un paño único que, una vez doblado, formará la cara superior, anterior, inferior y posterior de la caja. A este paño son fijados dos paños menores que, una vez levantados, constituirán las caras laterales. Otro(s) paño(s) es (son) colocado(s), unido(s) al paño mayor con una espiral, para permitir la formación de él (los) diafragma(s) interno(s). Todos los paños son de malla hexagonal de doble torsión producida con alambres de acero revestidos con aleación de zinc / aluminio y tierras Raras (Galfan) y, cuando especificado, adicionalmente revestidos por una camada de material plástico.



Figura 2.3.1 2.3.2 Fardos de gaviones y rollo de alambre de amarre

MONTAJE

El montaje consiste, inicialmente, en retirar cada pieza del fardo y transportarla, aún doblada, al lugar preparado para este fin (una superficie rígida y plana). Será entonces abierta y, con los pies, serán eliminadas todas las irregularidades de los paños (figura 1).

A continuación, la cara frontal y la tapa son dobladas y levantadas en posición vertical y, de igual forma, la cara posterior. Se obtiene así la forma de un paralelepípedo abierto (una caja). Una vez formada esta caja, se unen los alambres de borde que sobresalen de las aristas de los paños torciéndolos entre sí (figura 2).

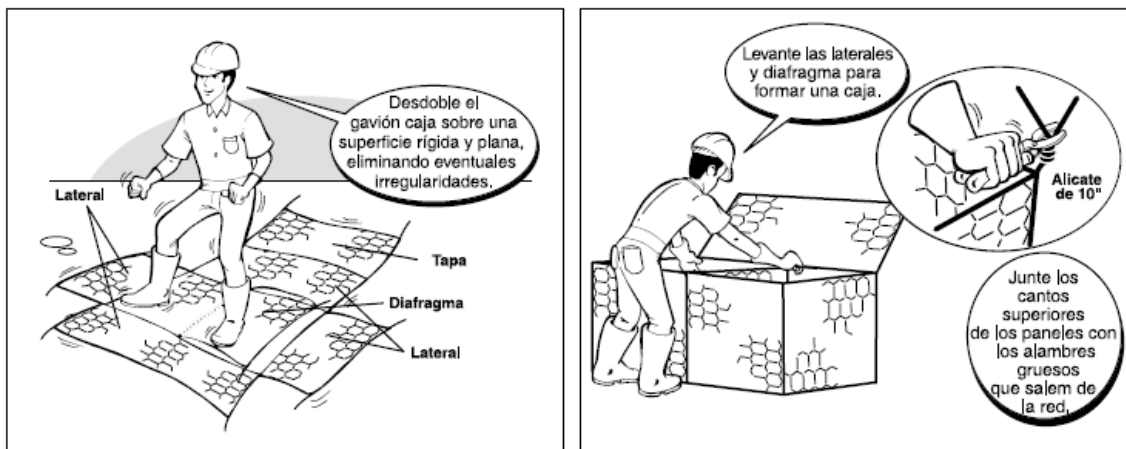


Figura 2.3.12.3.3 (1) Preparación para el montaje de un gavión Figura (2)

Posicionamiento de los paneles laterales y diafragma

Usando el alambre enviado junto con los gaviones, se amarran* las aristas verticales que están en contacto. De la misma forma se amarra el(los) diafragma(s) separador(es). De esta forma los gaviones quedarán divididos en células iguales.

Para cada arista de 1 metro de largo, son necesarios aproximadamente 1,4m de alambre. La tapa, en esta etapa, debe ser dejada doblada sin ser amarrada.

COLOCACIÓN

El elemento, ya montado, es transportado (de forma individual o en grupos) al lugar definido en el proyecto y ubicado apropiadamente. Los elementos, entonces, son amarrados, aún vacíos, uno al otro a lo largo en todas las aristas en contacto (menos las tapas), formando la primera camada de la estructura (figura3).



Las tapas deben ser dobladas en dirección a la cara externa y dispuestas de tal manera que sea facilitado el llenado.

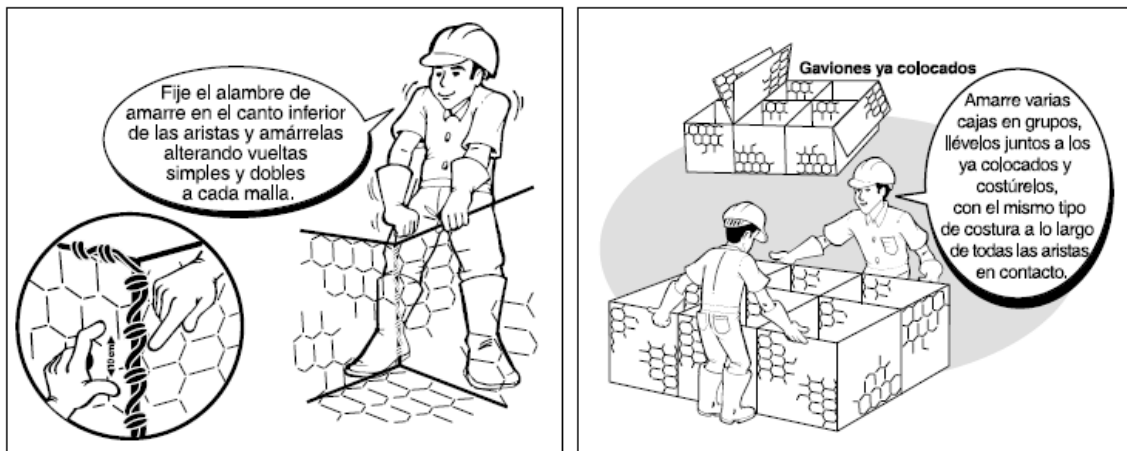


Figura 2.3.1 2.3.4 Costuras de las aristas con alambre de amarre Figura3
Posicionamiento de los gaviones antes de su llenado

* El amarre debe ser realizado pasando el alambre a través de todas las mallas que forman el borde, alternando una vuelta simple con una doble. De esta forma, estará asegurada la unión resistente entre los gaviones, tal que pueda resistir los esfuerzos de tracción a los cuales estará sometido. Los bordes estarán en contacto de tal manera que los esfuerzos de tracción no puedan causar movimientos relativos.

El plano de apoyo debe ser previamente preparado y nivelado. Debe ser verificado que las características de resistencia del terreno sean similares o iguales a las consideradas en el proyecto. Caso contrario, la camada superior del terreno debe ser substituida por material granular de buenas características (una resistencia menor que la prevista puede poner en riesgo la estabilidad de la obra).



Para garantizar que la estructura presente la estética esperada, debe ser realizado un buen acabado del paramento frontal. Para eso se puede recurrir a la utilización de un tirfor o encofrado (Figura4).

El encofrado puede ser formado por tres tablas de madera de aproximadamente 2 a 3cm de espesor, 4 a 5m de largo, y de 20cm de ancho, mantenidas paralelas a una distancia de 20cm una de la otra por tablas transversales menores, formando grillas de aproximadamente 1 x 4m o 1 x 5m. El encofrado debe ser fijado firmemente al paramento externo, usando el mismo alambre de amarre.

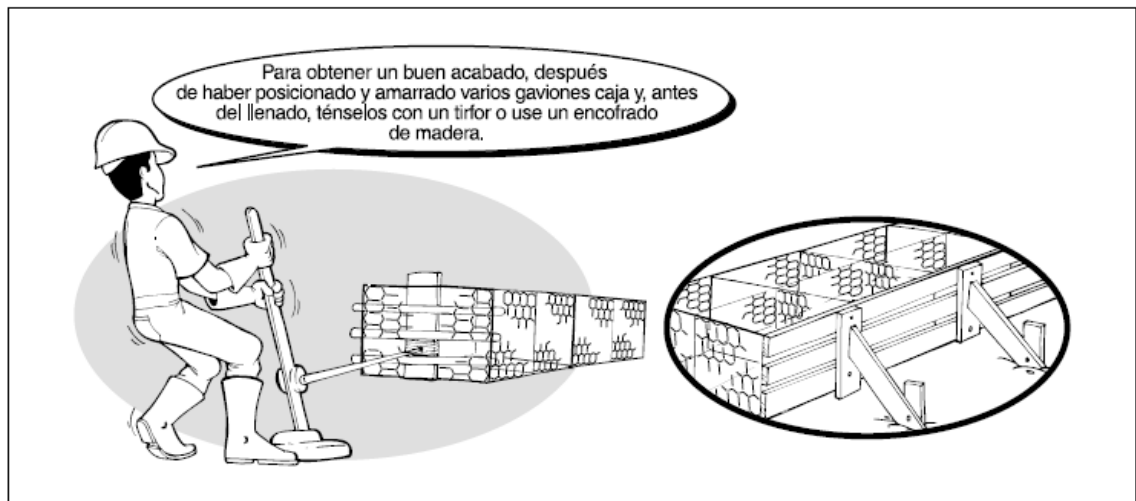


Figura 2.3.1 2.3.5 (4) Detalle de utilización del encofrado



LLENADO

Como ya mencionado, para el llenado deben ser usadas piedras limpias, compactas, no friables ni solubles en agua, tales que puedan garantizar el comportamiento y la resistencia esperada para la estructura.

Las piedras deben ser colocadas (acomodadas) apropiadamente para reducir al máximo el índice de vacíos, conforme a lo previsto en el proyecto (entre 30% y 40%), hasta alcanzar los 0,30 m de altura, para el caso de gaviones con 1,0 m de altura y 0,25 m para los de 0,50 m de altura. Deben entonces ser colocados dos tirantes (tensores) horizontalmente a cada metro cúbico (en cada célula). Los tirantes deben ser amarrados a dos torsiones (mínimo cuatro alambres distintos) de la cara frontal (aprovechando el espacio existente entre las tablas del encofrado) y a dos de la posterior de cada célula.

Para los gaviones con 1,0 m de altura, posteriormente a esta etapa inicial de llenado, debe ser llenado otro tercio de la célula y repetida la operación anteriormente mencionada para los tirantes. Se debe tener cuidado para que el desnivel con las piedras de las celas contiguas no sobrepase 0,30m, para evitar la deformación del diafragma y de las caras laterales y consecuentemente, facilitar el llenado y posterior cerrado de la tapa.

Es así completado el llenado de cada celda hasta que su altura exceda en aproximadamente 3cm a 5cm la del gavión. Superar este límite puede generar dificultades a la hora del cierre de los gaviones.

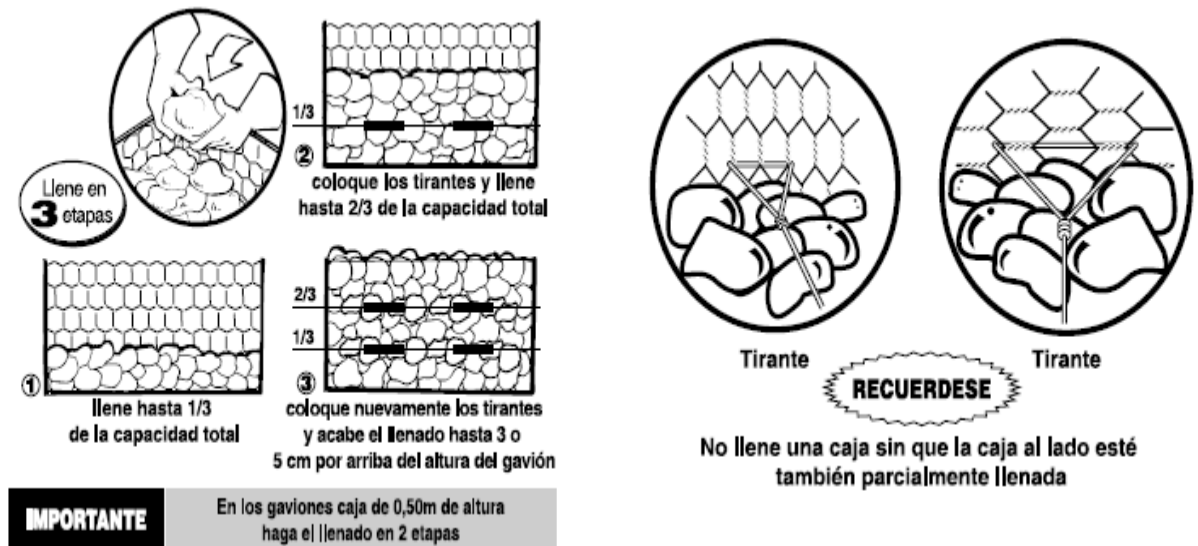
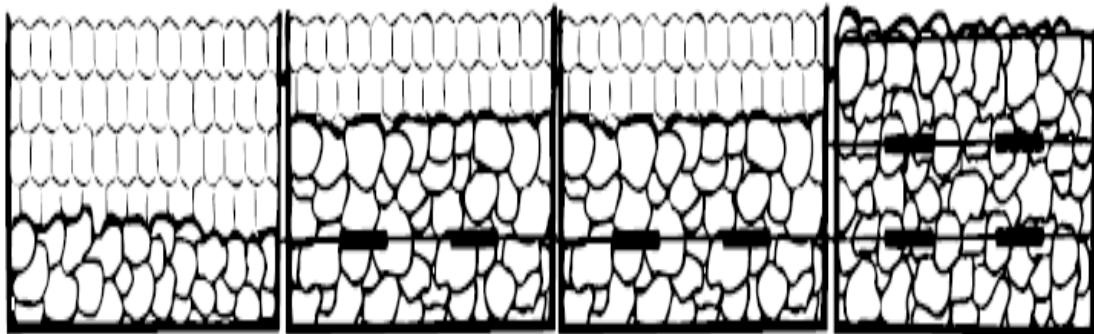


Figura 2.3.1 2.3.6 Llenado de un gavión con 1.0m de altura Figura Detalle de la colocación de los tirantes

Para los gaviones con 0,50m de altura, el llenado alcanzará inicialmente la mitad de la altura de la caja, colocándose luego los tirantes y completando el llenado hasta 3 o 5cm encima de la altura de cada célula.

El llenado de los gaviones tipo caja puede ser realizado manualmente o con auxilio de equipo mecánico. Las piedras deben tener consistencia, “Material de llenado”, siendo el tamaño ligeramente superior a la abertura de las mallas.

Figura 2.3.1 2.3.7 Detalle de las etapas de llenado en células adyacentes





CIERRE

Una vez completado el llenado de las células, la tapa, que había estado doblada, será desdoblada sobre la caja con la finalidad de cerrar superiormente el gavión, siendo amarrada, a lo largo de su perímetro libre, con todos los bordes superiores de los paneles verticales y, posteriormente, al(los) diafragma(s). El amarre debe unir, siempre que sea posible, los bordes en contacto con los gaviones vecinos.



Figura 2.3. | 2.3.8 Detalle de la etapa de cierre del gavión tipo caja

NIVEL DE LA FUNDACIÓN

Es aconsejable empotrar la estructura por lo menos 0,30 m con la finalidad de aumentar su resistencia al deslizamiento y para promover la retirada de la camada superficial de suelo orgánico, no recomendada como fundación.

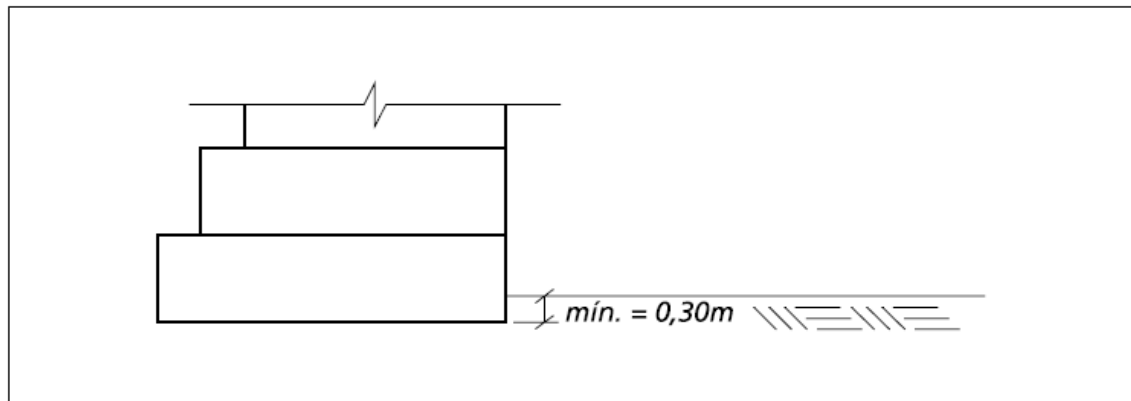
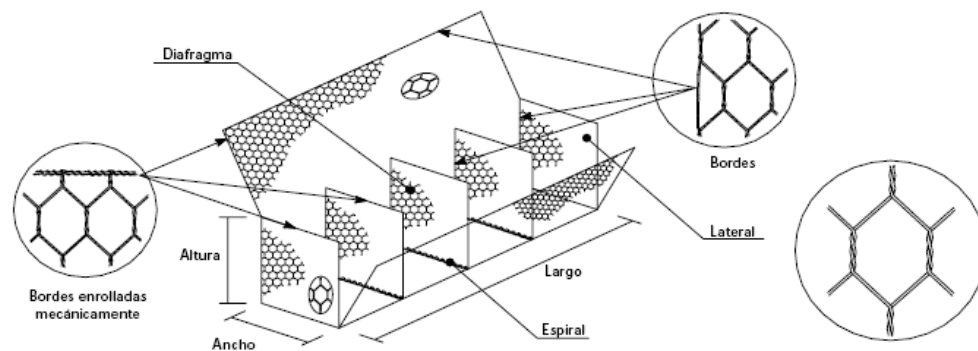


Figura 2.3.1 2.3.9 Detalle del empotramiento de la base de la estructura en el suelo de fundación

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS



ALAMBRE

Todo el alambre utilizado en la fabricación del gavión caja y en las operaciones de amarre y atirantamiento durante su construcción, debe ser de acero dulce recocido de acuerdo con las especificaciones ASTM A641 M-98 y NB 709-00, esto es, el alambre deberá tener una tensión de ruptura media de 38 a 50 kg/mm².



REVESTIMIENTO DEL ALAMBRE

Todo el alambre utilizado en la fabricación del gavión caja y en las operaciones de amarre y atirantamiento durante su construcción, debe ser revestido con un recubrimiento pesado de cinc de acuerdo con las especificaciones de la ASTM A641M-98, esto es: la cantidad mínima de revestimiento de cinc en la superficie de los alambres debe cumplir con los siguientes valores:

Tabla 2.3.1.2.3.2 Revestimiento del alambre para gaviones

| Diámetro del alambre \varnothing (mm) | Masa mínima de revestimiento (g/m ²) |
|---|--|
| $\varnothing < 2,40$ | 240 |
| $2,40 < \varnothing < 2,90$ | 260 |
| $\varnothing \geq 2,90$ | 275 |

El revestimiento de cinc debe adherir al alambre de tal forma que, después del alambre haber sido enrollado 15 veces por minuto alrededor de un mandril, cuyo diámetro sea igual a 3 veces el del alambre, no pueda ser escamado o quebrado o removido con el pasar del dedo, de acuerdo con la especificación de la ASTM A641M-98.

Los ensayos deben ser hechos antes de la fabricación de la red.

ELONGACIÓN DEL ALAMBRE

La elongación no deberá ser menor que 12%, de acuerdo con las especificaciones de la ASTM A641M-98.

Los ensayos deben ser hechos antes de la fabricación de la red, sobre una muestra de alambre de 30 cm de largo.



◆ RED

La red debe ser en malla hexagonal de doble torsión, obtenida entrelazando los alambres por tres veces media vuelta, de acuerdo con las especificaciones de la NBR 10514, NB 710-00 y NP 17055 00.

Las dimensiones de la red serán del tipo 6x8.

El diámetro del alambre utilizado en la fabricación de la red debe ser de 2,4 mm y de 3,0 mm para los bordes.

BORDES ENROLLADOS MECÁNICAMENTE

Todos los bordes libres del gavión caja, incluso el lado superior de las laterales y de los diafragmas, deben ser enrollados mecánicamente en vuelta de un alambre de diámetro mayor, en este caso de 3,0 mm, para que la red no se desarme y adquiera mayor resistencia.

◆ CARACTERÍSTICAS DEL GAVIÓN CAJA

Cada gavión caja con largo mayor que 1,50 m debe ser dividido en celdas por diafragmas colocados a cada metro.

El lado inferior de las laterales debe ser fijado al paño de base, durante la fabricación, través del entrelazamiento de sus puntas libres alrededor del alambre de borde.



El lado inferior de los diafragmas debe ser cosido al paño de base, durante la fabricación, con una espiral de alambre e diámetro de 2,2 mm.

Dimensiones estándar:

Largo: 1,50 m 2,00 m 3,00 m 4,00 m

Ancho: 1,00 m

Altura: 0,50 m 1,00 m

◆ AMARRE Y ATIRANTAMIENTO

Con los gaviones caja debe ser provista una cantidad suficiente de alambre para amarre y atirantamiento.

Este alambre debe tener diámetro 2,2 mm y su cantidad, en relación al peso de los gaviones caja provistos, es de 8% para los de 1,00 m de altura y de 6% para los de 0,50 m.

◆ TOLERANCIAS

Se admite una tolerancia en el diámetro del alambre zincado de $\pm 2,5\%$.

Se admite una tolerancia en el largo del gavión caja de $\pm 3\%$ y, en la altura y ancho, de $\pm 5\%$.



ALGUNAS OBRAS REALIZADAS EN NUESTROS PAÍS DE MUROS GAVIONADOS TRANSVERSALES

ANTES



DESPUES

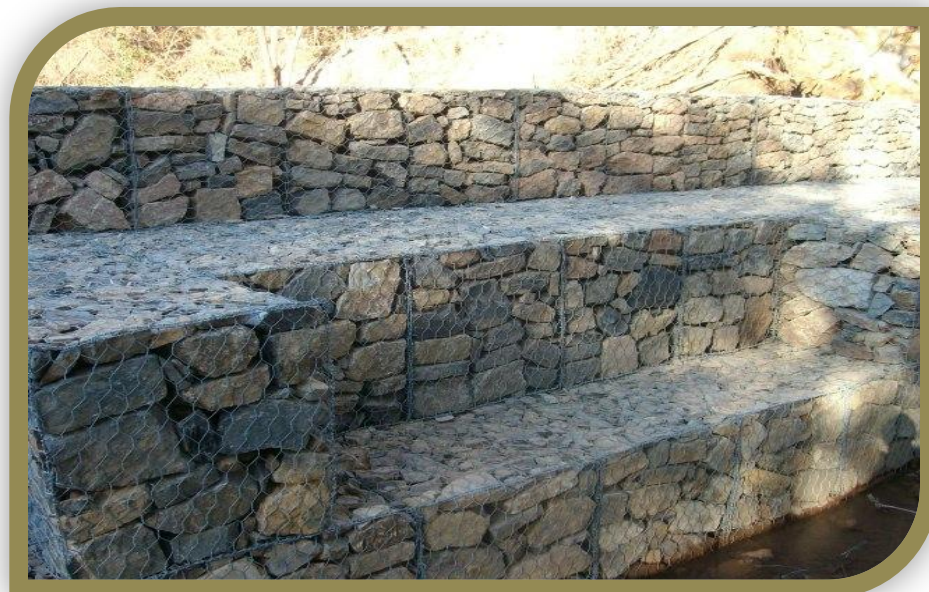




GRADAS DISIPADORAS DE ENERGÍA CON GAVIÓN
VISTA LATERAL



VISTA FRONTAL





VISTA DE PLANTA



VISTA FRONTAL



www.maccaferri.com.ar



2.3.13 ZANJAS DE INFILTRACIÓN

Las Zanjas de infiltración, son canales sin desnivel, construidas en forma manual, y situadas en la parte superior o media de una ladera (pendiente entre 10 y 40%).

Las características técnicas de las zanjas de infiltración están en función de las condiciones de suelo y clima de la zona donde se pretenden implementar.

Entre los efectos positivos de las zanjas de infiltración se tiene:

- ◆ Aumento de la capacidad de infiltración de agua en el suelo.
- ◆ Disminución de la escorrentía superficial.
- ◆ Disminución de los procesos erosivos.

Por otro lado, es importante destacar que el mantenimiento de las zanjas de infiltración es fundamental para aumentar su vida útil; este mantenimiento se refiere a la limpieza del sedimento arrastrado y azolvado por el agua.

Diseño hidrológico

El diseño de zanjas de infiltración atiende fundamentalmente a los siguientes criterios:

- a) El espaciamiento entre zanjas debe ser tal que permita un control adecuado de la erosión.



b) La capacidad adecuada de las zanjas debe almacenar un determinado volumen de agua producido por la lluvia y favorecer el crecimiento de las plantas.

El principio fundamental para diseñar las zanjas de infiltración corresponde a que la cantidad de agua de lluvia que cae en la zona de captación, debe ser menor o igual a la que capta y absorbe la zanja. Por otra parte como las zanjas de infiltración deben construirse entre una pendiente de 10% y 40%.



2.3.13.1 PROCESO CONSTRUCTIVO DE ZANJAS DE INFILTRACIÓN O ACEQUIAS DE LADERA

Las zanjás de infiltración o acequias se construyen sobre curvas de nivel. Una curva de nivel es el trazo de una línea en una pendiente, en la que todos los puntos están al mismo nivel.

El proceso constructivo es el siguiente:

- 1) Se miden 15 cm arriba y abajo de la curva de nivel que ya se trazó, y se colocan estacas.
- 2) Se excava una zanja de 30 cm de ancho y 30 cm de profundidad, depositando la tierra al lado de abajo aproximadamente a 20 cms. de distancia a fin de que la tierra no caiga de nuevo en la zanja.



- 3) Se miden 30 cm a cada lado de la acequia y se plantan estacas para hacer los taludes, esto para evitar que se desborden los taludes de la zanja.



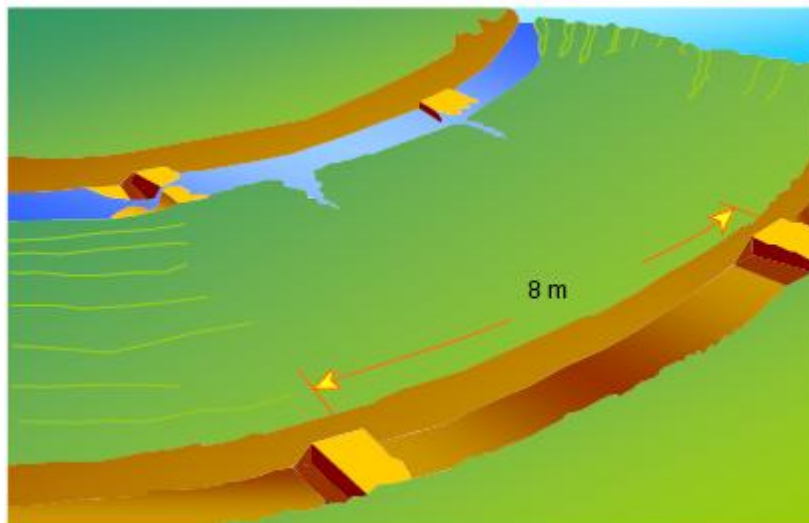
4) Una vez medidos y estaquillados los taludes, con una piocha, se procede a proporcionar una pendiente de 1:1, a partir de la estaca al fondo de la zanja, la tierra se deposita al lado de abajo de la zanja. Luego se corrige el nivel del fondo de la acequia con el nivel "A".



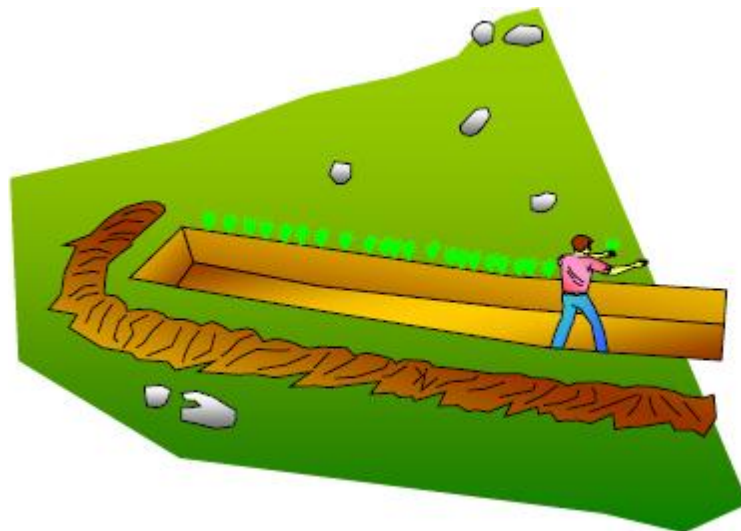
5) Cada 8 metros de zanja, se recomienda construir un regulador de agua, que consta de un pequeño muro de la mitad de la altura de la zanja, es decir, de 15



cm de alto, su función es distribuir mejor el agua a lo largo de la zanja, ya que el flujo de agua superficial no es uniforme en todo el terreno, permitiendo el paso de agua de ciertas partes de la zanja en donde ha rebasado a otras que se encuentran a media capacidad.



6) Finalmente se coloca una barrera de protección arriba de la acequia.



La sección de la zanja de infiltración terminada es la siguiente:

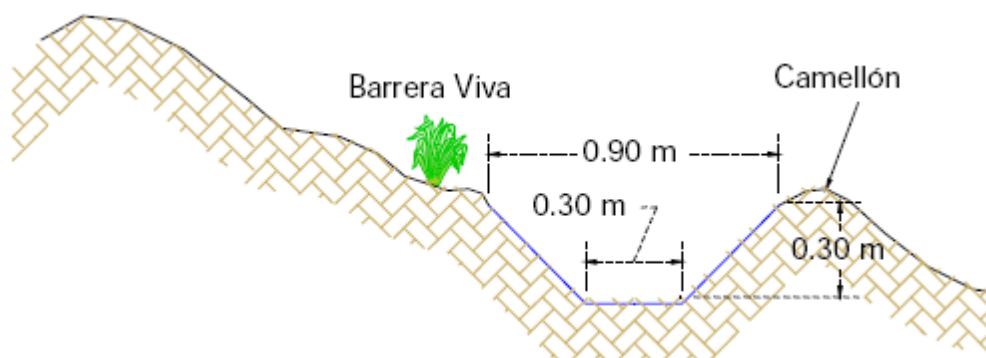


Figura 2.3.13.1.1 Dimensiones de la zanja de infiltración

2.3.14 BARRERAS VIVAS

Las barreras vivas son hileras simples, dobles o triples de especies vegetales preferiblemente perennes y de crecimiento denso, establecidas en curvas de nivel y a distanciamientos cortos.

El objetivo principal de las barreras vivas, es reducir la velocidad de escorrentía superficial y retener el suelo que en ella se transporta. Para que este objetivo se cumpla, las especies se plantan lo más juntas posible, para que en el menor tiempo la barrera sea continua.



BARRERAS VIVAS SOLAS

Para controlar la degradación de los terrenos por erosión en niveles tolerables, se recomienda utilizar este tipo de barreras hasta un máximo de pendiente de un 15%, siempre y cuando las mismas vayan acompañadas de otras prácticas agronómicas de manejo y conservación de suelos (labranza y siembra a contorno, coberturas, abonos verdes, incorporación de materia orgánica).

BARRERAS VIVAS COMBINADAS CON OBRAS FÍSICAS

En pendientes superiores al 15%, la barrera viva como única medida para reducir los efectos de la erosión es poco funcional, por lo tanto las mismas deberán ser el complemento de algún tipo de obra física de evacuación de las aguas de escorrentía superficial, como lo son las acequias. En este caso la función de la barrera viva principalmente se limita a la protección de la obra física, ya que al frenar la velocidad de escorrentía evita el socavamiento del talud del canal, además al actuar como un filtro limita el ingreso de materiales gruesos, los cuales eventualmente podrían colmatar la obra y por ende su capacidad de evacuación.

En El Salvador, las especies más utilizadas como barreras vivas son: Izote (Yuca elephantipes), piña (Ananas comosus), zacate limón (Andropogon citratus), zacate vetiver (Vetiveria zizanioides), zacate elefante (Pennisetum purpureum), Gandul (Cajanus cajan), etc.



VENTAJAS

- ◆ Disminuyen la velocidad de escorrentía
- ◆ Retienen suelo
- ◆ Mejoran la infiltración de agua en el terreno
- ◆ Constituyen una fuente alternativa de forraje
- ◆ Sirven de guía para la siembra apropiada de cultivos
- ◆ Bajos costos de establecimiento
- ◆ Alto porcentaje de aceptación por parte de los agricultores

MATERIALES Y HERRAMIENTAS DE CONSTRUCCIÓN:

- ◆ Material vegetativo o semilla
- ◆ Estacas
- ◆ Azadones
- ◆ Piochas
- ◆ Cintas métricas
- ◆ Corvo, cuma o cuchillo
- ◆ Nivel (eclímetro, nivel tipo A, nivel de caballete, etc.)
- ◆ Hilo nylon

PROCESO CONSTRUCTIVO DE BARRERAS VIVAS

Los pasos a seguir para la construcción de barreras vivas es el siguiente:

a) Se hace una pequeña zanja sobre la curva de nivel ya trazada, de dimensiones de 0.05 a 0.10 metros de ancho y 0.10 metros de profundidad y luego, se planta el material a un distanciamiento apropiado.



b) En el caso de semilla, se hace un *rayón* sobre la curva y se siembra a chorro seguido. Los espaciamientos entre posturas de material sobre la curva, son los siguientes: Izote, 0.20 metros; piña, 0.50 metros; zacate limón y zacate vetiver, 0.10 metros, zacate elefante, cadena continua; gandul, chorro seguido.

c) Para barreras vivas cuya finalidad es garantizar la vida útil de las zanjas o acequias de infiltración, estas deben sembrarse 0.20 m del borde superior de estas. En el borde inferior (camellón), se puede sembrar yuca, hortalizas o piña.

Las barreras vivas protegen las acequias, porque sus raíces con sus tallos y hojas retienen el suelo que se erosiona y disminuyen la velocidad de la corriente de agua de lluvia en la pendiente.

Los sedimentos erosionados se acumulan año tras año, dando paso a la nivelación del suelo mediante la formación de terrazas (Figura 2.3.14.1).

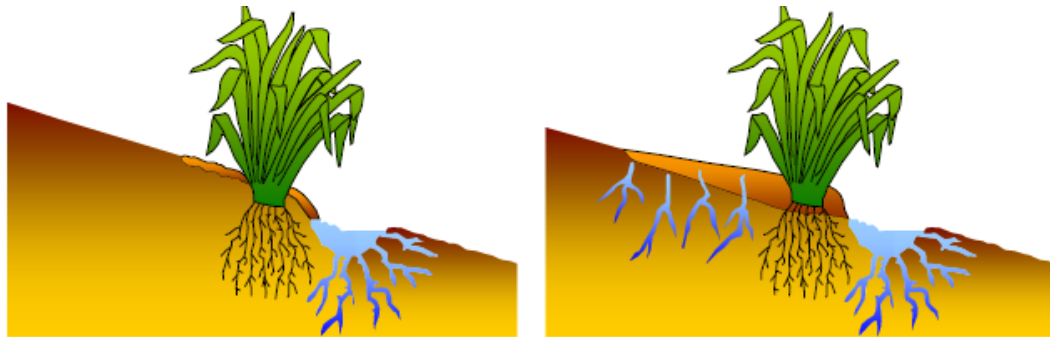


Figura 2.3.14.1 En poco tiempo, el suelo erosionado se acumula junto a la barrera viva, formando terrazas.

FUENTE: TESIS, ESTUDIO HIDRO-AMBIENTAL DE LAS ZONAS DE RECARGA HÍDRICA DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL



CAPITULO III

**IDENTIFICACIÓN DE
SECTORES CRÍTICOS**



3.1 CAUSAS ANTRÓPICAS DE LOS DESBORDAMIENTOS.

El prefijo “antropo” alude a humanidad. Antrópico vendría a significar: **causado por el hombre**. Hablamos de factores antrópicos cuando nos referimos a la actividad humana²⁸.

Entre los factores antrópicos que conjuntamente con la lluvia provocan el desarrollo de grandes avenidas se pueden mencionar, las modificaciones que realiza el hombre sobre el relieve donde provoca cambios o interrumpe la red de escurrimiento superficial de las aguas, mal manejo del relieve cárstico, donde de forma deliberada se tapan los sumideros naturales, la indisciplina social por el vertimiento de desechos y escombros que provocan la colmatación de los cauces de los ríos, los procesos de deforestación en las franjas hidroreguladoras, los procesos de urbanización que provocan la impermeabilización del terreno, disminución del caudal de los ríos por entubamiento entre otros, lo que provoca una reducción de la evacuación de las aguas, el mal diseño del drenaje pluvial y mantenimiento de la limpieza de estos, son factores que unidos a los anteriores son desencadenantes de fenómenos de desbordamientos de ríos y quebradas.

²⁸ http://www.mappinginteractivo.com/plantilla-ante.asp?id_articulo=1539



3.2 ANÁLISIS DE CRITERIO DE CAMPO PARA IDENTIFICACIÓN DE LOS SECTORES Y CAUSAS DEL DESBORDAMIENTO.

Una zona de desbordamiento se puede identificar en el campo observando los indicios geológicos, hidrológicos, geomorfológicos (forma del relieve), pedológicos (suelo), edafológicos (vegetación) y otros, como por ejemplo humedad del terreno, áreas con agua empozada, sedimentos, zonas con vegetación dañada, líneas de escombros, etc.

Los desbordamientos en La Quebrada Chogual se dan en las zonas urbanas de la ciudad de La Unión y sabiendo que uno de los objetivos de nuestro estudio es determinar las causas y efectos de los desbordamientos, ocasionado por el incremento de la escorrentía superficial. Es decir desbordamientos producidos por lluvias continuas o de intensidades elevadas con la capacidad de sobrepasar los niveles de absorción de agua de los suelos manifestando los incrementos de caudal en el cauce de la quebrada, por lo cual identificamos dos etapas de relevancia para poder determinar los sectores, causas y efectos del desbordamiento las cuales son:

- a) La identificación que los habitantes nos pueden proporcionar debido a que ellos son los afectados por el problema del desbordamiento, siendo ellos los conocedores particulares del problema.
- b) La identificación obtenida por medio de la visitas de campo en la zonas afectadas, para determinar las causas y efectos.



Tomaremos algunos criterios para la identificación de las zonas de desbordamientos y las causas de los desbordamientos los cuales son:

- ◆ Alteración de la Geomorfología.
- ◆ Hidrológicos.
- ◆ Vegetación.
- ◆ Medición de niveles de desbordamientos.
- ◆ Deterioro de la cuenca alta.

3.2.1 ANÁLISIS DE LAS VISITAS DE CAMPO.

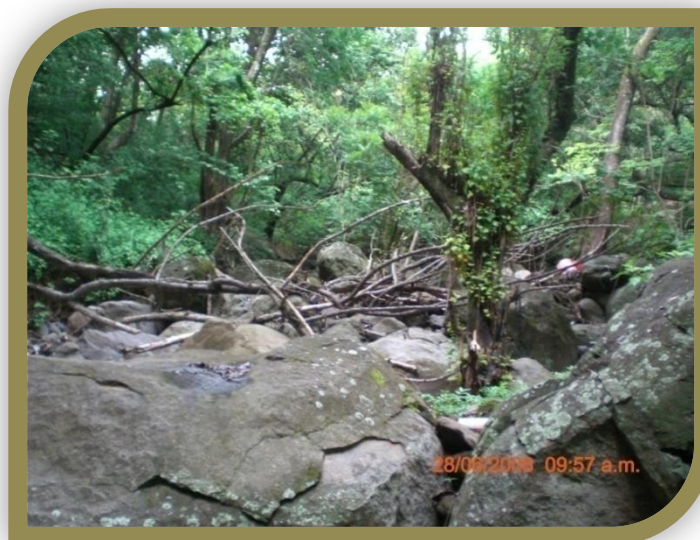
◆ Alteración de la Geomorfología.

Concepto: Geomorfología a la ciencia que tiene por objeto la descripción y la explicación del relieve terrestre, continental y submarino. Constituye una disciplina de síntesis orientada, especialmente hacia el estudio de uno de los componentes del medio natural.

Identificación; En nuestro caso por medio de las diferentes visitas de campo realizadas, se identificó que las zonas donde se desborda la quebrada, se denota que la pendiente es menor. Es decir en la parte baja de la cuenca, debido a que es la zona donde se encuentra el cauce principal y las secciones más reducidas de la quebrada y por ende son los sectores donde el caudal es mayor. La quebrada comienza en la parte alta del volcán de Conchagua aproximadamente a 1050 m.s.n.m. Y una pendiente media de 12.63%. Además que se le unen otros afluentes en el transcurso del cauce.



Fotografía 3.2.1.1 Zona urbana con menor pendiente, la cual es de mayor densidad poblacional.



Fotografía 3.2.1.2 Zona media, en este tramo de la quebrada nos encontramos con rocas de gran tamaño y también con algunas ramas y árboles en el cauce principal.



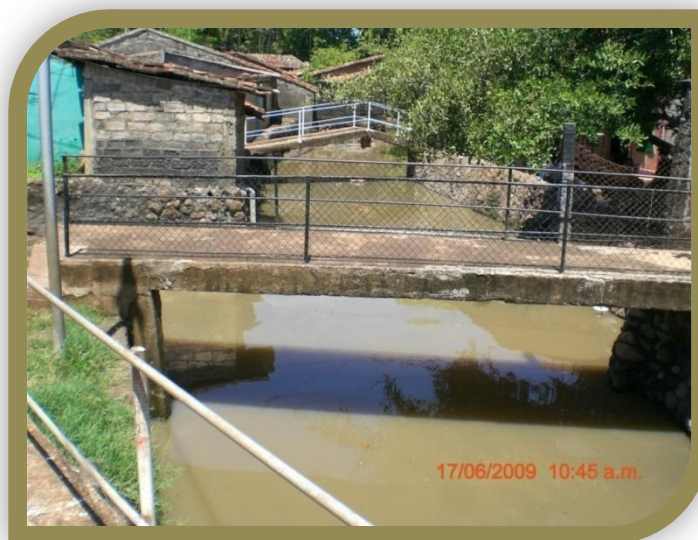
Fotografía 3.2.1.3 Relieve montañoso en las riveras de la quebrada con zonas cultivable algunas rocas, árboles y hierbas naturales existentes.

◆ Hidrológicos.

Identificación: La zona urbana de La Quebrada Choqual se encuentra en la parte baja de la cuenca, por lo que nos damos cuenta que al haber precipitaciones el nivel del agua sube más que en las otras partes de la quebrada, ya que por la impermeabilización de los suelos, hay poca infiltración y la evapotranspiración disminuye con la deforestación y la escorrentía es excesiva cuando suceden eventos extremos como son el Huracán Mitch. En Octubre del año de 1998, Stan en octubre del 2005 y el más reciente suceso que es el Dean en Agosto del 2007 el cual fue el que desbordo la quebrada Choqual.



Fotografía 3.2.1.4 Altura de la marea en condiciones normales en la parte baja de la quebrada, se observa que la altura de agua es de 1.75 mt. llega pocos centímetros al límite de las bordas.



Fotografía 3.2.1.5 Parte baja donde alcanza la marea alta, también se observan los puentes peatonales y casas en las bordas de la quebrada lo cual hace más vulnerable a los desbordamientos.



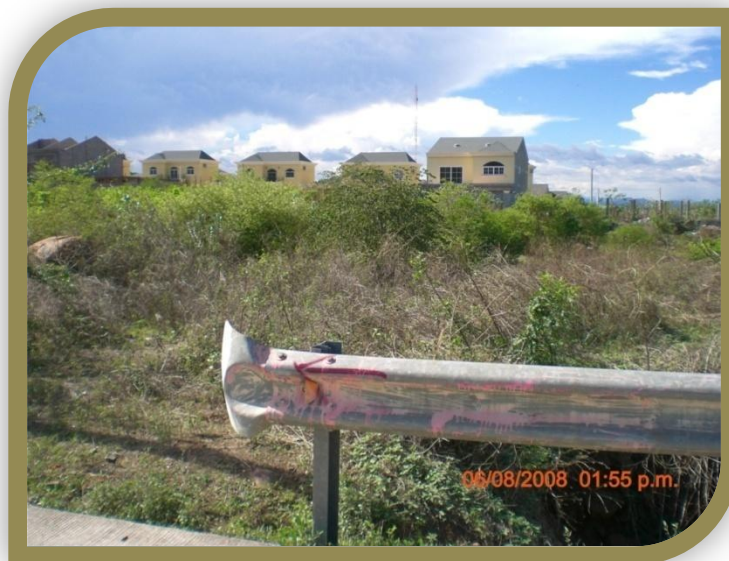
◆ Vegetación.

Identificación vegetal:

- En la parte baja de la quebrada se encuentran limitada la vegetación, debido a los asentamientos existentes y el desarrollo urbano desordenado que se está llevando a cabo y no se ha dejado zonas de protección que se requiere por ley y dentro de esta es recomendada la siembra de plantas y árboles. En las visitas de campo realizadas observamos que en esta parte baja se encuentran arboles en los patios de las casas pero solo cuando estos son grandes, de lo contrario no existen
- En la parte media de la quebrada encontramos zonas que están siendo utilizados para cultivos pero estos no son permanentes debido al suelo existente en la zona. También en este sector se encuentran parte del bosque existente en la quebrada que está siendo deforestado por medio del hombre ya que se han talado árboles de edades avanzadas, observados en las visitas de campo a este lugar y otros que se talan para la construcción de nuevas urbanizaciones. También se encuentran pastizales naturales y vegetación.
- En la parte alta de la cuenca se encuentran bosques naturales, así como café, zona ecotonales, pastos naturales, zonas de granos básicos, bosque mixto semi caducifolios, vegetación herbácea natural.



Fotografía 3.2.1.6 En la parte baja encontramos mayor impermeabilización, ya que se han construido casas sobre el cauce de la quebrada y otras en las orillas sin dejar zona de protección.



Fotografía 3.2.1.7 Zona en proceso de desarrollo aledaña a la quebrada urbanización Bella Vista, aproximadamente a unos 80 mts. del Bypass.



Fotografía 3.2.1.8 Reducción de cauce de la quebrada por viviendas construidas en las orillas y esta con poca vegetación y en algunos casos nula.



Fotografía 3.2.1.9 Vegetación en la cuenca, matorrales, algunos árboles y pastizales en la zona media baja.



Fotografía 3.2.1.10 Pastizales, pocos árboles y matorrales en su mayoría en esta zona de la quebrada la cual es la media baja.



Fotografía 3.2.1.11 Matorrales en la zona y socavación debido a la erosión en el cauce principal de la quebrada.



Fotografía 3.2.1.12 Deforestación en la parte media alta con algunos árboles de edades mayores por su tamaño y está en el cauce principal de la quebrada así como rocas de gran tamaño.



Fotografía 3.2.1.13 Visita de campo con ingenieros y personal de la alcaldía de La Unión en Mayo del 2009. Se verifico que sigue la tala de árboles en la parte alta, en la cual existe una buena cantidad de los cuales poco a poco se están talando por manos del hombre, aun en terrenos rocosos.



Fotografía 3.2.1.14 Visita de campo con ingenieros y personal de la alcaldía de La Unión en Mayo del 2009.



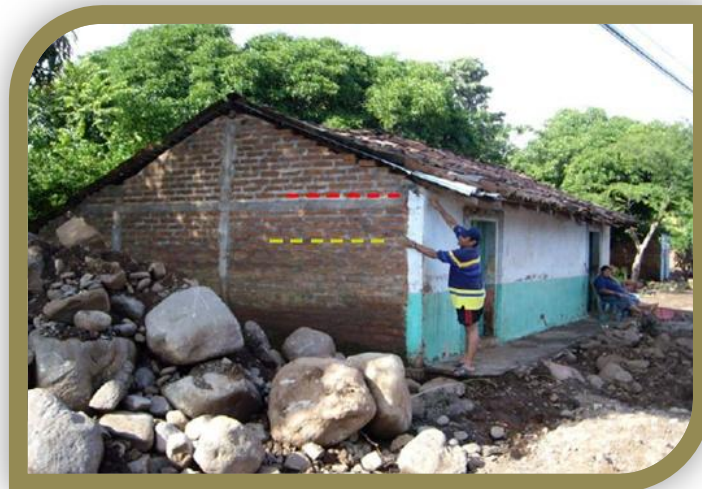
Fotografía 3.2.1.15 Vegetación en el cauce, parte media alta de la cuenca.



◆ **Medición de niveles de desbordamiento.**

Identificación: En las visitas de campo realizadas en las zonas donde se desbordó la quebrada Chogual encontramos que en algunos lugares la esorrentía fue tan alta que logró alcanzar los techos de las casas de los habitantes de la zona, incluso logró arrastrar casas. Así como también el muro de la escuela Hugo Lindo y algunas tumbas del Cementerio General de La Unión.

Los habitantes han construido pretiles en las puertas de sus casas para contrarrestar los desbordamientos que se dan constantemente en la quebrada, a continuación se presentan algunas fotografías.



Fotografía 3.2.1.16 Niveles alcanzado durante el huracán Dean línea color amarillo sedimentos y la color rojo esorrentía de la quebrada.



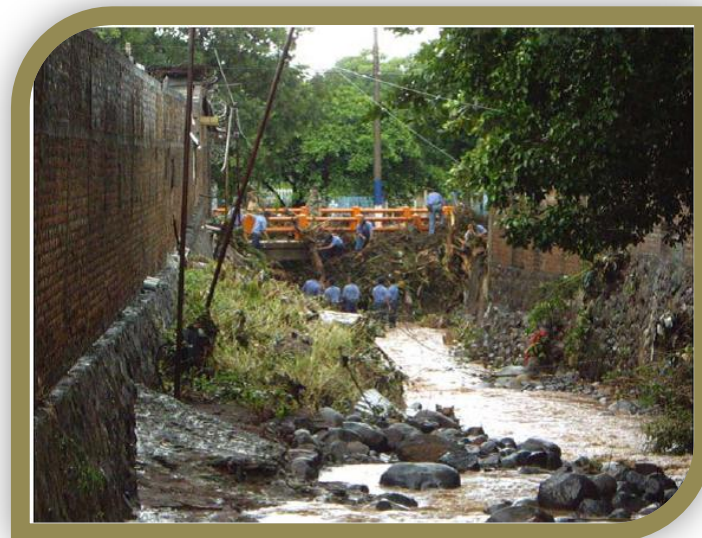
Fotografía 3.2.1.17 Aumento de altura de pretiles en casas por los desbordamientos de la quebrada después de lo ocurrido por el huracán Dean.

❖ Deterioro de la cuenca alta.

Identificación: En las distintas visitas realizadas en la parte alta de la quebrada se observó que uno de los problemas que genera el deterioro de la cuenca es la deforestación, ósea el deterioro ambiental por lo cual este es uno de los problemas de mayor significación ambiental. También por la pendiente natural que presenta la quebrada se identificó la degradación de suelos y el arrastre de sedimentos así como basuras, ramas y otros objetos que sirven de obstáculos en las obras de paso.



Fotografía 3.2.1.18 Deterioro de la cuenca alta ocasionado por los habitantes de la zona.



Fotografía 3.2.1.19 Ramas y sedimentos arrastrados por la escorrentía, los cuales ayudaron a obstruir el paso del agua por las secciones de los puentes.



Los resultados obtenidos del análisis de identificación, relacionando las dos etapas mencionadas, señalan que los sectores donde se desborda la quebrada Choqual son los que se presentan en la tabla 3.2.1.1

Tabla 3.2.1.1 Zonas de desbordamientos. (Fuente Grupo de Tesis).

| Sector. | Zona. | Tramo. |
|---------|------------------------------------|---------|
| 1 | Parte alta del barrio San Antonio. | Tramo 1 |
| 2 | Parte baja de barrio San Antonio. | Tramo 2 |
| 3 | Campo Villalta. | Tramo 3 |



3.3 DETERMINACIÓN DE LOS SITIOS CRÍTICOS DE INTERÉS TOMANDO DE BASE LOS NIVELES ALCANZADOS DURANTE EL HURACÁN DEAN EL 22 DE AGOSTO DEL 2007.

Los sectores que hemos identificado como críticos a desbordamientos y en base al daño causado por el elevado nivel de la escorrentía nos atrevemos a considerar como sectores de alto riesgo los que mencionaremos a continuación, aunque toda la zona baja de esta quebrada es de alto riesgo, se toman solamente tres puntos a ser analizados por el motivo de que en estos se encuentran obras de paso como son puentes.

◆ Tramo 1.

Será considerado como el sector de la parte alta del barrio San Antonio, en el puente de la carretera que conduce hacia Conchaagua exactamente.

◆ Tramo 2.

Este es la zona de la parte baja del barrio San Antonio en la carretera que conduce hacia San Miguel o al Centro de la ciudad de La Unión, es el sitio donde está el puente del cementerio.

◆ Tramo 3.

Este será el sector del campo Villalta o (sector Villalta) sobre la 12ª avenida norte contiguo a la escuela Hugo Lindo donde también se encuentra un puente.

Estos son los sectores críticos de interés a ser analizados para calcular los caudales máximos y el nivel de la escorrentía en diferentes periodos de retorno y en base a los resultados proponer la respectiva mitigación de los desbordamientos ocasionados.



3.4 DETERMINACIÓN DE LAS CAUSAS DEL DESBORDAMIENTO DE LA QUEBRADA CHOGUAL EL 22 DE AGOSTO DEL 2007 PARA EL HURACÁN DEAN.

Dentro de las causas que han provocado los desbordamientos en la quebrada y por las observaciones en las diferentes visitas de campo, no se identifica una sola causa sino que se ha debido a una serie de factores que asociadas provocaron el problema ocurrido en Agosto del 2007 durante el huracán Dean, también ayuda la aportación de la información proporcionada por los habitantes de las zonas afectadas a lo largo de la quebrada, dentro de las causas podemos mencionar las siguientes:

- ◆ La obstrucción de los puentes de la zona urbana (calle Conchagua, 3ª Calle Poniente) principalmente con árboles, ramas y en menor medida basura y bloques de concreto, así como sedimentos, todo ello arrastrado por la escorrentía. Los troncos y ramas provienen en buena parte de los árboles arrancados que crecen en el mismo cauce o en las inmediaciones a lo largo de toda la quebrada.
- ◆ También hay que considerar la procedencia de ramas y árboles talados en distintos lugares cercanos a la quebrada en las cuales se identificaron árboles de edades mayores por el tamaño de estos, se observó tala de árboles en la zona media alta durante visitas de campo, la cual están haciendo indiscriminadamente.
- ◆ La reducción del cauce de la quebrada en la zona urbana, debido a la construcción de viviendas hasta el borde de la misma. En las zonas más bajas, donde se acumula un flujo mayor, es donde la



quebrada tiene menor sección por la invasión y canalización de su cauce.

- ◆ La reducción del cauce también se da de manera natural y a lo largo de toda la parte baja de la quebrada por la acumulación de sedimentos y rocas arrastrados por la corriente. Las zonas de acumulación se encuentran en la parte más plana de la quebrada, precisamente donde se encuentra el área urbana de La Unión.
- ◆ La ocupación con viviendas de la zona de protección de la quebrada, como es el caso del barrio Las Chacras en el sector Villalta.
- ◆ La ocupación e impermeabilización del suelo en la zona del bypass y la urbanización Bella Vista provoca un incremento de caudal en la quebrada y la reducción del tiempo de respuesta. De forma similar, aunque menos evidente, es el comportamiento de las zonas con ausencia de vegetación de toda la parte baja de la ladera del volcán.
- ◆ La tormenta de la madrugada del 22 de agosto del 2007 es otro elemento importante por la cantidad de precipitación en este día, la cual fue de 173.2mm. y una cantidad de lluvia de 162.6 mm en una duración de las 5:10 horas. e intensidades máximas de (24.20 mm/min) para 10 min. Y de (39.40 mm/min) para 20 min.²⁹

²⁹ Fuente SNET.



3.5 DETERMINACIÓN DE LOS EFECTOS OCASIONADOS POR EL DESBORDAMIENTO DE LA QUEBRADA DURANTE EL EVENTO EXTREMO HURACÁN DEAN EL 22 DE AGOSTO DEL 2007.

Durante el desbordamiento de la quebrada Chogual en el evento extremo del huracán Dean el 22 de Agosto del 2007 se identificaron diferentes efectos.



Fotografía 3.5.1 Taponamiento de las secciones de los puentes, producto de ramas, árboles talados y arrancados por la escorrentía, así como sedimentos.



Fotografía 3.5.2 Lodo en la carretera hacia San Miguel sobre la 3ª calle poniente, se observa partes de asfalto arrancado de la calle y el muro del cementerio en una parte destruido y sedimentos en la calle.



Fotografía 3.5.3 Casa arrastrada por la escorrentía, se observa ramas y algunos bloques de las paredes destruidas, también el techo de algunas casas.



Fotografía 3.5.4 Destrucción del muro de la escuela Hugo Lindo sobre la 12 av. Norte en el sector Villalta, el muro totalmente destruido al fondo se observan las aulas de la escuela y en la parte derecha las cruces del cementerio.



Fotografía 3.5.5 Destrucción de casas por la escorrentía durante el huracán Dean en Agosto del 2007 en el barrio San Antonio se observa la casa sin techo.



Efectos del desbordamiento de La Quebrada Choqual.

Dentro de los efectos ocasionados por el desbordamiento de La Quebrada Choqual en Agosto del 2007 podemos mencionar los siguientes:

- **Efectos Sociales:** Pérdida de clases por cierre temporal en la escuela Hugo Lindo, destrucción total y parcial de tumbas en el Cementerio General del municipio de La Unión, incertidumbre de la población afectada, aumento de la pobreza, delincuencia, proliferación de enfermedades infecto-contagiosas, improvisación de espacios inadecuados para refugiados, conflictos interpersonales.

- **Efectos Económicos:** Colapso de infraestructuras (viviendas y muro de la escuela Hugo Lindo, capa asfáltica de carretera hacia Conchaqua), daños a aletones de puentes peatonales en el Cementerio General, pérdidas de bienes materiales, daños a viviendas aledañas a la quebrada, pérdida de cosechas y/o cultivos.

- **Efectos Ecológicos:** Alteración del paisaje, aumento de procesos erosivos, afectación del suelo, contaminación del mar, afectación de la cobertura vegetal en el cauce de la quebrada.



CAPITULO IV

ANÁLISIS DE CAMPO



4.1 DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.

4.1.1 UBICACIÓN.

Esta área se encuentra conformada por los sitios críticos de interés (SCI) que se identificaron en el capítulo anterior, los cuales se describen a continuación:

◆ Tramo 1.

Este se encuentra ubicado sobre la carretera que conduce de la ciudad de La Unión hacia a Conchagua, en la parte alta del barrio San Antonio del municipio de La Unión, Ubicando el punto de interés específicamente en el puente que cruza la quebrada Chogual.

◆ Tramo 2.

Este es la zona de la parte baja del barrio San Antonio específicamente en el puente que cruza la quebrada en la carretera que conduce del municipio de La Unión hacia San Miguel. Este punto crítico de interés es conocido también como puente del cementerio.

◆ Tramo 3.

Debido a la existencia de otro puente que cruza la quebrada Chogual específicamente sobre la 1²ª avenida norte y contiguo a la escuela Hugo Lindo. El puente será nuestro punto específico de interés.



4.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS SCI.

Dentro de los sectores críticos de interés que estudiamos existen una cantidad de características físicas, pero debido a los desbordamientos causados por la escorrentía en esta quebrada y a la similitud que tienen los tres puntos críticos nos atrevemos a mencionar las más importantes, las cuales son:

- ❖ Las áreas en las cuales están ubicados nuestros puntos críticos de interés se encuentran en su totalidad urbanizadas, motivo por el cual es necesario dar respuesta al problema de los desbordamientos en la quebrada Choqual.
- ❖ La mayoría del área donde se encuentran los sectores críticos e incluso aguas arriba del primer punto de interés se encuentran en un alto porcentaje de impermeabilidad debido al desarrollo inadecuado de las urbanizaciones, el bypass, aumentando así la escorrentía de la quebrada creando desbordamientos aguas abajo.
- ❖ Los puntos de interés están ubicados en las carreteras principales del municipio de La Unión, los cuales al tener problemas de desbordamiento paralizan el tráfico vehicular e incluso peatonal sobre las arterias de la ciudad, lo cual ocasiona que la población se encuentre incomunicada al suceder el problema y esto conlleva a que afecte la situación económica de todos los habitantes aledaños, e incluso de todo el municipio debido a que son arterias principales.



- ◆ Dentro de los sectores de desbordamientos se encuentran viviendas, áreas comerciales (tiendas, tortillerías, farmacia, oficinas jurídicas, oficinas gubernamentales, punto de autobuses que se dirigen hacia Conchagua), el cementerio general, escuelas, zona recreativa donde se instalan circos, las calles principales que conectan con el centro de la ciudad así como la calle que conduce hacia Conchagua y San Miguel, todos estos antes mencionados son afectados durante los desbordamientos de la quebrada Choqual.

4.3 ASPECTOS HIDROLÓGICOS RELEVANTES.

- a) Identificación de los puntos donde se concentraron los caudales mayores de la quebrada Choqual durante el huracán Dean.

Los puntos donde se concentra el mayor caudal y por ende la esorrentía de niveles máximos son los puntos críticos de interés los cuales son fundamentales para el estudio hidrológico correspondiente para cada caso y los identificaremos por medio de mapas ilustrados que presentamos a continuación:



Figura 4.3.1 Tramo I.





Figura 4.3.2 Ubicación del punto de interés I y el By-pass





Figura 4.3.3 Ubicación del punto de interés 1.





Figura 4.3.4 Tramo 2.

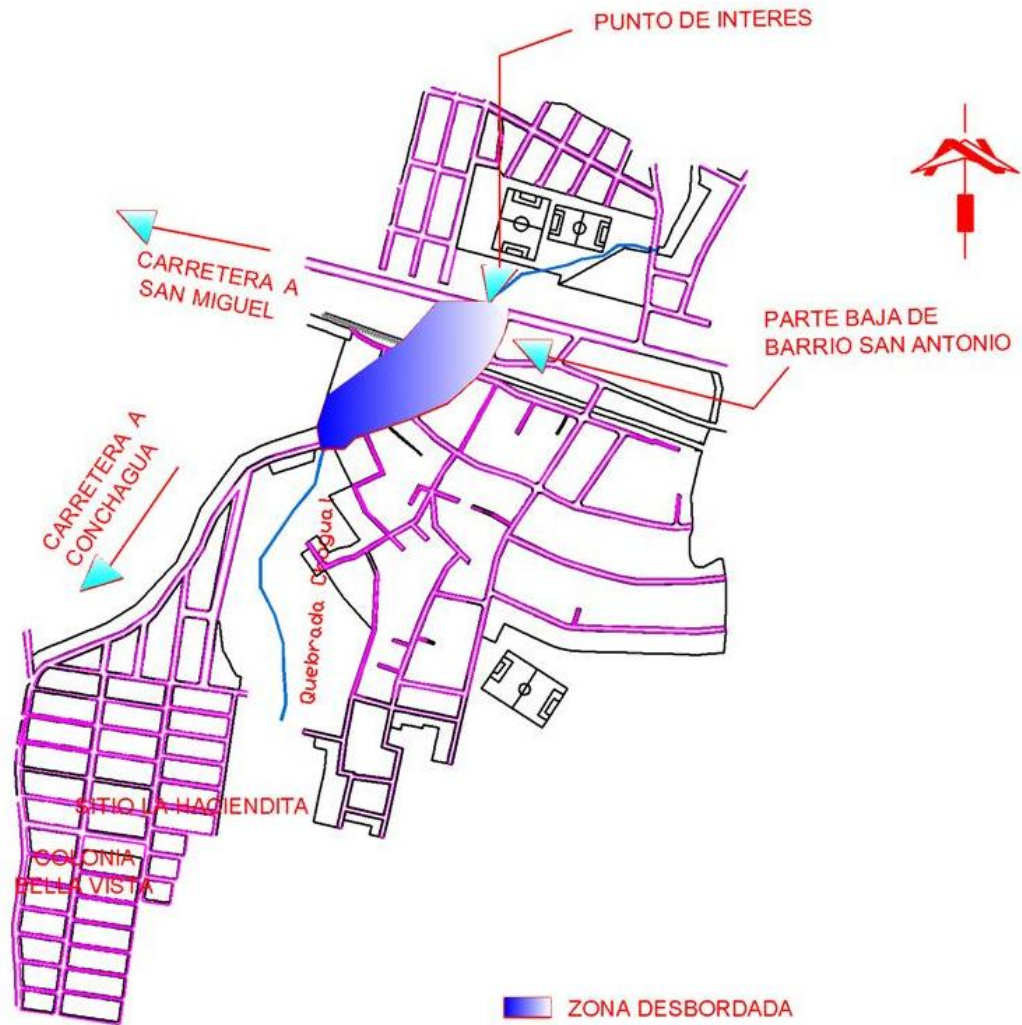




Figura 4.3.5 Ubicación del punto de interés 2.





Figura 4.3.6 Tramo 3.

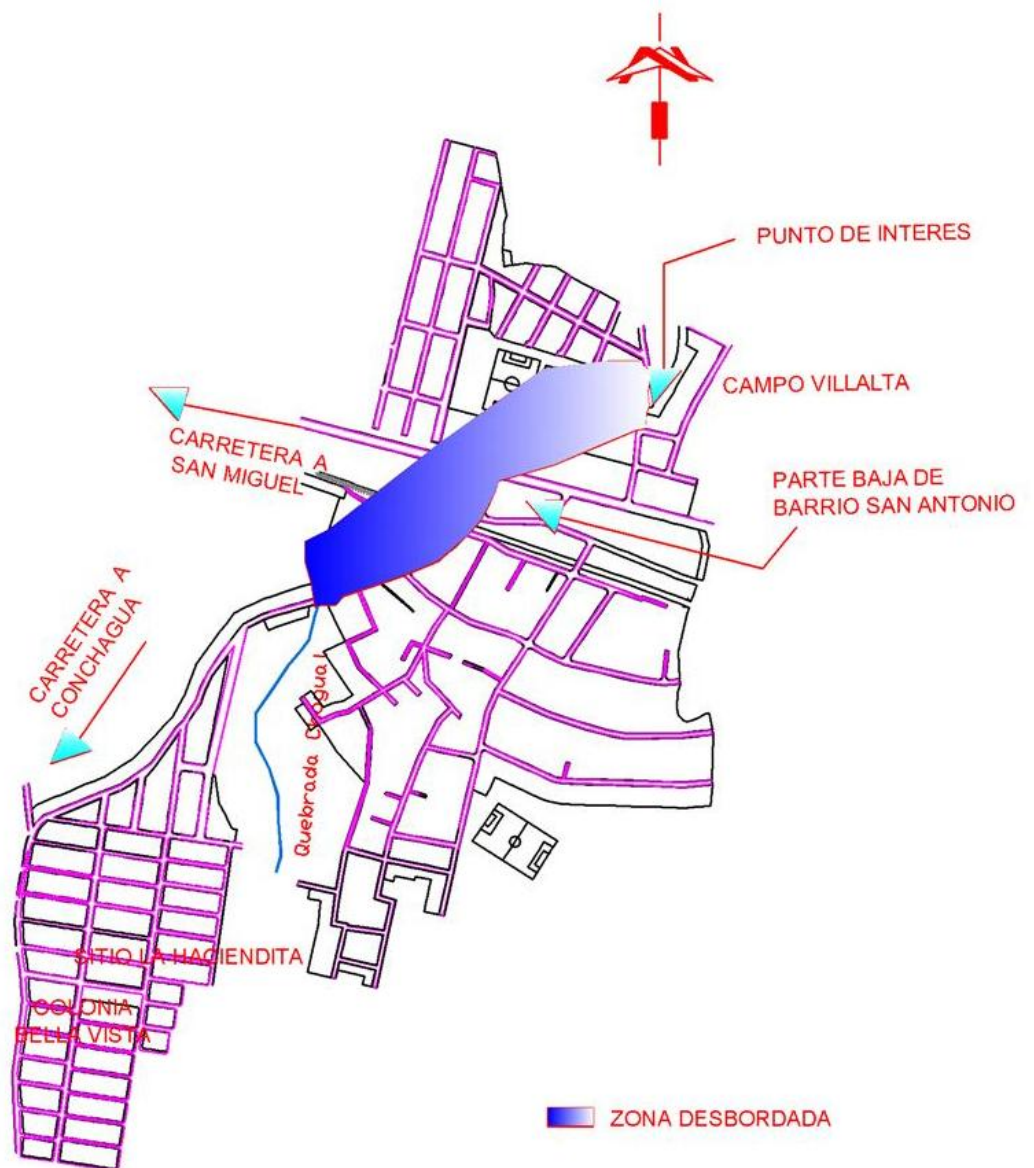




Figura 4.3.7 Ubicación del punto de interés 3.





4.4 EVENTOS EXTREMOS REGISTRADOS POR LA ESTACIÓN METEOROLÓGICA DE LA UNIÓN, UBICADA ACTUALMENTE EN CORSAIN. LA CUAL ES LA MÁS CERCANA A NUESTRA ÁREA DE ESTUDIO.

Dentro de los eventos extremos más importantes registrados en la estación meteorológica de la unión ubicada en CORSAIN que es la más cercana a nuestra área de estudio. En las oficinas del Sistema Nacional de Estudios Territoriales (SNET) se nos proporciono los datos de lluvia de tres eventos de mayor trascendencia en los últimos años como son:

- ◆ Huracán Mitch, en Octubre y Noviembre de 1998.
- ◆ Stan, en Octubre del 2005.
- ◆ Dean, en Agosto del 2007

A continuación se presentan los datos de estos eventos.

Tabla 4.4.1 Precipitaciones del huracán Mitch en 1998. (Fuente SNET).

| Precipitación asociada a huracán Mitch 27 de octubre al 5 de Noviembre de 1998. | | | | | | | | | | | |
|---|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|--------------|
| Estación | 27-Oct. | 28-Oct. | 29-Oct. | 30-Oct. | 31-Oct. | 01-Nov. | 02-Nov. | 03-Nov. | 04-Nov. | 05-Nov. | suma período |
| Pto. Cutuco | 1 | 4.5 | 2.5 | 2.6 | 260 | 201 | 3.7 | 18.2 | 22.9 | 0 | 516.4 |



Figura 4.4.1 Gráfico precipitaciones del huracán Mitch. (Fuente Grupo de Tesis).

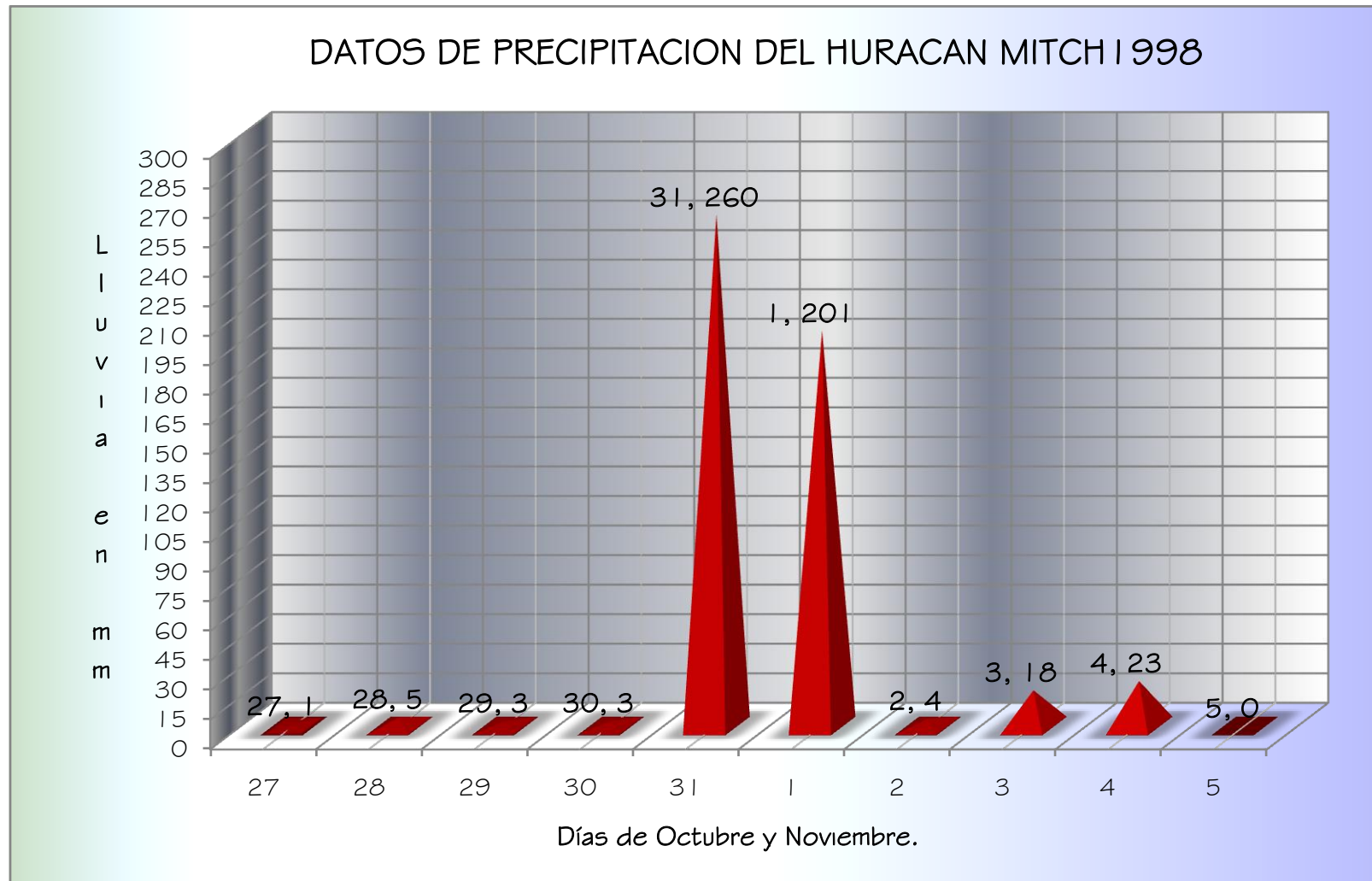




Tabla 4.4.2 Precipitaciones del huracán Stan en el 2005. (Fuente SNET)

| CENTRO DE INFORMACION Y AGROMETEOROLOGIA - SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL - SNET | | | | | | | | | | | | |
|---|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| MES SEPTIEMBRE | | 2005 | | | | | | | | | | |
| ÍNDICE | ESTACIÓN \ DIA | 20-9 | 21-9 | 22-9 | 23-9 | 24-9 | 25-9 | 26-9 | 27-9 | 28-9 | 29-9 | 30-9 |
| N 2 | La Unión/ CPI | 29.0 | 2.4 | 30.0 | 51.6 | 31.5 | 2.5 | 0.4 | 21.6 | 41.6 | 10.6 | 105.0 |

| CENTRO DE INFORMACION Y AGROMETEOROLOGIA - SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL - SNET | | | | | | | | | | | |
|---|----------------|------|-------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| MES OCTUBRE | | 2005 | | | | | | | | | |
| ÍNDICE | ESTACIÓN \ DIA | 1-10 | 2-10 | 3-10 | 4-10 | 5-10 | 6-10 | 7-10 | 8-10 | 9-10 | 10-10 |
| N 2 | La Unión/ CPI | 5.8 | 116.7 | 61.0 | 46.3 | 3.7 | 1 | 0.1 | 4.3 | 3.1 | 0.4 |



Figura 4.4.2 Gráfico precipitaciones del huracán Stan en el 2005. (Fuente Grupo de Tesis).

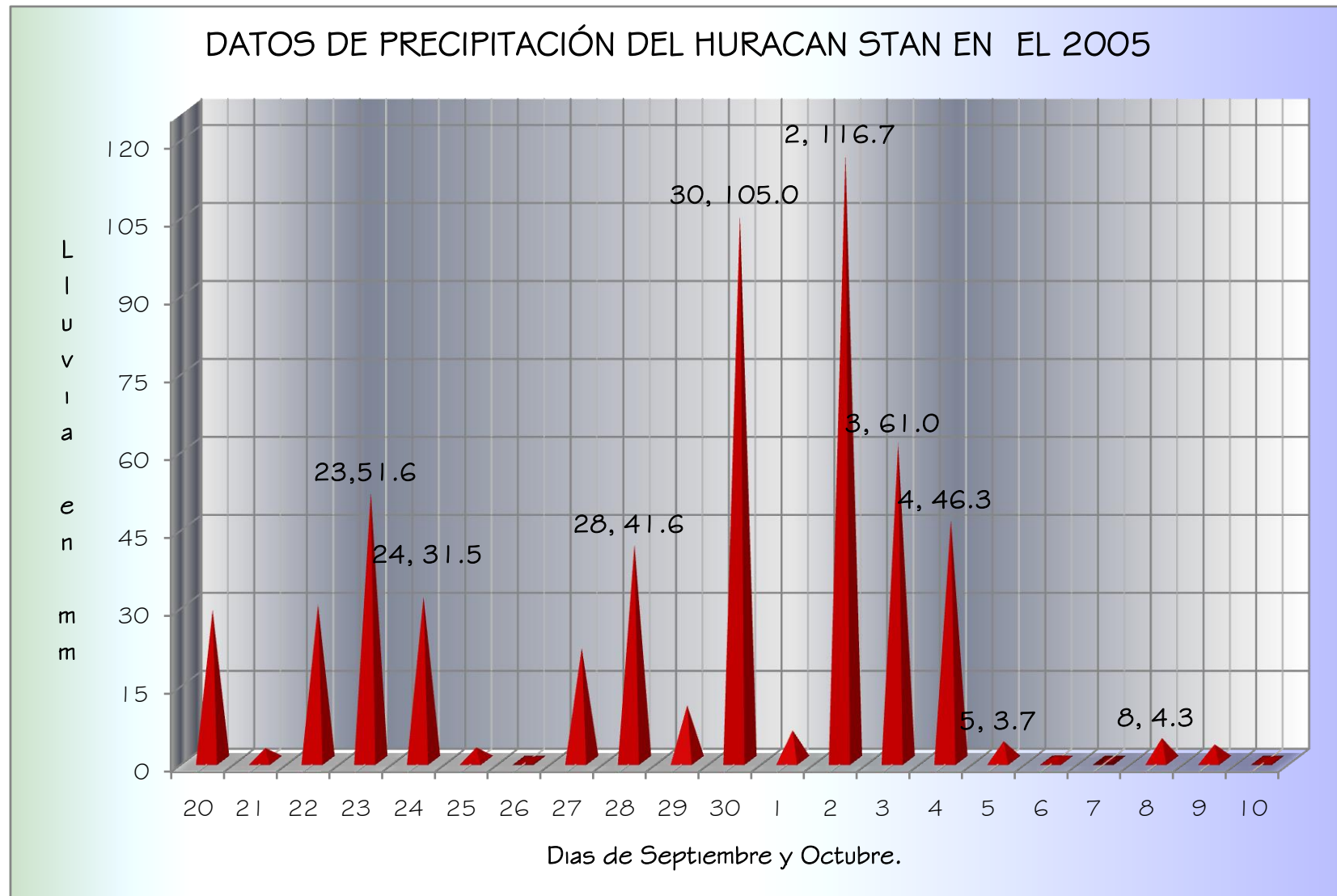




Tabla 4.4.3 Precipitaciones del huracán Dean en el 2007. (Fuente SNET).

| CENTRO DE INFORMACION Y AGROMETEOROLOGIA - SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL - SNET | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|----------------|------|-----|-----|-----|-----|------|-----|------|-----|------|------|------|------|------|------|
| MES AGOSTO | | 2007 | | | | | | | | | | | | | | |
| ÍNDICE | ESTACIÓN \ DIA | 1-8 | 2-8 | 3-8 | 4-8 | 5-8 | 6-8 | 7-8 | 8-8 | 9-8 | 10-8 | 11-8 | 12-8 | 13-8 | 14-8 | 15-8 |
| N 2 | La Unión/ CPI | 0.0 | 0.0 | 2.8 | 0.0 | 7.1 | 16.6 | 0.2 | 25.6 | 0.0 | 2.8 | 49.0 | 25.7 | 9.2 | 7.8 | 0.7 |

| CENTRO DE INFORMACION Y AGROMETEOROLOGIA - SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL - SNET | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|----------------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| MES AGOSTO | | 2007 | | | | | | | | | | | | | | | |
| ÍNDICE | ESTACIÓN \ DIA | 16-8 | 17-8 | 18-8 | 19-8 | 20-8 | 21-8 | 22-8 | 23-8 | 24-8 | 25-8 | 26-8 | 27-8 | 28-8 | 29-8 | 30-8 | 31-8 |
| N 2 | La Unión/ CPI | 0.1 | 6.4 | 4.2 | 1.0 | 0.0 | 10.8 | 173.2 | 101.4 | 0.1 | 0.0 | 24.8 | 2.5 | 17.2 | 38.6 | 1.3 | 7.8 |



Figura 4.4.3 Grafico precipitaciones del huracán Dean en el 2007. (Fuente Grupo de Tesis).

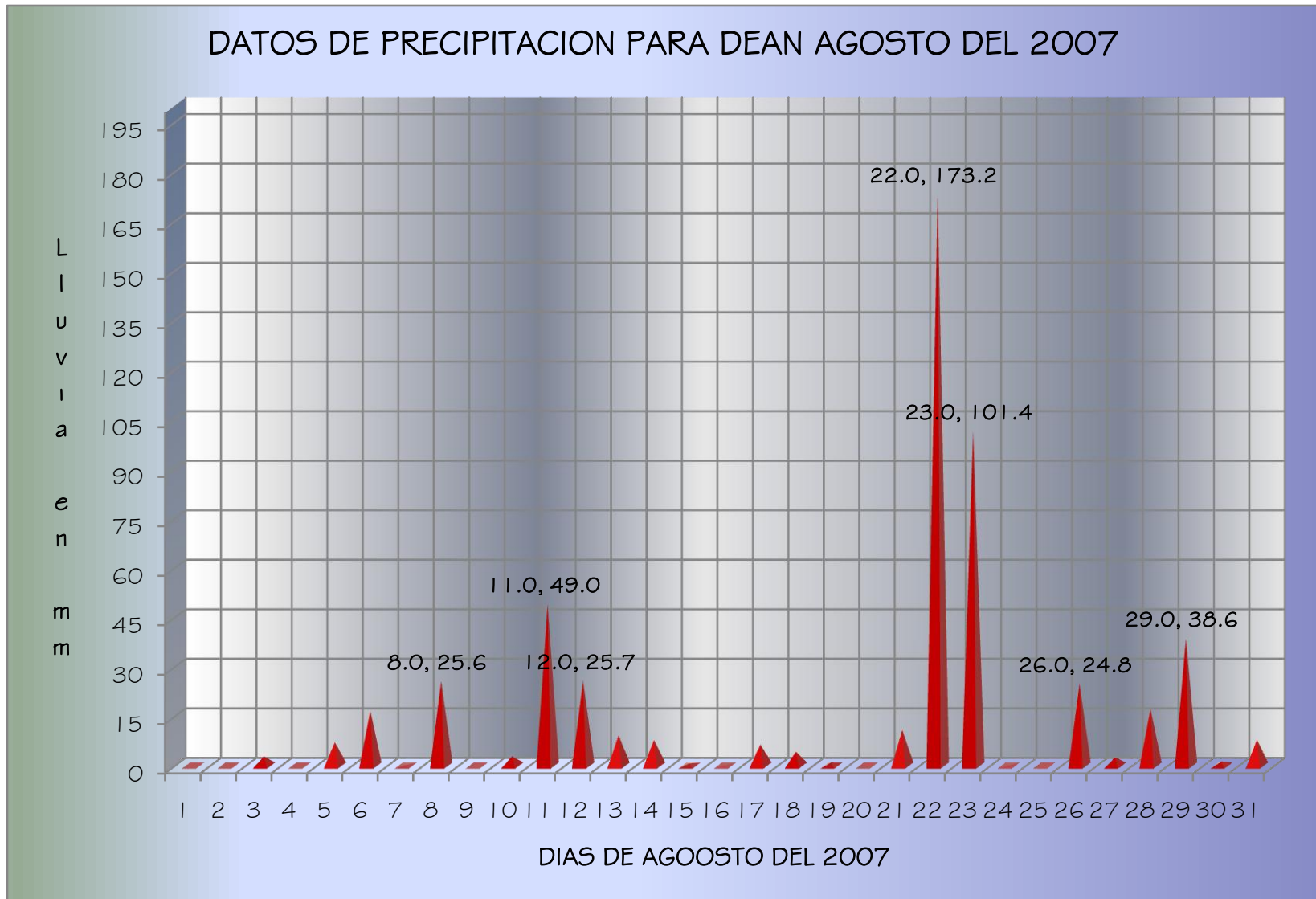


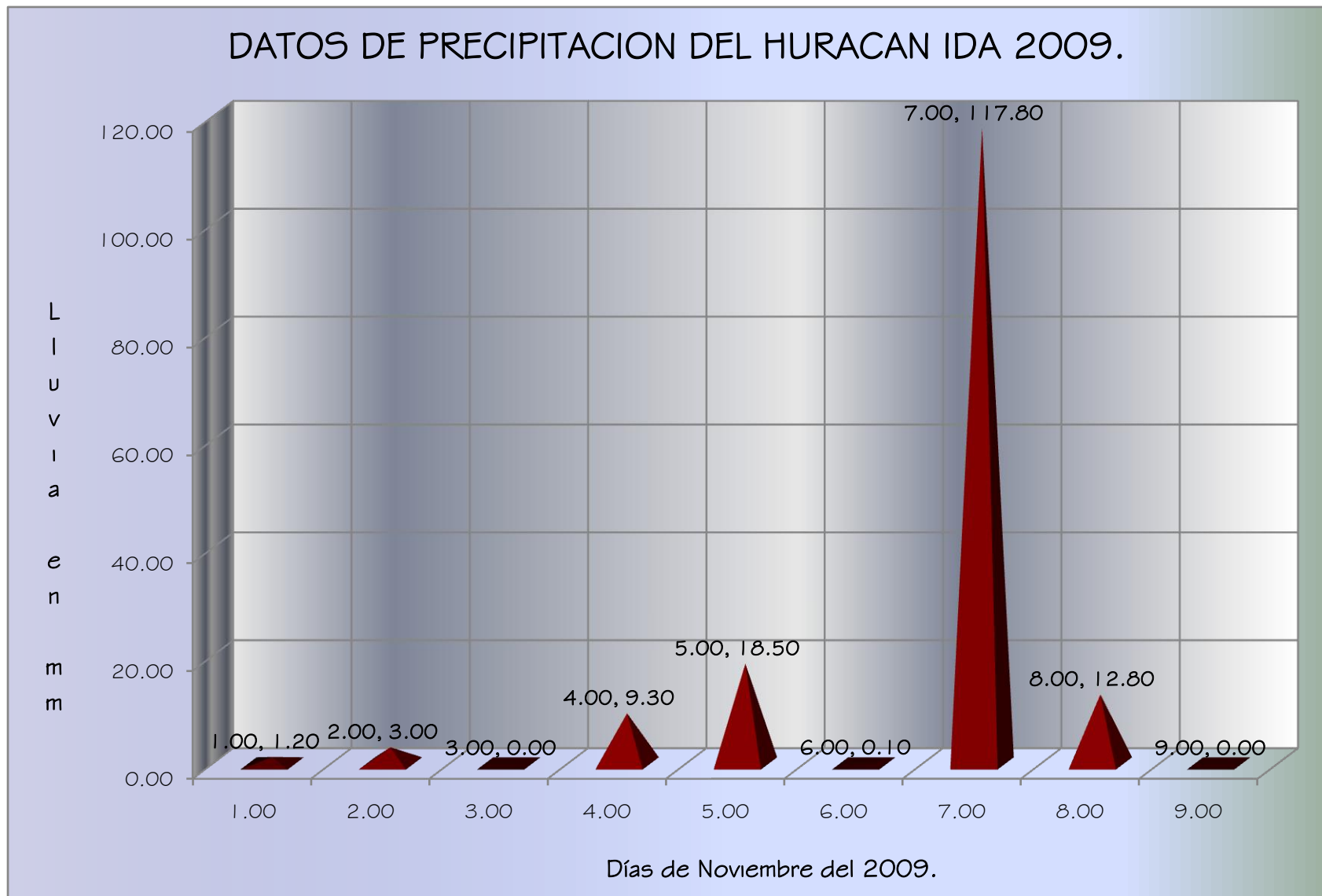


Tabla 4.4.4 Precipitaciones del huracán IDA en el 2009. (Fuente SNET).

| <i>CENTRO DE INFORMACION Y AGROMETEOROLOGIA - SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL - SNET</i> | | | | | | | | | | |
|--|----------------|------|------|------|------|-------|------|--------|-------|------|
| MES NOVIEMBRE | | 2009 | | | | | | | | |
| ÍNDICE | ESTACIÓN \ DIA | 1-11 | 2-11 | 3-11 | 4-11 | 5-11 | 6-11 | 7-11 | 8-11 | 9-11 |
| N 2 | La Unión/ CPI | 1.20 | 3.00 | 0.00 | 9.30 | 18.50 | 0.10 | 117.80 | 12.80 | 0.00 |



Figura 4.4.4 Gráfico precipitaciones del huracán IDA en el 2009. (Fuente Grupo de Tesis).



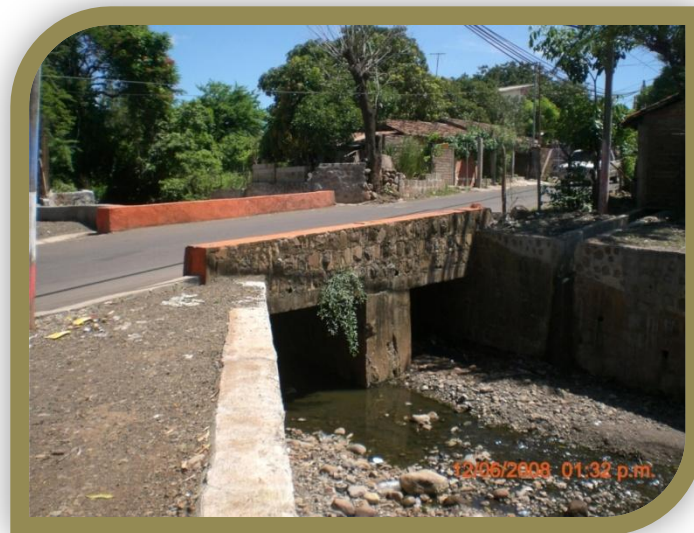


4.5 ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LAS SECCIONES DE LOS PUENTES DONDE SE CONCENTRAN LOS CAUDALES MÁXIMOS.

Debido a la necesidad de identificar algunas de las causas antrópicas, ante el problema de los desbordamientos ocurridos en los puntos de interés antes identificados y poder validar el supuesto que las secciones de los puentes tienen capacidad hidráulica insuficiente para la descarga de caudales para eventos extremos, generado por el incremento de la impermeabilización del suelo, por este motivo se realizara el análisis hidráulico de las diferentes secciones de los puentes que serán motivo de estudio para nuestro análisis de la quebrada chogual, con los resultados de estos estudios verificaremos si en realidad las secciones de los puentes son las adecuadas para la descarga de los caudales de los eventos extremos. A continuación se presentan los puntos de que serán evaluados:

◆ Tramo I.

Está ubicado sobre la carretera que conduce de La Unión hacia Conchagua en la parte alta del barrio San Antonio.



Fotografía 4.5.1 Tramo I Carretera que conduce hacia Conchagua puente de dos bóvedas el cual es un sector crítico de interés.



Fotografía 4.5.2 Tramo I Punto de interés para el análisis de nuestro estudio, en la parte inferior del puente se observan sedimentos arrastrados por la escorrentía.



Fotografía 4.5.3 Tramo 1 sección a analizar que consta de dos bóvedas, en este sector se ha pavimentado un tramo antes de llegar al puente como se puede observar.

◆ Tramo 2.

En el tramo 2 se considera el puente que está en la carretera que conduce hacia San Miguel desde La Unión, en la parte baja del barrio San Antonio y en la parte alta del cementerio general, este puente es conocido también como puente del cementerio.



Fotografía 4.5.4 Tramo 2 Puente de la carretera hacia San Miguel sobre la 3ª calle poniente, el cual es nuestro segundo punto de interés.



Fotografía 4.5.5 Tramo 2 Sección a analizar la cual cuenta con dos bóvedas y se observa sedimentos en las secciones del puente.

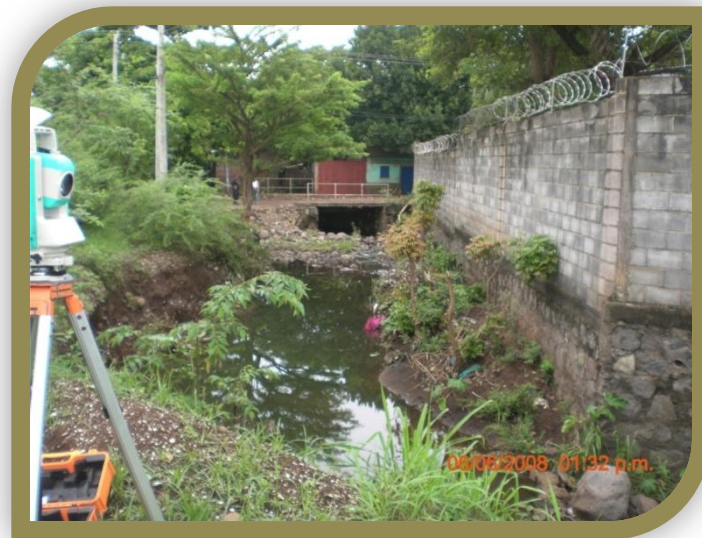


◆ Tramo 3.

Esta es la sección del puente que está ubicado sobre la 12^a avenida norte y contiguo a la escuela Hugo Lindo en el sector de campo Villalta.



Fotografía 4.5.6 Tramo 3 puente contiguo a escuela Hugo Lindo sobre la 12^a avenida norte en el sector Villalta, puente de una sola sección.



Fotografía 4.5.7 Tramo 3 Sección de puente a analizar, se observa en este tramo algunas rocas pequeñas en la quebrada, así como sedimentos y algunas plantas en el cauce de la quebrada.



En base a la observación realizada en campo se presentó el estado actual de las secciones. A las cuales se le hará el respectivo análisis hidráulico para obtener su capacidad hidráulica por medio de la fórmula de Manning.

Tabla 4.5.1 Capacidad hidráulica para el tramo I, secciones actuales del sector críticos de interés. (Fuente Grupo de Tesis).

| CAUDALES QUE SOPORTAN LAS SECCIONES DE LOS PUNTO DE INTERÉS. | | | | | | | | | | |
|--|--------------|-----------|---------------------|-------------------------------|---------------|------------------------------------|-----------------------|------------------------|---------------------|-----------------------------------|
| Sección | Altura H (m) | Base (mt) | Espejo de agua (m). | Coefficiente de rugosidad (n) | Pendiente (S) | Área hidráulica A(m ²) | Perímetro mojado p(m) | Radio Hidráulico RH(m) | Velocidad (mt/seg.) | Caudal Q (mt ³ /seg.). |
| Tramo I | 1.60 | 4.80 | 4.80 | 0.05 | 0.126 | 7.68 | 8.00 | 0.96 | 6.92 | 53.12 |





Tabla 4.5.2 Capacidad hidráulica para el tramo 2, secciones actuales del sector críticos de interés. (Fuente Grupo de Tesis).

| CAUDALES QUE SOPORTAN LAS SECCIONES DE LOS PUNTO DE INTERES. | | | | | | | | | | |
|--|--------------|--------------------|--------------------|-------------------------------|---------------|------------------------------------|-----------------------|------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| Dos Secciones. | Altura H (m) | Base inferior (mt) | Base superior (mt) | Coefficiente de rugosidad (n) | Pendiente (S) | Área hidráulica A(m ²) | Perímetro mojado p(m) | Radio Hidráulico RH(m) | Velocidad. (mt/seg.) | Caudal Q (mt ³ /seg.). |
| Tramo 2 | 2.02 | 7.81 | 8.81 | 0.050 | 0.1263 | 16.786 | 16 | 1.05 | 7.34 | 123.19 |





Tabla 4.5.3 Capacidad hidráulica para el tramo 3, secciones actuales del sector críticos de interés. (Fuente Grupo de Tesis).

| CAUDALES QUE SOPORTAN LAS SECCIONES DE LOS PUNTO DE INTERES. | | | | | | | | | | |
|--|--------------|-----------|---------------------|-------------------------------|---------------|------------------------------------|-----------------------|------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| Sección. | Altura H (m) | Base (mt) | Espejo de agua (m). | Coefficiente de rugosidad (n) | Pendiente (S) | Área hidráulica A(m ²) | Perímetro mojado p(m) | Radio Hidráulico RH(m) | Velocidad. (mt/seg.) | Caudal Q (mt ³ /seg.). |
| Tramo 3 | 1.33 | 4.05 | 4.05 | 0.05 | 0.1263 | 5.39 | 6.71 | 0.80 | 6.14 | 33.07 |





CAPITULO

V

**EVALUACIÓN DE PUNTOS
CRÍTICOS DE INTERÉS**



5.1 ESTUDIOS HIDROMETEOROLÓGICO Y ANÁLISIS HIDRÁULICO.

El estudio hidrometeorológico consiste en el análisis de la cuenca correspondiente a los puntos de interés que se han identificando para nuestro caso, con el objetivo de calcular su caudal pico (caudal máximo). Así como también el nivel máximo que alcanza la escorrentía superficial que produce el desbordamiento de la quebrada CHOGUAL, por medio de un análisis hidráulico. En nuestro caso evaluaremos para eventos extremos como son: El STAN en octubre del 2005 y para el DEAN agosto del 2007 y será analizado para varios periodos de retorno los cuales nos permitirán establecer las mejores propuestas de solución a la problemática en dicha quebrada.

5.1.1 SCI 1: TRAMO I PUENTE DE LA CARRETERA HACIA CONCHAGUA PARTE ALTA DE BARRIO SAN ANTONIO.

En este SCI, (tramo I) se identificaron los drenajes superficiales que contribuyen a transportar la escorrentía a este punto, el cual tenemos como canal central de la quebrada CHOGUAL, ubicada en la calle que conduce del municipio de La Unión hacia el municipio de Conchagua. A este cauce se le unen corrientes que provienen del Volcán Conchagua los cuales son: Quebrada Chilagual, Quebrada El Matadero, y parte alta de Quebrada Chogual.

Por medio de la identificación de los drenajes que aportan escorrentía a este cauce se realizó la delimitación de la cuenca CHOGUAL (llamada así por estar ubicada en la quebrada Chogual.) esta será evaluada por medio de un análisis hidrometeorológico así como también para un análisis Hidráulico para determinar su comportamiento para los eventos extremos que mencionamos con anterioridad.



5.1.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA.

◆ Geología.

La geología de la cuenca Chogual se caracteriza de acuerdo al nivel que se encuentra entre los cuales tenemos:

Parte alta y media. En esta zona de la cuenca se encuentran suelos que están expuestos a la erosión, apropiados para cultivos en formas ocasionales o limitadas y severas restricciones. Entre los cuales se puede mencionar: suelo clase IV, clase VI, clase VII, también clase pedológica latosoles arcillo-rojizos.

- a) **CLASE IV:** Suelos con fuertes limitaciones que requieren complejas medidas de manejo para ser cultivados; son más apropiados para pasturas y otros usos.
- b) **CLASE VI:** Suelos con graves limitaciones que por lo general los hacen no aptos para el cultivo. Apropriados para pasturas, bosques, pasturas naturales, etc.
- c) **CLASE VII:** Suelos con muy graves limitaciones que los hacen inadecuados para el cultivo, quedando restringidos al uso de pasturas naturales bosques, etc.

LATOSOLES ARCILLO - ROJIZOS: Suelos arcillosos de color rojizo en lomas y montañas. Son bien desarrollados con estructura en forma de bloques con un color generalmente rojo aunque algunas veces se encuentran amarillentos o cafésos. Esta coloración se debe principalmente a la presencia de minerales de hierro de distintos tipos y grados de oxidación.



La textura superficial es franco arcillosa y el subsuelo arcilloso. La profundidad promedio es de un metro aunque en algunos sitios se observa afloración de roca debido a los procesos de erosión. La fertilidad puede ser alta en terrenos protegidos pudiéndose utilizar maquinaria agrícola cuando la pendiente es moderada. Son suelos aptos para casi todos los cultivos.



Fotografía 5.1.2.1 Suelos clase VII no aptos para cultivo pero sin embargo se observa desforestado para poder cultivar en la zona.



Fotografía 5.1.2.2 Suelos utilizados para cultivo en su mayoría maíz, en las riveras de la quebrada, se observan arboles y pastizales en la zona.



Fotografía 5.1.2.3 Suelos clase VII el cual es utilizado para bosque y pastizales naturales debido a que una de las limitantes de este suelo es no utilizable para cultivo.



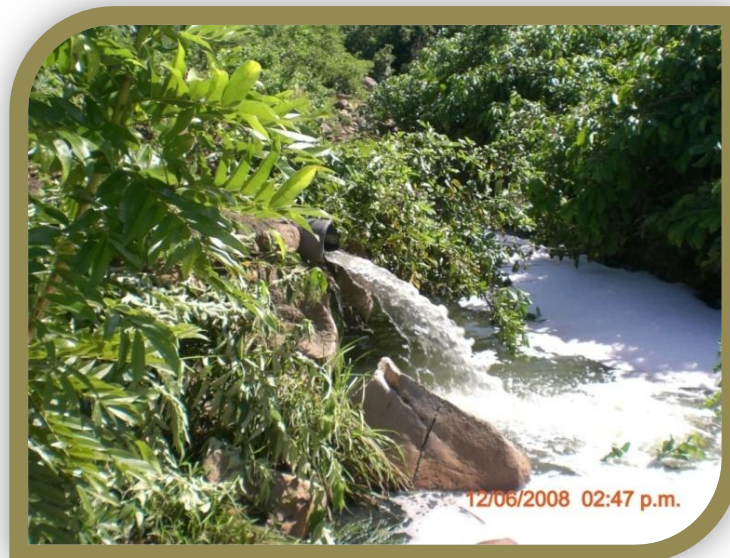
Fotografía 5.1.2.4 Suelos rocoso en la parte media baja de la quebrada y el cual se encuentra en el cauce principal y en la parte alta de esta.

Parte baja.

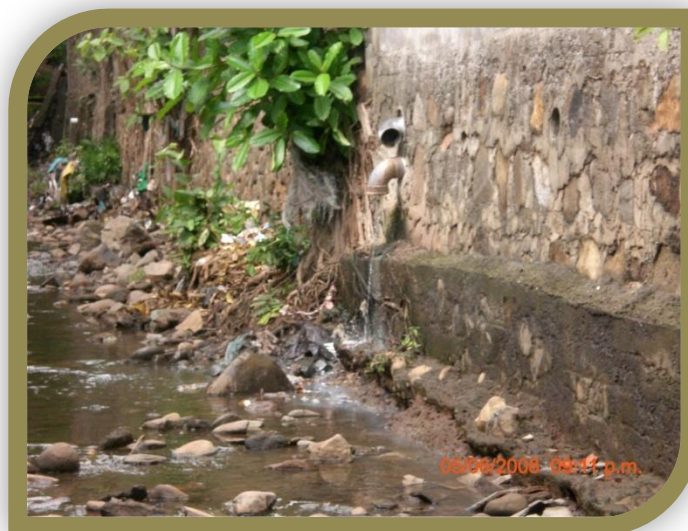
El área de la parte baja de la cuenca el Chogual se encuentra en su mayoría urbanizada, por ello su caracterización geológica se limita a describir únicamente los depósitos de sedimentos causados por la escorrentía directa, compuesto por arena fina mezclada con sólidos como piedras de diferentes tamaños, basura y ramas, troncos de árboles y líquidos como son las aguas servidas descargadas en la quebrada por una planta de tratamiento ubicada sobre esta y las aguas depositadas por los habitantes que viven en las orillas de la quebrada, como se puede ver en las fotografías.



Fotografía 5.1.2.5 Sedimentos, ramas y árboles arrastrados por la escorrentía durante uno de los eventos extremos que analizaremos en nuestro estudio para mitigar los desbordamientos, este evento fue el huracán DEAN.



Fotografía 5.1.2.6 Descarga de aguas residuales por parte de la urbanización Bella Vista la cual descarga estas al cauce principal de la quebrada en estudio.



Fotografía 5.1.2.7 Aguas servidas por parte de los habitantes de la zona urbanizada en la parte baja de la quebrada depositada directamente al cauce principal.

◆ Vegetación.

En la cuenca se encuentra una vegetación en la parte alta densa y en la media en su mayor parte pastizales naturales y cultivos ocasionales, en la parte baja es donde se encuentra más impermeabilizado el suelo debido al crecimiento poblacional.



Fotografía 5.1.2.8 Parte media baja con una vegetación de pastizales naturales y árboles en poca cantidad debido a que en esta zona se cultiva.

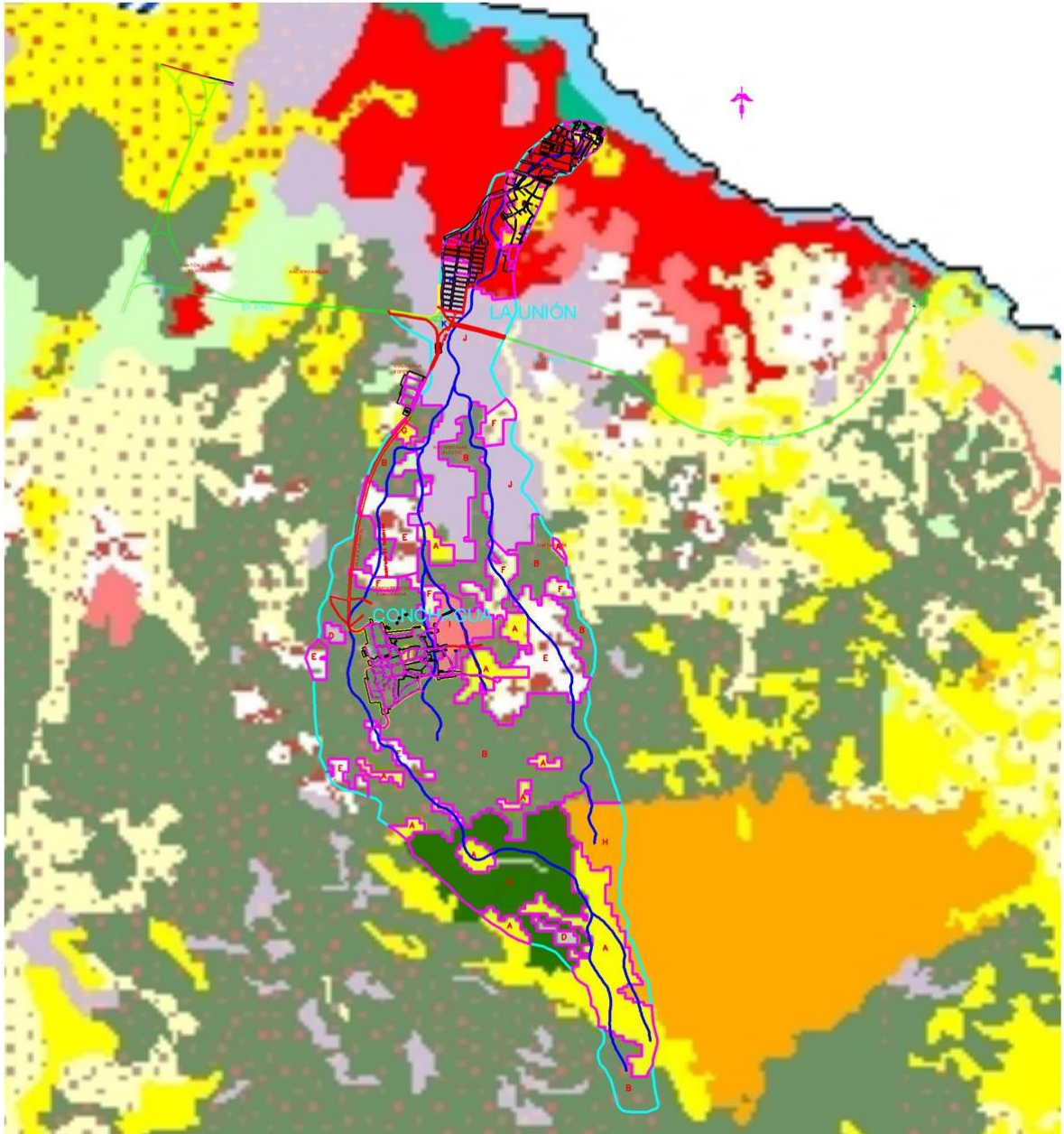


Fotografía 5.1.2.9 Parte semi-baja en la cual se observan establecimiento de viviendas así como matorrales y pocos árboles en esta zona de la quebrada debido al crecimiento de las urbanizaciones en la ciudad de La Unión.



◆ Mapa de uso del suelo.

Figura 5.1.2.1 Delimitación de la cuenca incluyendo el bypass y uso de suelo.





◆ Uso del suelo.

El uso del suelo dentro de la cuenca Choqual está distribuido en varias partes entre las cuales se puede mencionar según mapa de uso del suelo, del departamento de La Unión, proporcionado por el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN).

Tabla 5.1.2.1 Áreas de uso de suelo en la cuenca obtenido del mapa de uso de suelo fuente (Grupo de Tesis).

| USO DE SUELO. | ÁREA |
|---|----------------------|
| Granos básicos. A | 0.84 km ² |
| Bosque mixto semi caducifolios. B | 2.80 km ² |
| Bosque siempre verde. C | 0.87 km ² |
| Zonas Ecotonales. D | 0.05 km ² |
| Vegetación herbácea natural. E | 0.74 km ² |
| Terreno principalmente agrícola, pero con importante espacio de vegetación natural. F | 0.25 km ² |
| Mosaico de cultivos y pastos. G | 0.08 km ² |
| Café. H | 0.27 km ² |
| Tejido urbano discontinuo. I | 0.16 km ² |
| Pastos naturales. J | 1.03 km ² |
| Tejido urbano continuo. K | 0.65 km ² |



USO DE SUELO CONSIDERANDO EL BYPASS Y LA URBANIZACIÓN BELLA VISTA.

Tabla 5.1.2.2 Áreas de uso de suelo en la cuenca obtenido del mapa de uso de suelo, con la diferencia que en este cuadro se incluye el Bypass y la Urbanización

Bella Vista. (Fuente Grupo de Tesis)

| Considerando Bypass y Urbanización Bellavista. | |
|---|----------------------|
| USO DE SUELO. | ÁREA |
| Granos básicos. A | 0.84 km ² |
| Bosque mixto semi caducifolios. B | 2.80 km ² |
| Bosque siempre verde. C | 0.87 km ² |
| Zonas Ecotonales. D | 0.05 km ² |
| Vegetación herbácea natural. E | 0.74 km ² |
| Terreno principalmente agrícola, pero con importante espacio de vegetación natural. F | 0.25 km ² |
| Mosaico de cultivos y pastos. G | 0.08 km ² |
| Café. H | 0.27 km ² |
| Tejido urbano discontinuo. I | 0.16 km ² |
| Pastos naturales. J | 0.96 km ² |
| Tejido urbano continuo. K | 0.76 km ² |



Fotografía 5.1.2.10 Parte media baja uso de suelo en la cuenca en ciertas partes árboles pero en su mayoría pastizales y en la parte más baja urbanizaciones.



Fotografía 5.1.2.11 Parte media baja, uso de suelo para cultivo, en la cual se ha deforestado para utilizarlo como zona de cultivo, en su mayoría maíz.



Fotografía 5.1.2.12 Parte media, uso de suelo para cultivo y parte de bosque, pastizales y hierbas naturales en las riveras de la quebrada.



Fotografía 5.1.2.13 Parte baja, área urbanizada, en las cuales han utilizado las zonas de protección de la quebrada para establecer sus viviendas por lo cual han reducido el cauce de la quebrada.



5.1.3 PARAMETROS FISICOS DE LA CUENCA.

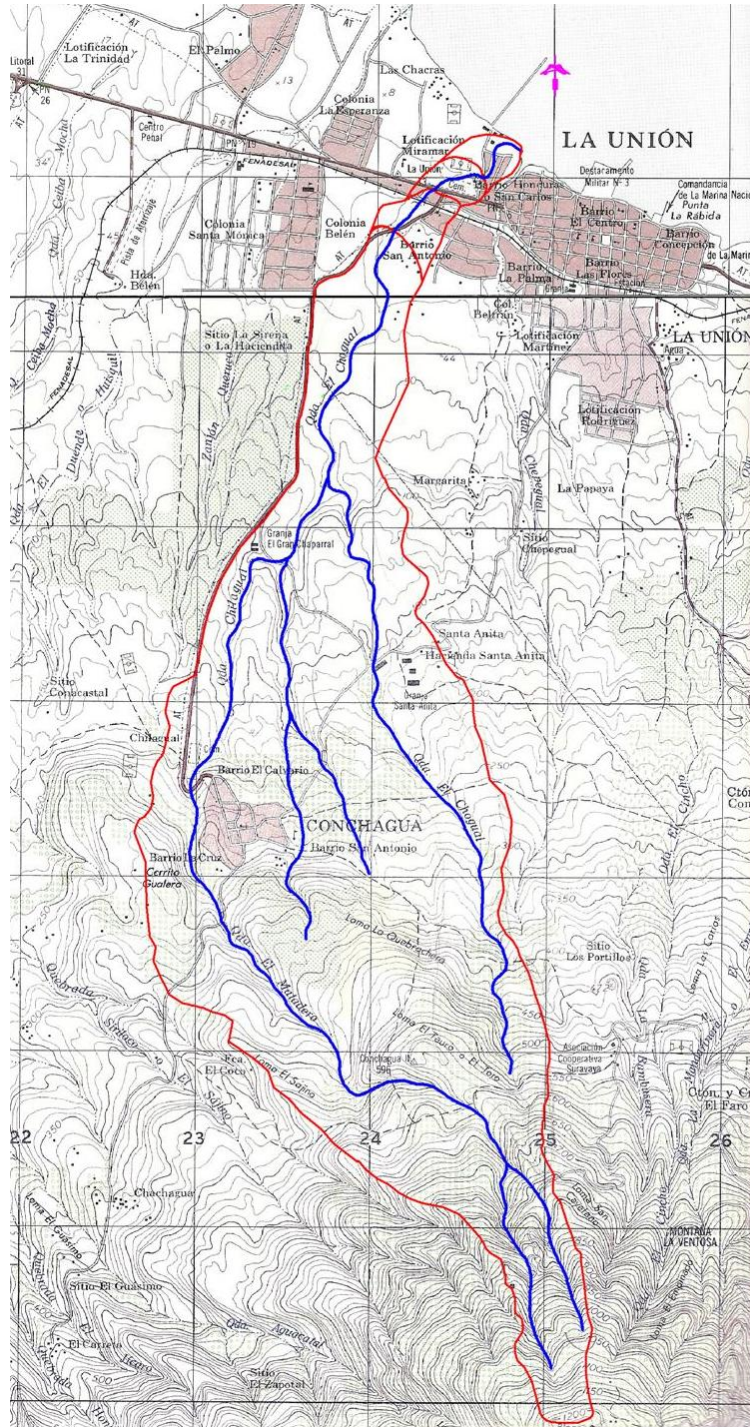
◆ Delimitación de cuenca.

Para el trazo de la delimitación de la cuenca se realizó un recorrido aguas arriba de los puntos de interés y en el cauce de la quebrada Chogual aproximadamente 5 km. así como también el levantamiento topográfico respectivo. Por uno de los ramales y los demás se identificaron por medio de los cuadrantes del municipio de La Unión y el del municipio de Conchagua en una escala de 1:25000 comprado en el (CNR). Con esta información se procedió a identificar los cursos de agua que aportan escorrentía al cauce principal para poder determinar el parte aguas de la cuenca y así obtener su respectiva delimitación.



DELIMITACIÓN DE LA CUENCA SIN EL BYPASS.

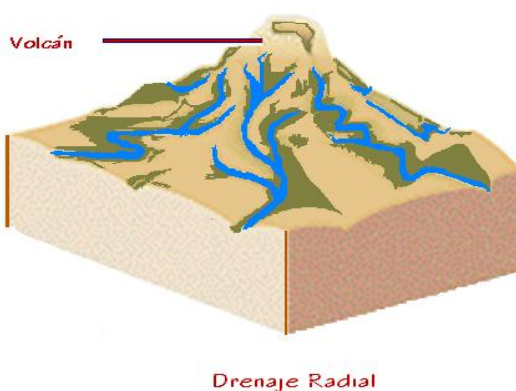
Figura 5.1.3.1 Delimitación de la cuenca sin el Bypass.





◆ Determinación del drenaje de la cuenca.

La cuenca presenta un cauce continuo y proporcionado, aporte de afluentes significativos en tiempo de invierno. Las características que presenta son: litología con baja permeabilidad, baja cobertura vegetal, pendientes fuertes y laderas altas, caudales moderados. En la zona del volcán de Conchagua, el drenaje es de tipo radial, (SNET).



◆ Área de la cuenca.

El área delimitada por el parte aguas, se obtuvo a través de la digitalización de los cuadrantes de La Unión y Conchagua a escala 1:25000 y por medio del programa Autodesk Land Desktop se obtuvo el área respectiva de la cuenca con un valor de:

$$Acuena = 7.63198 \text{ km}^2$$

$$Acuena = 7631,980 \text{ m}^2$$



◆ Longitud perimetral de la cuenca.

El perímetro de la cuenca se obtuvo, por medio de la digitalización de los cuadrantes y nos da un valor de.

$$L_p = 16.16394 \text{ km}$$

◆ Longitud del cauce más largo.

La longitud del cauce principal se determinó por medio de la digitalización también y nos da un valor de.

$$L = 8.220176 \text{ km}$$

◆ Longitud de los cursos de agua o longitud total de los cauces.

Este se obtiene de la misma forma y el valor es:

$$L_c = 16.56 \text{ km}$$

◆ Densidad de drenaje o longitud de canales por unidad de área.

$$D_d = \frac{L_c}{\text{Acuena}} = \frac{16.56 \text{ km}}{7.63198 \text{ km}^2}$$

$$D_d = \frac{2.16981701}{\text{km}}$$

◆ Desnivel de la cuenca.

Para poder obtener el desnivel de la cuenca El Choqual, en primer lugar se obtuvo el nivel más alto por medio del cuadrante de Conchagua, a este nivel se le restó el nivel del punto de interés que en este caso fue obtenido del cuadrante de La Unión, con escala 1:25000 y curvas de nivel a cada 10 mts. Los valores de los niveles antes mencionados son:



$$Elev. Alta = 1050 \text{ m. s. n. m.}$$

$$Elev. Baja = 20 \text{ m. s. n. m.}$$

Con los datos obtenidos encontramos el desnivel de cuenca.

$$Desnivel = H = Elev. Alta - Elev. Baja$$

Sustituyendo tenemos.

$$H = 1050 \text{ m. s. n. m.} - 20 \text{ m. s. n. m.}$$

$$H = 1030 \text{ m. s. n. m.}$$

◆ Longitud de planta de la cuenca.

$$L_{planta} = 8.15539 \text{ km.}$$

◆ Pendiente media de la cuenca.

Para ello existen varios métodos pero para nuestro caso utilizaremos el siguiente:

La pendiente media es igual al desnivel entre los extremos de la corriente dividido entre su longitud media en planta.

$$Pendiente media = \frac{H}{L_{planta}}$$

Sustituyendo:

$$Pendiente media = \frac{1030 \text{ m}}{8.15539 \text{ km} * \frac{1000 \text{ m}}{1 \text{ km}}} = 0.12629684 * 100$$

$$Pendiente media = 12.63 \%$$



5.1.4 CARACTERÍSTICAS DE LA FORMA DE LA CUENCA.

◆ Factor de forma (Gravelius).

Los factores de forma inferiores a la unidad, corresponden a cuencas más bien extensas, en el sentido de la corriente.

El factor de forma de Gravelius se calcula por medio de la siguiente fórmula.

$$K_f = \frac{\text{Acuena}}{L^2}$$

Sustituyendo valores.

$$K_f = \frac{7.63198 \text{ km}^2}{(8.220176 \text{ km})^2}$$

$$K_f = 0.11294708$$

◆ Coeficiente de compacidad (kc).

El coeficiente de compacidad, es indicador de la regularidad geométrica de la forma de la cuenca.

$$K_c = 0.282 * \frac{L_p}{\sqrt{\text{Acuena}}}$$



El índice será mayor o igual a la unidad, de modo que cuanto más cercano a ella se encuentre, más se aproximará su forma a la del círculo, en cuyo caso la cuenca tendrá mayores posibilidades de producir crecientes con mayores picos (caudales). Por otra parte “Kc” es un número a dimensional independiente de la extensión de las cuencas. Por contrapartida, cuando “Kc” se aleja más del valor unidad significa un mayor alargamiento en la forma de la cuenca.

Sustituyendo valores.

$$Kc = 0.282 * \frac{16.16394 \text{ km}}{\sqrt{7.63198 \text{ km}^2}}$$

$$Kc = 1.63827442$$

Como el valor de “Kc” es mayor que la unidad nos indica que es una cuenca de forma alargada.



5.1.5 CÁLCULO DE AVENIDAS MÁXIMAS.

Para los cálculos de las avenidas máximas o caudales de pico de nuestra cuenca de estudio utilizaremos dos métodos hidrometeorológicos; con el objetivo de realizar una comparación entre los resultados de los métodos empleados y de acuerdo con las características de la cuenca elegir el que nos resulte más preciso. Estos métodos basan su estudio en la relación lluvia-escorrentía, datos de precipitación, intensidad de lluvia y parámetros físicos de la cuenca, los métodos a utilizar son:

- a) Hidrograma Unitario Triangular Equivalente.
- b) Método de Las Isócronas.

En la aplicación de estos métodos se necesita conocer el tiempo entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del caudal de equilibrio. Así como también el análisis de los datos de lluvia de varias tormentas a través del método estadístico Gumbel, conocido como análisis de intensidad, duración y frecuencia de lluvias (IDF). Este nos proporciona el valor de intensidades máximas de lluvia para una duración y periodo de retorno dado. Y por último se requiere la determinación del coeficiente de escorrentía “C”, a través del cálculo de un “C_p” C ponderado, debido a que se tiene varios tipos de superficie y usos de suelo a lo largo de la cuenca.



◆ Tiempo de concentración (T_c).

Para el cálculo de Tiempo de Concentración se utilizan varias formulas de las cuales se dan a continuación.

a) Formula de Pickering.

$$T_{c_1} = \left(\frac{0.871 * L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$T_{c_1} = \left(\frac{0.871 * 8.220176^3}{1030} \right)^{0.385}$$

$$T_{c_1} = 0.74757 \text{ hr.}$$

$$T_{c_1} = 0.74757 \text{ hr.} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ hr.}}$$

$$T_{c_1} = 44.85 \text{ min.}$$

b) Formula de Giandotti.

$$T_{c_2} = \frac{\sqrt{Ac} + 1.5L}{0.85 \sqrt{Hm}}$$

$$Hm = \frac{H_{max.} + H_{min.}}{2} = \frac{1050 \text{ m} + 20 \text{ m}}{2}$$

$$Hm = 535 \text{ m}$$



Sustituyendo tenemos:

$$T_{c_2} = \frac{\sqrt{7.63198} + 1.5 * 8.220176}{0.85 \sqrt{535}}$$

$$T_{c_2} = 0.767672674 \text{ hr.}$$

$$T_{c_2} = 0.767672674 \text{ hr.} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ hr.}}$$

$$T_{c_2} = 46.06 \text{ min.}$$

Tiempo promedio de las dos formulas.

$$T_c = \frac{T_{c_1} + T_{c_2}}{2} = \frac{44.85 \text{ min.} + 46.06 \text{ min.}}{2}$$

$$T_c = 45.46 \text{ min}$$

NOTA: El análisis se hará solamente para precipitaciones de lluvia, sin tomar en cuenta sedimentos arrastrados, marea alta.



◆ Análisis de intensidad, duración y frecuencia de lluvias (IDF).

En el análisis de las curvas (I-D-F) se requiere de datos de intensidad de precipitación máxima registrada en un periodo determinado, por lo general son datos máximos anuales los empleados en nuestro país, pero para nuestro caso son específicamente para eventos extremos sucedidos en años anteriores, los cuales han ocasionado desbordamientos e inundaciones de ríos y quebradas de EL Salvador, entre los cuales podemos mencionar:

- 1) Huracán Mitch.
- 2) Huracán Dean.
- 3) Tormenta Stan.

Estos eventos son los que vamos a analizar pero para el caso del huracán Mitch no será posible estudiar debido a que en el Sistema Nacional de Estudios Territoriales (SNET) no cuentan con la información de datos de intensidades para los días del evento, pero si se cuenta con datos de intensidades para los otros dos casos a estudiar específicamente para Stan, en este caso utilizaremos los datos de un día anterior, durante y un día posterior al suceso, lo mismo sucederá con el huracán Dean los cuales son:

Stan los días 01, 02, 03 de Octubre del 2005.

Dean los días 21, 22, 23 de Agosto del 2007.

Estos datos fueron proporcionados por el (SNET).



Intensidades máximas para el Huracán Stan los días 01, 02, 03 de Octubre del 2005

Tabla 5.1.5.1 Intensidades máximas para 01-10-2005 Fuente: SNET.

| 01/10/2005 | | |
|-------------|--------------|---------------------|
| lluvia (mm) | Tiempo (min) | intensidad (mm/min) |
| 50.8 | 60 | 0.85 |
| 49.6 | 50 | 0.99 |
| 49 | 40 | 1.23 |
| 45.2 | 30 | 1.51 |
| 31.8 | 20 | 1.59 |
| 17.2 | 10 | 1.72 |

Tabla 5.1.5.2 Intensidades máximas para 02-10-2005 Fuente: SNET.

| 02/10/2005 | | |
|-------------|--------------|---------------------|
| lluvia (mm) | Tiempo (min) | intensidad (mm/min) |
| 11.8 | 10 | 1.18 |
| 29 | 20 | 1.45 |
| 43.6 | 30 | 1.45 |
| 57 | 40 | 1.43 |
| 65.4 | 50 | 1.31 |
| 72.6 | 60 | 1.21 |

Tabla 5.1.5.3 Intensidades máximas para 03-10-2005 Fuente: SNET.

| 03/10/2005 | | |
|-------------|--------------|---------------------|
| lluvia (mm) | Tiempo (min) | intensidad (mm/min) |
| 1.8 | 10 | 0.18 |
| 2.8 | 20 | 0.14 |
| 2.8 | 30 | 0.09 |
| 3.2 | 40 | 0.08 |
| 3.4 | 50 | 0.07 |
| 4.4 | 60 | 0.07 |



Intensidades máximas para el Huracán DEAN los días 21, 22, 23 de Agosto del 2007

Tabla 5.1.5.4 Intensidades máximas para 21-08-2007 Fuente: SNET.

| 21/08/2007 | | |
|-------------|--------------|---------------------|
| lluvia (mm) | Tiempo (min) | intensidad (mm/min) |
| 12 | 10 | 1.20 |
| 20.6 | 20 | 1.03 |
| 26.4 | 30 | 0.88 |
| 31.2 | 40 | 0.78 |
| 31.8 | 50 | 0.64 |
| 33.6 | 60 | 0.56 |

Tabla 5.1.5.5 Intensidades máximas para 22-08-2007 Fuente: SNET.

| 22/08/2007 | | |
|-------------|--------------|---------------------|
| lluvia (mm) | Tiempo (min) | intensidad (mm/min) |
| 24.2 | 10 | 2.42 |
| 39.4 | 20 | 1.97 |
| 49.4 | 30 | 1.65 |
| 59.4 | 40 | 1.49 |
| 74.6 | 50 | 1.49 |
| 86 | 60 | 1.43 |

Tabla 5.1.5.6 Intensidades máximas para 23-08-2007 Fuente: SNET.

| 23/08/2007 | | |
|-------------|--------------|---------------------|
| lluvia (mm) | Tiempo (min) | intensidad (mm/min) |
| 22.8 | 10 | 2.28 |
| 38.8 | 20 | 1.94 |
| 53.4 | 30 | 1.78 |
| 57.2 | 40 | 1.43 |
| 60.2 | 50 | 1.20 |
| 62.4 | 60 | 1.04 |



El valor del tiempo de concentración (T_c) es de $T_c = 45.46$ min. Por lo que tomaremos los periodos de duración de: $1/6$ hr. (10 min), $1/3$ hr. (20 min), $1/2$ hr. (30 min), $2/3$ hr. (40 min), $5/6$ hr. (50 min), y 1 hr. (60 min), para el análisis.

Para cada uno de estos se ordenan los valores de las intensidades máximas en forma ascendente e independiente del tiempo; y luego calculamos su frecuencia a partir de la ecuación.

$$f = \left(\frac{m}{n + 1} \right) * 100$$

Donde

f = frecuencia empírica.

n = número total de datos.

m = posición del dato.

Tabla 5.1.5.7 Intensidades ordenadas de menor a mayor y cálculo de la frecuencia para generar las curvas I-D-F. (Fuente Grupo de Tesis)

| Periodos de duración tomados para el análisis en mm/min. | | | | | | | |
|--|--------|--------|--------|--------|--------|--------|------------------|
| 01,02 Y 03 DE 10 DEL 2005 | | | | | | | |
| Posición | 10 min | 20 min | 30 min | 40 min | 50 min | 60 min | f= (m/(n+1))*100 |
| 1 | 0.18 | 0.14 | 0.09 | 0.08 | 0.07 | 0.07 | 25.00 |
| 2 | 1.18 | 1.45 | 1.45 | 1.23 | 0.99 | 0.85 | 50.00 |
| 3 | 1.72 | 1.59 | 1.51 | 1.43 | 1.31 | 1.21 | 75.00 |



Tabla 5.1.5.8 Intensidades ordenadas de menor a mayor y cálculo de la frecuencia para generar las curvas I-D-F. (Fuente Grupo de Tesis)

| Periodos de duración tomados para el análisis en mm/min. | | | | | | | |
|--|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-----------------------|
| 21,22 Y 23 DE 08 2007 | | | | | | | |
| Posición | 10 min | 20 min | 30 min | 40 min | 50 min | 60 min | $f = (m/(n+1)) * 100$ |
| 1 | 1.20 | 1.03 | 0.88 | 0.78 | 0.78 | 0.56 | 25.00 |
| 2 | 2.28 | 1.94 | 1.65 | 1.43 | 1.20 | 1.04 | 50.00 |
| 3 | 2.42 | 1.97 | 1.78 | 1.49 | 1.49 | 1.43 | 75.00 |

Para la determinación de los periodos de retorno; se han considerado los datos de los eventos extremos, sucedidos en los últimos cuatro años para los cuales se cuenta con las intensidades máximas, las cuales se analizarán para comparar ambos eventos, para el huracán Mitch no se cuenta con datos de intensidades, por lo cual no se evaluará.

A continuación se presenta una serie de datos obtenidos de las ecuaciones de probabilidad que ocurra un evento de la misma magnitud relacionado con el periodo de retorno y el factor de riesgo.

La probabilidad de ocurrencia de un evento en cualquier observación es el inverso de su periodo de retorno:

$$P(X \geq x_T) = \frac{1}{T} \text{ Ecuación 2.3.9.1.1}$$



¿Cuál es la probabilidad de que un evento con periodo de retorno de T años ocurra al menos una vez en N años? Para calcular esto, primero se considera la situación de que no ocurra el evento de T años en N años. Esto requeriría una secuencia de N “fallas” sucesivas, de tal manera que:

$$P(X < x_{\tau} \text{ cada año durante } N \text{ años}) = (1 - p)^N$$

El complemento de esta situación es el caso requerido, luego utilizando la ecuación

$$P(X \geq x_{\tau} \text{ al menos una vez en } N \text{ años}) = 1 - (1 - p)^N \text{ Ecuación 2.3.9.1.2}$$

Como:

$$p = \frac{1}{T}$$

Sustituyendo p en ecuación:

$$P(X \geq x_{\tau} \text{ al menos una vez en } N \text{ años}) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \text{ Ecuación 2.3.9.1.3}$$



Probabilidad que suceda un evento tomando como base el factor riesgo y el periodo de retorno

Tabla 5.1.5.9 Probabilidad que suceda un evento tomando como base el factor riesgo y los periodos de retornos fuente (Grupo de Tesis).

| Probabilidad que suceda un evento tomando como base el factor riesgo y el periodo de retorno | | |
|--|------|------------------------|
| Factor de Riesgo | Años | Periodo de Retorno (T) |
| 0.7 | 2 | 2.21 |
| 0.6 | 2 | 2.72 |
| 0.5 | 2 | 3.41 |

| Probabilidad que suceda un evento tomando como base el factor riesgo y el periodo de retorno | | |
|--|------|------------------------|
| Factor de Riesgo | Años | Periodo de Retorno (T) |
| 0.7 | 5 | 4.67 |
| 0.6 | 5 | 5.97 |
| 0.5 | 5 | 7.73 |

| Probabilidad que suceda un evento tomando como base el factor riesgo y el periodo de retorno | | |
|--|------|------------------------|
| Factor de Riesgo | Años | Periodo de Retorno (T) |
| 0.7 | 10 | 8.82 |
| 0.6 | 10 | 11.42 |
| 0.5 | 10 | 14.93 |

| Probabilidad que suceda un evento tomando como base el factor riesgo y el periodo de retorno | | |
|--|------|------------------------|
| Factor de Riesgo | Años | Periodo de Retorno (T) |
| 0.7 | 25 | 21.27 |
| 0.6 | 25 | 27.79 |
| 0.5 | 25 | 36.57 |

| Probabilidad que suceda un evento tomando como base el factor riesgo y el periodo de retorno | | |
|--|------|------------------------|
| Factor de Riesgo | Años | Periodo de Retorno (T) |
| 0.7 | 50 | 42.03 |
| 0.6 | 50 | 55.07 |
| 0.5 | 50 | 72.64 |



En base a las probabilidades que ocurra un evento y tomando en cuenta la vulnerabilidad que presenta nuestra área de estudio se ha considerado varios factores de riesgo y en base a ellos se ha seleccionado los periodos de retorno con los cuales se hará el análisis y estos son: 2, 5, 10, 25 y 50 años.

A partir de los resultados obtenidos de la cuenca Choqual y debido al riesgo que presenta nuestra área de estudio se hará la evaluación para un periodo de retorno de 12 años a partir del 2007; para elaborar propuestas de obras de mitigación con el propósito de contrarrestar la problemática que genera el aumento desproporcionado de la escorrentía superficial en la quebrada Choqual.

Teniendo los datos necesarios para la elaboración de las curvas I-D-F; por medio de las cuales se obtiene la intensidad máxima para una duración y periodo de retorno dado, se procede a la elaboración de las curvas I-D-F. (Ver anexos I)



A continuación se presentan los valores de intensidades máximas (en mm/min) para una duración y periodo de retorno dado, obtenidas del gráfico de las curvas I-D-F, para los dos casos considerados.

Tabla 5.1.5.10 Intensidades máximas para periodos de retorno dados en (mm/min) obtenidos de la curva I-D-F y las intensidades proporcionadas por el (SNET). (Fuente Grupo de Tesis)

Tramo I

STAN 2005

| Periodo de retorno (Años). | Tiempo en (horas). | | | | | |
|-------------------------------|--------------------|------|------|------|------|------|
| | 1/6 | 1/3 | 1/2 | 2/3 | 5/6 | 1 |
| 5 | 1.86 | 1.76 | 1.66 | 1.46 | 1.31 | 1.16 |
| 10 | 2.02 | 1.92 | 1.82 | 1.62 | 1.47 | 1.32 |
| 25 | 2.21 | 2.11 | 2.01 | 1.81 | 1.68 | 1.51 |
| 50 | 2.35 | 2.25 | 2.15 | 1.95 | 1.84 | 1.65 |

Tabla 5.1.5.11 Intensidades máximas para periodos de retorno dados en (mm/min) obtenidos de las curva I-D-F y las intensidades proporcionadas por el (SNET). (Fuente Grupo de Tesis)

Tramo I

DEAN 2007

| Periodo de retorno (Años). | Tiempo en (horas). | | | | | |
|-------------------------------|--------------------|------|------|------|------|------|
| | 1/6 | 1/3 | 1/2 | 2/3 | 5/6 | 1 |
| 2 | 2.29 | 1.89 | 1.59 | 1.38 | 1.26 | 1.06 |
| 5 | 2.52 | 2.12 | 1.81 | 1.61 | 1.47 | 1.27 |
| 10 | 2.68 | 2.28 | 1.98 | 1.78 | 1.62 | 1.42 |
| 25 | 2.88 | 2.48 | 2.18 | 1.98 | 1.81 | 1.61 |
| 50 | 3.03 | 2.63 | 2.33 | 2.13 | 1.95 | 1.75 |



◆ Tabla de valores de escorrentía tomada del libro Hidrología Aplicada de Ven Te Chow.

Tabla 5.1.5.12 Coeficientes de escorrentía para diferentes periodos de retorno.

| Características de la superficie | Periodo de Retorno (años) | | | | | | |
|--|---------------------------|------|------|------|------|------|------|
| | 2 | 5 | 10 | 25 | 50 | 100 | 500 |
| Áreas desarrolladas | | | | | | | |
| Asfáltico | 0.73 | 0.77 | 0.81 | 0.86 | 0.90 | 0.95 | 1.00 |
| Concreto/techo | 0.75 | 0.80 | 0.83 | 0.88 | 0.92 | 0.97 | 1.00 |
| Zonas verdes (jardines, parques, etc.) | | | | | | | |
| Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área) | | | | | | | |
| Plano, 0-2% | 0.32 | 0.34 | 0.37 | 0.40 | 0.44 | 0.47 | 0.58 |
| Promedio, 2-7% | 0.37 | 0.40 | 0.43 | 0.46 | 0.49 | 0.53 | 0.61 |
| Pendiente, superior a 7% | 0.4 | 0.43 | 0.45 | 0.49 | 0.52 | 0.55 | 0.62 |
| Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75%) | | | | | | | |
| Plano, 0-2% | 0.25 | 0.28 | 0.30 | 0.34 | 0.37 | 0.41 | 0.53 |
| Promedio, 2-7% | 0.33 | 0.36 | 0.38 | 0.42 | 0.45 | 0.49 | 0.58 |
| Pendiente, superior a 7% | 0.37 | 0.40 | 0.42 | 0.46 | 0.49 | 0.53 | 0.60 |
| Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75%) | | | | | | | |
| Plano, 0-2% | 0.21 | 0.23 | 0.25 | 0.29 | 0.32 | 0.36 | 0.49 |
| Promedio, 2-7% | 0.29 | 0.32 | 0.35 | 0.39 | 0.42 | 0.46 | 0.56 |
| Pendiente, superior a 7% | 0.34 | 0.37 | 0.40 | 0.44 | 0.47 | 0.51 | 0.58 |
| Áreas no desarrolladas | | | | | | | |
| Área de cultivos | | | | | | | |
| Plano, 0-2% | 0.31 | 0.34 | 0.36 | 0.40 | 0.43 | 0.47 | 0.57 |
| Promedio, 2-7% | 0.35 | 0.38 | 0.41 | 0.44 | 0.48 | 0.51 | 0.60 |
| Pendiente, superior a 7% | 0.39 | 0.42 | 0.44 | 0.48 | 0.51 | 0.54 | 0.61 |
| Pastizales | | | | | | | |
| Plano, 0-2% | 0.25 | 0.28 | 0.30 | 0.34 | 0.37 | 0.41 | 0.53 |
| Promedio, 2-7% | 0.33 | 0.36 | 0.38 | 0.42 | 0.45 | 0.49 | 0.58 |
| Pendiente, superior a 7% | 0.37 | 0.40 | 0.42 | 0.46 | 0.49 | 0.53 | 0.60 |
| Bosques | | | | | | | |
| Plano, 0-2% | 0.22 | 0.25 | 0.28 | 0.31 | 0.35 | 0.39 | 0.48 |
| Promedio, 2-7% | 0.31 | 0.34 | 0.36 | 0.40 | 0.43 | 0.47 | 0.56 |
| Pendiente, superior a 7% | 0.35 | 0.39 | 0.41 | 0.45 | 0.48 | 0.52 | 0.58 |



Calculo del coeficiente de escorrentía sin incluir Bypass y Urbanización Bella Vista.

Calculo del C ponderado por existir varios coeficientes de escorrentía, tramo I.

$$C_p = \frac{(C_b * A_b) + (C_c * A_c) + (C_{pas} * A_{pas}) + (C_d * A_d)}{A_{total \ de \ la \ cuenca}}$$

Donde:

C_p = C ponderado.

C_b = coeficiente de escorrentía para bosques.

C_c = coeficiente de escorrentía para cultivos.

C_{pas} = coeficiente de escorrentía para pastizales.

C_d = coeficiente de escorrentía para áreas desarrolladas.

A_b = Área para bosques.

A_c = Área para cultivos.

A_{pas} = Área para pastizales.

A_d = Áreas desarrolladas.

PARA 2 AÑOS.

C_b = 0.35

C_c = 0.39

C_{pas} = 0.37

C_d = 0.75

A_b = 3.72 km².

A_c = 1.44 km².

A_{pas} = 1.77 km².

A_d = 0.81 km².

$$C_p = \frac{(0.35 * 3.72) + (0.39 * 1.44) + (0.37 * 1.77) + (0.75 * 0.81)}{7.63}$$

$$C_p = 0.41$$



Tabla 5.1.5.13 Coeficientes ponderado para diferentes periodos de retorno.
(Fuente grupo de tesis)

| VALORES DE COEFICIENTES DE ESCORRENTIA SIN INCLUIR EL BY- PASS Y URBANIZACION BELLA VISTA. | | | |
|---|--|--|-----------------------------|
| PERIODO DE RETORNO | COEFICIENTE DE ESCORRENTIA | AREA | COEFICIENTE PONDERADO C_p |
| 2 AÑOS | $C_b = 0.35$ $C_c = 0.39$ $C_{pas} = 0.37$ $C_d = 0.75$ | $A_b = 3.72 \text{ km}^2.$ $A_c = 1.44 \text{ km}^2.$ $A_{pas} = 1.77 \text{ km}^2.$ $A_d = 0.81 \text{ km}^2.$ | 0.41 |
| 5 AÑOS | $C_b = 0.39$ $C_c = 0.42$ $C_{pas} = 0.40$ $C_d = 0.80$ | $A_b = 3.72 \text{ km}^2.$ $A_c = 1.44 \text{ km}^2.$ $A_{pas} = 1.77 \text{ km}^2.$ $A_d = 0.81 \text{ km}^2.$ | 0.45 |
| 10 AÑOS | $C_b = 0.41$ $C_c = 0.44$ $C_{pas} = 0.42$ $C_d = 0.83$ | $A_b = 3.72 \text{ km}^2.$ $A_c = 1.44 \text{ km}^2.$ $A_{pas} = 1.77 \text{ km}^2.$ $A_d = 0.81 \text{ km}^2.$ | 0.47 |
| 25 AÑOS | $C_b = 0.45$ $C_c = 0.48$ $C_{pas} = 0.46$ $C_d = 0.88$ | $A_b = 3.72 \text{ km}^2.$ $A_c = 1.44 \text{ km}^2.$ $A_{pas} = 1.77 \text{ km}^2.$ $A_d = 0.81 \text{ km}^2.$ | 0.51 |
| 50 AÑOS | $C_b = 0.82$ $C_c = 0.51$ $C_{pas} = 0.49$ $C_d = 0.92$ | $A_b = 3.72 \text{ km}^2.$ $A_c = 1.44 \text{ km}^2.$ $A_{pas} = 1.77 \text{ km}^2.$ $A_d = 0.81 \text{ km}^2.$ | 0.54 |

NOTA: LOS VALORES DE COEFICIENTE DE ESCORRENTIA Y AREAS SE SUSTITUYEN EN LA FORMULA PARA OBTENER RESULTADOS DEL COEFICIENTE PONDERADO C_p



5.1.5.1 MÉTODO DE HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR.

◆ Análisis de lluvia.

La información acerca de la variación de la lluvia fue analizada por el método probabilístico de Gumbel, de este análisis se preparó la curva Intensidad-Duración y Frecuencia.

Los datos obtenidos de las curvas antes mencionadas serán relacionados con el método de hidrograma unitario triangular para calcular los caudales pico o caudales máximos para nuestro estudio.

◆ Tiempo de concentración.

El tiempo de concentración se calculó anteriormente y nos da un valor de:

$$T_c = 45.46 \text{ min} = 0.76 \text{ h}$$

◆ Duración de la tormenta.

Se utilizarán lluvias de varias duraciones, tomadas en base al tiempo de concentración y al análisis de lluvia respectivo. Las duraciones que se usarán son: $1/16$ horas = (10 min.), $1/3$ horas = (20 min.), $1/2$ horas = (30 min.), $2/3$ horas = (40 min.), $5/6$ horas = (50 min.), 1 hora = (60 min.). Seleccionando la que produzca el mayor caudal



◆ **Periodo de retorno.**

Los periodos de retorno se seleccionaron anteriormente. De tal forma que los periodos de retorno serán de 2, 5, 10, 25 y 50 años.

◆ **Coficiente de escorrentía.**

Los coeficientes de escorrentía utilizados serán los coeficientes ponderados debido a que hay varios usos de suelo a lo largo de la cuenca y también son deferentes para el tiempo de retorno y se muestran el siguiente cuadro.

Tabla 5.1.5.1.1 Coeficiente de escorrentía ponderado por existir varios usos de suelo. (Fuente Grupo de Tesis)

| Periodo de retorno (Años.) | Cponderados |
|----------------------------|-------------|
| 2 | 0.41 |
| 5 | 0.45 |
| 10 | 0.47 |
| 25 | 0.51 |
| 50 | 0.54 |

◆ **Intensidad de lluvia de los periodos de retorno.**

Las intensidades de lluvia han sido tomadas para diferentes duraciones de tormenta y periodo de retorno con el objetivo de identificar la de mayor caudal pico y estas intensidades se han obtenido de las curvas I-D-F. Para los eventos extremos STAN y DEAN.



Tabla 5.1.5.1.2 Intensidades máximas para periodos de retorno dados en (mm/h) sacadas de la curva I-D-F y las intensidades proporcionadas por el (SNET). (Fuente Grupo de Tesis)

STAN 2005

| Periodo de retorno (Años). | Tiempo en (horas). | | | | | |
|----------------------------|--------------------|--------|--------|--------|--------|-------|
| | 1/6 | 1/3 | 1/2 | 2/3 | 5/6 | 1 |
| 5 | 111.60 | 105.60 | 99.60 | 87.60 | 78.60 | 69.60 |
| 10 | 121.20 | 115.20 | 109.20 | 97.20 | 88.20 | 79.20 |
| 25 | 132.60 | 126.60 | 120.60 | 108.60 | 100.80 | 90.60 |
| 50 | 141.00 | 135.00 | 129.00 | 117.00 | 110.40 | 99.00 |

Tabla 5.1.5.1.3 Intensidades máximas para periodos de retorno dados en (mm/h) sacadas de la curva I-D-F y las intensidades proporcionadas por el (SNET). (Fuente Grupo de Tesis)

DEAN 2007

| Periodo de retorno (Años). | Tiempo en (horas). | | | | | |
|----------------------------|--------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 1/6 | 1/3 | 1/2 | 2/3 | 5/6 | 1 |
| 2 | 137.40 | 113.40 | 95.40 | 82.80 | 75.60 | 63.60 |
| 5 | 151.20 | 127.20 | 108.60 | 96.60 | 88.20 | 76.20 |
| 10 | 160.80 | 136.80 | 118.80 | 106.80 | 97.20 | 85.20 |
| 25 | 172.80 | 148.80 | 130.80 | 118.80 | 108.60 | 96.60 |
| 50 | 181.80 | 157.80 | 139.80 | 127.80 | 117.00 | 105.00 |



- ❖ Cálculo de caudales pico para un periodo de retorno 2 años Dean 2007.

Para obtener los caudales pico es necesario contar con datos de intensidades de lluvia para diferentes tiempos de retorno y coeficiente de escorrentía se procesan haciendo uso de una hoja de Excel, por medio de las formulas del método del hidrograma unitario triangular. Las formulas a emplear son:

1) Lluvia efectiva (Lle).

Debido a que los datos de la intensidad de lluvia son puntuales, y para que la lluvia efectiva o lámina de lluvia sea distribuida uniformemente sobre toda la cuenca, entonces su cálculo será afectado por el factor 0.90, en todos los casos aquí tratados.

$$Lle = D * i * C * 0.9$$

Donde:

D = Duración de la tormenta (hr.).

i = Intensidad de lluvia (mm/hr).

C = Coeficiente de escorrentía.

Lle = Lluvia efectiva (mm).

Sustituyendo datos.

$$Lle = 0.17 * 137.40 * 0.41 * 0.9$$

$$Lle = 8.619102 \text{ mm}$$

$$Lle = 8.62 \text{ mm}$$



2) Lámina de lluvia.

$$L = i * D$$

Donde:

D = Duración de la tormenta (hr.).

i = Intensidad de lluvia (mm/hr).

Sustituyendo datos.

$$L = 137.40 * 0.17$$

$$L = 23.358 \text{ mm}$$

3) Volumen de la escorrentía.

$$V = \text{Acuencia} * \text{Lle.}$$

Donde:

A_c = Área de la cuenca (mt^2).

L_{le} = Lluvia efectiva (mt).

V = Volumen de la escorrentía (mt^3).

$$V = 7631,980.00 \text{ mt}^2 * \left(\frac{8.619102 \text{ mm} * 1 \text{ mt.}}{1000 \text{ mm}} \right)$$

$$V = 65,780.814082 \text{ mt}^3$$

4) Tiempo de retraso.

$$tr = 0.6tc$$

Donde:

tr = Tiempo de retraso (hr.).

tc = Tiempo de concentración (hr.).

$$tr = 0.6 * 0.76$$

$$tr = 0.456 \text{ hr}$$



5) Tiempo de pico.

A su vez, el tiempo de pico se expresa como:

$$tp = \left[\frac{D}{2} \right] + tr$$

Donde:

tp = Tiempo de pico (hr.).

D = Duración de la tormenta (hr.).

tr = Tiempo de retraso (hr.).

$$tp = \left[\frac{0.17}{2} \right] + 0.456$$

$$tp = 0.54 \text{ hr.}$$

6) Relación tiempo de pico y tiempo base.

Del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base (tb) y el tiempo de pico (tp) se relacionan mediante la expresión:

$$tb = 2.67tp$$

Donde:

tb = Tiempo base (hr.).

tp = Tiempo de pico (hr.).

$$tb = 2.67 * 0.54$$

$$tb = 1.44 \text{ hr}$$



7) Caudal de pico del hidrograma unitario triangular. (qp).

$$qp = \left[\frac{2V}{tb} \right]$$

Donde:

qp = caudal de pico del hidrograma unitario triangular ($mt^3/seg.$).

V = Volumen de la escorrentía (mt^3).

tb = Tiempo base (hr.).

$$qp = \left[\frac{2(65,780.814082)}{1.441 \text{ hr.} \cdot \frac{3600 \text{ seg}}{1 \text{ hr.}}} \right]$$
$$qp = 25.36078884 \frac{mt^3}{seg}$$

Los diferentes resultados de cada uno de los pasos anteriores es para obtener el caudal máximo o pico, este resultado se realizó solo para un tiempo de retorno y duración el cual fue de 0.17 horas y así sucesivamente de esta manera se obtienen los demás caudales picos, en nuestro caso se realizaron en una hoja de cálculo de Excel para los distintas duraciones.



Los resultados de los caudales pico o máximos para los diferentes tiempos de retornos son los siguientes.

STAN OCTUBRE DEL 2005

Tabla 5.1.5.1.4 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 5 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 5 | 0.17 | 111.60 | 7631,980.00 | 0.45 | 18.97 | 7.68 | 58,641.54 | 0.54 | 1.44 | 22.61 |
| 5 | 0.33 | 105.60 | 7631,980.00 | 0.45 | 34.85 | 14.11 | 107,713.49 | 0.62 | 1.65 | 36.17 |
| 5 | 0.50 | 99.60 | 7631,980.00 | 0.45 | 49.80 | 20.17 | 153,929.40 | 0.70 | 1.88 | 45.46 |
| 5 | 0.67 | 87.60 | 7631,980.00 | 0.45 | 58.69 | 23.77 | 181,414.15 | 0.79 | 2.11 | 47.81 |
| 5 | 0.83 | 78.60 | 7631,980.00 | 0.45 | 65.24 | 26.42 | 201,647.52 | 0.87 | 2.32 | 48.25 |
| 5 | 1.00 | 69.60 | 7631,980.00 | 0.45 | 69.60 | 28.19 | 215,130.25 | 0.95 | 2.55 | 46.89 |

Tabla 5.1.5.1.5 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 10 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 10 | 0.17 | 121.20 | 7631,980.00 | 0.47 | 20.60 | 8.72 | 66,516.46 | 0.54 | 1.44 | 25.65 |
| 10 | 0.33 | 115.20 | 7631,980.00 | 0.47 | 38.02 | 16.08 | 122,728.10 | 0.62 | 1.65 | 41.21 |
| 10 | 0.50 | 109.20 | 7631,980.00 | 0.47 | 54.60 | 23.10 | 176,266.68 | 0.70 | 1.88 | 52.05 |
| 10 | 0.67 | 97.20 | 7631,980.00 | 0.47 | 65.12 | 27.55 | 210,241.60 | 0.79 | 2.11 | 55.40 |
| 10 | 0.83 | 88.20 | 7631,980.00 | 0.47 | 73.21 | 30.97 | 236,332.95 | 0.87 | 2.32 | 56.55 |
| 10 | 1.00 | 79.20 | 7631,980.00 | 0.47 | 79.20 | 33.50 | 255,683.54 | 0.95 | 2.55 | 55.73 |



Tabla 5.1.5.1.6 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 25 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|--------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|---|
| 25 | 0.17 | 132.60 | 7631,980.00 | 0.51 | 22.54 | 10.35 | 78,966.40 | 0.54 | 1.44 | 30.45 |
| 25 | 0.33 | 126.60 | 7631,980.00 | 0.51 | 41.78 | 19.18 | 146,351.63 | 0.62 | 1.65 | 49.15 |
| 25 | 0.50 | 120.60 | 7631,980.00 | 0.51 | 60.30 | 27.68 | 211,235.65 | 0.70 | 1.88 | 62.38 |
| 25 | 0.67 | 108.60 | 7631,980.00 | 0.51 | 72.76 | 33.40 | 254,891.02 | 0.79 | 2.11 | 67.17 |
| 25 | 0.83 | 100.80 | 7631,980.00 | 0.51 | 83.66 | 38.40 | 293,081.59 | 0.87 | 2.32 | 70.13 |
| 25 | 1.00 | 90.60 | 7631,980.00 | 0.51 | 90.60 | 41.59 | 317,378.94 | 0.95 | 2.55 | 69.18 |

Tabla 5.1.5.1.7 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 50 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|--------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|---|
| 50 | 0.17 | 141.00 | 7631,980.00 | 0.54 | 23.97 | 11.65 | 88,908.14 | 0.54 | 1.44 | 34.29 |
| 50 | 0.33 | 135.00 | 7631,980.00 | 0.54 | 44.55 | 21.65 | 165,242.29 | 0.62 | 1.65 | 55.49 |
| 50 | 0.50 | 129.00 | 7631,980.00 | 0.54 | 64.50 | 31.35 | 239,239.68 | 0.70 | 1.88 | 70.65 |
| 50 | 0.67 | 117.00 | 7631,980.00 | 0.54 | 78.39 | 38.10 | 290,759.66 | 0.79 | 2.11 | 76.62 |
| 50 | 0.83 | 110.40 | 7631,980.00 | 0.54 | 91.63 | 44.53 | 339,876.13 | 0.87 | 2.32 | 81.33 |
| 50 | 1.00 | 99.00 | 7631,980.00 | 0.54 | 99.00 | 48.11 | 367,205.09 | 0.95 | 2.55 | 80.04 |



Los resultados de los caudales de pico o máximos para los diferentes tiempos de retornos son los siguientes.

DEAN AGOSTO DEL 2007

Tabla 5.1.5.1.8 Resultados de los caudales pico o máximos para periodo de retorno de 2 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coeficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 2 | 0.17 | 137.40 | 7631,980.00 | 0.41 | 23.36 | 8.62 | 65,780.81 | 0.54 | 1.44 | 25.37 |
| 2 | 0.33 | 113.40 | 7631,980.00 | 0.41 | 37.42 | 13.81 | 105,387.86 | 0.62 | 1.65 | 35.39 |
| 2 | 0.50 | 95.40 | 7631,980.00 | 0.41 | 47.70 | 17.60 | 134,332.77 | 0.70 | 1.88 | 39.67 |
| 2 | 0.67 | 82.80 | 7631,980.00 | 0.41 | 55.48 | 20.47 | 156,231.55 | 0.79 | 2.11 | 41.17 |
| 2 | 0.83 | 75.60 | 7631,980.00 | 0.41 | 62.75 | 23.15 | 176,710.96 | 0.87 | 2.32 | 42.28 |
| 2 | 1.00 | 63.60 | 7631,980.00 | 0.41 | 63.60 | 23.47 | 179,110.36 | 0.95 | 2.55 | 39.04 |

Tabla 5.1.5.1.9 Resultados de los caudales pico o máximos para periodo de retorno de 5 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coeficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 5 | 0.17 | 151.20 | 7631,980.00 | 0.45 | 25.70 | 10.41 | 79,449.83 | 0.54 | 1.44 | 30.64 |
| 5 | 0.33 | 127.20 | 7631,980.00 | 0.45 | 41.98 | 17.00 | 129,745.80 | 0.62 | 1.65 | 43.57 |
| 5 | 0.50 | 108.60 | 7631,980.00 | 0.45 | 54.30 | 21.99 | 167,838.69 | 0.70 | 1.88 | 49.56 |
| 5 | 0.67 | 96.60 | 7631,980.00 | 0.45 | 64.72 | 26.21 | 200,052.59 | 0.79 | 2.11 | 52.72 |
| 5 | 0.83 | 88.20 | 7631,980.00 | 0.45 | 73.21 | 29.65 | 226,276.22 | 0.87 | 2.32 | 54.14 |
| 5 | 1.00 | 76.20 | 7631,980.00 | 0.45 | 76.20 | 30.86 | 235,530.53 | 0.95 | 2.55 | 51.34 |



Tabla 5.1.5.1.10 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 10 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 10 | 0.17 | 160.80 | 7631,980.00 | 0.47 | 27.34 | 11.56 | 88,249.56 | 0.54 | 1.44 | 34.03 |
| 10 | 0.33 | 136.80 | 7631,980.00 | 0.47 | 45.14 | 19.10 | 145,739.62 | 0.62 | 1.65 | 48.94 |
| 10 | 0.50 | 118.80 | 7631,980.00 | 0.47 | 59.40 | 25.13 | 191,762.66 | 0.70 | 1.88 | 56.63 |
| 10 | 0.67 | 106.80 | 7631,980.00 | 0.47 | 71.56 | 30.27 | 231,006.21 | 0.79 | 2.11 | 60.87 |
| 10 | 0.83 | 97.20 | 7631,980.00 | 0.47 | 80.68 | 34.13 | 260,448.55 | 0.87 | 2.32 | 62.32 |
| 10 | 1.00 | 85.20 | 7631,980.00 | 0.47 | 85.20 | 36.04 | 275,053.51 | 0.95 | 2.55 | 59.95 |



ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN EN LA QUEBRADA CHOQUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.

Tabla 5.1.5.1.11 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 25 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|-----------------------------|-----------|----------|------------------------------|-----------------------------|--------|----------|----------------------|------------|------------|--|
| 25 | 0.17 | 172.80 | 7631,980.00 | 0.51 | 29.38 | 13.48 | 102,906.44 | 0.54 | 1.44 | 39.68 |
| 25 | 0.33 | 148.80 | 7631,980.00 | 0.51 | 49.10 | 22.54 | 172,015.18 | 0.62 | 1.65 | 57.77 |
| 25 | 0.50 | 130.80 | 7631,980.00 | 0.51 | 65.40 | 30.02 | 229,101.35 | 0.70 | 1.88 | 67.66 |
| 25 | 0.67 | 118.80 | 7631,980.00 | 0.51 | 79.60 | 36.53 | 278,831.06 | 0.79 | 2.11 | 73.48 |
| 25 | 0.83 | 108.60 | 7631,980.00 | 0.51 | 90.14 | 41.37 | 315,760.52 | 0.87 | 2.32 | 75.56 |
| 25 | 1.00 | 96.60 | 7631,980.00 | 0.51 | 96.60 | 44.34 | 338,397.41 | 0.95 | 2.55 | 73.76 |

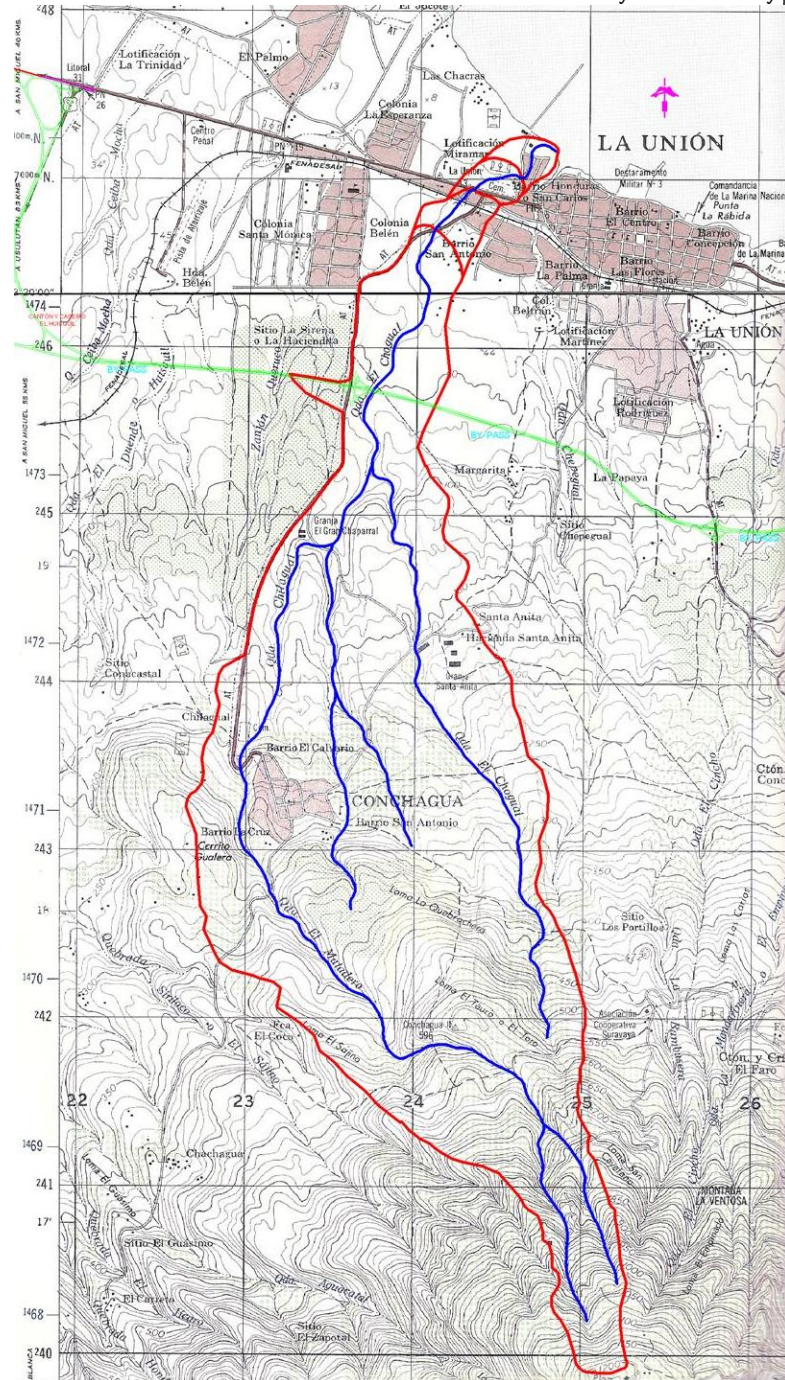
Tabla 5.1.5.1.12 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 50 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|-----------------------------|-----------|----------|------------------------------|-----------------------------|--------|----------|----------------------|------------|------------|--|
| 50 | 0.17 | 181.80 | 7631,980.00 | 0.54 | 30.91 | 15.02 | 114,634.75 | 0.54 | 1.44 | 44.21 |
| 50 | 0.33 | 157.80 | 7631,980.00 | 0.54 | 52.07 | 25.31 | 193,149.88 | 0.62 | 1.65 | 64.87 |
| 50 | 0.50 | 139.80 | 7631,980.00 | 0.54 | 69.90 | 33.97 | 259,269.05 | 0.70 | 1.88 | 76.57 |
| 50 | 0.67 | 127.80 | 7631,980.00 | 0.54 | 85.63 | 41.61 | 317,599.02 | 0.79 | 2.11 | 83.70 |
| 50 | 0.83 | 117.00 | 7631,980.00 | 0.54 | 97.11 | 47.20 | 360,194.81 | 0.87 | 2.32 | 86.19 |
| 50 | 1.00 | 105.00 | 7631,980.00 | 0.54 | 105.00 | 51.03 | 389,459.94 | 0.95 | 2.55 | 84.89 |



5.1.5.2 CÁLCULO DE CAUDALES MÁXIMOS INCLUYENDO EL BYPASS Y LA URBANIZACIÓN BELLA VISTA.

Figura 5.1.5.2.1 Delimitación de la cuenca incluyendo el bypass.





- ◆ Cálculo del coeficiente de escorrentía incluyendo Bypass y Urbanización Bella Vista.

$$Acuena = 7.67289 \text{ km}^2$$

PARA 2 AÑOS.

$$C_b = 0.35$$

$$C_c = 0.39$$

$$C_{pas} = 0.37$$

$$C_d = 0.75$$

$$A_b = 3.72 \text{ km}^2.$$

$$A_c = 1.44 \text{ km}^2.$$

$$A_{pas} = 1.70 \text{ km}^2.$$

$$A_d = 0.92 \text{ km}^2.$$

$$C_p = \frac{(0.35 * 3.72) + (0.39 * 1.44) + (0.37 * 1.70) + (0.75 * 0.92)}{7.67}$$

$$C_p = 0.42$$

PARA 5 AÑOS.

$$C_b = 0.39$$

$$C_c = 0.42$$

$$C_{pas} = 0.40$$

$$C_d = 0.80$$

$$A_b = 3.72 \text{ km}^2.$$

$$A_c = 1.44 \text{ km}^2.$$

$$A_{pas} = 1.70 \text{ km}^2.$$

$$A_d = 0.92 \text{ km}^2.$$

$$C_p = \frac{(0.39 * 3.72) + (0.42 * 1.44) + (0.40 * 1.70) + (0.80 * 0.92)}{7.67}$$

$$C_p = 0.45$$



Tabla 5.1.5.2.1 Coeficientes ponderado para diferentes periodos de retorno.
(Fuente grupo de tesis)

| VALORES DE COEFICIENTES DE ESCORRENTIA INCLUYENDO EL BY- PASS Y URBANIZACION BELLA VISTA. | | | |
|---|--|--|-----------------------------|
| PERIODO DE RETORNO | COEFICIENTE DE ESCORRENTIA | AREA | COEFICIENTE PONDERADO C_p |
| 2 AÑOS | $C_b = 0.35$ $C_c = 0.39$ $C_{pas} = 0.37$ $C_d = 0.75$ | $A_b = 3.72 \text{ km}^2.$ $A_c = 1.44 \text{ km}^2.$ $A_{pas} = 1.70 \text{ km}^2.$ $A_d = 0.92 \text{ km}^2.$ | 0.42 |
| 5 AÑOS | $C_b = 0.39$ $C_c = 0.42$ $C_{pas} = 0.40$ $C_d = 0.80$ | $A_b = 3.72 \text{ km}^2.$ $A_c = 1.44 \text{ km}^2.$ $A_{pas} = 1.70 \text{ km}^2.$ $A_d = 0.92 \text{ km}^2.$ | 0.45 |
| 10 AÑOS | $C_b = 0.41$ $C_c = 0.44$ $C_{pas} = 0.42$ $C_d = 0.83$ | $A_b = 3.72 \text{ km}^2.$ $A_c = 1.44 \text{ km}^2.$ $A_{pas} = 1.70 \text{ km}^2.$ $A_d = 0.92 \text{ km}^2.$ | 0.47 |
| 25 AÑOS | $C_b = 0.45$ $C_c = 0.48$ $C_{pas} = 0.46$ $C_d = 0.88$ | $A_b = 3.72 \text{ km}^2.$ $A_c = 1.44 \text{ km}^2.$ $A_{pas} = 1.70 \text{ km}^2.$ $A_d = 0.92 \text{ km}^2.$ | 0.52 |
| 50 AÑOS | $C_b = 0.48$ $C_c = 0.51$ $C_{pas} = 0.49$ $C_d = 0.92$ | $A_b = 3.72 \text{ km}^2.$ $A_c = 1.44 \text{ km}^2.$ $A_{pas} = 1.70 \text{ km}^2.$ $A_d = 0.92 \text{ km}^2.$ | 0.55 |

NOTA: LOS VALORES DE COEFICIENTE DE ESCORRENTIA Y AREAS SE SUSTITUYEN EN LA FORMULA PARA OBTENER RESULTADOS DEL COEFICIENTE PONDERADO C_p



5.1.5.3 MÉTODO DE HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR.

- ◆ Tiempo de concentración.

$$T_c = 45.46 \text{ min} = 0.76 \text{ h}$$

- ◆ Periodo de retorno.

Los periodos de retorno serán de 2, 5, 10, 25 y 50 años.

- ◆ Coeficiente de escorrentía.

Los coeficientes de escorrentía ponderados

Tabla 5.1.5.3.1 Coeficiente de escorrentía ponderado por existir varios usos de suelo. (Fuente Grupo de Tesis)

| Periodo de retorno (Años.) | Cponderados |
|----------------------------|-------------|
| 2 | 0.42 |
| 5 | 0.45 |
| 10 | 0.47 |
| 25 | 0.52 |
| 50 | 0.55 |

Los cálculos de los caudales picos de esta sección se realizan de la misma forma como se explicaron anteriormente, sin incluir el Bypass y la Urbanización Bella Vista, por lo tanto se presentan los cuadros elaborados en una hoja de cálculo de Excel.



Los resultados de los caudales de pico o máximos para los diferentes tiempos de retornos son los siguientes.

STAN OCTUBRE DEL 2005

Tabla 5.1.5.3.2 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 5 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 5 | 0.17 | 111.60 | 7672,890.00 | 0.45 | 18.97 | 7.68 | 58,955.88 | 0.54 | 1.44 | 22.73 |
| 5 | 0.33 | 105.60 | 7672,890.00 | 0.45 | 34.85 | 14.11 | 108,290.87 | 0.62 | 1.65 | 36.37 |
| 5 | 0.50 | 99.60 | 7672,890.00 | 0.45 | 49.80 | 20.17 | 154,754.52 | 0.70 | 1.88 | 45.70 |
| 5 | 0.67 | 87.60 | 7672,890.00 | 0.45 | 58.69 | 23.77 | 182,386.59 | 0.79 | 2.11 | 48.06 |
| 5 | 0.83 | 78.60 | 7672,890.00 | 0.45 | 65.24 | 26.42 | 202,728.42 | 0.87 | 2.32 | 48.51 |
| 5 | 1.00 | 69.60 | 7672,890.00 | 0.45 | 69.60 | 28.19 | 216,283.42 | 0.95 | 2.55 | 47.14 |

Tabla 5.1.5.3.3 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 10 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 10 | 0.17 | 121.20 | 7672,890.00 | 0.47 | 20.60 | 8.72 | 66,873.01 | 0.54 | 1.44 | 25.79 |
| 10 | 0.33 | 115.20 | 7672,890.00 | 0.47 | 38.02 | 16.08 | 123,385.96 | 0.62 | 1.65 | 41.44 |
| 10 | 0.50 | 109.20 | 7672,890.00 | 0.47 | 54.60 | 23.10 | 177,211.53 | 0.70 | 1.88 | 52.33 |
| 10 | 0.67 | 97.20 | 7672,890.00 | 0.47 | 65.12 | 27.55 | 211,368.57 | 0.79 | 2.11 | 55.70 |
| 10 | 0.83 | 88.20 | 7672,890.00 | 0.47 | 73.21 | 30.97 | 237,599.77 | 0.87 | 2.32 | 56.85 |
| 10 | 1.00 | 79.20 | 7672,890.00 | 0.47 | 79.20 | 33.50 | 257,054.09 | 0.95 | 2.55 | 56.03 |



Tabla 5.1.5.3.4 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 25 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 25 | 0.17 | 132.60 | 7672,890.00 | 0.52 | 22.54 | 10.55 | 80,946.35 | 0.54 | 1.44 | 31.21 |
| 25 | 0.33 | 126.60 | 7672,890.00 | 0.52 | 41.78 | 19.55 | 150,021.14 | 0.62 | 1.65 | 50.37 |
| 25 | 0.50 | 120.60 | 7672,890.00 | 0.52 | 60.30 | 28.22 | 216,532.02 | 0.70 | 1.88 | 63.94 |
| 25 | 0.67 | 108.60 | 7672,890.00 | 0.52 | 72.76 | 34.05 | 261,281.98 | 0.79 | 2.11 | 68.84 |
| 25 | 0.83 | 100.80 | 7672,890.00 | 0.52 | 83.66 | 39.15 | 300,430.11 | 0.87 | 2.32 | 71.88 |
| 25 | 1.00 | 90.60 | 7672,890.00 | 0.52 | 90.60 | 42.40 | 325,336.67 | 0.95 | 2.55 | 70.91 |

Tabla 5.1.5.3.5 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 50 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 50 | 0.17 | 141.00 | 7672,890.00 | 0.55 | 23.97 | 11.87 | 91,039.99 | 0.54 | 1.44 | 35.10 |
| 50 | 0.33 | 135.00 | 7672,890.00 | 0.55 | 44.55 | 22.05 | 169,204.49 | 0.62 | 1.65 | 56.81 |
| 50 | 0.50 | 129.00 | 7672,890.00 | 0.55 | 64.50 | 31.93 | 244,976.20 | 0.70 | 1.88 | 72.33 |
| 50 | 0.67 | 117.00 | 7672,890.00 | 0.55 | 78.39 | 38.80 | 297,731.53 | 0.79 | 2.11 | 78.45 |
| 50 | 0.83 | 110.40 | 7672,890.00 | 0.55 | 91.63 | 45.36 | 348,025.72 | 0.87 | 2.32 | 83.27 |
| 50 | 1.00 | 99.00 | 7672,890.00 | 0.55 | 99.00 | 49.01 | 376,009.97 | 0.95 | 2.55 | 81.95 |



Los resultados de los caudales de pico o máximos para los diferentes tiempos de retornos son los siguientes.

DEAN AGOSTO DEL 2007

Tabla 5.1.5.3.6 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 2 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|---|
| 2 | 0.17 | 137.40 | 7672,890.00 | 0.42 | 23.36 | 8.83 | 67,746.43 | 0.54 | 1.44 | 26.12 |
| 2 | 0.33 | 113.40 | 7672,890.00 | 0.42 | 37.42 | 14.15 | 108,536.99 | 0.62 | 1.65 | 36.45 |
| 2 | 0.50 | 95.40 | 7672,890.00 | 0.42 | 47.70 | 18.03 | 138,346.81 | 0.70 | 1.88 | 40.85 |
| 2 | 0.67 | 82.80 | 7672,890.00 | 0.42 | 55.48 | 20.97 | 160,899.95 | 0.79 | 2.11 | 42.40 |
| 2 | 0.83 | 75.60 | 7672,890.00 | 0.42 | 62.75 | 23.72 | 181,991.31 | 0.87 | 2.32 | 43.55 |
| 2 | 1.00 | 63.60 | 7672,890.00 | 0.42 | 63.60 | 24.04 | 184,462.41 | 0.95 | 2.55 | 40.21 |

Tabla 5.1.5.3.7 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 5 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|---|
| 5 | 0.17 | 151.20 | 7672,890.00 | 0.45 | 25.70 | 10.41 | 79,875.71 | 0.54 | 1.44 | 30.80 |
| 5 | 0.33 | 127.20 | 7672,890.00 | 0.45 | 41.98 | 17.00 | 130,441.28 | 0.62 | 1.65 | 43.80 |
| 5 | 0.50 | 108.60 | 7672,890.00 | 0.45 | 54.30 | 21.99 | 168,738.36 | 0.70 | 1.88 | 49.83 |
| 5 | 0.67 | 96.60 | 7672,890.00 | 0.45 | 64.72 | 26.21 | 201,124.94 | 0.79 | 2.11 | 53.00 |
| 5 | 0.83 | 88.20 | 7672,890.00 | 0.45 | 73.21 | 29.65 | 227,489.14 | 0.87 | 2.32 | 54.43 |
| 5 | 1.00 | 76.20 | 7672,890.00 | 0.45 | 76.20 | 30.86 | 236,793.06 | 0.95 | 2.55 | 51.61 |



Tabla 5.1.5.3.8 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 10 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coeficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 10 | 0.17 | 160.80 | 7672,890.00 | 0.47 | 27.34 | 11.56 | 88,722.61 | 0.54 | 1.44 | 34.21 |
| 10 | 0.33 | 136.80 | 7672,890.00 | 0.47 | 45.14 | 19.10 | 146,520.83 | 0.62 | 1.65 | 49.20 |
| 10 | 0.50 | 118.80 | 7672,890.00 | 0.47 | 59.40 | 25.13 | 192,790.57 | 0.70 | 1.88 | 56.93 |
| 10 | 0.67 | 106.80 | 7672,890.00 | 0.47 | 71.56 | 30.27 | 232,244.48 | 0.79 | 2.11 | 61.20 |
| 10 | 0.83 | 97.20 | 7672,890.00 | 0.47 | 80.68 | 34.13 | 261,844.65 | 0.87 | 2.32 | 62.65 |
| 10 | 1.00 | 85.20 | 7672,890.00 | 0.47 | 85.20 | 36.04 | 276,527.89 | 0.95 | 2.55 | 60.27 |



Tabla 5.1.5.3.9 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 25 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 25 | 0.17 | 172.80 | 7672,890.00 | 0.52 | 29.38 | 13.75 | 105,486.65 | 0.54 | 1.44 | 40.67 |
| 25 | 0.33 | 148.80 | 7672,890.00 | 0.52 | 49.10 | 22.98 | 176,328.17 | 0.62 | 1.65 | 59.21 |
| 25 | 0.50 | 130.80 | 7672,890.00 | 0.52 | 65.40 | 30.61 | 234,845.68 | 0.70 | 1.88 | 69.34 |
| 25 | 0.67 | 118.80 | 7672,890.00 | 0.52 | 79.60 | 37.25 | 285,822.27 | 0.79 | 2.11 | 75.31 |
| 25 | 0.83 | 108.60 | 7672,890.00 | 0.52 | 90.14 | 42.18 | 323,677.67 | 0.87 | 2.32 | 77.44 |
| 25 | 1.00 | 96.60 | 7672,890.00 | 0.52 | 96.60 | 45.21 | 346,882.15 | 0.95 | 2.55 | 75.60 |

Tabla 5.1.5.3.10 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 50 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 50 | 0.17 | 181.80 | 7672,890.00 | 0.55 | 30.91 | 15.30 | 117,383.48 | 0.54 | 1.44 | 45.26 |
| 50 | 0.33 | 157.80 | 7672,890.00 | 0.55 | 52.07 | 25.78 | 197,781.25 | 0.62 | 1.65 | 66.41 |
| 50 | 0.50 | 139.80 | 7672,890.00 | 0.55 | 69.90 | 34.60 | 265,485.83 | 0.70 | 1.88 | 78.39 |
| 50 | 0.67 | 127.80 | 7672,890.00 | 0.55 | 85.63 | 42.38 | 325,214.45 | 0.79 | 2.11 | 85.69 |
| 50 | 0.83 | 117.00 | 7672,890.00 | 0.55 | 97.11 | 48.07 | 368,831.60 | 0.87 | 2.32 | 88.24 |
| 50 | 1.00 | 105.00 | 7672,890.00 | 0.55 | 105.00 | 51.98 | 398,798.46 | 0.95 | 2.55 | 86.92 |



5.1.5.4 COMPARACIÓN DE CAUDALES CON Y SIN EL BYPASS Y LA URBANIZACIÓN BELLA VISTA.

Tabla 5.1.5.4.1 Comparación de caudales máximos con y sin el Bypass y la Urb. Bella Vista para el huracán STAN en Octubre del 2005 para diferentes periodos de retorno. (Fuente Grupo de Tesis)

| Stan 2005. | | |
|----------------------------|---|--|
| Periodo de Retorno (Años). | Caudal Pico q_p (m ³ /seg) | |
| | Sin Bypass y Urbanización Bella Vista. | Con Bypass y Urbanización Bella Vista. |
| 5 | 48.25 | 48.51 |
| 10 | 56.55 | 56.85 |
| 25 | 70.13 | 71.88 |
| 50 | 81.33 | 83.27 |

Tabla 5.1.5.4.2 Comparación de caudales máximos con y sin el Bypass y la Urb. Bella Vista para el huracán DEAN en Agosto del 2007 para diferentes periodos de retorno. (Fuente Grupo de Tesis)

| Dean 2007. | | |
|----------------------------|---|--|
| Periodo de Retorno (Años). | Caudal Pico q_p (m ³ /seg) | |
| | Sin Bypass y Urbanización Bella Vista. | Con Bypass y Urbanización Bella Vista. |
| 2 | 42.28 | 43.55 |
| 5 | 54.14 | 54.43 |
| 10 | 62.32 | 62.65 |
| 25 | 75.56 | 77.44 |
| 50 | 86.19 | 88.24 |



Con esta comparación de los caudales máximos para los diferentes periodos de retorno se comprueba que la construcción del Bypass y la Urbanización Bella Vista afecta en el aumento de la escorrentía superficial en la quebrada Choqual, por lo tanto es una de las causas que contribuyó al desbordamiento de la quebrada en Agosto del 2007, que es el evento más desastroso ocurrido en la cuenca de la quebrada Choqual.

Con esta comprobación consideramos hacer el cálculo de los caudales máximos por el método de las Isócronas solamente incluyendo el Bypass y la Urbanización Bella Vista.



5.1.5.5 MÉTODO DE LAS ISÓCRONAS.

ISOCRONAS

Significa líneas de igual tiempo y velocidad o sea que el método pretende aplicar y calcular el caudal en áreas que quedan definidas por curvas que utilizan el mismo tiempo para recorrer el cauce.

El cálculo de este método está basado en la fórmula racional para el cálculo de los caudales máximos.

Este método puede ser considerado como una extensión mejorada del método racional.

La descarga máxima (**Q**) es la suma de flujos que contribuyen desde subdivisiones de la cuenca definida por sus curvas de tiempo (denominadas *isócronas*),

Isócronas: corresponden a líneas de igual tiempo de flujo hacia la sección de un cauce donde **Q** es requerido.

El método por el cual se obtendrá el valor del Caudal Máximo es el Método de las Isócronas a través de la Ecuación Racional que se expresa por la fórmula:

$$Q = 16.666 C.I.A$$

Donde:

Q: Caudal (m³ / seg.)

C: Coeficiente de escorrentía

I: Intensidad de diseño (mm /min.)

A_{cuenca}: Área de la cuenca (km².)



PRINCIPIOS

1. La sumatoria de los caudales parciales por isócronas es igual al caudal total.
2. Cada isócrona se comporta como una unidad homogénea o sea que cada isócrona es aplicable la ecuación racional.

La formula racional tiene condiciones que se deben cumplir:

1. No es aplicable para áreas mayores de 2.5 km^2 .
2. La ecuación es aplicable para tiempos de concentración mayores de 5 min.
3. La capacidad hidráulica es determinante en el ajuste del caudal hidrológico.

Para la aplicación del método se deben tomar en consideración ciertos aspectos:

1. El número mínimo de isócronas en que se puede dividir la cuenca es seis.
2. El área máxima es de 2.5 km^2 .
3. El tiempo mínimo de concentración entre cada isócrona es de 5 minutos.



4. La suma de los caudales generados por cada isócrona forman el caudal total de la cuenca.

PRINCIPIOS APLICADOS

La ley de continuidad y conservación de la masa.

La fórmula racional se aplica en áreas homogéneas.

La ley de la física $d = V \cdot t$

Donde:

d = Distancia.

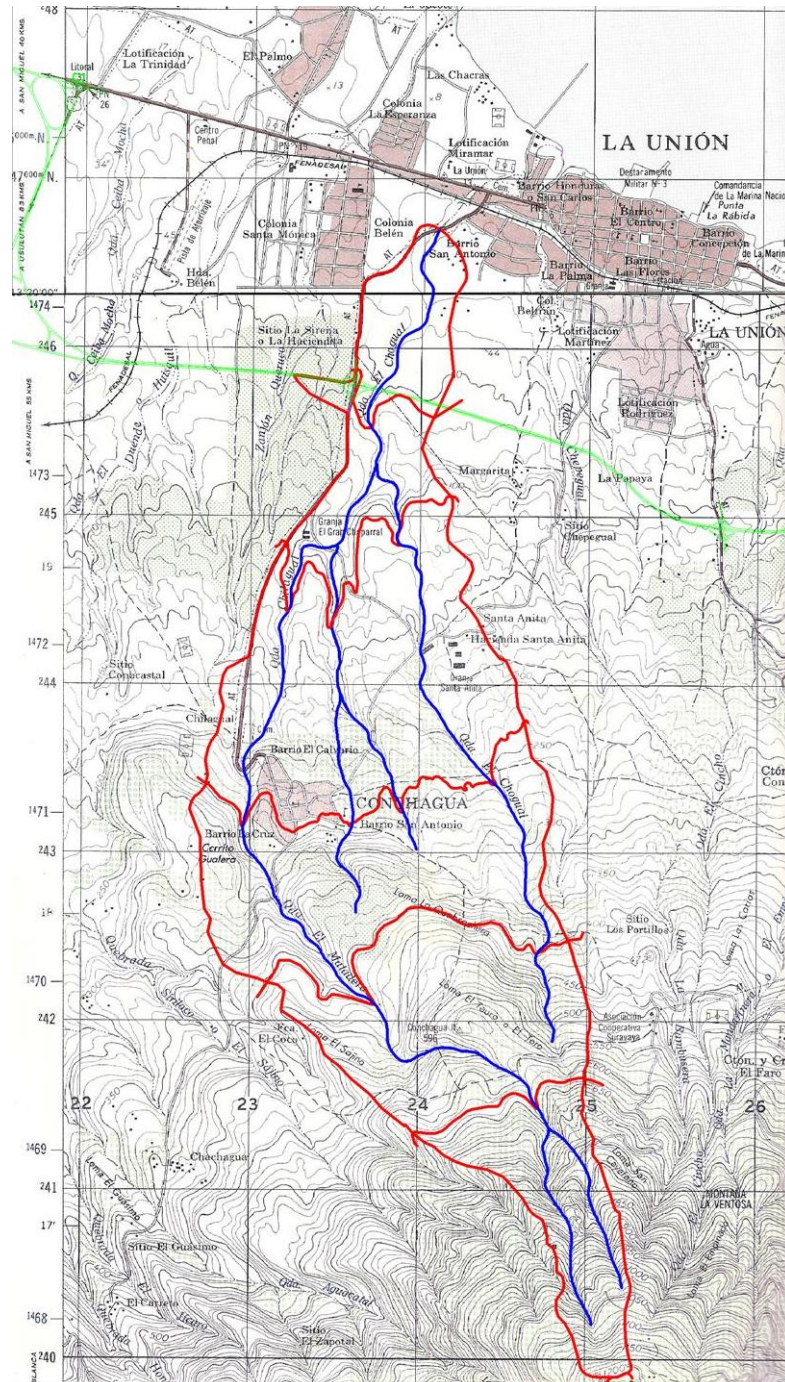
v = Velocidad.

t = Tiempo.



DELIMITACIÓN DE LA CUENCA INCLUYENDO EL BYPASS Y LAS ISOCRONAS.

Figura 5.1.5.5.1 Delimitación de cuenca método de las isócronas.





Cálculos:

$$A_{\text{cuenca}} = 7.67289 \text{ km}^2.$$

$$L = 8.220176 \text{ km.}$$

$$T_c = 45.46 \text{ min.}$$

Calculando la velocidad media (V_m).

$$V_m = \frac{L}{T_c.}$$

$$V_m = \frac{8.220176 \text{ km} * \frac{1000 \text{ mt.}}{1 \text{ km}}}{45.46 \text{ min} * \frac{60 \text{ seg}}{1 \text{ min.}}}$$

$$V_m = 3.01 \text{ mt/seg.}$$

Numero de isócronas = N_I

$$N_I = \frac{Acuena}{1.25}$$

$$N_I = \frac{7.67289}{1.25} = 6.14 \cong 6$$

Tiempo entre Isócronas = T_I

$$T_I = \frac{T_c}{N_I}$$

$$T_I = \frac{45.46 \text{ min.}}{6}$$

$$T_I = 7.58 \text{ min.}$$



Distancia entre Isócronas = L_{iso} .

$$L_{iso} = T_l * \frac{L}{T_c}$$

$$L_{iso} = 7.58 \text{ min} * \frac{8.220176 \text{ km}}{45.46 \text{ min.}}$$

$$L_{iso} = 1.37 \text{ km.} = 1370 \text{ mts.}$$



5.1.5.6 CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA INCLUYENDO EL BYPASS Y LA URBANIZACIÓN BELLA VISTA.

- ◆ Cálculo del coeficiente de escorrentía isócrona 0 - 1.

$$A_{\text{isócrona}} = 0.8722 \text{ km}^2$$

Cálculo del C ponderado por existir varios coeficientes de escorrentía.

Tabla 5.1.5.6.1 Áreas de uso de suelo en la cuenca sacada del mapa de uso de suelo proporcionado por el (MARN) con la diferencia que en este cuadro se incluye el Bypass y la Urbanización Bella Vista. (Fuente Grupo de Tesis)

| Considerando Bypass y Urbanización Bellavista. | |
|---|-------------------------|
| USO DE SUELO. | ÁREA (km ²) |
| Granos básicos. A | 0.48 |
| Bosque mixto semi caducifólios. B | 0.15 |
| Bosque siempre verde. C | 0.14 |
| Zonas Ecotonales. D | 0.03 |
| Vegetación herbácea natural. E | 0.08 |
| Terreno principalmente agrícola, pero con importante espacio de vegetación natural. F | |
| Mosaico de cultivos y pastos. G | |
| Café. H | |
| Tejido urbano discontinuo. I | |
| Pastos naturales. J | |
| Tejido urbano continuo. K | |



Tabla 5.1.5.6.2 Coeficiente de escorrentía ponderado por existir varios usos de suelo. (Fuente Grupo de Tesis).

| isócrona 0 - 1 para 2 años | | |
|--|-------------------------|------|
| Considerando Bypass y Urbanización Bellavista. | | |
| USO DE SUELO. | ÁREA (km ²) | C |
| Bosque | 0.31 | 0.35 |
| Cultivos | 0.48 | 0.39 |
| Pastizales | 0.08 | 0.37 |
| Áreas Desarrolladas. | 0.00 | 0.75 |
| Σ | 0.87 | |
| Cp | | 0.37 |

Tabla 5.1.5.6.3 Coeficiente de escorrentía ponderado por existir varios usos de suelo. (Fuente Grupo de Tesis).

| isócrona 0 - 1 para 5 años | | |
|--|-------------------------|------|
| Considerando Bypass y Urbanización Bellavista. | | |
| USO DE SUELO. | ÁREA (km ²) | C |
| Bosque | 0.31 | 0.39 |
| Cultivos | 0.48 | 0.42 |
| Pastizales | 0.08 | 0.40 |
| Áreas Desarrolladas. | 0.00 | 0.80 |
| Σ | 0.87 | |
| Cp | | 0.41 |



Tabla 5.1.5.6.4 Coeficiente de escorrentía ponderado por existir varios usos de suelo. (Fuente Grupo de Tesis).

| isócrona 0 - 1 para 10 años | | |
|--|-------------------------|------|
| Considerando Bypass y Urbanización Bellavista. | | |
| USO DE SUELO. | ÁREA (km ²) | C |
| Bosque | 0.31 | 0.41 |
| Cultivos | 0.48 | 0.44 |
| Pastizales | 0.08 | 0.42 |
| Áreas Desarrolladas. | 0.00 | 0.83 |
| Σ | 0.87 | |
| Cp | | 0.43 |

Tabla 5.1.5.6.5 Coeficiente de escorrentía ponderado por existir varios usos de suelo. (Fuente Grupo de Tesis).

| isócrona 0 - 1 para 25 años | | |
|--|-------------------------|------|
| Considerando Bypass y Urbanización Bellavista. | | |
| USO DE SUELO. | ÁREA (km ²) | C |
| Bosque | 0.31 | 0.45 |
| Cultivos | 0.48 | 0.48 |
| Pastizales | 0.08 | 0.46 |
| Áreas Desarrolladas. | 0.00 | 0.88 |
| Σ | 0.87 | |
| Cp | | 0.47 |



Tabla 5.1.5.6.6 Coeficiente de escorrentía ponderado por existir varios usos de suelo. (Fuente Grupo de Tesis).

| isócrona 0 - 1 para 50 años | | |
|--|-------------------------|------|
| Considerando Bypass y Urbanización Bellavista. | | |
| USO DE SUELO. | ÁREA (km ²) | C |
| Bosque | 0.31 | 0.48 |
| Cultivos | 0.48 | 0.51 |
| Pastizales | 0.08 | 0.49 |
| Áreas Desarrolladas. | 0.00 | 0.92 |
| Σ | 0.87 | |
| Cp | | 0.50 |



Tabla 5.1.5.6.7 Coeficiente de escorrentía ponderado por existir varios usos de suelo (Fuente Grupo de Tesis).

| Coeficiente de Escorrentía para Diferentes Periodos de Retorno | | | |
|--|----------|------|-------------------------|
| Periodo de Retorno | ISOCRONA | Cp | AREA (km ²) |
| 2 Años | 0-1 | 0.37 | 0.87218 |
| | 1-2 | 0.36 | 1.54316 |
| | 2-3 | 0.38 | 1.89195 |
| | 3-4 | 0.41 | 2.27403 |
| | 4-5 | 0.38 | 0.56283 |
| | 5-6 | 0.62 | 0.51617 |
| 5 Años | 0-1 | 0.41 | 0.87218 |
| | 1-2 | 0.40 | 1.54316 |
| | 2-3 | 0.42 | 1.89195 |
| | 3-4 | 0.45 | 2.27403 |
| | 4-5 | 0.41 | 0.56283 |
| | 5-6 | 0.66 | 0.51617 |
| 10 Años | 0-1 | 0.43 | 0.87218 |
| | 1-2 | 0.42 | 1.54316 |
| | 2-3 | 0.44 | 1.89195 |
| | 3-4 | 0.47 | 2.27403 |
| | 4-5 | 0.43 | 0.56283 |
| | 5-6 | 0.69 | 0.51617 |
| 25 Años | 0-1 | 0.47 | 0.87218 |
| | 1-2 | 0.46 | 1.54316 |
| | 2-3 | 0.48 | 1.89195 |
| | 3-4 | 0.51 | 2.27403 |
| | 4-5 | 0.47 | 0.56283 |
| | 5-6 | 0.74 | 0.51617 |
| 50 Años | 0-1 | 0.50 | 0.87218 |
| | 1-2 | 0.49 | 1.54316 |
| | 2-3 | 0.52 | 1.89195 |
| | 3-4 | 0.54 | 2.27403 |
| | 4-5 | 0.50 | 0.56283 |
| | 5-6 | 0.77 | 0.51617 |



5.1.5.7 CÁLCULO DE LOS CAUDALES MÁXIMOS.

APLICANDO EL MÉTODO RACIONAL

$$Q = 16.666CIA$$

Determinando Caudal para la Isócrona O-I para 25 años.

Donde:

C: Coeficiente de escorrentía ponderado

$$C = 0.47$$

I: Intensidad

$$I = 1.75 \text{ mm/seg}$$

A: Área entre Isócrona O- I

$$A = 0.87218 \text{ Km}^2$$

Sustituyendo datos en ecuación anterior

$$Q = 16.666 * 0.47 * 1.75 * 0.87218$$

$$Q = 11.96 \frac{\text{mt}^3}{\text{seg.}}$$

Los demás cálculos se realizan en una hoja de cálculo de Excel y se hace la sumatoria de los caudales de las distintas isócronas para obtener el caudal total máximo.



Tabla 5.1.5.7.1 Cálculo de caudales máximos utilizando el método de las isócronas para Stan 2005. (Fuente Grupo de Tesis).

| Calculo de Caudales Para Diferentes Periodos de Retorno Para Stan 2005. | | | | | |
|---|----------|------|------------|-------------------------|--|
| Periodo de Retorno | ISOCRONA | Cp | I (mm/seg) | AREA (km ²) | CAUDAL (mt ³ /seg) Q = 16.666 CIA |
| 5 Años | 0-1 | 0.41 | 1.37 | 0.87218 | 8.17 |
| | 1-2 | 0.40 | 1.37 | 1.54316 | 14.09 |
| | 2-3 | 0.42 | 1.37 | 1.89195 | 18.14 |
| | 3-4 | 0.45 | 1.37 | 2.27403 | 23.37 |
| | 4-5 | 0.41 | 1.37 | 0.56283 | 5.27 |
| | 5-6 | 0.66 | 1.37 | 0.51617 | 7.78 |
| Σ | | | | 7.66032 | 76.82 |
| 10 Años | 0-1 | 0.43 | 1.53 | 0.87218 | 9.56 |
| | 1-2 | 0.42 | 1.53 | 1.54316 | 16.53 |
| | 2-3 | 0.44 | 1.53 | 1.89195 | 21.23 |
| | 3-4 | 0.47 | 1.53 | 2.27403 | 27.25 |
| | 4-5 | 0.43 | 1.53 | 0.56283 | 6.17 |
| | 5-6 | 0.69 | 1.53 | 0.51617 | 9.08 |
| Σ | | | | 7.66032 | 89.83 |
| 25 Años | 0-1 | 0.47 | 1.75 | 0.87218 | 11.96 |
| | 1-2 | 0.46 | 1.75 | 1.54316 | 20.70 |
| | 2-3 | 0.48 | 1.75 | 1.89195 | 26.49 |
| | 3-4 | 0.51 | 1.75 | 2.27403 | 33.83 |
| | 4-5 | 0.47 | 1.75 | 0.56283 | 7.72 |
| | 5-6 | 0.74 | 1.75 | 0.51617 | 11.14 |
| Σ | | | | 7.66032 | 111.83 |
| 50 Años | 0-1 | 0.50 | 1.87 | 0.87218 | 13.59 |
| | 1-2 | 0.49 | 1.87 | 1.54316 | 23.57 |
| | 2-3 | 0.52 | 1.87 | 1.89195 | 30.66 |
| | 3-4 | 0.54 | 1.87 | 2.27403 | 38.27 |
| | 4-5 | 0.50 | 1.87 | 0.56283 | 8.77 |
| | 5-6 | 0.77 | 1.87 | 0.51617 | 12.39 |
| Σ | | | | 7.66032 | 127.25 |



Tabla 5.1.5.7.2 Cálculo de caudales máximos utilizando el método de las isócronas para Dean 2007. (Fuente Grupo de Tesis).

| Calculo de Caudales Para Diferentes Periodos de Retorno Para Dean 2007. | | | | | |
|---|----------|------|------------|-------------------------|--|
| Periodo de Retorno | ISOCRONA | Cp | I (mm/seg) | AREA (km ²) | CAUDAL (mt ³ /seg) Q = 16.666 CIA |
| 2 Años | 0-1 | 0.37 | 1.30 | 0.87218 | 6.99 |
| | 1-2 | 0.36 | 1.30 | 1.54316 | 12.04 |
| | 2-3 | 0.38 | 1.30 | 1.89195 | 15.58 |
| | 3-4 | 0.41 | 1.30 | 2.27403 | 20.20 |
| | 4-5 | 0.38 | 1.30 | 0.56283 | 4.63 |
| | 5-6 | 0.62 | 1.30 | 0.51617 | 6.93 |
| Σ | | | | 7.66032 | 66.37 |
| 5 Años | 0-1 | 0.41 | 1.52 | 0.87218 | 9.06 |
| | 1-2 | 0.40 | 1.52 | 1.54316 | 15.64 |
| | 2-3 | 0.42 | 1.52 | 1.89195 | 20.13 |
| | 3-4 | 0.45 | 1.52 | 2.27403 | 25.92 |
| | 4-5 | 0.41 | 1.52 | 0.56283 | 5.85 |
| | 5-6 | 0.66 | 1.52 | 0.51617 | 8.63 |
| Σ | | | | 7.66032 | 85.23 |
| 10 Años | 0-1 | 0.43 | 1.69 | 0.87218 | 10.56 |
| | 1-2 | 0.42 | 1.69 | 1.54316 | 18.26 |
| | 2-3 | 0.44 | 1.69 | 1.89195 | 23.45 |
| | 3-4 | 0.47 | 1.69 | 2.27403 | 30.10 |
| | 4-5 | 0.43 | 1.69 | 0.56283 | 6.82 |
| | 5-6 | 0.69 | 1.69 | 0.51617 | 10.03 |
| Σ | | | | 7.66032 | 99.22 |
| 25 Años | 0-1 | 0.47 | 1.86 | 0.87218 | 12.71 |
| | 1-2 | 0.46 | 1.86 | 1.54316 | 22.01 |
| | 2-3 | 0.48 | 1.86 | 1.89195 | 28.15 |
| | 3-4 | 0.51 | 1.86 | 2.27403 | 35.95 |
| | 4-5 | 0.47 | 1.86 | 0.56283 | 8.20 |
| | 5-6 | 0.74 | 1.86 | 0.51617 | 11.84 |
| Σ | | | | 7.66032 | 118.86 |



Tabla 5.1.5.7.3 Cálculo de caudales máximos utilizando el método de las isócronas para Dean 2007. (Fuente Grupo de Tesis).

| Calculo de Caudales Para Diferentes Periodos de Retorno Para Dian 2007. | | | | | |
|---|----------|------|------------|-------------------------|---|
| Periodo de Retorno | ISOCRONA | Cp | I (mm/seg) | AREA (km ²) | CAUDAL (mt ³ /seg) Q = 16.666 CIA |
| 50 Años | 0-1 | 0.50 | 2.01 | 0.87218 | 14.61 |
| | 1-2 | 0.49 | 2.01 | 1.54316 | 25.33 |
| | 2-3 | 0.52 | 2.01 | 1.89195 | 32.96 |
| | 3-4 | 0.54 | 2.01 | 2.27403 | 41.14 |
| | 4-5 | 0.50 | 2.01 | 0.56283 | 9.43 |
| | 5-6 | 0.77 | 2.01 | 0.51617 | 13.31 |
| Σ | | | | 7.66032 | 136.78 |



5.1.6 ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ESTUDIO HIDROLÓGICO.

Tabla 5.1.6.1 Comparación de caudales máximos. (Fuente Grupo de Tesis)

| STAN 2005 | | |
|----------------------------|---|---|
| Periodo de retorno (Años). | Método de las Isócronas Q (m ³ /seg) | Hidrograma triangular Q (m ³ /seg) |
| 5 | 76.82 | 48.51 |
| 10 | 89.83 | 56.85 |
| 25 | 111.83 | 71.88 |
| 50 | 127.25 | 83.27 |

Tabla 5.1.6.2 Comparación de caudales máximos. (Fuente Grupo de Tesis)

| DEAN 2007 | | |
|----------------------------|---|---|
| Periodo de retorno (Años). | Método de las Isócronas Q (m ³ /seg) | Hidrograma triangular Q (m ³ /seg) |
| 2 | 66.37 | 43.55 |
| 5 | 85.23 | 54.43 |
| 10 | 99.22 | 62.65 |
| 25 | 118.86 | 77.44 |
| 50 | 136.78 | 88.24 |

Al comparar los valores obtenidos de los caudales máximos nos encontramos que los caudales del método de las isócronas son mayores que los del método unitario triangular por lo cual tomamos para el análisis hidráulico los valores más desfavorables los cuales son los del método de las isócronas. Ya que por medio de este encontraremos las secciones optimas de los puntos de interés antes identificados

En el análisis que estamos realizando del escurrimiento superficial se han tomado en cuenta varios factores que vienen a contribuir para obtener un



resultado más preciso del caudal, estos son muy evidentes tal es el caso de la planta de tratamiento de aguas residuales ubicada en la urbanización Bella Vista la cual descarga las aguas directamente a la quebrada, ver cálculos en anexos.

Tabla 5.1.6.3 Suma de caudales para tramo I. (Fuente Grupo de Tesis)

| STAN 2005 | | | |
|----------------------------|---|---|--|
| Periodo de retorno (Años). | Método de las Isócronas Q (m ³ /seg) | Caudal de planta de tratamiento Q (m ³ /seg) | Caudal total del tramo I Q (m ³ /seg) |
| 5 | 76.82 | 0.0251 | 76.85 |
| 10 | 89.83 | 0.0272 | 89.86 |
| 25 | 111.83 | 0.0347 | 111.86 |
| 50 | 127.25 | 0.0522 | 127.30 |

Tabla 5.1.6.4 Suma de caudales para tramo I. (Fuente Grupo de Tesis)

| DEAN 2007 | | | |
|----------------------------|---|---|--|
| Periodo de retorno (Años). | Método de las Isócronas Q (m ³ /seg) | Caudal de planta de tratamiento Q (m ³ /seg) | Caudal total del tramo I Q (m ³ /seg) |
| 2 | 66.37 | 0.0239 | 66.39 |
| 5 | 85.23 | 0.0251 | 85.26 |
| 10 | 99.22 | 0.0272 | 99.25 |
| 25 | 118.86 | 0.0347 | 118.89 |
| 50 | 136.78 | 0.0522 | 136.83 |



5.1.7 ANÁLISIS HIDRÁULICO.

El análisis hidráulico de la sección transversal de un canal abierto, tiene como principal objetivo determinar los niveles de aguas máximas que el caudal generado es capaz de producir en la sección de forma natural.

Para estimar las condiciones hidráulicas del punto de interés, haremos uso de la ecuación Manning cuya expresión es:

$$Q = \frac{1}{n} ARH^{2/3} S^{1/2} \quad \text{Ecu 1}$$

Si replanteamos la ecuación 1 en dos componentes, nos permite la determinación del área hidráulica necesaria y por consiguiente el nivel de aguas máximas a nivel de la sección transversal en función de la avenida máxima (Q), así como las características hidráulicas definidas (n y S), al ordenar la ecuación tenemos:

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = ARH^{2/3} \quad \text{Ecu 2}$$

Factor Factor

Hidráulico Geométrico

❖ Cálculos hidráulicos.

La determinación del valor de rugosidad de Manning se hace a partir de la tabla 5.1.7.1 tomada del libro Hidráulica de Canales Abiertos Ven Te Chow.

$$n = 0.05$$



Valores del coeficiente de rugosidad de Manning tomado de Hidráulica de Canales Abiertos de Ven Te Chow.

Tabla 5.1.7.1 Valores del coeficiente de rugosidad de Manning.

| Tipo de Canal y Descripción | Mínimo | Normal | Máximo |
|---|--------|--------|--------|
| 8. Tramos con muchas malezas, pozos profundos o canales de crecientes con muchos árboles con matorrales bajos | 0.075 | 0.100 | 0.150 |
| <i>b.</i> Corrientes montañosas, sin vegetación en el canal, bancas usualmente empinadas, árboles y matorrales a lo largo de las bancas sumergidas en niveles altos | | | |
| 1. Fondo: gravas, cantos rodados y algunas rocas | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| 2. Fondo: cantos rodados con rocas grandes | 0.040 | 0.050 | 0.070 |
| D-2. Planicies de inundación | | | |
| <i>a.</i> Pastizales, sin matorrales | | | |
| 1. Pasto corto | 0.025 | 0.030 | 0.035 |
| 2. Pasto alto | 0.030 | 0.035 | 0.050 |
| <i>b.</i> Áreas cultivadas | | | |
| 1. Sin cultivo | 0.020 | 0.030 | 0.040 |
| 2. Cultivos en línea maduros | 0.025 | 0.035 | 0.045 |
| 3. Campos de cultivo maduros | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| <i>c.</i> Matorrales | | | |
| 1. Matorrales dispersos, mucha maleza | 0.035 | 0.050 | 0.070 |
| 2. Pocos matorrales y árboles, en invierno | 0.035 | 0.050 | 0.060 |
| 3. Pocos matorrales y árboles, en verano | 0.040 | 0.060 | 0.080 |
| 4. Matorrales medios a densos, en invierno | 0.045 | 0.070 | 0.110 |
| 5. Matorrales medios a densos, en verano | 0.070 | 0.100 | 0.160 |
| <i>d.</i> Árboles | | | |
| 1. Sauces densos, rectos y en verano | 0.110 | 0.150 | 0.200 |
| 2. Terreno limpio, con troncos sin retoños | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| 3. Igual que el anterior, pero con una gran cantidad de retoños | 0.050 | 0.060 | 0.080 |



- ◆ Para periodo de retorno de 5 años para Stan Octubre 2005.

Datos:

$$Q_{max.} = 76.84 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(76.84) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 10.81$$

Quedando como condición a cumplir en la curva de descarga.

- ◆ Para periodo de retorno de 10 años para Stan Octubre 2005.

Datos:

$$Q_{max.} = 89.86 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(89.86) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 12.64$$

Quedando como condición a cumplir en la curva de descarga.



- ◆ Para periodo de retorno de 25 años para Stan Octubre 2005.

Datos:

$$Q_{max.} = 111.86 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(111.86) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 15.74$$

Quedando como condición a cumplir en la curva de descarga.

- ◆ Para periodo de retorno de 50 años para Stan Octubre 2005.

Datos:

$$Q_{max.} = 127.30 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(127.30) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 17.91$$

Quedando como condición a cumplir en la curva de descarga.



- ◆ Para periodo de retorno de 2 años para Dean Agosto 2007.

Datos:

$$Q_{max.} = 66.39 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(66.39) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 9.34$$

Quedando como condición a cumplir en la curva de descarga.

- ◆ Para periodo de retorno de 5 años para Dean Agosto 2007.

Datos:

$$Q_{max.} = 85.26 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(85.26) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 12$$

Quedando como condición a cumplir en la curva de descarga.



- ◆ Para periodo de retorno de 10 años para Dean Agosto 2007.

Datos:

$$Q_{max.} = 99.25 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(99.25) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 13.96$$

Quedando como condición a cumplir en la curva de descarga.

- ◆ Para periodo de retorno de 25 años para Dean Agosto 2007.

Datos:

$$Q_{max.} = 118.89 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(118.89) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 16.73$$

Quedando como condición a cumplir en la curva de descarga.



- ◆ Para periodo de retorno de 50 años para Dean Agosto 2007.

Datos:

$$Q_{max.} = 136.83 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(136.83) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 19.25$$

Quedando como condición a cumplir
en la curva de descarga.



Para cumplir con las condiciones propuestas anteriormente es necesario asumir niveles de agua (H), y por medio del tanteo encontrar los valores necesarios para efectuar la comparación de los factores geométricos con los factores hidráulicos y para cada caso el valor de (H) será el valor de la altura que alcanzaría el agua para los caudales máximos de los diferentes periodos de retorno proporcionados.

Tabla 5.1.7.2 Cálculo de los factores geométrico para los distintos tiempos de retorno y eventos extremos. (Fuente Grupo de Tesis)

| STAN 2005 | | | | | | | | |
|---------------------------|-------|----------------------|----------------------|------------------------------------|-----------------------|------------------------|--------------------------|----------------------|
| Periodo de retorno (años) | H (m) | Ancho de canal B (m) | Espejo de agua T(m). | Área hidráulica A(m ²) | Perímetro mojado p(m) | Radio Hidráulico RH(m) | Profundidad hidráulica D | ARH ^{2/3} . |
| 5 | 2.092 | 4.80 | 4.80 | 10.04 | 8.98 | 1.12 | 2.09 | 10.81 |
| 10 | 2.349 | 4.80 | 4.80 | 11.28 | 9.50 | 1.19 | 2.35 | 12.64 |
| 25 | 2.772 | 4.80 | 4.80 | 13.31 | 10.34 | 1.29 | 2.77 | 15.74 |
| 50 | 3.062 | 4.80 | 4.80 | 14.70 | 10.92 | 1.35 | 3.06 | 17.91 |



Tabla 5.1.7.3 Cálculo de los factores geométrico para los distintos tiempos de retorno y eventos extremos. (Fuente Grupo de Tesis)

| DEAN 2007 | | | | | | | | |
|---------------------------|-------|----------------------|----------------------|------------------------------------|-----------------------|------------------------|--------------------------|----------------------|
| Periodo de retorno (años) | H (m) | Ancho de canal B (m) | Espejo de agua T(m). | Área hidráulica A(m ²) | Perímetro mojado p(m) | Radio Hidráulico RH(m) | Profundidad hidráulica D | ARH ^{2/3} . |
| 2 | 1.879 | 4.80 | 4.80 | 9.02 | 8.56 | 1.05 | 1.88 | 9.34 |
| 5 | 2.260 | 4.80 | 4.80 | 10.85 | 9.32 | 1.16 | 2.26 | 12.00 |
| 10 | 2.531 | 4.80 | 4.80 | 12.15 | 9.86 | 1.23 | 2.53 | 13.96 |
| 25 | 2.905 | 4.80 | 4.80 | 13.94 | 10.61 | 1.31 | 2.91 | 16.73 |
| 50 | 3.238 | 4.80 | 4.80 | 15.54 | 11.28 | 1.38 | 3.24 | 19.25 |



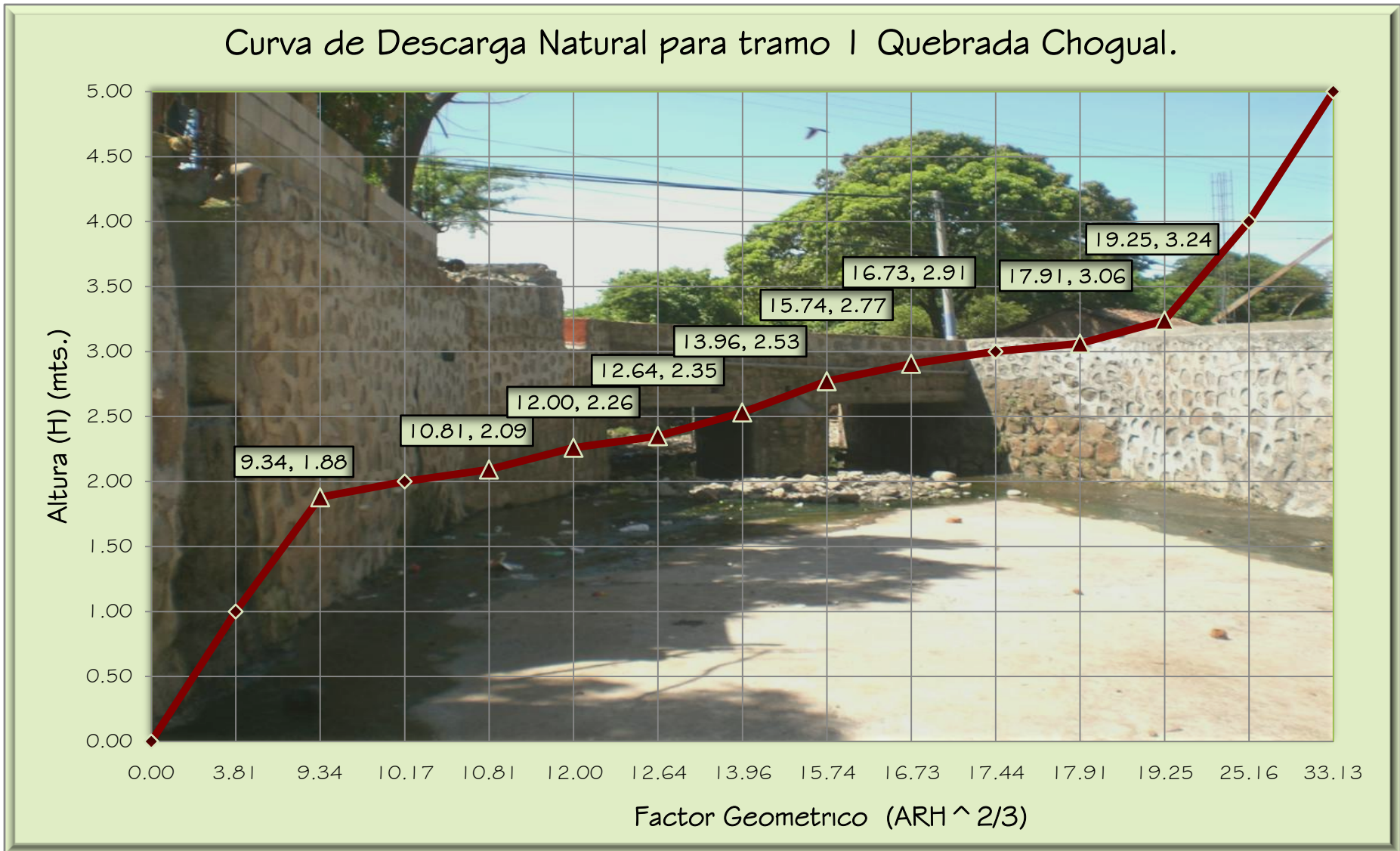
A continuación se presentan valores a diferentes alturas de agua para poder general la curva de descarga natural del sitio crítico de interés

Tabla 5.1.7.4 Cálculo de los factores geométrico para la elaboración de la curva de descarga natural (Fuente Grupo de Tesis)

| Factor Geométrico ($ARH^{2/3}$) | Altura (H) (mts.) |
|--------------------------------------|-------------------|
| 0.00 | 0.00 |
| 1.33 | 0.50 |
| 3.81 | 1.00 |
| 6.83 | 1.50 |
| 9.34 | 1.88 |
| 10.17 | 2.00 |
| 10.81 | 2.09 |
| 12.00 | 2.26 |
| 12.64 | 2.35 |
| 13.73 | 2.50 |
| 13.96 | 2.53 |
| 15.74 | 2.77 |
| 16.73 | 2.91 |
| 17.44 | 3.00 |
| 17.91 | 3.06 |
| 19.25 | 3.24 |
| 21.26 | 3.50 |
| 25.16 | 4.00 |
| 29.12 | 4.50 |
| 33.13 | 5.00 |



Figura 5.1.7.1 Curva de descarga natural tramo I





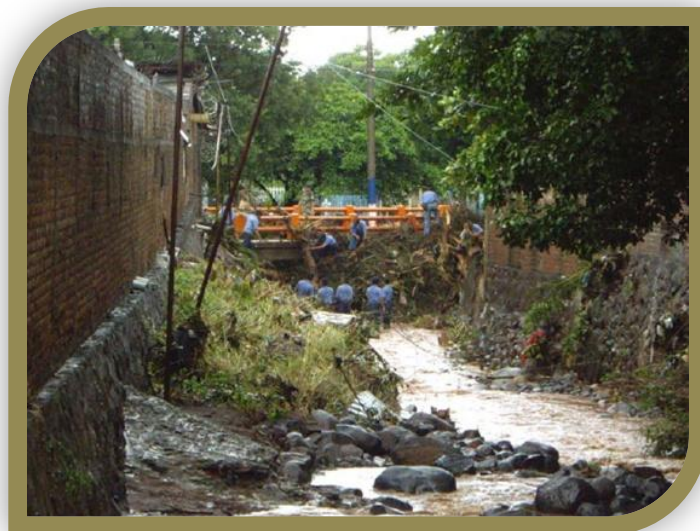
5.2 SCI 2: TRAMO 2 PUENTE DE CARRETERA HACIA SAN MIGUEL PARTE BAJA DEL BARRIO SAN ANTONIO.

5.2.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA.

◆ Geología.

La geología de la cuenca Chogual se caracteriza de acuerdo al nivel que se encuentra y para nuestro caso es solo la parte baja.

Parte baja. El área de la parte baja de cuenca el Chogual se encuentra en su mayoría urbanizada por ello su caracterización geológica se limita a describir únicamente a los depósitos de sedimentos causados por la escorrentía directa, compuesto por arena fina mezclado con sólidos como piedras de diferentes tamaños, basura y ramas, troncos de árboles y líquidos como son las aguas servidas descargadas en la quebrada por una planta de tratamiento ubicada sobre esta y las aguas depositadas por los habitantes que viven en las orillas de la quebrada, como se puede ver en las fotografías.

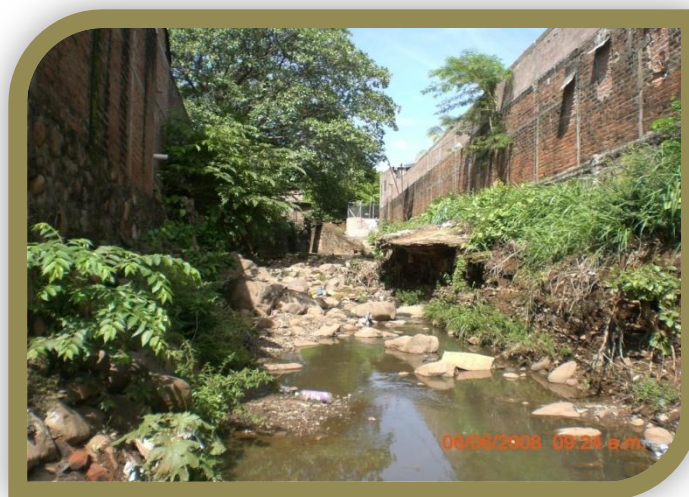


Fotografía 5.2.1.1 Piedras, ramas, árboles y basura arrastrada por la escorrentía.



◆ Vegetación.

En esta parte de la cuenca es la zona en la cual se encuentra en gran parte la impermeabilización del suelo debido a la que se encuentra en la sección de la cuenca urbanizada.



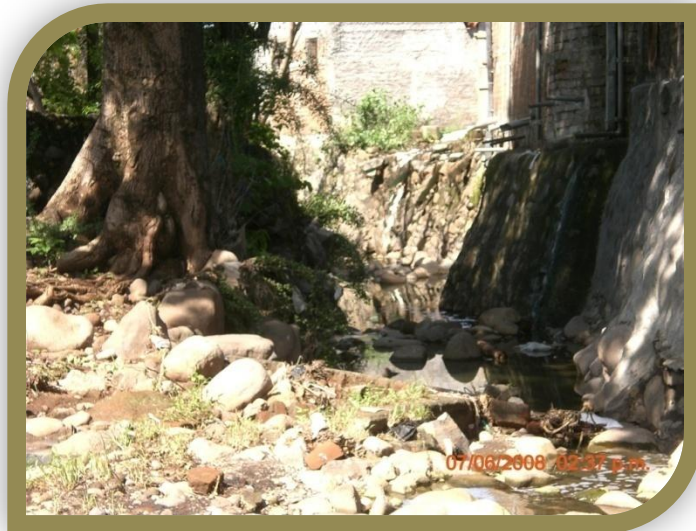
Fotografía 5.2.1.2 Parte baja de la cuenca con poca vegetación por la impermeabilización de la zona, se logra ver pocos árboles.

◆ Uso del suelo.

El uso del suelo dentro de la cuenca Chogual está distribuido en varias partes entre las cuales se puede mencionar según mapa de uso del suelo, del departamento de La Unión, proporcionado por el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN).

Tabla 5.2.1.1 Áreas de uso de suelo en la cuenca. (Fuente Grupo de Tesis)

| USO DE SUELO. | ÁREA |
|---------------------------------|-----------------------|
| Mosaico de cultivos y pastos. G | 0.046 km ² |
| Tejido urbano continuo. K | 0.068 km ² |



Fotografía 5.2.1.3 Parte baja uso de suelo, en su mayoría ocupado por las viviendas aledañas a la quebrada pocos árboles.



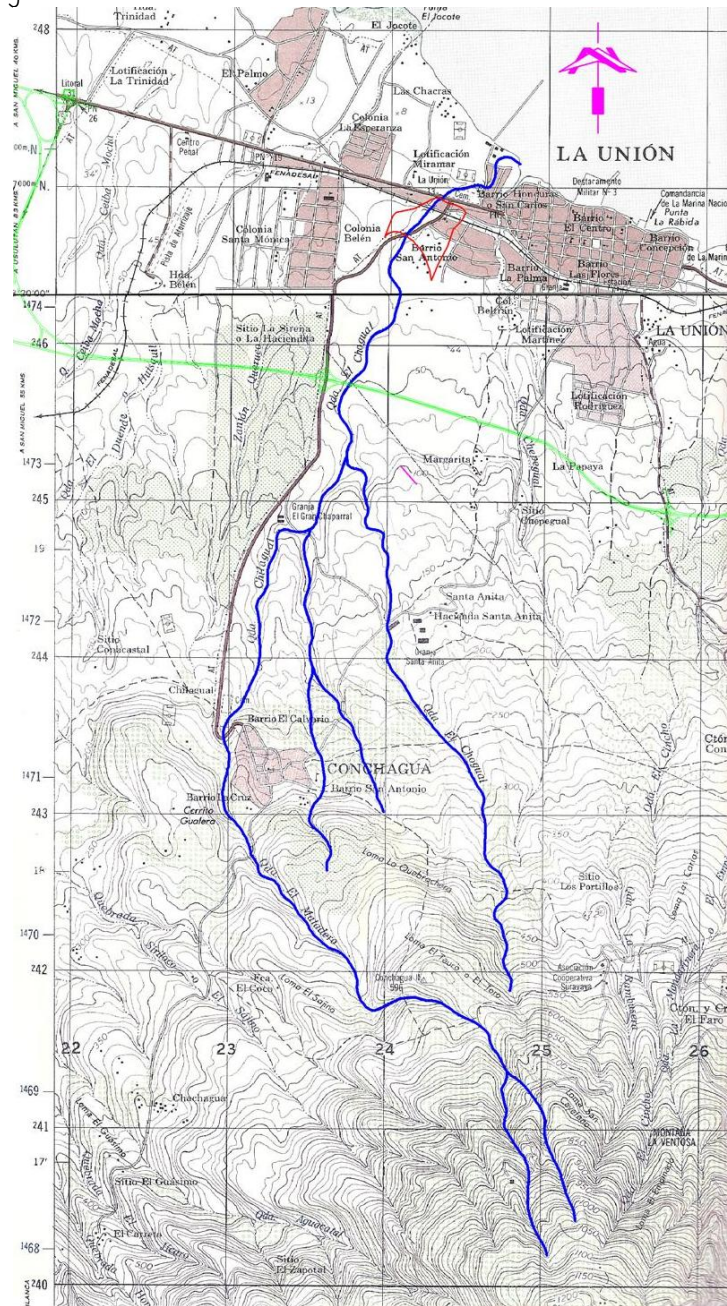
Fotografía 5.2.1.4 En esta parte de la cuenca se observa los asentamientos aledaños a la quebrada, que provocan la impermeabilización del suelo.



5.2.2 PARAMETROS FISICOS DE LA CUENCA TRAMO 2.

◆ Delimitación de cuenca.

Figura 5.2.2.1 Delimitación de la cuenca tramo 2





◆ **Determinación del drenaje de la cuenca.**

El drenaje de la cuenca es radial debido a que cumple con las características de estos las cuales son: comenzar en las montañas o volcanes, pendientes altas, entre otras, en el tramo I se presentó la figura de este tipo de drenaje.

◆ **Área de la cuenca.**

$$\begin{aligned} \text{Acuena} &= 0.11434 \text{ km}^2 \\ \text{Acuena} &= 114,340 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

◆ **Longitud perimetral de la cuenca.**

$$L_p = 1.640487 \text{ km}$$

◆ **Longitud del cauce más largo.**

$$L = 0.330703 \text{ km}$$

◆ **Longitud de los cursos de agua o longitud total de los cauces.**

$$L_c = 0.330703 \text{ km}$$

◆ **Densidad de drenaje o longitud de canales por unidad de área.**

$$D_d = \frac{L_c}{\text{Acuena}}$$

$$D_d = \frac{0.330703 \text{ km}}{0.11434 \text{ km}^2}$$

$$D_d = \frac{2.8923}{\text{km}}$$

◆ **Desnivel de la cuenca.**

$$\text{Elev. Alta} = 20 \text{ m. s. n. m.}$$

$$\text{Elev. Baja} = 15 \text{ m. s. n. m.}$$



Con los datos obtenidos encontramos el desnivel de cuenca.

$$\text{Desnivel} = H = \text{Elev. Alta} - \text{Elev. Baja}$$

Sustituyendo tenemos.

$$H = 20 \text{ m. s. n. m.} - 15 \text{ m. s. n. m.}$$

$$H = 5 \text{ m. s. n. m.}$$

- ◆ Longitud de planta de la cuenca.

$$L_{\text{planta}} = 0.3306652 \text{ km.}$$

- ◆ Pendiente media de la cuenca.

$$\text{Pendiente media} = \frac{H}{L_{\text{planta}}}$$

Sustituyendo:

$$\text{Pendiente media} = \frac{5 \text{ m}}{0.3306652 \text{ km} * \frac{1000 \text{ m}}{1 \text{ km}}} = 0.015121035 * 100$$

$$\text{Pendiente media} = 1.51 \%$$



5.2.3 CARACTERÍSTICAS DE LA FORMA DE LA CUENCA TRAMO 2.

- ◆ Factor de forma (Gravelius).

$$K_f = \frac{\text{Acuena}}{L^2}$$

Sustituyendo valores.

$$K_f = \frac{0.11434 \text{ km}^2}{(0.330703 \text{ km})^2}$$

$$K_f = 1.0454949$$

- ◆ Coeficiente de compacidad (Kc).

$$K_c = 0.282 * \frac{L_p}{\sqrt{\text{Acuena}}}$$

Siendo:

Kc índice o coeficiente de compacidad de Gravelius.

Lp perímetro de la cuenca.

Acuena área de un círculo, igual al área de la cuenca.

Sustituyendo valores.

$$K_c = 0.282 * \frac{1.640487 \text{ km}}{\sqrt{0.11434 \text{ km}^2}}$$

$$K_c = 1.358412692$$

Como el valor de “Kc” es mayor que la unidad nos indica que es una cuenca de forma alargada.



5.2.4 CÁLCULO DE AVENIDAS MÁXIMAS TRAMO 2.

Para los cálculos de las avenidas máximas o caudales pico de nuestra cuenca de estudio utilizaremos dos métodos hidrometeorológicos los cuales son:

- a) Hidrograma Unitario Triangular Equivalente.
- b) Método Racional.

En la aplicación de estos métodos se necesita conocer el tiempo entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del caudal de equilibrio. Así como también el análisis de los datos de lluvia de varias tormentas a través del método estadístico Gumbel, conocido como análisis de intensidad, duración y frecuencia de lluvias (IDF). Este nos proporciona el valor de intensidades máximas de lluvia para una duración y periodo de retorno dado. Y por último se requiere la determinación del coeficiente de escorrentía “C”, a través del cálculo de un “Cp” C ponderado, debido a que se tiene varios tipos de superficie y usos de suelo a lo largo de la cuenca.

◆ Tiempo de concentración (Tc).

- a) Fórmula de Pickering.

$$T_{c1} = \left(\frac{0.871 * L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Sustituyendo valores tenemos:



$$T_{c1} = \left(\frac{0.871 * 0.330703^3}{5} \right)^{0.385}$$

$$T_{c1} = 0.142152526 \text{ hr.}$$

$$T_{c1} = 0.142152526 \text{ hr.} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ hr.}}$$

$$T_{c1} = 8.529 \text{ min.}$$

b) Formula de Giandotti.

$$T_{c2} = \frac{\sqrt{\text{Acuena}} + 1.5L}{0.85 \sqrt{Hm}}$$

$$Hm = \frac{H_{\text{max.}} + H_{\text{min.}}}{2} = \frac{20 \text{ m} + 15 \text{ m}}{2}$$

$$Hm = 17.5 \text{ m}$$

Sustituyendo tenemos:

$$T_{c2} = \frac{\sqrt{0.11434} + 1.5 * 0.330703}{0.85 \sqrt{17.5}}$$

$$T_{c2} = 0.234601294 \text{ hr.}$$

$$T_{c2} = 0.234601294 \text{ hr.} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ hr.}}$$

$$T_{c2} = 14.076 \text{ min.}$$

Tiempo promedio de las dos formulas.

$$T_c = \frac{T_{c1} + T_{c2}}{2} = \frac{8.529 \text{ min.} + 14.076 \text{ min.}}{2}$$

$$T_c = 11.30 \text{ min}$$



◆ **Análisis de intensidad, duración y frecuencia de lluvias (IDF).**

En nuestro caso estudiaremos específicamente para eventos extremos sucedidos en años anteriores, los cuales han ocasionado desbordamientos e inundaciones de ríos y quebradas de EL Salvador, entre los cuales podemos mencionar:

- 1) Huracán Mitch.
- 2) Huracán Dean.
- 3) Tormenta Stan.

Estos eventos son los que vamos a analizar pero para el caso del huracán Mitch no será posible estudiar debido a que en el Sistema Nacional de Estudios Territoriales (SNET) no cuentan con la información de intensidades para los días del evento, pero si se cuenta con datos de intensidades para los otros dos casos a examinar específicamente para Stan, Dean en este caso utilizaremos los datos de un día anterior, durante y un día posterior al suceso, se analizarán tres días los cuales son:

Stan los días 01, 02, 03 de Octubre del 2005.

Dean los días 21, 22, 23 de Agosto del 2007.

Estos datos fueron proporcionados por el (SNET) (ver tablas 5.1.5.1 a 5.1.5.6 del tramo 1).

El valor del tiempo de concentración (T_c) es de $T_c = 11.30$ min. Por lo que tomaremos los periodos de duración de: $1/6$ hr. (10 min), $1/3$ hr. (20 min), $1/2$ hr. (30 min), $2/3$ hr. (40 min), $5/6$ hr. (50 min), y 1 hr. (60 min), para el análisis.



Igual que el tramo 1, para cada uno de estos se ordena los valores de las intensidades máximas en forma ascendente e independiente del tiempo; y luego calculamos su frecuencia.

Los periodos de retorno que utilizaremos en el análisis del tramo 2 se determinaron de igual manera que el tramo 1.

A partir de los resultados obtenidos de la cuenca Choqual y debido al riesgo que presenta nuestra área de estudio se hará la evaluación para un periodo de retorno de 12 años a partir del 2007; para elaborar propuestas de obras de mitigación con el propósito de contrarrestar la problemática que genera el aumento desproporcionado de la escorrentía superficial en la quebrada Choqual.

Teniendo los datos necesarios para la elaboración de las curvas I-D-F; por medio de las cuales se obtiene la intensidad máxima para una duración y periodo de retorno dado, se procede a la elaboración graficas de las curvas mostradas en el (ver anexo 1).

Se presentan los valores de intensidades máximas (en mm/min) para una duración y periodo de retorno dado, obtenidas del grafico de las curvas I-D-F, para los dos casos considerados (ver tablas 5.1.5.10 y 5.1.5.11 del tramo 1)



◆ *Calculo del coeficiente de escorrentía.*

Calculo del C_p ponderado por existir varios coeficientes de escorrentía, tramo 2.

$$C_p = \frac{(C_c * A_c) + (C_p * A_p) + (C_d * A_d)}{A_{total \ de \ la \ cuenca}}$$

PARA 2 AÑOS.

$$C_{pas} = 0.37$$

$$C_d = 0.75$$

$$A_{pas} = 0.068 \text{ km}^2.$$

$$A_d = 0.046 \text{ km}^2.$$

$$C_p = \frac{(0.37 * 0.068) + (0.75 * 0.046)}{0.114}$$

$$C_p = 0.52$$

PARA 5 AÑOS.

$$C_{pas} = 0.42$$

$$C_d = 0.80$$

$$A_{pas} = 0.068 \text{ km}^2.$$

$$A_d = 0.046 \text{ km}^2.$$

$$C_p = \frac{(0.42 * 0.068) + (0.80 * 0.046)}{0.114}$$

$$C_p = 0.57$$

PARA 10 AÑOS.

$$C_{pas} = 0.42$$

$$C_d = 0.83$$

$$A_{pas} = 0.068 \text{ km}^2.$$

$$A_d = 0.046 \text{ km}^2.$$

$$C_p = \frac{(0.42 * 0.068) + (0.83 * 0.046)}{0.114}$$

$$C_p = 0.58$$



PARA 25 AÑOS.

$$C_p = 0.46$$

$$C_d = 0.88$$

$$A_p = 0.068 \text{ km}^2.$$

$$A_d = 0.046 \text{ km}^2.$$

$$C_p = \frac{(0.46 * 0.068) + (0.88 * 0.046)}{0.114}$$

$$C_p = 0.63$$

PARA 50 AÑOS.

$$C_p = 0.49$$

$$C_d = 0.92$$

$$A_p = 0.068 \text{ km}^2.$$

$$A_d = 0.046 \text{ km}^2.$$

$$C_p = \frac{(0.49 * 0.068) + (0.92 * 0.046)}{0.114}$$

$$C_p = 0.66$$



5.2.4.1 MÉTODO DE HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR TRAMO 2.

◆ Análisis de lluvia.

La información acerca de la variación de la lluvia fue analizada por el método probabilístico de Gumbel, de este análisis se preparo la curva Intensidad-Duración y Frecuencia.

Los datos obtenidos de las curvas antes mencionadas serán relacionados con el método de hidrograma unitario triangular para calcular los caudales de pico o caudales máximos para nuestro estudio.

◆ Tiempo de concentración.

El tiempo de concentración se calculo anteriormente y nos da un valor de:

$$T_c = 11.30 \text{ min} = 0.19 \text{ h}$$

◆ Duración de la tormenta.

Se utilizaran lluvias de varias duraciones, tomadas en base al tiempo de concentración y al análisis de lluvia respectivo. Las duraciones que se usaran son: $1/6$ horas = (10 min.), $1/3$ horas = (20 min.), $1/2$ horas = (30 min.), $2/3$ horas = (40 min.), $5/6$ horas = (50 min.), 1 hora = (60 min.). Seleccionando la que produzca el mayor caudal



◆ **Periodo de retorno.**

Los periodos de retorno serán de 2, 5, 10, 25 y 50 años.

◆ **Coficiente de escorrentía.**

Tabla 5.2.4.1.1 Coeficientes de escorrentía para los periodos de retorno.

(Fuente Grupo de Tesis)

| Periodo de retorno (Años.) | Cponderados |
|----------------------------|-------------|
| 2 | 0.52 |
| 5 | 0.57 |
| 10 | 0.58 |
| 25 | 0.63 |
| 50 | 0.66 |

◆ **Intensidad de lluvia de los periodos de retorno.**

Las intensidades de lluvia han sido tomadas para diferentes duraciones de tormenta y periodo de retorno con el objetivo de identificar la de mayor caudal pico y estas intensidades se han obtenido de las curvas I-D-F. Para los eventos extremos STAN y DEAN. (Ver tablas 5.1.5.1.2 y 5.1.5.1.3 en tramo I)



❖ *Calculo de caudales pico para diferentes periodos de retorno.*

1) *Lluvia efectiva (Lle).*

Debido a que los datos de la intensidad de lluvia son puntuales, y para que la lluvia efectiva o lámina de lluvia sea distribuida uniformemente sobre toda la cuenca, entonces su cálculo será afectado por el factor 0.90, en todos los casos aquí tratados.

$$Lle = D * i * C * 0.9$$

Donde:

D = Duración de la tormenta (hr.).

i = Intensidad de lluvia (mm/hr).

C = Coeficiente de escorrentía.

Lle = Lluvia efectiva (mm).

Sustituyendo datos.

$$Lle = 0.17 * 111.60 * 0.57 * 0.9$$

$$Lle = 9.732636mm$$

$$Lle = 9.73mm$$

2) *Lámina de lluvia.*

$$L = i * D$$

Donde:

D = Duración de la tormenta (hr.).

i = Intensidad de lluvia (mm/hr).



Sustituyendo datos.

$$L = 111.60 * 0.17$$

$$L = 18.97 \text{ mm}$$

3) Volumen de la escorrentía.

$$V = \text{Acuencia} * \text{Lle}.$$

Donde:

Ac = Área de la cuenca (mt^2).

Lle = Lluvia efectiva (mt).

V = Volumen de la escorrentía (mt^3).

$$V = 114,340 \text{ mt}^2 * \left(\frac{9.732636 \text{ mm} * 1 \text{ mt.}}{1000 \text{ mm}} \right)$$

$$V = 1,112.83 \text{ mt}^3$$

4) Tiempo de retraso.

$$tr = 0.6tc$$

Donde:

tr = Tiempo de retraso (hr.).

tc = Tiempo de concentración (hr.).

$$tr = 0.6 * 0.19$$

$$tr = 0.114 \text{ hr}$$



5) Tiempo de pico.

A su vez, el tiempo de pico se expresa como:

$$tp = \left[\frac{D}{2} \right] + tr$$

Donde:

tp = Tiempo de pico (hr.).

D = Duración de la tormenta (hr.).

tr = Tiempo de retraso (hr.).

$$tp = \left[\frac{0.17}{2} \right] + 0.114$$

$$tp = 0.20 \text{ hr.}$$

6) Relación tiempo de pico y tiempo base.

Del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base (tb) y el tiempo de pico (tp) se relacionan mediante la expresión:

$$tb = 2.67tp$$

Donde:

tb = Tiempo base (hr.).

tp = Tiempo de pico (hr.).

$$tb = 2.67 * 0.20$$

$$tb = 0.53 \text{ hr}$$



7) Caudal de pico del hidrograma unitario triangular. (qp).

$$qp = \left[\frac{2V}{tb} \right]$$

Donde:

qp = caudal de pico del hidrograma unitario triangular ($mt^3/seg.$).

V = Volumen de la escorrentía (mt^3).

tb = Tiempo base (hr.).

$$qp = \left[\frac{2(1,112.8296)}{0.53133 \text{ hr.} \cdot \frac{3600 \text{ seg}}{1 \text{ hr.}}} \right]$$
$$qp = 1.1635 \frac{mt^3}{seg}$$

Los diferentes resultados de cada uno de los pasos anteriores es para obtener el caudal máximo o pico, este resultado se realizó solo para un tiempo de retorno y duración el cual fue de 0.17 horas y así sucesivamente de esta manera se obtienen los demás caudales picos, en nuestro caso se realizaron en una hoja de cálculo de Excel para los distintas duraciones



Los resultados de los caudales de pico o máximos para los diferentes tiempos de retornos son los siguientes.

STAN OCTUBRE DEL 2005

Tabla 5.2.4.1.2 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 5 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 5 | 0.17 | 111.60 | 114,340.00 | 0.57 | 18.97 | 9.73 | 1,112.83 | 0.20 | 0.53 | 1.17 |
| 5 | 0.33 | 105.60 | 114,340.00 | 0.57 | 34.85 | 17.88 | 2,044.06 | 0.28 | 0.74 | 1.53 |
| 5 | 0.50 | 99.60 | 114,340.00 | 0.57 | 49.80 | 25.55 | 2,921.09 | 0.36 | 0.97 | 1.67 |
| 5 | 0.67 | 87.60 | 114,340.00 | 0.57 | 58.69 | 30.11 | 3,442.66 | 0.45 | 1.20 | 1.60 |
| 5 | 0.83 | 78.60 | 114,340.00 | 0.57 | 65.24 | 33.47 | 3,826.63 | 0.53 | 1.41 | 1.51 |
| 5 | 1.00 | 69.60 | 114,340.00 | 0.57 | 69.60 | 35.70 | 4,082.49 | 0.61 | 1.64 | 1.39 |

Tabla 5.2.4.1.3 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 10 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 10 | 0.17 | 121.20 | 114,340.00 | 0.58 | 20.60 | 10.76 | 1,229.76 | 0.20 | 0.53 | 1.29 |
| 10 | 0.33 | 115.20 | 114,340.00 | 0.58 | 38.02 | 19.84 | 2,269.00 | 0.28 | 0.74 | 1.70 |
| 10 | 0.50 | 109.20 | 114,340.00 | 0.58 | 54.60 | 28.50 | 3,258.83 | 0.36 | 0.97 | 1.87 |
| 10 | 0.67 | 97.20 | 114,340.00 | 0.58 | 65.12 | 33.99 | 3,886.96 | 0.45 | 1.20 | 1.81 |
| 10 | 0.83 | 88.20 | 114,340.00 | 0.58 | 73.21 | 38.21 | 4,369.34 | 0.53 | 1.41 | 1.72 |
| 10 | 1.00 | 79.20 | 114,340.00 | 0.58 | 79.20 | 41.34 | 4,727.09 | 0.61 | 1.64 | 1.60 |



Tabla 5.2.4.1.4 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 25 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 25 | 0.17 | 132.60 | 114,340.00 | 0.63 | 22.54 | 12.78 | 1,461.42 | 0.20 | 0.53 | 1.54 |
| 25 | 0.33 | 126.60 | 114,340.00 | 0.63 | 41.78 | 23.69 | 2,708.50 | 0.28 | 0.74 | 2.03 |
| 25 | 0.50 | 120.60 | 114,340.00 | 0.63 | 60.30 | 34.19 | 3,909.30 | 0.36 | 0.97 | 2.24 |
| 25 | 0.67 | 108.60 | 114,340.00 | 0.63 | 72.76 | 41.26 | 4,717.22 | 0.45 | 1.20 | 2.19 |
| 25 | 0.83 | 100.80 | 114,340.00 | 0.63 | 83.66 | 47.44 | 5,424.00 | 0.53 | 1.41 | 2.14 |
| 25 | 1.00 | 90.60 | 114,340.00 | 0.63 | 90.60 | 51.37 | 5,873.67 | 0.61 | 1.64 | 1.99 |

Tabla 5.2.4.1.5 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 50 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 50 | 0.17 | 141.00 | 114,340.00 | 0.66 | 23.97 | 14.24 | 1,627.99 | 0.20 | 0.53 | 1.71 |
| 50 | 0.33 | 135.00 | 114,340.00 | 0.66 | 44.55 | 26.46 | 3,025.75 | 0.28 | 0.74 | 2.26 |
| 50 | 0.50 | 129.00 | 114,340.00 | 0.66 | 64.50 | 38.31 | 4,380.71 | 0.36 | 0.97 | 2.51 |
| 50 | 0.67 | 117.00 | 114,340.00 | 0.66 | 78.39 | 46.56 | 5,324.09 | 0.45 | 1.20 | 2.47 |
| 50 | 0.83 | 110.40 | 114,340.00 | 0.66 | 91.63 | 54.43 | 6,223.46 | 0.53 | 1.41 | 2.45 |
| 50 | 1.00 | 99.00 | 114,340.00 | 0.66 | 99.00 | 58.81 | 6,723.88 | 0.61 | 1.64 | 2.28 |



Los resultados de los caudales de pico o máximos para los diferentes tiempos de retornos son los siguientes.

DEAN AGOSTO DEL 2007

Tabla 5.2.4.1.6 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 2 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 2 | 0.17 | 137.40 | 114,340.00 | 0.52 | 23.36 | 10.93 | 1,249.91 | 0.20 | 0.53 | 1.31 |
| 2 | 0.33 | 113.40 | 114,340.00 | 0.52 | 37.42 | 17.51 | 2,002.49 | 0.28 | 0.74 | 1.50 |
| 2 | 0.50 | 95.40 | 114,340.00 | 0.52 | 47.70 | 22.32 | 2,552.48 | 0.36 | 0.97 | 1.46 |
| 2 | 0.67 | 82.80 | 114,340.00 | 0.52 | 55.48 | 25.96 | 2,968.58 | 0.45 | 1.20 | 1.38 |
| 2 | 0.83 | 75.60 | 114,340.00 | 0.52 | 62.75 | 29.37 | 3,357.72 | 0.53 | 1.41 | 1.32 |
| 2 | 1.00 | 63.60 | 114,340.00 | 0.52 | 63.60 | 29.76 | 3,403.31 | 0.61 | 1.64 | 1.16 |

Tabla 5.2.4.1.7 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 5 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 5 | 0.17 | 151.20 | 114,340.00 | 0.57 | 25.70 | 13.19 | 1,507.70 | 0.20 | 0.53 | 1.58 |
| 5 | 0.33 | 127.20 | 114,340.00 | 0.57 | 41.98 | 21.53 | 2,462.16 | 0.28 | 0.74 | 1.84 |
| 5 | 0.50 | 108.60 | 114,340.00 | 0.57 | 54.30 | 27.86 | 3,185.04 | 0.36 | 0.97 | 1.83 |
| 5 | 0.67 | 96.60 | 114,340.00 | 0.57 | 64.72 | 33.20 | 3,796.36 | 0.45 | 1.20 | 1.76 |
| 5 | 0.83 | 88.20 | 114,340.00 | 0.57 | 73.21 | 37.55 | 4,294.00 | 0.53 | 1.41 | 1.69 |
| 5 | 1.00 | 76.20 | 114,340.00 | 0.57 | 76.20 | 39.09 | 4,469.62 | 0.61 | 1.64 | 1.52 |



Tabla 5.2.4.1.8 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 10 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 10 | 0.17 | 160.80 | 114,340.00 | 0.58 | 27.34 | 14.27 | 1,631.56 | 0.20 | 0.53 | 1.71 |
| 10 | 0.33 | 136.80 | 114,340.00 | 0.58 | 45.14 | 23.57 | 2,694.44 | 0.28 | 0.74 | 2.02 |
| 10 | 0.50 | 118.80 | 114,340.00 | 0.58 | 59.40 | 31.01 | 3,545.32 | 0.36 | 0.97 | 2.03 |
| 10 | 0.67 | 106.80 | 114,340.00 | 0.58 | 71.56 | 37.35 | 4,270.85 | 0.45 | 1.20 | 1.98 |
| 10 | 0.83 | 97.20 | 114,340.00 | 0.58 | 80.68 | 42.11 | 4,815.19 | 0.53 | 1.41 | 1.90 |
| 10 | 1.00 | 85.20 | 114,340.00 | 0.58 | 85.20 | 44.47 | 5,085.20 | 0.61 | 1.64 | 1.73 |



Tabla 5.2.4.1.9 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 25 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 25 | 0.17 | 172.80 | 114,340.00 | 0.63 | 29.38 | 16.66 | 1,904.47 | 0.20 | 0.53 | 2.00 |
| 25 | 0.33 | 148.80 | 114,340.00 | 0.63 | 49.10 | 27.84 | 3,183.45 | 0.28 | 0.74 | 2.38 |
| 25 | 0.50 | 130.80 | 114,340.00 | 0.63 | 65.40 | 37.08 | 4,239.93 | 0.36 | 0.97 | 2.43 |
| 25 | 0.67 | 118.80 | 114,340.00 | 0.63 | 79.60 | 45.13 | 5,160.27 | 0.45 | 1.20 | 2.40 |
| 25 | 0.83 | 108.60 | 114,340.00 | 0.63 | 90.14 | 51.11 | 5,843.72 | 0.53 | 1.41 | 2.30 |
| 25 | 1.00 | 96.60 | 114,340.00 | 0.63 | 96.60 | 54.77 | 6,262.65 | 0.61 | 1.64 | 2.13 |

Tabla 5.2.4.1.10 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 50 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 50 | 0.17 | 181.80 | 114,340.00 | 0.66 | 30.91 | 18.36 | 2,099.07 | 0.20 | 0.53 | 2.21 |
| 50 | 0.33 | 157.80 | 114,340.00 | 0.66 | 52.07 | 30.93 | 3,536.76 | 0.28 | 0.74 | 2.65 |
| 50 | 0.50 | 139.80 | 114,340.00 | 0.66 | 69.90 | 41.52 | 4,747.47 | 0.36 | 0.97 | 2.72 |
| 50 | 0.67 | 127.80 | 114,340.00 | 0.66 | 85.63 | 50.86 | 5,815.54 | 0.45 | 1.20 | 2.70 |
| 50 | 0.83 | 117.00 | 114,340.00 | 0.66 | 97.11 | 57.68 | 6,595.51 | 0.53 | 1.41 | 2.60 |
| 50 | 1.00 | 105.00 | 114,340.00 | 0.66 | 105.00 | 62.37 | 7,131.39 | 0.61 | 1.64 | 2.42 |



5.2.4.2 MÉTODO RACIONAL TRAMO 2.

APLICANDO EL METODO RACIONAL

$$Q = 16.666CIA$$

$$A_{\text{cuenca}} = 0.11434 \text{ km}^2.$$

$$L = 0.330703 \text{ km.}$$

$$T_c = 11.30 \text{ min.}$$

Calculo para huracán Stan en Octubre del 2005 para un periodo de retorno de 5 años.

Donde:

C: Coeficiente de escorrentía ponderado

$$C = 0.57$$

I: Intensidad

$$I = 1.85 \text{ mm/seg}$$

A: Área de cuenca.

$$A = 0.11434 \text{ km}^2.$$

Sustituyendo datos en ecuación anterior

$$Q = 16.666 * 0.57 * 1.85 * 0.11434$$

$$Q = 2.01 \frac{\text{mt}^3}{\text{seg.}}$$

Los demás cálculos se realizan en una hoja de cálculo de Excel y se hace la sumatoria de los caudales de las distintas isócronas para obtener el caudal total máximo.



Cálculo de los caudales para los diferentes tiempos de retorno.

Tabla 5.2.4.2.1 Cálculo de caudales máximos para tramo 2. (Fuente Grupo de Tesis)

| CALCULO DE CAUDALES PARA STAN 2005 PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNOS. | | | | |
|--|--------------------------|------------|------|---------------------------------------|
| Años | Área (km ²). | I (mm/min) | C | Q = 16.666 CIA (m ³ /seg.) |
| 5 | 0.11434 | 1.85 | 0.57 | 2.01 |
| 10 | 0.11434 | 2.03 | 0.58 | 2.24 |
| 25 | 0.11434 | 2.23 | 0.63 | 2.68 |
| 50 | 0.11434 | 2.37 | 0.66 | 2.98 |

Tabla 5.2.4.2.2 Cálculo de caudales máximos para tramo 2. (Fuente Grupo de Tesis)

| CALCULO DE CAUDALES PARA DEAN 2007 PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNOS. | | | | |
|--|--------------------------|------------|------|---------------------------------------|
| Años | Área (km ²). | I (mm/min) | C | Q = 16.666 CIA (m ³ /seg.) |
| 2 | 0.11434 | 2.23 | 0.52 | 2.21 |
| 5 | 0.11434 | 2.57 | 0.57 | 2.79 |
| 10 | 0.11434 | 2.60 | 0.58 | 2.87 |
| 25 | 0.11434 | 2.80 | 0.63 | 3.36 |
| 50 | 0.11434 | 2.97 | 0.66 | 3.74 |



5.2.5 ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ESTUDIO HIDROLÓGICO TRAMO 2.

Tabla 5.2.5.1 Comparación de caudales máximos. (Fuente Grupo de Tesis)

| STAN 2005 | | |
|----------------------------|---|---|
| Periodo de retorno (Años). | Método Racional Q (m ³ /seg) | Hidrograma triangular Q (m ³ /seg) |
| 5 | 2.01 | 1.67 |
| 10 | 2.24 | 1.87 |
| 25 | 2.68 | 2.24 |
| 50 | 2.98 | 2.51 |

Tabla 5.2.5.2 Comparación de caudales máximos. (Fuente Grupo de Tesis)

| DEAN 2007 | | |
|----------------------------|---|---|
| Periodo de retorno (Años). | Método Racional Q (m ³ /seg) | Hidrograma triangular Q (m ³ /seg) |
| 2 | 2.21 | 1.46 |
| 5 | 2.79 | 1.83 |
| 10 | 2.87 | 2.03 |
| 25 | 3.36 | 2.43 |
| 50 | 3.74 | 2.72 |

Al comparar los valores obtenidos de los caudales máximos nos encontramos que los caudales del método Racional son menores que los del método unitario triangular por lo cual tomamos para el análisis hidráulico los valores más desfavorables los cuales son los del método unitario triangular. Ya que por medio de este encontraremos las secciones optimas de los puntos de interés antes identificados, además de sumarle el caudal del tramo 1 ya que este se encuentra aguas arriba que el tramo 2.



En este segundo tramo se han tomado en cuenta varios factores que vienen a contribuir para obtener un resultado más preciso del caudal, estos son muy evidentes tal es el caso de las viviendas del Barrio San Antonio que están aledañas a la quebrada, la cual descarga las aguas servidas directamente a ella, ver cálculos en anexos.

Tabla 5.2.5.3 Suma de caudales máximos para tramo 2. (Fuente Grupo de Tesis)

| STAN 2005 | | | | |
|----------------------------|---|--|--|--|
| Periodo de retorno (Años). | Caudal de tramo 1 Q (m ³ /seg) | Caudal de viviendas del Barrio San Antonio Q (m ³ /seg) | Método Racional para tramo 2 Q (m ³ /seg) | Caudal total del tramo 2 Q (m ³ /seg) |
| 5 | 76.85 | 0.0054 | 2.01 | 78.87 |
| 10 | 89.86 | 0.0059 | 2.24 | 92.11 |
| 25 | 111.86 | 0.0076 | 2.68 | 114.55 |
| 50 | 127.30 | 0.0116 | 2.98 | 130.29 |

Tabla 5.2.5.4 Suma de caudales máximos para tramo 2. (Fuente Grupo de Tesis)

| DEAN 2007 | | | | |
|----------------------------|---|--|--|--|
| Periodo de retorno (Años). | Caudal de tramo 1 Q (m ³ /seg) | Caudal de viviendas del Barrio San Antonio Q (m ³ /seg) | Método Racional para tramo 2 Q (m ³ /seg) | Caudal total del tramo 2 Q (m ³ /seg) |
| 2 | 66.39 | 0.0052 | 2.21 | 68.61 |
| 5 | 85.26 | 0.0054 | 2.79 | 88.06 |
| 10 | 99.25 | 0.0059 | 2.87 | 102.13 |
| 25 | 118.89 | 0.0076 | 3.36 | 122.26 |
| 50 | 136.83 | 0.0116 | 3.74 | 140.58 |



5.2.6 ANÁLISIS HIDRÁULICO TRAMO 2.

El análisis hidráulico de la sección transversal de un canal abierto, tiene como principal objetivo determinar los niveles de aguas máximas que el caudal generado es capaz de producir en la sección de forma natural.

Para estimar las condiciones hidráulicas del punto de interés, haremos uso de la ecuación Manning cuya expresión es:

$$Q = \frac{1}{n} ARH^{2/3} S^{1/2} \quad \text{Ecu 1}$$

Si replanteamos la ecuación 1 en dos componentes, nos permite la determinación del área hidráulica necesaria y por consiguiente el nivel de aguas máximas a nivel de la sección transversal en función de la avenida máxima (Q), así como las características hidráulicas definidas (n y S), al ordenar la ecuación tenemos:

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = ARH^{2/3} \quad \text{Ecu 2}$$

Factor Factor

Hidráulico Geométrico

◆ Cálculos hidráulicos.

La determinación del valor de rugosidad de Manning se hace a partir de la tabla 5.1.7.1 tomada del libro Hidráulica de Canales Abiertos Ven Te Chow.

$$n = 0.05$$



- ◆ Para periodo de retorno de 5 años para Stan Octubre 2005.

Datos:

$$Q_{max.} = 78.87 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(78.87) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 11.10$$

Quedando como condición a cumplir en la curva de descarga.

- ◆ Para periodo de retorno de 10 años para Stan Octubre 2005.

Datos:

$$Q_{max.} = 92.11 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(92.11) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 12.96$$

Quedando como condición a cumplir en la curva de descarga.



- ◆ Para periodo de retorno de 25 años para Stan Octubre 2005.

Datos:

$$Q_{max.} = 114.55 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(114.55) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 16.12$$

Quedando como condición a cumplir en la curva de descarga.

- ◆ Para periodo de retorno de 50 años para Stan Octubre 2005.

Datos:

$$Q_{max.} = 130.29 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(130.29) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 18.33$$

Quedando como condición a cumplir en la curva de descarga.



- ◆ Para periodo de retorno de 2 años para Dean Agosto 2007.

Datos:

$$Q_{max.} = 68.61 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(68.61) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 9.65$$

Quedando como condición a cumplir en la curva de descarga.

- ◆ Para periodo de retorno de 5 años para Dean Agosto 2007.

Datos:

$$Q_{max.} = 88.06 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(88.06) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 12.39$$

Quedando como condición a cumplir en la curva de descarga.



- ◆ Para periodo de retorno de 10 años para Dean Agosto 2007.

Datos:

$$Q_{max.} = 102.13 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(102.13) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 14.37$$

Quedando como condición a cumplir
en la curva de descarga.

- ◆ Para periodo de retorno de 25 años para Dean Agosto 2007.

Datos:

$$Q_{max.} = 122.26 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(122.26) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 17.20$$

Quedando como condición a cumplir
en la curva de descarga.



- ◆ Para periodo de retorno de 50 años para Dean Agosto 2007.

Datos:

$$Q_{max.} = 140.58 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(140.58) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 19.78$$

Quedando como condición a cumplir
en la curva de descarga.



Para cumplir con las condiciones propuestas anteriormente es necesario asumir niveles de agua (H), y por medio del tanteo encontrar los valores necesarios para efectuar la comparación de los factores geométricos con los factores hidráulicos y para cada caso el valor de (H) será el valor de la altura que alcanzaría el agua para los caudales máximos de los diferentes periodos de retorno proporcionados.

Tabla 5.2.6.1 Cálculo de los factores geométrico para los distintos tiempos de retorno y eventos extremos. (Fuente Grupo de Tesis)

| STAN 2005 | | | | | | | | |
|---------------------------|--------|----------------------|----------------------|------------------------------------|-----------------------|------------------------|--------------------------|----------------------|
| Periodo de retorno (años) | H (m) | Ancho de canal B (m) | Espejo de agua T(m). | Área hidráulica A(m ²) | Perímetro mojado p(m) | Radio Hidráulico RH(m) | Profundidad hidráulica D | ARH ^{2/3} . |
| 5 | 1.3950 | 7.81 | 7.81 | 10.89 | 10.60 | 1.03 | 1.40 | 11.10 |
| 10 | 1.5490 | 7.81 | 7.81 | 12.10 | 10.91 | 1.11 | 1.55 | 12.96 |
| 25 | 1.7970 | 7.81 | 7.81 | 14.03 | 11.40 | 1.23 | 1.80 | 16.12 |
| 50 | 1.9635 | 7.81 | 7.81 | 15.33 | 11.74 | 1.31 | 1.96 | 18.33 |

Tabla 5.2.6.2 Cálculo de los factores geométrico para los distintos tiempos de retorno y eventos extremos. (Fuente Grupo de Tesis)

| DEAN 2007 | | | | | | | | |
|---------------------------|--------|----------------------|----------------------|------------------------------------|-----------------------|------------------------|--------------------------|----------------------|
| Periodo de retorno (años) | H (m) | Ancho de canal B (m) | Espejo de agua T(m). | Área hidráulica A(m ²) | Perímetro mojado p(m) | Radio Hidráulico RH(m) | Profundidad hidráulica D | ARH ^{2/3} . |
| 2 | 1.2710 | 7.81 | 7.81 | 9.93 | 10.35 | 0.96 | 1.27 | 9.65 |
| 5 | 1.5025 | 7.81 | 7.81 | 11.73 | 10.82 | 1.09 | 1.50 | 12.39 |
| 10 | 1.6620 | 7.81 | 7.81 | 12.98 | 11.13 | 1.17 | 1.66 | 14.38 |
| 25 | 1.8790 | 7.81 | 7.81 | 14.67 | 11.57 | 1.27 | 1.88 | 17.20 |
| 50 | 2.0700 | 7.81 | 7.81 | 16.17 | 11.95 | 1.35 | 2.07 | 19.78 |



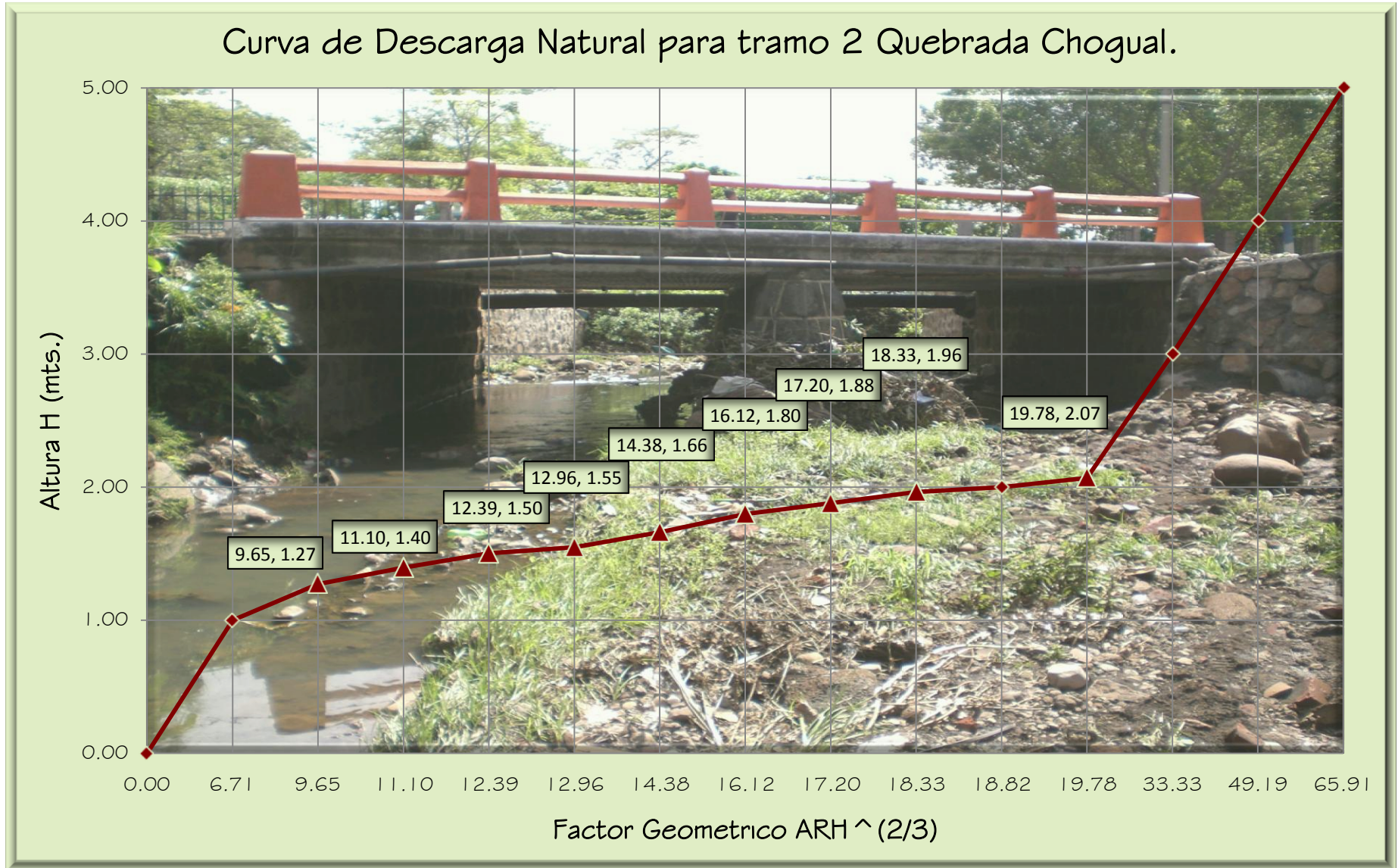
A continuación se presentan valores a diferentes alturas de agua para poder general la curva de descarga natural del sitio crítico de interés

Tabla 5.2.6.3 Cálculo de los factores geométrico para la elaboración de la curva de descarga natural. (Fuente Grupo de Tesis)

| Factor Geométrico ($ARH^{2/3}$) | Altura (H) (mts.) |
|--------------------------------------|-------------------|
| 0.00 | 0.000 |
| 2.27 | 0.500 |
| 6.71 | 1.000 |
| 9.65 | 1.271 |
| 11.10 | 1.395 |
| 12.36 | 1.500 |
| 12.39 | 1.503 |
| 12.96 | 1.549 |
| 14.38 | 1.662 |
| 16.12 | 1.797 |
| 17.20 | 1.879 |
| 18.33 | 1.964 |
| 18.82 | 2.000 |
| 19.78 | 2.070 |
| 25.86 | 2.500 |
| 33.33 | 3.000 |
| 41.13 | 3.500 |
| 49.19 | 4.000 |
| 57.46 | 4.500 |
| 65.91 | 5.000 |



Figura 5.2.6.1 Curva de descarga natural tramo 2





5.3 SCI 3.: TRAMO 3 PUENTE SOBRE LA 12ª AV NORTE EN SECTOR VILLALTA CONTIGUA A ESCUELA HUGO LINDO TRAMMO 3.

5.3.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA.

◆ Geología.

La geología de la cuenca Choqual se caracteriza de acuerdo al nivel que se encuentra y para nuestro caso es solo la parte baja.

Parte baja. El área de la parte baja de cuenca el Choqual se encuentra en su mayoría urbanizada por ello su caracterización geológica se limita a describir únicamente a los depósitos de sedimentos causados por la escorrentía directa, compuesto por arena fina mezclado con sólidos como piedras de diferentes tamaños, basura y líquidos como son las aguas depositadas por los habitantes que viven en las orillas de la quebrada, como se puede ver en las fotografías.



Fotografía 5.3.1.1 Basura, ramas, sólidos arrastrados por la escorrentía.



◆ Vegetación.

En esta parte de la cuenca es la zona en la cual se encuentra en gran parte la impermeabilización del suelo debido a la que se encuentra en la sección de la cuenca urbanizada.



Fotografía 5.3.1.2 Parte baja de la cuenca pocos árboles.

◆ Uso del suelo.

El uso del suelo dentro de la cuenca Choqual está distribuido en varias partes entre las cuales se puede mencionar según mapa de uso del suelo, del departamento de La Unión, proporcionado por el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN).

Tabla 5.3.1.1 Áreas de uso de suelo en la cuenca. (Fuente Grupo de Tesis)

| USO DE SUELO. | ÁREA |
|---------------------------|-----------------------|
| Tejido urbano continuo. K | 0.073 km ² |



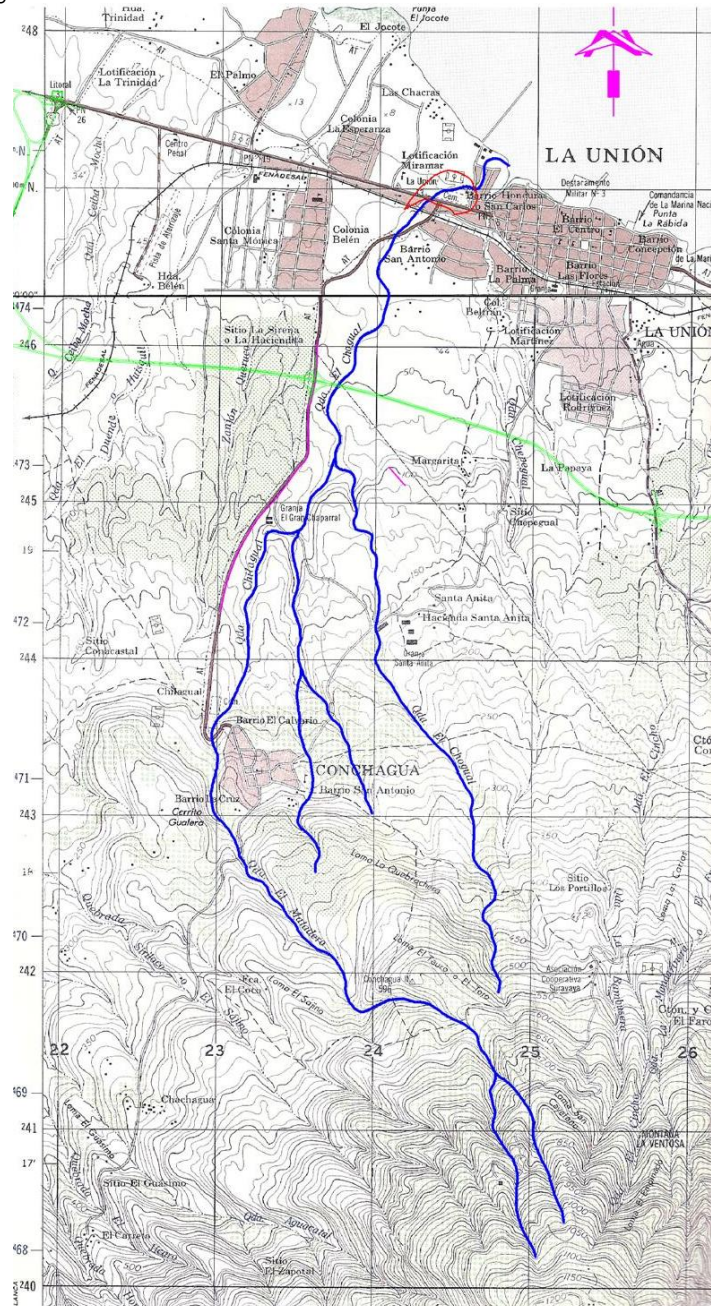
Fotografía 5.3.1.3 Parte baja atrás de escuela Hugo Lindo es esta parte de la quebrada se observa que la densidad población es grande debido a que se han asentado en las orillas de la quebrada.



5.3.2 PARAMETROS FÍSICOS DE LA CUENCA TRAMO 3.

◆ Delimitación de cuenca.

Figura 5.3.2.1 Delimitación de la cuenca tramo 3.





◆ **Determinación del drenaje de la cuenca.**

El drenaje de la cuenca es radial debido a que cumple con las características de estos las cuales son: comenzar en las montañas o volcanes, pendientes altas, entre otras, en el tramo I se presentó la figura de este tipo de drenaje.

◆ **Área de la cuenca.**

$$\begin{aligned} \text{Acuena} &= 0.07327 \text{ km}^2 \\ \text{Acuena} &= 7,327 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

◆ **Longitud perimetral de la cuenca.**

$$L_p = 1.227698 \text{ km}$$

◆ **Longitud del cauce más largo.**

$$L = 0.307248 \text{ km}$$

◆ **Longitud de los cursos de agua o longitud total de los cauces.**

$$L_c = 0.307248 \text{ km}$$

◆ **Densidad de drenaje o longitud de canales por unidad de área.**

$$D_d = \frac{L_c}{\text{Acuena}}$$

$$D_d = \frac{0.307248 \text{ km}}{0.07327 \text{ km}^2}$$

$$D_d = \frac{4.193367}{\text{km}}$$



◆ Desnivel de la cuenca.

$$Elev. Alta = 15 \text{ m. s. n. m.}$$

$$Elev. Baja = 7 \text{ m. s. n. m.}$$

Con los datos obtenidos encontramos el desnivel de cuenca.

$$Desnivel = H = Elev. Alta - Elev. Baja$$

Sustituyendo tenemos.

$$H = 15 \text{ m. s. n. m.} - 7 \text{ m. s. n. m.}$$

$$H = 8 \text{ m. s. n. m.}$$

◆ Longitud de planta de la cuenca.

$$L_{planta} = 0.30714383 \text{ km.}$$

◆ Pendiente media de la cuenca.

$$Pendiente media = \frac{H}{L_{planta}}$$

Sustituyendo:

$$Pendiente media = \frac{8 \text{ m}}{0.30714383 \text{ km} * \frac{1000 \text{ m}}{1 \text{ km}}} = 0.02604643 * 100$$

$$Pendiente media = 2.60 \%$$



5.3.3 CARACTERÍSTICAS DE LA FORMA DE LA CUENCA TRAMO 3.

- ◆ Factor de forma (Gravelius).

$$K_f = \frac{\text{Acuena}}{L^2}$$

Sustituyendo valores.

$$K_f = \frac{0.07327 \text{ km}^2}{(0.307248 \text{ km})^2}$$

$$K_f = 0.77615429$$

- ◆ Coeficiente de compacidad (kc).

$$K_c = 0.282 * \frac{L_p}{\sqrt{\text{Acuena}}}$$

Siendo:

K_c índice o coeficiente de compacidad de Gravelius.

L_p perímetro de la cuenca.

A_c área de un círculo, igual al área de la cuenca.

Sustituyendo valores.

$$K_c = 0.282 * \frac{1.227698 \text{ km}}{\sqrt{0.07327 \text{ km}^2}}$$

$$K_c = 1.2699496$$

Como el valor de “ K_c ” es mayor que la unidad nos indica que es una cuenca de forma alargada.



5.3.4 CÁLCULO DE AVENIDAS MÁXIMAS TRAMO 3.

Para los cálculos de las avenidas máximas o caudales de pico de nuestra cuenca de estudio utilizaremos dos métodos hidrometeorológicos, los cuales son:

- a) Hidrograma Unitario Triangular Equivalente.
- b) Método Racional.

En la aplicación de estos métodos se necesita conocer el tiempo entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del caudal de equilibrio. Así como también el análisis de los datos de lluvia de varias tormentas a través del método estadístico Gumbel, conocido como análisis de intensidad, duración y frecuencia de lluvias (IDF). Este nos proporciona el valor de intensidades máximas de lluvia para una duración y periodo de retorno dado. Y por último se requiere la determinación del coeficiente de escorrentía "C".

◆ Tiempo de concentración (T_c).

- a) Formula de Pickering.

$$T_{c1} = \left(\frac{0.871 * L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$T_{c1} = \left(\frac{0.871 * 0.307248^3}{8} \right)^{0.385}$$

$$T_{c1} = 0.10896003 \text{ hr.}$$

$$T_{c1} = 0.10896003 \text{ hr.} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ hr.}}$$

$$T_{c1} = 6.54 \text{ min.}$$



b) Fórmula de Giandotti.

$$T_{c2} = \frac{\sqrt{Acuena} + 1.5L}{0.85 \sqrt{Hm}}$$

$$Hm = \frac{H_{max.} + H_{min.}}{2} = \frac{15 \text{ m} + 7 \text{ m}}{2}$$

$$Hm = 11 \text{ m}$$

Sustituyendo tenemos:

$$T_{c2} = \frac{\sqrt{0.07327} + 1.5 * 0.307248}{0.85 \sqrt{11}}$$

$$T_{c2} = 0.259497093 \text{ hr.}$$

$$T_{c2} = 0.259497093 \text{ hr.} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ hr.}}$$

$$Tc = 15.57 \text{ min.}$$

Tiempo promedio de las dos fórmulas.

$$Tc = \frac{T_{c1} + T_{c2}}{2} = \frac{6.54 \text{ min.} + 15.57 \text{ min.}}{2}$$

$$Tc = 11.06 \text{ min}$$



◆ Análisis de intensidad, duración y frecuencia de lluvias (IDF).

En nuestro caso estudiaremos específicamente para eventos extremos sucedidos en años anteriores, los cuales han ocasionado desbordamientos e inundaciones de ríos y quebradas de EL Salvador, entre los cuales podemos mencionar:

- 1) Huracán Mitch.
- 2) Huracán Dean.
- 3) Tormenta Stan.

Estos eventos son los que vamos a analizar pero para el caso del huracán Mitch no será posible estudiar debido a que en el Sistema Nacional de Estudios Territoriales (SNET) no cuentan con la información de intensidades para los días del evento, pero si se cuenta con datos de intensidades para los otros dos casos a examinar específicamente para Stan, Dean en este caso utilizaremos los datos de un día anterior, durante y un día posterior al suceso, se analizarán tres días los cuales son:

Stan los días 01, 02, 03 de Octubre del 2005.

Dean los días 21, 22, 23 de Agosto del 2007.

Estos datos fueron proporcionados por el (SNET) (ver tablas 5.1.5.1 a 5.1.5.6 del tramo 1).

El valor del tiempo de concentración (T_c) es de $T_c = 11.30$ min. Por lo que tomaremos los periodos de duración de: $1/6$ hr. (10 min), $1/3$ hr. (20 min), $1/2$ hr. (30 min), $2/3$ hr. (40 min), $5/6$ hr. (50 min), y 1 hr. (60 min), para el análisis.



Igual que el tramo 1, para cada uno de estos se ordena los valores de las intensidades máximas en forma ascendente e independiente del tiempo; y luego calculamos su frecuencia.

Los periodos de retorno que utilizaremos en el análisis del tramo 2 se determinaron de igual manera que el tramo 1.

A partir de los resultados obtenidos de la cuenca Choqual y debido al riesgo que presenta nuestra área de estudio se hará la evaluación para un periodo de retorno de 12 años a partir del 2007; para elaborar propuestas de obras de mitigación con el propósito de contrarrestar la problemática que genera el aumento desproporcionado de la escorrentía superficial en la quebrada Choqual.

Teniendo los datos necesarios para la elaboración de las curvas I-D-F; por medio de las cuales se obtiene la intensidad máxima para una duración y periodo de retorno dado, se procede a la elaboración graficas de las curvas mostradas en el (ver Anexo 1).

Se presentan los valores de intensidades máximas (en mm/min) para una duración y periodo de retorno dado, obtenidas del grafico de las curvas I-D-F, para los dos casos considerados (ver tablas 5.1.5.10 y 5.1.5.11 del tramo 1)



◆ *Calculo del coeficiente de escorrentía.*

Calculo del C ponderado por existir varios coeficientes de escorrentía,
tramo 3.

PARA 2 AÑOS.

$$C_d = 0.75$$

$$A_d = 0.07327 \text{ km}^2.$$

PARA 5 AÑOS.

$$C_d = 0.80$$

$$A_d = 0.07327 \text{ km}^2.$$

PARA 10 AÑOS.

$$C_d = 0.83$$

$$A_d = 0.07327 \text{ km}^2.$$

PARA 25 AÑOS.

$$C_d = 0.88$$

$$A_d = 0.07327 \text{ km}^2.$$

PARA 50 AÑOS.

$$C_d = 0.92$$

$$A_d = 0.07327 \text{ km}^2.$$



5.3.4.1 MÉTODO DE HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR TRAMO 3.

◆ Análisis de lluvia.

La información acerca de la variación de la lluvia fue analizada por el método probabilístico de Gumbel, de este análisis se preparó la curva Intensidad-Duración y Frecuencia.

Los datos obtenidos de las curvas antes mencionadas serán relacionados con el método de hidrograma unitario triangular para calcular los caudales de pico o caudales máximos para nuestro estudio.

◆ Tiempo de concentración.

El tiempo de concentración se calculó anteriormente y nos da un valor de:

$$T_c = 11.06 \text{ min} = 0.18 \text{ h}$$

◆ Duración de la tormenta.

Se utilizarán lluvias de varias duraciones, tomadas en base al tiempo de concentración y al análisis de lluvia respectivo. Las duraciones que se usarán son: 1/6 horas = (10 min.), 1/3 horas = (20 min.), 1/2 horas = (30 min.), 2/3 horas = (40 min.), 5/6 horas = (50 min.), 1 hora = (60 min.). Seleccionando la que produzca el mayor caudal

◆ Periodo de retorno.

Los periodos de retorno serán de 2, 5, 10, 25 y 50 años.



◆ *Coeficiente de escorrentía.*

Tabla 5.3.4.1.1 Coeficientes de escorrentía para los periodos de retorno.

(Fuente Grupo de Tesis)

| Periodo de retorno (Años.) | Cponderados |
|----------------------------|-------------|
| 2 | 0.75 |
| 5 | 0.80 |
| 10 | 0.83 |
| 25 | 0.88 |
| 50 | 0.92 |

◆ *Intensidad de lluvia de los periodos de retorno.*

Las intensidades de lluvia han sido tomadas para diferentes duraciones de tormenta y periodo de retorno con el objetivo de identificar la de mayor caudal pico y estas intensidades se han obtenido de las curvas I-D-F. Para los eventos extremos **STAN** y **DEAN**. (Ver tablas 5.1.5.1.2 y 5.1.5.1.3 en tramo I)



❖ *Calculo de caudales de pico para diferentes periodos de retorno.*

1) *Lluvia efectiva (Lle).*

Debido a que los datos de la intensidad de lluvia son puntuales, y para que la lluvia efectiva o lámina de lluvia sea distribuida uniformemente sobre toda la cuenca, entonces su cálculo será afectado por el factor 0.90, en todos los casos aquí tratados.

$$Lle = D * i * C * 0.9$$

Donde:

D = Duración de la tormenta (hr.).

i = Intensidad de lluvia (mm/hr).

C = Coeficiente de escorrentía.

Lle = Lluvia efectiva (mm).

Sustituyendo datos.

$$Lle = 0.17 * 111.60 * 0.80 * 0.9$$

$$Lle = 13.65984mm$$

$$Lle = 13.66mm$$

2) *Lámina de lluvia.*

$$L = i * D$$

Donde:

D = Duración de la tormenta (hr.).

i = Intensidad de lluvia (mm/hr).

Sustituyendo datos.

$$L = 111.60 * 0.17$$

$$L = 18.97 mm$$



3) Volumen de la esorrentía.

$$V = Acuenca * Lle.$$

Donde:

Ac = Área de la cuenca (mt^2).

Lle = Lluvia efectiva (mt).

V = Volumen de la esorrentía (mt^3).

$$V = 73,270 \text{ } mt^2 * \left(\frac{13.65984mm * 1 \text{ } mt.}{1000mm} \right)$$

$$V = 1,000.856477 \text{ } mt^3$$

4) Tiempo de retraso.

$$tr = 0.6tc$$

Donde:

tr = Tiempo de retraso ($hr.$).

tc = Tiempo de concentración ($hr.$).

$$tr = 0.6 * 0.18$$

$$tr = 0.108 \text{ } hr$$



5) Tiempo de pico.

A su vez, el tiempo de pico se expresa como:

$$tp = \left[\frac{D}{2} \right] + tr$$

Donde:

tp = Tiempo de pico (hr.).

D = Duración de la tormenta (hr.).

tr = Tiempo de retraso (hr.).

$$tp = \left[\frac{0.17}{2} \right] + 0.108$$

$$tp = 0.20hr.$$

6) Relación tiempo de pico y tiempo base.

Del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base (tb) y el tiempo de pico (tp) se relacionan mediante la expresión:

$$tb = 2.67tp$$

Donde:

tb = Tiempo base (hr.).

tp = Tiempo de pico (hr.).

$$tb = 2.67 * 0.20$$

$$tb = 0.52hr$$



7) Caudal de pico del hidrograma unitario triangular. (qp).

$$qp = \left[\frac{2V}{tb} \right]$$

Donde:

qp = caudal de pico del hidrograma unitario triangular ($mt^3/seg.$).

V = Volumen de la escorrentía (mt^3).

tb = Tiempo base (hr.).

$$qp = \left[\frac{2(1,000.856477)}{0.52 \text{ hr.} \cdot \frac{3600 \text{ seg}}{1 \text{ hr.}}} \right]$$

$$qp = 1.0693 \frac{mt^3}{seg}$$

Los diferentes resultados de cada uno de los pasos anteriores es para obtener el caudal máximo o pico, este resultado se realizó solo para un tiempo de retorno y duración el cual fue de 0.17 horas y así sucesivamente de esta manera se obtienen los demás caudales picos, en nuestro caso se realizaron en una hoja de cálculo de Excel para los distintas duraciones



Los resultados de los caudales de pico o máximos para los diferentes tiempos de retornos son los siguientes.

STAN OCTUBRE DEL 2005

Tabla 5.3.4.1.2 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 5 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 5 | 0.17 | 111.60 | 73,270.00 | 0.80 | 18.97 | 13.66 | 1,000.86 | 0.20 | 0.52 | 1.07 |
| 5 | 0.33 | 105.60 | 73,270.00 | 0.80 | 34.85 | 25.09 | 1,838.39 | 0.28 | 0.74 | 1.39 |
| 5 | 0.50 | 99.60 | 73,270.00 | 0.80 | 49.80 | 35.86 | 2,627.17 | 0.36 | 0.96 | 1.52 |
| 5 | 0.67 | 87.60 | 73,270.00 | 0.80 | 58.69 | 42.26 | 3,096.26 | 0.45 | 1.19 | 1.45 |
| 5 | 0.83 | 78.60 | 73,270.00 | 0.80 | 65.24 | 46.97 | 3,441.59 | 0.53 | 1.40 | 1.36 |
| 5 | 1.00 | 69.60 | 73,270.00 | 0.80 | 69.60 | 50.11 | 3,671.71 | 0.61 | 1.63 | 1.25 |

Tabla 5.3.4.1.3 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 10 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 10 | 0.17 | 121.20 | 73,270.00 | 0.83 | 20.60 | 15.39 | 1,127.71 | 0.20 | 0.52 | 1.20 |
| 10 | 0.33 | 115.20 | 73,270.00 | 0.83 | 38.02 | 28.40 | 2,080.72 | 0.28 | 0.74 | 1.57 |
| 10 | 0.50 | 109.20 | 73,270.00 | 0.83 | 54.60 | 40.79 | 2,988.40 | 0.36 | 0.96 | 1.72 |
| 10 | 0.67 | 97.20 | 73,270.00 | 0.83 | 65.12 | 48.65 | 3,564.41 | 0.45 | 1.19 | 1.66 |
| 10 | 0.83 | 88.20 | 73,270.00 | 0.83 | 73.21 | 54.68 | 4,006.76 | 0.53 | 1.40 | 1.59 |
| 10 | 1.00 | 79.20 | 73,270.00 | 0.83 | 79.20 | 59.16 | 4,334.83 | 0.61 | 1.63 | 1.48 |



Tabla 5.3.4.1.4 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 25 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 25 | 0.17 | 132.60 | 73,270.00 | 0.88 | 22.54 | 17.85 | 1,308.11 | 0.20 | 0.52 | 1.39 |
| 25 | 0.33 | 126.60 | 73,270.00 | 0.88 | 41.78 | 33.09 | 2,424.37 | 0.28 | 0.74 | 1.83 |
| 25 | 0.50 | 120.60 | 73,270.00 | 0.88 | 60.30 | 47.76 | 3,499.20 | 0.36 | 0.96 | 2.02 |
| 25 | 0.67 | 108.60 | 73,270.00 | 0.88 | 72.76 | 57.63 | 4,222.37 | 0.45 | 1.19 | 1.97 |
| 25 | 0.83 | 100.80 | 73,270.00 | 0.88 | 83.66 | 66.26 | 4,855.01 | 0.53 | 1.40 | 1.92 |
| 25 | 1.00 | 90.60 | 73,270.00 | 0.88 | 90.60 | 71.76 | 5,257.50 | 0.61 | 1.63 | 1.79 |

Tabla 5.3.4.1.5 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 50 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 50 | 0.17 | 141.00 | 73,270.00 | 0.92 | 23.97 | 19.85 | 1,454.20 | 0.20 | 0.52 | 1.55 |
| 50 | 0.33 | 135.00 | 73,270.00 | 0.92 | 44.55 | 36.89 | 2,702.74 | 0.28 | 0.74 | 2.04 |
| 50 | 0.50 | 129.00 | 73,270.00 | 0.92 | 64.50 | 53.41 | 3,913.06 | 0.36 | 0.96 | 2.26 |
| 50 | 0.67 | 117.00 | 73,270.00 | 0.92 | 78.39 | 64.91 | 4,755.73 | 0.45 | 1.19 | 2.22 |
| 50 | 0.83 | 110.40 | 73,270.00 | 0.92 | 91.63 | 75.87 | 5,559.09 | 0.53 | 1.40 | 2.20 |
| 50 | 1.00 | 99.00 | 73,270.00 | 0.92 | 99.00 | 81.97 | 6,006.09 | 0.61 | 1.63 | 2.05 |



Los resultados de los caudales de pico o máximos para los diferentes tiempos de retornos son los siguientes.

DEAN AGOSTO DEL 2007

Tabla 5.3.4.1.6 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 2 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 2 | 0.17 | 137.40 | 73,270.00 | 0.75 | 23.36 | 15.77 | 1,155.22 | 0.20 | 0.52 | 1.23 |
| 2 | 0.33 | 113.40 | 73,270.00 | 0.75 | 37.42 | 25.26 | 1,850.79 | 0.28 | 0.74 | 1.40 |
| 2 | 0.50 | 95.40 | 73,270.00 | 0.75 | 47.70 | 32.20 | 2,359.11 | 0.36 | 0.96 | 1.36 |
| 2 | 0.67 | 82.80 | 73,270.00 | 0.75 | 55.48 | 37.45 | 2,743.69 | 0.45 | 1.19 | 1.28 |
| 2 | 0.83 | 75.60 | 73,270.00 | 0.75 | 62.75 | 42.35 | 3,103.34 | 0.53 | 1.40 | 1.23 |
| 2 | 1.00 | 63.60 | 73,270.00 | 0.75 | 63.60 | 42.93 | 3,145.48 | 0.61 | 1.63 | 1.07 |

Tabla 5.3.4.1.7 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 5 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 5 | 0.17 | 151.20 | 73,270.00 | 0.80 | 25.70 | 18.51 | 1,356.00 | 0.20 | 0.52 | 1.44 |
| 5 | 0.33 | 127.20 | 73,270.00 | 0.80 | 41.98 | 30.22 | 2,214.42 | 0.28 | 0.74 | 1.67 |
| 5 | 0.50 | 108.60 | 73,270.00 | 0.80 | 54.30 | 39.10 | 2,864.56 | 0.36 | 0.96 | 1.65 |
| 5 | 0.67 | 96.60 | 73,270.00 | 0.80 | 64.72 | 46.60 | 3,414.37 | 0.45 | 1.19 | 1.59 |
| 5 | 0.83 | 88.20 | 73,270.00 | 0.80 | 73.21 | 52.71 | 3,861.94 | 0.53 | 1.40 | 1.53 |
| 5 | 1.00 | 76.20 | 73,270.00 | 0.80 | 76.20 | 54.86 | 4,019.89 | 0.61 | 1.63 | 1.37 |



Tabla 5.3.4.1.8 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 10 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 10 | 0.17 | 160.80 | 73,270.00 | 0.83 | 27.34 | 20.42 | 1,496.17 | 0.20 | 0.52 | 1.59 |
| 10 | 0.33 | 136.80 | 73,270.00 | 0.83 | 45.14 | 33.72 | 2,470.85 | 0.28 | 0.74 | 1.87 |
| 10 | 0.50 | 118.80 | 73,270.00 | 0.83 | 59.40 | 44.37 | 3,251.12 | 0.36 | 0.96 | 1.88 |
| 10 | 0.67 | 106.80 | 73,270.00 | 0.83 | 71.56 | 53.45 | 3,916.45 | 0.45 | 1.19 | 1.83 |
| 10 | 0.83 | 97.20 | 73,270.00 | 0.83 | 80.68 | 60.26 | 4,415.61 | 0.53 | 1.40 | 1.75 |
| 10 | 1.00 | 85.20 | 73,270.00 | 0.83 | 85.20 | 63.64 | 4,663.23 | 0.61 | 1.63 | 1.59 |



Tabla 5.3.4.1.9 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 25 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coeficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 25 | 0.17 | 172.80 | 73,270.00 | 0.88 | 29.38 | 23.27 | 1,704.68 | 0.20 | 0.52 | 1.81 |
| 25 | 0.33 | 148.80 | 73,270.00 | 0.88 | 49.10 | 38.89 | 2,849.50 | 0.28 | 0.74 | 2.15 |
| 25 | 0.50 | 130.80 | 73,270.00 | 0.88 | 65.40 | 51.80 | 3,795.15 | 0.36 | 0.96 | 2.19 |
| 25 | 0.67 | 118.80 | 73,270.00 | 0.88 | 79.60 | 63.04 | 4,618.94 | 0.45 | 1.19 | 2.16 |
| 25 | 0.83 | 108.60 | 73,270.00 | 0.88 | 90.14 | 71.39 | 5,230.69 | 0.53 | 1.40 | 2.07 |
| 25 | 1.00 | 96.60 | 73,270.00 | 0.88 | 96.60 | 76.51 | 5,605.68 | 0.61 | 1.63 | 1.91 |

Tabla 5.3.4.1.10 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 50 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coeficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|--------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 50 | 0.17 | 181.80 | 73,270.00 | 0.92 | 30.91 | 25.59 | 1,874.99 | 0.20 | 0.52 | 2.00 |
| 50 | 0.33 | 157.80 | 73,270.00 | 0.92 | 52.07 | 43.12 | 3,159.20 | 0.28 | 0.74 | 2.39 |
| 50 | 0.50 | 139.80 | 73,270.00 | 0.92 | 69.90 | 57.88 | 4,240.66 | 0.36 | 0.96 | 2.45 |
| 50 | 0.67 | 127.80 | 73,270.00 | 0.92 | 85.63 | 70.90 | 5,194.72 | 0.45 | 1.19 | 2.43 |
| 50 | 0.83 | 117.00 | 73,270.00 | 0.92 | 97.11 | 80.41 | 5,891.43 | 0.53 | 1.40 | 2.33 |
| 50 | 1.00 | 105.00 | 73,270.00 | 0.92 | 105.00 | 86.94 | 6,370.09 | 0.61 | 1.63 | 2.17 |



5.3.4.2 MÉTODO RACIONAL TRAMO 3.

APLICANDO EL METODO RACIONAL

$$Q = 16.666CIA$$

$$A_{\text{cuenca}} = 0.07327 \text{ km}^2.$$

$$L = 0.307248 \text{ km.}$$

$$T_c = 11.06 \text{ min.}$$

Calculo para huracán Stan en Octubre del 2005 para un periodo de retorno de 5 años.

Donde:

C: Coeficiente de escorrentía ponderado

$$C = 0.80$$

I: Intensidad

$$I = 1.85 \text{ mm/seg}$$

A: Área de cuenca.

$$A = 0.07327 \text{ km}^2.$$

Sustituyendo datos en ecuación anterior

$$Q = 16.666 * 0.80 * 1.85 * 0.07327$$

$$Q = 1.807254 \frac{\text{mt}^3}{\text{seg.}}$$

Los demás cálculos se realizan en una hoja de cálculo de Excel y se hace la sumatoria de los caudales de las distintas isócronas para obtener el caudal total máximo.



Calculo de los caudales para los diferentes tiempos de retorno.

Tabla 5.3.4.2.1 Cálculo de caudales máximos, para tramo 3. (Fuente Grupo de Tesis)

| CALCULO DE CAUDALES PARA STAN 2005 PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNOS. | | | | |
|--|--------------------------|------------|------|---------------------------------------|
| Años | Área (km ²). | I (mm/min) | C | Q = 16.666 CIA (m ³ /seg.) |
| 5 | 0.07327 | 1.85 | 0.80 | 1.81 |
| 10 | 0.07327 | 2.03 | 0.83 | 2.06 |
| 25 | 0.07327 | 2.23 | 0.88 | 2.40 |
| 50 | 0.07327 | 2.37 | 0.92 | 2.66 |

Tabla 5.3.4.2.2 Cálculo de caudales máximos, para tramo 3. (Fuente Grupo de Tesis)

| CALCULO DE CAUDALES PARA DEAN 2007 PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNOS. | | | | |
|--|--------------------------|------------|------|---------------------------------------|
| Años | Área (km ²). | I (mm/min) | C | Q = 16.666 CIA (m ³ /seg.) |
| 2 | 0.07327 | 2.24 | 0.75 | 2.05 |
| 5 | 0.07327 | 2.58 | 0.80 | 2.52 |
| 10 | 0.07327 | 2.61 | 0.83 | 2.65 |
| 25 | 0.07327 | 2.80 | 0.88 | 3.01 |
| 50 | 0.07327 | 2.98 | 0.92 | 3.35 |



5.3.5 ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ESTUDIO HIDROLÓGICO TRAMO 3.

Tabla 5.3.5.1 Comparación de caudales máximos. (Fuente Grupo de Tesis)

| STAN 2005 | | |
|----------------------------|---|---|
| Periodo de retorno (Años). | Método Racional Q (m ³ /seg) | Hidrograma triangular Q (m ³ /seg) |
| 5 | 1.81 | 1.52 |
| 10 | 2.06 | 1.72 |
| 25 | 2.40 | 2.02 |
| 50 | 2.66 | 2.26 |

Tabla 5.3.5.2 Comparación de caudales máximos. (Fuente Grupo de Tesis)

| DEAN 2007 | | |
|----------------------------|---|---|
| Periodo de retorno (Años). | Método Racional Q (m ³ /seg) | Hidrograma triangular Q (m ³ /seg) |
| 2 | 2.05 | 1.36 |
| 5 | 2.52 | 1.65 |
| 10 | 2.65 | 1.88 |
| 25 | 3.01 | 2.19 |
| 50 | 3.35 | 2.45 |

Al comparar los valores obtenidos de los caudales máximos nos encontramos que los caudales del método Racional son menores que los del método unitario triangular por lo cual tomamos para el análisis hidráulico los valores más desfavorables los cuales son los del método unitario triangular. Ya que por medio de este encontraremos las secciones optimas de los puntos de interés antes identificados, además de sumarle el caudal del tramo 1 y tramo 2 ya que estos se encuentran aguas arriba del tramo 3.



En este tercer tramo se han tomado a consideración para determinar el caudal el número de estudiantes y docentes de la Escuela Hugo Lindo que está aledaña a la quebrada, la cual descarga las aguas servidas directamente a ella, ver cálculos en anexos.

Tabla 5.3.5.3 Sumatoria de caudales máximos para tramo 2 y 3. (Fuente Grupo de Tesis)

| STAN 2005 | | | | |
|----------------------------|---|--|--|--|
| Periodo de retorno (Años). | Caudal de tramo 2 Q (m ³ /seg) | Caudal de Escuela Hugo Lindo y Casas Q (m ³ /seg) | Método racional para tramo 3 Q (m ³ /seg) | Caudal total del tramo 3 Q (m ³ /seg) |
| 5 | 78.87 | 0.00397 | 1.81 | 80.68 |
| 10 | 92.11 | 0.00428 | 2.06 | 94.17 |
| 25 | 114.55 | 0.00541 | 2.40 | 116.96 |
| 50 | 130.29 | 0.00804 | 2.66 | 132.96 |

Tabla 5.3.5.4 Sumatoria de caudales máximos para tramo 2 y 3. (Fuente Grupo de Tesis)

| DEAN 2007 | | | | |
|----------------------------|---|--|--|--|
| Periodo de retorno (Años). | Caudal de tramo 2 Q (m ³ /seg) | Caudal de Escuela Hugo Lindo y Casas Q (m ³ /seg) | Método racional para tramo 3 Q (m ³ /seg) | Caudal total del tramo 3 Q (m ³ /seg) |
| 2 | 68.61 | 0.00379 | 2.05 | 70.66 |
| 5 | 88.06 | 0.00397 | 2.52 | 90.58 |
| 10 | 102.13 | 0.00428 | 2.65 | 104.78 |
| 25 | 122.26 | 0.00541 | 3.01 | 125.28 |
| 50 | 140.58 | 0.00804 | 3.35 | 143.94 |



5.3.6 ANÁLISIS HIDRÁULICO TRAMO 3.

El análisis hidráulico de la sección transversal de un canal abierto, tiene como principal objetivo determinar los niveles de aguas máximas que el caudal generado es capaz de producir en la sección de forma natural.

Para estimar las condiciones hidráulicas del punto de interés, haremos uso de la ecuación Manning cuya expresión es:

$$Q = \frac{1}{n} ARH^{2/3} S^{1/2} \quad Ecu 1$$

Si replanteamos la ecuación 1 en dos componentes, nos permite la determinación del área hidráulica necesaria y por consiguiente el nivel de aguas máximas a nivel de la sección transversal en función de la avenida máxima (Q), así como las características hidráulicas definidas (n y S), al ordenar la ecuación tenemos:

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = ARH^{2/3} \quad Ecu 2$$

Factor Factor

Hidráulico Geométrico

◆ Cálculos hidráulicos.

La determinación del valor de rugosidad de Manning se hace a partir de la tabla 5.1.7.1 tomada del libro Hidráulica de Canales Abiertos Ven Te Chow.

$$n = 0.05$$



- ◆ Para periodo de retorno de 5 años para Stan Octubre 2005.

Datos:

$$Q_{max.} = 80.68 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(80.68) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 11.35$$

Quedando como condición a cumplir en la curva de descarga.

- ◆ Para periodo de retorno de 10 años para Stan Octubre 2005.

Datos:

$$Q_{max.} = 94.17 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(94.17) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 13.25$$

Quedando como condición a cumplir en la curva de descarga.



- ◆ Para periodo de retorno de 25 años para Stan Octubre 2005.

Datos:

$$Q_{max.} = 116.96 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(116.96) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 16.46$$

Quedando como condición a cumplir en la curva de descarga.

- ◆ Para periodo de retorno de 50 años para Stan Octubre 2005.

Datos:

$$Q_{max.} = 132.96 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(132.96) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 18.71$$

Quedando como condición a cumplir en la curva de descarga.



- ◆ Para periodo de retorno de 2 años para Dean Agosto 2007.

Datos:

$$Q_{max.} = 70.66 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(70.66) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 9.94$$

Quedando como condición a cumplir
en la curva de descarga.

- ◆ Para periodo de retorno de 5 años para Dean Agosto 2007.

Datos:

$$Q_{max.} = 90.58 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(90.58) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 12.74$$

Quedando como condición a cumplir
en la curva de descarga.



- ◆ Para periodo de retorno de 10 años para Dean Agosto 2007.

Datos:

$$Q_{max.} = 104.78 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(104.78) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 14.74$$

Quedando como condición a cumplir en la curva de descarga.

- ◆ Para periodo de retorno de 25 años para Dean Agosto 2007.

Datos:

$$Q_{max.} = 125.28 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$



Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(125.28) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 17.63$$

Quedando como condición a cumplir
en la curva de descarga.

- ◆ Para periodo de retorno de 50 años para Dean Agosto 2007.

Datos:

$$Q_{max.} = 143.94 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1263$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(143.94) * (0.05)}{(0.1263)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 20.25$$

Quedando como condición a cumplir
en la curva de descarga.



Para cumplir con las condiciones propuestas anteriormente es necesario asumir niveles de agua (H), y por medio del tanteo encontrar los valores necesarios para efectuar la comparación de los factores geométricos con los factores hidráulicos y para cada caso el valor de (H) será el valor de la altura que alcanzaría el agua para los caudales máximos de los diferentes periodos de retorno proporcionados.

Tabla 5.3.6.1 Cálculo de los factores geométrico para los distintos tiempos de retorno y eventos extremos. (Fuente Grupo de Tesis)

| STAN 2005 | | | | | | | | |
|---------------------------|-------|----------------------|----------------------|------------------------------------|-----------------------|------------------------|--------------------------|----------------------|
| Periodo de retorno (años) | H (m) | Ancho de canal B (m) | Espejo de agua T(m). | Área hidráulica A(m ²) | Perímetro mojado p(m) | Radio Hidráulico RH(m) | Profundidad hidráulica D | ARH ^{2/3} . |
| 5 | 2.577 | 4.05 | 4.05 | 10.44 | 9.20 | 1.13 | 2.58 | 11.35 |
| 10 | 2.907 | 4.05 | 4.05 | 11.77 | 9.86 | 1.19 | 2.91 | 13.25 |
| 25 | 3.453 | 4.05 | 4.05 | 13.98 | 10.96 | 1.28 | 3.45 | 16.46 |
| 50 | 3.830 | 4.05 | 4.05 | 15.51 | 11.71 | 1.32 | 3.83 | 18.71 |

Tabla 5.3.6.2 Cálculo de los factores geométrico para los distintos tiempos de retorno y eventos extremos. (Fuente Grupo de Tesis)

| DEAN 2007 | | | | | | | | |
|---------------------------|-------|----------------------|----------------------|------------------------------------|-----------------------|------------------------|--------------------------|----------------------|
| Periodo de retorno (años) | H (m) | Ancho de canal B (m) | Espejo de agua T(m). | Área hidráulica A(m ²) | Perímetro mojado p(m) | Radio Hidráulico RH(m) | Profundidad hidráulica D | ARH ^{2/3} . |
| 2 | 2.327 | 4.05 | 4.05 | 9.42 | 8.70 | 1.08 | 2.33 | 9.94 |
| 5 | 2.820 | 4.05 | 4.05 | 11.42 | 9.69 | 1.18 | 2.82 | 12.74 |
| 10 | 3.163 | 4.05 | 4.05 | 12.81 | 10.38 | 1.23 | 3.16 | 14.74 |
| 25 | 3.650 | 4.05 | 4.05 | 14.78 | 11.35 | 1.30 | 3.65 | 17.63 |
| 50 | 4.085 | 4.05 | 4.05 | 16.54 | 12.22 | 1.35 | 4.09 | 20.25 |



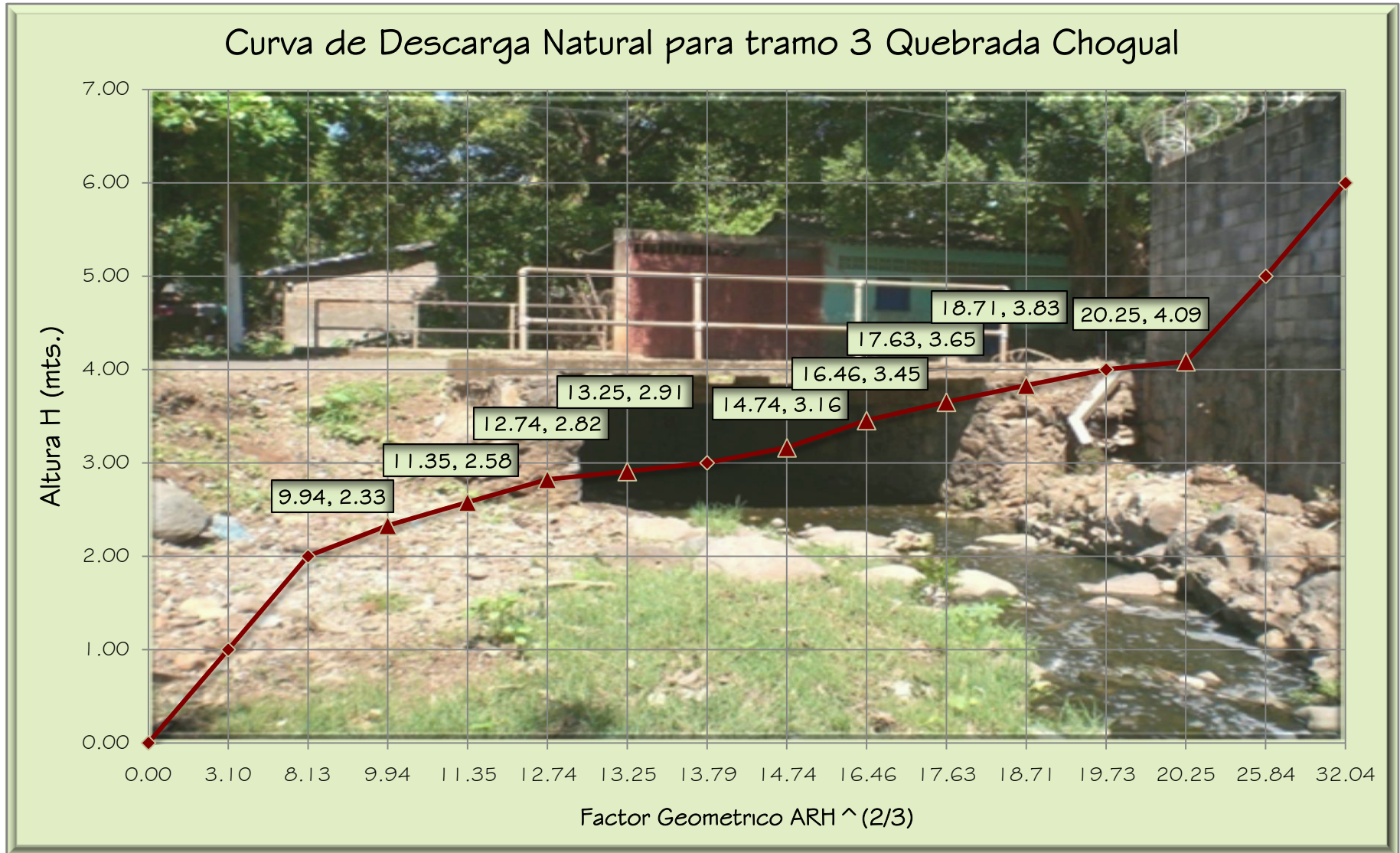
A continuación se presentan valores a diferentes alturas de agua para poder general la curva de descarga natural del sitio crítico de interés

Tabla 5.3.6.3 Cálculo de los factores geométrico para la elaboración de la curva de descarga natural. (Fuente Grupo de Tesis)

| Factor Geométrico ($ARH^{2/3}$) | Altura (H) (mts.) |
|--------------------------------------|-------------------|
| 0.00 | 0.00 |
| 1.10 | 0.50 |
| 3.10 | 1.00 |
| 5.50 | 1.50 |
| 8.13 | 2.00 |
| 9.94 | 2.327 |
| 10.91 | 2.50 |
| 11.35 | 2.577 |
| 12.74 | 2.82 |
| 13.25 | 2.907 |
| 13.79 | 3.00 |
| 14.74 | 3.163 |
| 16.46 | 3.453 |
| 16.74 | 3.50 |
| 17.63 | 3.65 |
| 18.71 | 3.83 |
| 19.73 | 4.00 |
| 20.25 | 4.085 |
| 22.77 | 4.50 |
| 25.84 | 5.00 |
| 28.93 | 5.50 |
| 32.04 | 6.00 |



Figura 5.3.6.1 Curva de descarga natural tramo 3





5.3.7 TABLA DE RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS HIDROLÓGICO.

Tabla 5.3.7.1 Resumen de datos obtenidos. (Fuente Grupo de Tesis)

| TABLA RESUMEN DE DATOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS HIDROLÓGICO DEL TRAMO I | |
|---|----------------------------|
| Cálculos Sin Bypass ni Colonia Bella Vista. | |
| Área del tramo I. | 7.63 km ² . |
| Longitud del Cauce más Largo. | 8.22 km. |
| Pendiente Media. | 12.63% |
| Tiempo de Concentración. | 45.46 min. |
| Cálculos de Caudales Máximos para 25 Años. | |
| Stan 2005 | 70.13 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 75.56 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 50 Años. | |
| Stan 2005 | 81.33 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 86.19 mt ³ /seg |
| Cálculos Con Bypass y Colonia Bella Vista. | |
| Área del tramo I. | 7.67 km ² . |
| Longitud del Cauce más Largo. | 8.22 km. |
| Pendiente Media. | 12.63% |
| Tiempo de Concentración. | 45.46 min. |
| Método Unitario Triangular. | |
| Cálculos de Caudales Máximos para 2 Años. | |
| Dean 2007 | 43.55 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 5 Años. | |
| Stan 2005 | 48.51 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 54.43 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 10 Años. | |
| Stan 2005 | 56.85 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 62.65 mt ³ /seg |



| Cálculos de Caudales Máximos para 25 Años. | |
|--|-----------------------------|
| Stan 2005 | 71.88 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 77.44 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 50 Años. | |
| Stan 2005 | 83.27 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 88.24 mt ³ /seg |
| Método de las Isócronas. | |
| Cálculos de Caudales Máximos para 2 Años. | |
| Dean 2007 | 66.37 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 5 Años. | |
| Stan 2005 | 76.82 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 85.23 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 10 Años. | |
| Stan 2005 | 89.83 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 99.22 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 25 Años. | |
| Stan 2005 | 111.83 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 118.86 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 50 Años. | |
| Stan 2005 | 127.25 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 136.78 mt ³ /seg |
| Suma de caudales para tramo I incluye planta de tratamiento de Urbanización Bella Vista. | |
| Cálculos de Caudales Máximos para 2 Años. | |
| Stan 2005 | 0.00 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 66.39 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 5 Años. | |
| Stan 2005 | 76.85 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 85.26 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 10 Años. | |
| Stan 2005 | 89.86 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 99.25 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 25 Años. | |
| Stan 2005 | 111.86 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 118.89 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 50 Años. | |
| Stan 2005 | 127.30 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 136.83 mt ³ /seg |



ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACION EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNION.

| Análisis Hidráulico para 2 Años. | | |
|--|--------|-------------------------|
| Dean 2007 | Base | 4.80 mt. |
| | Altura | 1.879 mt. |
| | Área | 9.02 mt ² . |
| Análisis Hidráulico para 5 Años. | | |
| Stan 2005 | Base | 4.80 mt. |
| | Altura | 2.092 mt. |
| | Área | 10.04 mt ² . |
| Dean 2007 | Base | 4.80 mt. |
| | Altura | 2.260 mt. |
| | Área | 10.85 mt ² . |
| Análisis Hidráulico para 10 Años. | | |
| Stan 2005 | Base | 4.80 mt. |
| | Altura | 2.349 mt. |
| | Área | 11.28 mt ² . |
| Dean 2007 | Base | 4.80 mt. |
| | Altura | 2.531 mt. |
| | Área | 12.15 mt ² . |
| Análisis Hidráulico para 25 Años. | | |
| Stan 2005 | Base | 4.80 mt. |
| | Altura | 2.772 mt. |
| | Área | 13.31 mt ² . |
| Dean 2007 | Base | 4.80 mt. |
| | Altura | 2.905 mt. |
| | Área | 13.94 mt ² . |
| Análisis Hidráulico para 50 Años. | | |
| Stan 2005 | Base | 4.80 mt. |
| | Altura | 3.062 mt. |
| | Área | 14.70 mt ² . |
| Dean 2007 | Base | 4.80 mt. |
| | Altura | 3.238 mt. |
| | Área | 15.54 mt ² . |
| Condiciones actuales del punto de interés. | | |
| Tramo I | Base | 4.80 mt. |
| | Altura | 1.60 mt. |
| | Área | 7.68 mt ² . |



Tabla 5.3.7.2 Resumen de datos obtenidos. (Fuente Grupo de Tesis)

| TABLA RESUMEN DE DATOS DEL TRAMO 2 | |
|---|---------------------------|
| Cálculos Con Bypass y Colonia Bella Vista. | |
| Área del tramo 2. | 0.1143 km ² . |
| Longitud del Cauce más Largo. | 0.3307 km. |
| Pendiente Media. | 1.51% |
| Tiempo de Concentración. | 11.30 min. |
| Método Unitario Triangular. | |
| Cálculos de Caudales Máximos para 2 Años. | |
| Dean 2007 | 1.46 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 5 Años. | |
| Stan 2005 | 1.67 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 1.83 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 10 Años. | |
| Stan 2005 | 1.87 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 2.03 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 25 Años. | |
| Stan 2005 | 2.24 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 2.43 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 50 Años. | |
| Stan 2005 | 2.51 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 2.72 mt ³ /seg |
| Método Racional. | |
| Cálculos de Caudales Máximos para 2 Años. | |
| Dean 2007 | 2.21 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 5 Años. | |
| Stan 2005 | 2.01 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 2.79 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 10 Años. | |
| Stan 2005 | 2.24 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 2.87 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 25 Años. | |
| Stan 2005 | 2.68 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 3.36 mt ³ /seg |



| Cálculos de Caudales Máximos para 50 Años. | | |
|--|--------|-----------------------------|
| Stan 2005 | | 2.98 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | | 3.74 mt ³ /seg |
| Suma de caudales para tramo 2 incluye Casas de Barrio San Antonio. | | |
| Cálculos de Caudales Máximos para 2 Años. | | |
| Dean 2007 | | 68.61 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 5 Años. | | |
| Stan 2005 | | 78.87 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | | 88.06 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 10 Años. | | |
| Stan 2005 | | 92.11 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | | 102.13 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 25 Años. | | |
| Stan 2005 | | 114.55 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | | 122.26 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 50 Años. | | |
| Stan 2005 | | 130.29 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | | 140.58 mt ³ /seg |
| Análisis Hidráulico para 2 Años. | | |
| Dean 2007 | Base | 7.81 mt. |
| | Altura | 1.271 mt. |
| | Área | 9.93 mt ² . |
| Análisis Hidráulico para 5 Años. | | |
| Stan 2005 | Base | 7.81 mt. |
| | Altura | 1.395 mt. |
| | Área | 10.89 mt ² . |
| Dean 2007 | Base | 7.81 mt. |
| | Altura | 1.5025 mt. |
| | Área | 11.73 mt ² . |
| Análisis Hidráulico para 10 Años. | | |
| Stan 2005 | Base | 7.81 mt. |
| | Altura | 1.549 mt. |
| | Área | 12.10 mt ² . |
| Dean 2007 | Base | 7.81 mt. |
| | Altura | 1.662 mt. |
| | Área | 12.98 mt ² . |



| Análisis Hidráulico para 25 Años. | | |
|--|--------|-----------------------------|
| Stan 2005 | Base | 7.81 mt. |
| | Altura | 1.797 mt. |
| | Área | 14.03 mt ² . |
| Dean 2007 | Base | 7.81 mt. |
| | Altura | 1.879 mt. |
| | Área | 14.67 mt ² . |
| Análisis Hidráulico para 50 Años. | | |
| Stan 2005 | Base | 7.81 mt. |
| | Altura | 1.9635 mt. |
| | Área | 15.33 mt ² . |
| Dean 2007 | Base | 7.81 mt. |
| | Altura | 2.07 mt. |
| | Área | 16.17 mt ² . |
| Condiciones actuales del punto de interés. | | |
| Tramo 2 | Base | 7.81 mt. |
| | Altura | 2.02 mt. |
| | Área | 16.786 mt ² . |
| | Caudal | 123.19 mt ³ /seg |



Tabla 5.3.7.3 Resumen de datos obtenidos. (Fuente Grupo de Tesis)

| TABLA RESUMEN DE DATOS DEL TRAMO 3 | |
|---|---------------------------|
| Cálculos Con Bypass y Colonia Bella Vista. | |
| Área del tramo 2. | 0.07327 km ² . |
| Longitud del Cauce más Largo. | 0.307248 km. |
| Pendiente Media. | 2.60% |
| Tiempo de Concentración. | 11.06 min. |
| Método Unitario Triangular. | |
| Cálculos de Caudales Máximos para 2 Años. | |
| Stan 2005 | 0.00 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 1.36 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 5 Años. | |
| Stan 2005 | 1.52 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 1.65 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 10 Años. | |
| Stan 2005 | 1.72 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 1.88 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 25 Años. | |
| Stan 2005 | 2.02 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 2.19 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 50 Años. | |
| Stan 2005 | 2.26 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 2.45 mt ³ /seg |
| Método Racional. | |
| Cálculos de Caudales Máximos para 2 Años. | |
| Stan 2005 | 0.00 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 2.05 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 5 Años. | |
| Stan 2005 | 1.81 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 2.52 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 10 Años. | |
| Stan 2005 | 2.06 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | 2.65 mt ³ /seg |



ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.

| Cálculos de Caudales Máximos para 25 Años. | | |
|---|--------|-----------------------------|
| Stan 2005 | | 2.40 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | | 3.01 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 50 Años. | | |
| Stan 2005 | | 2.66 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | | 3.35 mt ³ /seg |
| Suma de caudales para tramo 3 incluye escuela Hugo Lindo y casas de Campo Villalta. | | |
| Cálculos de Caudales Máximos para 2 Años. | | |
| Dean 2007 | | 70.66 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 5 Años. | | |
| Stan 2005 | | 80.68 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | | 90.58 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 10 Años. | | |
| Stan 2005 | | 94.17 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | | 104.78 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 25 Años. | | |
| Stan 2005 | | 116.96 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | | 125.28 mt ³ /seg |
| Cálculos de Caudales Máximos para 50 Años. | | |
| Stan 2005 | | 132.96 mt ³ /seg |
| Dean 2007 | | 143.94 mt ³ /seg |
| Análisis Hidráulico para 2 Años. | | |
| Dean 2007 | Base | 4.05 mt. |
| | Altura | 2.327 mt. |
| | Área | 9.42 mt ² . |
| Análisis Hidráulico para 5 Años. | | |
| Stan 2005 | Base | 4.05 mt. |
| | Altura | 2.577 mt. |
| | Área | 10.44 mt ² . |
| Dean 2007 | Base | 4.05 mt. |
| | Altura | 2.82 mt. |
| | Área | 11.42 mt ² . |
| Análisis Hidráulico para 10 Años. | | |
| Stan 2005 | Base | 4.05 mt. |
| | Altura | 2.907 mt. |
| | Área | 11.77 mt ² . |
| Dean 2007 | Base | 4.05 mt. |
| | Altura | 3.163 mt. |
| | Área | 12.81 mt ² . |



ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS
DE MITIGACION EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNION.

| Análisis Hidráulico para 25 Años. | | |
|--|--------|----------------------------|
| Stan 2005 | Base | 4.05 mt. |
| | Altura | 3.453 mt. |
| | Área | 1398 mt ² . |
| Dean 2007 | Base | 4.05 mt. |
| | Altura | 3.65 mt. |
| | Área | 14.78 mt ² . |
| Análisis Hidráulico para 50 Años. | | |
| Stan 2005 | Base | 4.05 mt. |
| | Altura | 4.5183.83 |
| | Área | 15.51 mt ² . |
| Dean 2007 | Base | 4.05 mt. |
| | Altura | 4.085 mt. |
| | Área | 16.54 mt ² . |
| Condiciones actuales del punto de interés. | | |
| Tramo 3 | Base | 4.05 mt. |
| | Altura | 1.33 mt. |
| | Área | 5.39 mt ² . |
| | Caudal | 33.07 mt ³ /seg |



CAPITULO VI

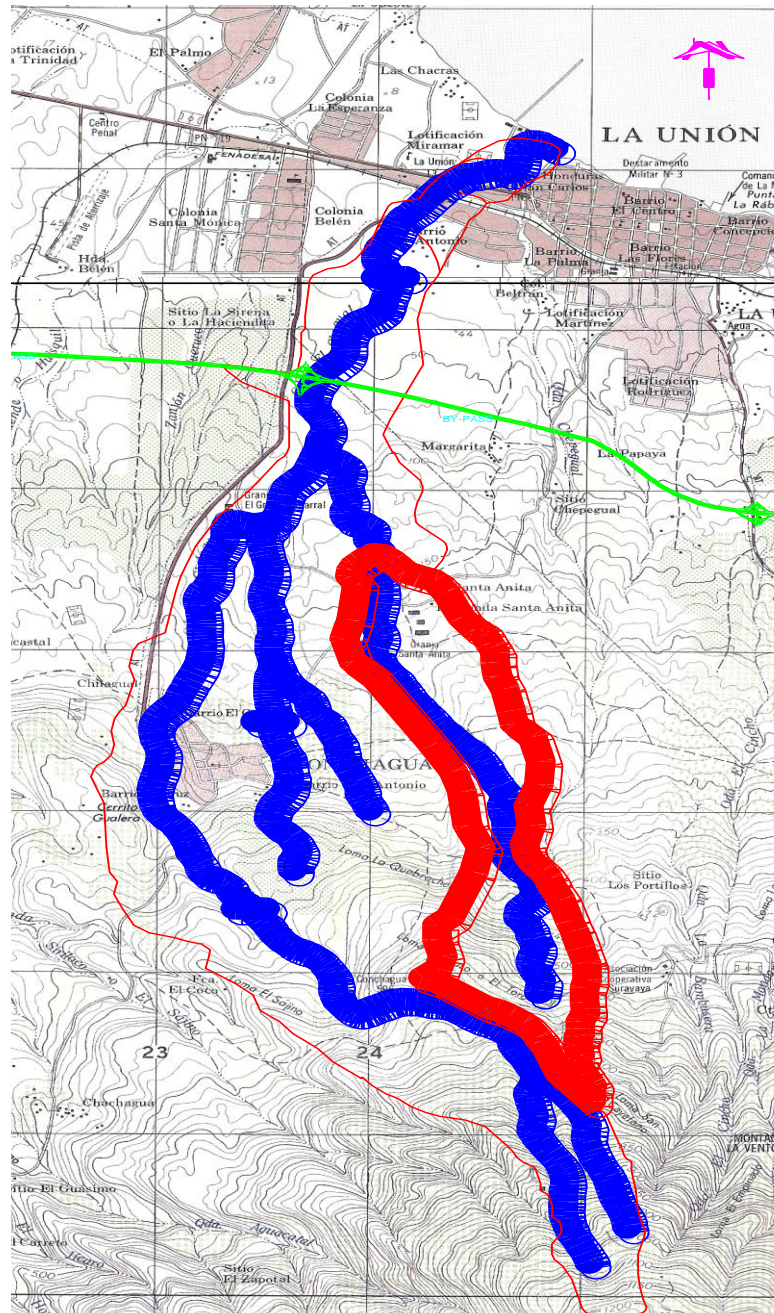
**PROPUESTA DE OBRAS
DE MITIGACIÓN**



6.1 PARAMETROS FISICOS DE LA CUENCA.

◆ Delimitación de cuenca.

Figura 6.1.1 Delimitación de la cuenca tramo I





◆ *Determinación del drenaje de la cuenca.*

El drenaje de la cuenca es radial, en el tramo I del análisis se presentó la figura de este tipo de drenaje.

◆ *Área de la cuenca.*

$$Acuena = 1.4291488 \text{ km}^2$$

$$Acuena = 1,429,148.8 \text{ m}^2$$

◆ *Longitud perimetral de la cuenca.*

$$L_p = 7.938 \text{ km}$$

◆ *Longitud del cauce más largo.*

$$L = 3.060512 \text{ km}$$

◆ *Longitud de los cursos de agua o longitud total de los cauces.*

$$L_c = 3.060512 \text{ km}$$

◆ *Densidad de drenaje o longitud de canales por unidad de área.*

$$D_d = \frac{L_c}{Acuena}$$

$$D_d = \frac{3.060512 \text{ km}}{1.4291488 \text{ km}^2}$$

$$D_d = \frac{2.14149289}{\text{km}}$$



◆ **Desnivel de la cuenca.**

$$Elev. Alta = 780 \text{ m. s. n. m.}$$

$$Elev. Baja = 130 \text{ m. s. n. m.}$$

Con los datos obtenidos encontramos el desnivel de cuenca.

$$Desnivel = H = Elev. Alta - Elev. Baja$$

Sustituyendo tenemos.

$$H = 780 \text{ m. s. n. m.} - 130 \text{ m. s. n. m.}$$

$$H = 650 \text{ m. s. n. m.}$$

◆ **Longitud de planta de la cuenca.**

$$L_{planta} = 2.990691 \text{ km.}$$

◆ **Pendiente media de la cuenca.**

$$Pendiente\ media = \frac{H}{L_{planta}}$$

Sustituyendo:

$$Pendiente\ media = \frac{650 \text{ m}}{2.990691 \text{ km} * \frac{1000 \text{ m}}{1 \text{ km}}} = 0.217341 * 100$$

$$Pendiente\ media = 21.73 \%$$



6.2 CARACTERÍSTICAS DE LA FORMA DE LA CUENCA.

◆ Factor de forma (Gravelius).

$$K_f = \frac{\text{Acuena}}{L^2}$$

Sustituyendo valores.

$$K_f = \frac{1.4291 \text{ km}^2}{(3.060512 \text{ km})^2}$$

$$K_f = 0.15257707$$

◆ Coeficiente de compacidad (Kc).

$$K_c = 0.282 * \frac{L_p}{\sqrt{\text{Acuena}}}$$

Siendo:

Kc índice o coeficiente de compacidad de Gravelius.

Lp perímetro de la cuenca.

Acuena área de un círculo, igual al área de la cuenca.

Sustituyendo valores.

$$K_c = 0.282 * \frac{2.990691 \text{ km}}{\sqrt{1.4291 \text{ km}^2}}$$

$$K_c = 1.85921837$$

Como el valor de “Kc” es mayor que la unidad nos indica que es una cuenca de forma alargada.



6.3 CÁLCULO DE AVENIDAS MÁXIMAS.

Para los cálculos de las avenidas máximas o caudales pico de nuestra cuenca de estudio utilizaremos dos métodos hidrometeorológicos los cuales son:

c) Hidrograma Unitario Triangular Equivalente.

d) Método Racional.

◆ Tiempo de concentración (T_c).

c) Fórmula de Pickering.

$$T_{c_1} = \left(\frac{0.871 * L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$T_{c_1} = \left(\frac{0.871 * 3.060512^3}{650} \right)^{0.385}$$

$$T_{c_1} = 0.28512 \text{ hr.}$$

$$T_{c_1} = 0.28512 \text{ hr.} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ hr.}}$$

$$T_{c_1} = 17.107194 \text{ min.}$$



d) Fórmula de Giandotti.

$$Tc_2 = \frac{\sqrt{Acuena} + 1.5L}{0.85 \sqrt{Hm}}$$

$$Hm = \frac{Hmax. + H min.}{2} = \frac{780 m + 130 m}{2}$$

$$Hm = 455 m$$

Sustituyendo tenemos:

$$Tc_2 = \frac{\sqrt{1.4291} + 1.5 * 3.060512}{0.85 \sqrt{455}}$$

$$Tc_2 = 0.319132 hr.$$

$$Tc_2 = 0.209943 hr. * \frac{60 min}{1 hr.}$$

$$Tc = 19.147911 min.$$

Tiempo promedio de las dos fórmulas.

$$Tc = \frac{Tc_1 + Tc_2}{2} = \frac{17.107194 min. + 19.147911 min.}{2}$$

$$Tc = 18.13 min$$



◆ Análisis de intensidad, duración y frecuencia de lluvias (IDF).

En nuestro caso estudiaremos específicamente para el evento extremo sucedido en el año 2007 Huracán Dean. En este caso utilizaremos los datos de un día anterior, durante y un día posterior al suceso, se analizarán tres días los cuales son:

Los días 21, 22, 23 de Agosto del 2007.

Estos datos fueron proporcionados por el (SNET) (ver tablas 5.1.5.4 a 5.1.5.6 del tramo I del análisis).

El valor del tiempo de concentración (T_c) es de $T_c = 18.13$ min. Por lo que tomaremos los periodos de duración de: $1/6$ hr. (10 min), $1/3$ hr. (20 min), $1/2$ hr. (30 min), $2/3$ hr. (40 min), $5/6$ hr. (50 min), y 1 hr. (60 min), para el análisis.

Igual que el tramo I del análisis, para cada uno de estos se ordena los valores de las intensidades máximas en forma ascendente e independiente del tiempo; y luego calculamos su frecuencia.

Debido al riesgo que presenta nuestra área de estudio se hará la evaluación para un periodo de retorno de 12 años a partir del 2007; para elaborar propuestas de obras de mitigación con el propósito de contrarrestar la problemática que genera el aumento desproporcionado de la escorrentía superficial en la quebrada Chogual.



Teniendo los datos necesarios para la elaboración de las curvas I-D-F; por medio de las cuales se obtiene la intensidad máxima para una duración y periodo de retorno dado, se procede a la elaboración de las curvas mostradas en el (ver anexo 1).

Se presentan los valores de intensidades máximas (en mm/min) para una duración y periodo de retorno dado, obtenidas del gráfico de las curvas I-D-F, para el caso considerado.

Tabla 6.3.1 Intensidades máximas para un periodo de retorno de 12 años dados en (mm/min) (Fuente Grupo de Tesis)

| Intensidades en mm/min. | | | | | | |
|----------------------------|--------------------|------|------|------|------|------|
| Periodo de retorno (Años). | Tiempo en (horas). | | | | | |
| | 1/6 | 1/3 | 1/2 | 2/3 | 5/6 | 1 |
| 12 | 2.70 | 2.50 | 2.00 | 1.80 | 1.64 | 1.44 |



◆ Cálculo del coeficiente de escorrentía.

Tabla 6.3.2 Áreas de uso de suelo en la cuenca. (Fuente Grupo de Tesis)

| Considerando Bypass y Urbanización Bellavista. | |
|---|-------------------------|
| USO DE SUELO. | ÁREA (km ²) |
| Granos básicos. A | 0.06 |
| Bosque mixto semi caducifólios. B | 0.60 |
| Bosque siempre verde. C | 0.09 |
| Zonas Ecotonales. D | |
| Vegetación herbácea natural. E | 0.23 |
| Terreno principalmente agrícola, pero con importante espacio de vegetación natural. F | 0.08 |
| Mosaico de cultivos y pastos. G | |
| Café. H | 0.23 |
| Tejido urbano discontinuo. I | |
| Pastos naturales. J | 0.14 |
| Tejido urbano continuo. K | |

Tabla 6.3.3 Cálculo del coeficiente de escorrentía ponderado. (Fuente Grupo de Tesis)

| Para propuesta para 12 años | | |
|--|-------------------------|-------|
| Considerando Bypass y Urbanización Bellavista. | | |
| USO DE SUELO. | ÁREA (km ²) | C |
| Bosque | 0.69 | 0.420 |
| Cultivos | 0.37 | 0.445 |
| Pastizales | 0.37 | 0.425 |
| Áreas Desarrolladas. | 0.00 | 0.840 |
| Σ | 1.43 | |
| C _p | | 0.43 |



6.3.1 MÉTODO DE HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR.

◆ Análisis de lluvia.

La información acerca de la variación de la lluvia fue analizada por el método probabilístico de Gumbel, de este análisis se preparó la curva Intensidad-Duración y Frecuencia.

◆ Tiempo de concentración.

El tiempo de concentración se calculó anteriormente y nos da un valor de:

$$T_c = 18.13 \text{ min} = 0.302 \text{ h}$$

◆ Duración de la tormenta.

Se utilizarán lluvias de varias duraciones, tomadas en base al tiempo de concentración y al análisis de lluvia respectivo. Las duraciones que se usarán son: $1/16$ horas = (10 min.), $1/3$ horas = (20 min.), $1/2$ horas = (30 min.), $2/3$ horas = (40 min.), $5/6$ horas = (50 min.), 1 hora = (60 min.). Seleccionando la que produzca el mayor caudal

◆ Periodo de retorno.

Los periodos de retorno serán de 12 años.

◆ Coeficiente de escorrentía.

$$C_p = 0.43$$



◆ **Intensidad de lluvia de los periodos de retorno.**

Las intensidades de lluvia han sido tomadas para diferentes duraciones de tormenta y periodo de retorno con el objetivo de identificar la de mayor caudal pico y estas intensidades se han obtenido de las curvas I-D-F. Para el evento extremo DEAN.

Tabla G.3.1.1 Intensidades máximas para un periodo de retorno de 12 años dados en (mm/min) (Fuente Grupo de Tesis)

| Intensidades en mm/hr. | | | | | | |
|----------------------------|--------------------|--------|--------|------|-------|-------|
| Periodo de retorno (Años). | Tiempo en (horas). | | | | | |
| | 1/6 | 1/3 | 1/2 | 2/3 | 5/6 | 1 |
| 12 | 162.24 | 150.24 | 120.24 | 1.08 | 98.40 | 86.40 |

◆ **Calculo de caudales pico para diferentes periodos de retorno.**

1) Lluvia efectiva (Lle).

$$Lle = D * i * C * 0.9$$

Sustituyendo datos.

$$Lle = 0.17 * 162.24 * 0.43 * 0.9$$

$$Lle = 10.67 \text{ mm}$$

2) Lámina de lluvia.

$$L = i * D$$

Sustituyendo datos.

$$L = 162.24 * 0.17$$

$$L = 27.58 \text{ mm}$$



3) Volumen de la escorrentía.

$$V = \text{Acuena} * \text{Lle.}$$

$$V = 1,429,148.82 \text{ mt}^2 * \left(\frac{10.67 \text{ mm} * 1 \text{ mt.}}{1000 \text{ mm}} \right)$$

$$V = 15,254.41 \text{ mt}^3$$

4) Tiempo de retraso.

$$tr = 0.6tc$$

$$tr = 0.6 * 0.302$$

$$tr = 0.1812 \text{ hr}$$

5) Tiempo de pico.

$$tp = \left[\frac{D}{2} \right] + tr$$

$$tp = \left[\frac{0.17}{2} \right] + 0.1812$$

$$tp = 0.27 \text{ hr.}$$



6) Relación tiempo de pico y tiempo base.

$$tb = 2.67tp$$

$$tb = 2.67 * 0.27$$

$$tb = 0.71 \text{ hr}$$

7) Caudal de pico del hidrograma unitario triangular. (qp).

$$qp = \left[\frac{2V}{tb} \right]$$

$$qp = \left[\frac{2(15,254.41)}{0.71 \text{ hr} \cdot \frac{3600 \text{ seg}}{1 \text{ hr.}}} \right]$$

$$qp = 11.92 \frac{m^3}{seg}$$

Los diferentes resultados de cada uno de los pasos anteriores es para obtener el caudal máximo o pico, este resultado se realizó solo para un tiempo de retorno y duración el cual fue de 0.17 horas y así sucesivamente de esta manera se obtienen los demás caudales picos, en nuestro caso se realizaron en una hoja de cálculo de Excel para los distintas duraciones.



Los resultados de los caudales de pico o máximos para el tiempo de retorno son los siguientes.

DEAN AGOSTO DEL 2007

Tabla 6.3.1.2 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 12 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coeficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|-----------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 12 | 0.17 | 162.24 | 1429,148.82 | 0.43 | 27.58 | 10.67 | 15,254.41 | 0.27 | 0.71 | 11.92 |
| 12 | 0.33 | 150.24 | 1429,148.82 | 0.43 | 49.58 | 19.19 | 27,421.29 | 0.35 | 0.92 | 16.48 |
| 12 | 0.50 | 120.24 | 1429,148.82 | 0.43 | 60.12 | 23.27 | 33,251.21 | 0.43 | 1.15 | 16.04 |
| 12 | 0.67 | 108.00 | 1429,148.82 | 0.43 | 72.36 | 28.00 | 40,020.91 | 0.52 | 1.38 | 16.13 |
| 12 | 0.83 | 98.40 | 1429,148.82 | 0.43 | 81.67 | 31.61 | 45,171.20 | 0.60 | 1.59 | 15.76 |
| 12 | 1.00 | 86.40 | 1429,148.82 | 0.43 | 86.40 | 33.44 | 47,786.16 | 0.68 | 1.82 | 14.59 |



6.3.2 MÉTODO RACIONAL.

APLICANDO EL METODO RACIONAL

$$Q = 16.666CIA$$

$$A_{\text{cuena}} = 1.42914882 \text{ km}^2.$$

$$L = 3.060512 \text{ km.}$$

$$T_c = 18.13 \text{ min.}$$

Calculo para huracán Dean en Agosto del 2007 para un periodo de retorno de 12 años.

Donde:

C: Coeficiente de escorrentía ponderado

$$C = 0.43$$

I: Intensidad

$$I = 2.38 \text{ mm/seg}$$

A: Área de cuenca.

$$A = 1.4291 \text{ km}^2.$$

Sustituyendo datos en ecuación anterior

$$Q = 16.666 * 0.43 * 2.38 * 1.4291$$

$$Q = 24.38 \frac{mt^3}{seg.}$$



6.4 ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ESTUDIO HIDROLÓGICO.

Tabla 6.4.1 Comparación de caudales máximos. (Fuente Grupo de Tesis)

| DEAN 2007 | | |
|----------------------------|---|---|
| Periodo de retorno (Años). | Método Racional Q (m ³ /seg) | Hidrograma triangular Q (m ³ /seg) |
| 12 | 24.38 | 16.48 |

6.5 ANÁLISIS HIDRÁULICO.

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = ARH^{2/3}$$

Factor Factor
Hidráulico Geométrico

- ◆ Cálculos hidráulicos.

La determinación del valor de rugosidad de Manning se hace a partir de la tabla 5.1.7.1 tomada del libro Hidráulica de Canales Abiertos Ven Te Chow.

$$n = 0.05$$



PARA PROPUESTA I

- ◆ Para periodo de retorno de 12 años para Dean Agosto 2007.

Datos:

$$Q_{max.} = 24.38 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.2173$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(24.38) * (0.05)}{(0.2173)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 2.62$$

Quedando como condición a cumplir

Para cumplir con las condiciones propuestas anteriormente es necesario asumir niveles de agua (H), y por medio del tanteo encontrar los valores necesarios para efectuar la comparación de los factores geométricos con los factores hidráulicos y para cada caso el valor de (H) será el valor de la altura que alcanzaría el agua para los caudales máximos de los diferentes periodos de retorno proporcionados.



Tabla 6.5.1 Cálculo de los factores geométrico para los distintos tiempos de retorno y eventos extremos. (Fuente Grupo de Tesis)

| DEAN 2007 | | | | | | | | |
|---------------------------|-------|----------------------|----------------------|------------------------------------|-----------------------|------------------------|--------------------------|----------------------|
| Periodo de retorno (años) | H (m) | Ancho de canal B (m) | Espejo de agua T(m). | Área hidráulica A(m ²) | Perímetro mojado p(m) | Radio Hidráulico RH(m) | Profundidad hidráulica D | ARH ^{2/3} . |
| 12 | 0.701 | 5.50 | 5.50 | 3.86 | 6.90 | 0.56 | 0.70 | 2.62 |

Figura 6.5.1 Sección transversal donde estará la obra propuesta para el tramo 1

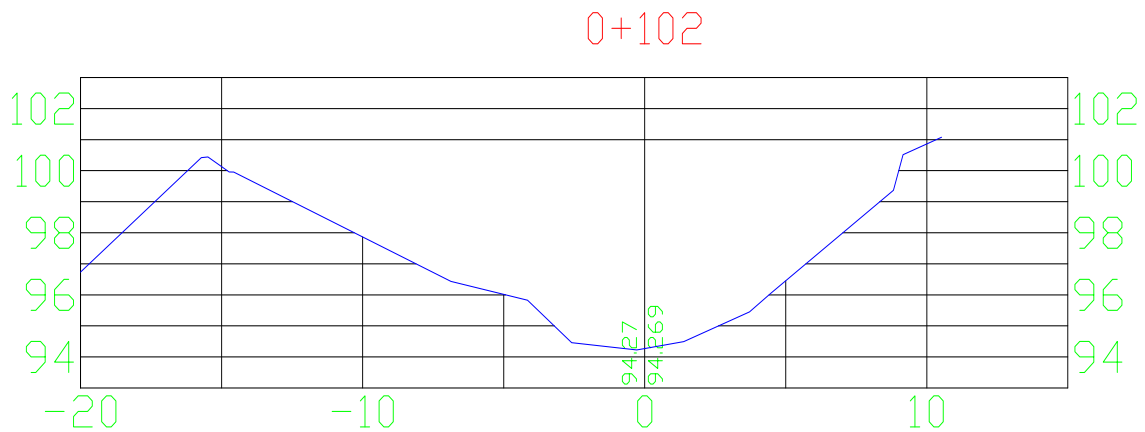




Figura 6.5.2 Dimensiones mínimas para el diseño de muros de gravedad.

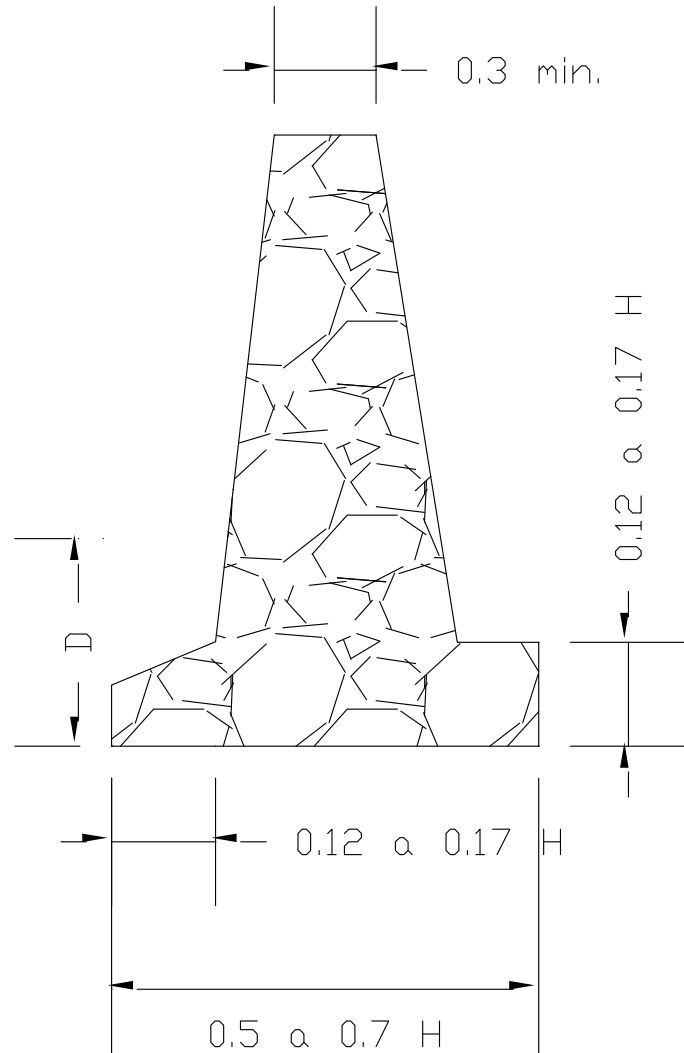




Tabla 6.5.2 Dimensionamiento mínimo para la propuesta del tramo I. (Fuente Grupo de Tesis)

| TRAMO I | | |
|--|--------|----------------------------|
| DIMENSIONAMIENTO MÍNIMO PARA MUROS DE RETENCIÓN. | | |
| ELEMENTO | (mts.) | DIMENSIONAMIENTO EN (mts.) |
| ALTURA (H) | 3.00 | 3.00 |
| PUNTA | 0.17 H | 0.51 |
| TALÓN | 0.17 H | 0.51 |
| BASE | 0.7 H | 2.10 |

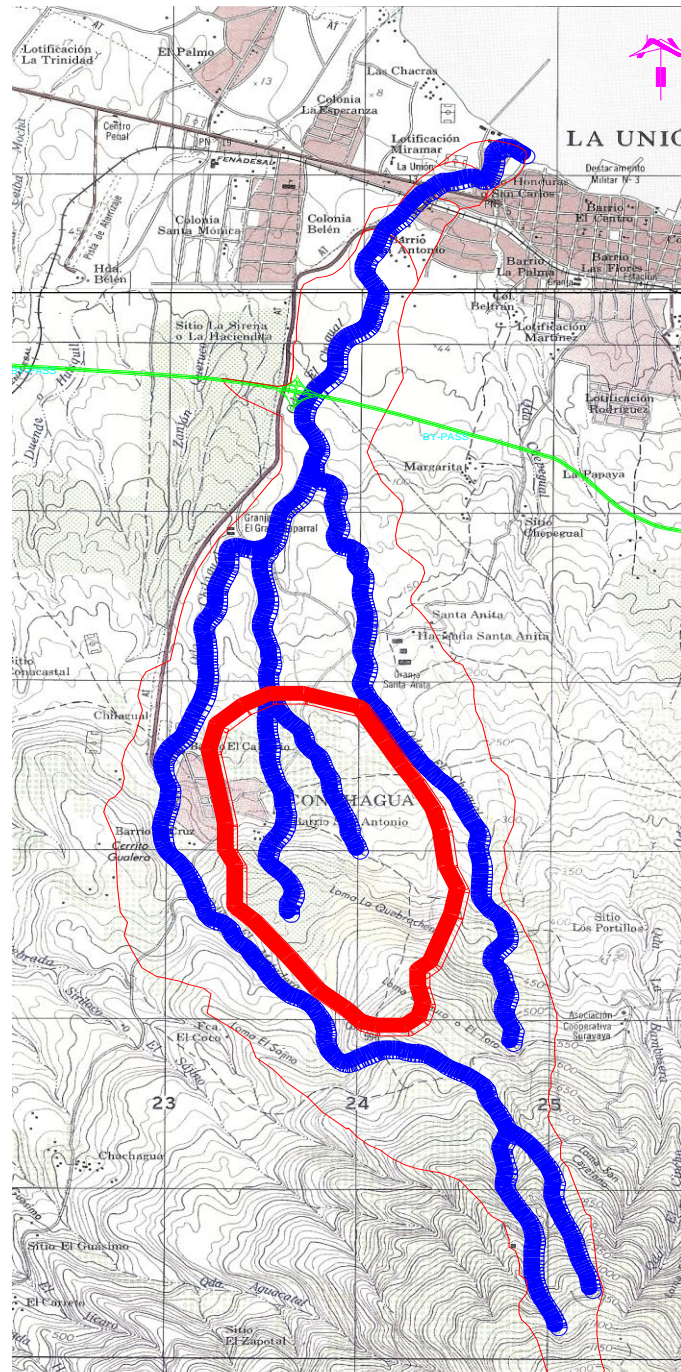
El predimensionamiento para la propuesta con gaviones se presenta en los planos de la propuesta. (Ver plano 23/23 de Anexo IV).



6.6 PARAMETROS FISICOS DE LA CUENCA.

◆ Delimitación de cuenca.

Figura 6.6.1 Delimitación de la cuenca tramo 2





◆ **Determinación del drenaje de la cuenca.**

El drenaje de la cuenca es radial, en el tramo I del análisis se presentó la figura de este tipo de drenaje.

◆ **Área de la cuenca.**

$$Acuena = 1.7176 \text{ km}^2$$

$$Acuena = 1,717618.79 \text{ m}^2$$

◆ **Longitud perimetral de la cuenca.**

$$Lp = 5.197089 \text{ km}$$

◆ **Longitud del cauce más largo.**

$$L = 1.399163 \text{ km}$$

◆ **Longitud de los cursos de agua o longitud total de los cauces.**

$$Lc = 2.456131 \text{ km}$$

◆ **Densidad de drenaje o longitud de canales por unidad de área.**

$$D_d = \frac{Lc}{Acuena}$$

$$D_d = \frac{2.456131 \text{ km}}{1.7176 \text{ km}^2}$$

$$D_d = \frac{1.42996}{\text{km}}$$



◆ *Desnivel de la cuenca.*

$$Elev. Alta = 585 \text{ m. s. n. m.}$$

$$Elev. Baja = 145 \text{ m. s. n. m.}$$

Con los datos obtenidos encontramos el *desnivel de cuenca*.

$$Desnivel = H = Elev. Alta - Elev. Baja$$

Sustituyendo tenemos.

$$H = 585 \text{ m. s. n. m.} - 145 \text{ m. s. n. m.}$$

$$H = 440 \text{ m. s. n. m.}$$

◆ *Longitud de planta de la cuenca.*

$$L_{planta} = 1.32817811 \text{ km.}$$

◆ *Pendiente media de la cuenca.*

$$Pendiente\ media = \frac{H}{L_{planta}}$$

Sustituyendo:

$$Pendiente\ media = \frac{440 \text{ m}}{1.32817811 \text{ km} * \frac{1000 \text{ m}}{1 \text{ km}}} = 0.33128087 * 100$$

$$Pendiente\ media = 33.13 \%$$



6.7 CARACTERÍSTICAS DE LA FORMA DE LA CUENCA.

◆ Factor de forma (Gravelius).

$$K_f = \frac{\text{Acuena}}{L^2}$$

Sustituyendo valores.

$$K_f = \frac{1.7176 \text{ km}^2}{(1.399163 \text{ km})^2}$$

$$K_f = 0.8773849$$

◆ Coeficiente de compacidad (Kc).

$$K_c = 0.282 * \frac{L_p}{\sqrt{\text{Acuena}}}$$

Siendo:

Kc índice o coeficiente de compacidad de Gravelius.

Lp perímetro de la cuenca.

Acuena área de un círculo, igual al área de la cuenca.

Sustituyendo valores.

$$K_c = 0.282 * \frac{1.32817811 \text{ km}}{\sqrt{1.7176 \text{ km}^2}}$$

$$K_c = 1.11033696$$

Como el valor de "Kc" es mayor que la unidad nos indica que es una cuenca de forma alargada.



6.8 CÁLCULO DE AVENIDAS MÁXIMAS.

Para los cálculos de las avenidas máximas o caudales pico de nuestra cuenca de estudio utilizaremos dos métodos hidrometeorológicos los cuales son:

- a) Hidrograma Unitario Triangular Equivalente.
- b) Método Racional.

◆ Tiempo de concentración (T_c).

- a) Fórmula de Pickering.

$$T_{c_1} = \left(\frac{0.871 * L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$T_{c_1} = \left(\frac{0.871 * 1.399163^3}{440} \right)^{0.385}$$

$$T_{c_1} = 0.134170 \text{ hr.}$$

$$T_{c_1} = 0.134170 \text{ hr.} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ hr.}}$$

$$T_{c_1} = 8.05 \text{ min.}$$



b) Formula de Giandotti.

$$Tc_2 = \frac{\sqrt{Acuena} + 1.5L}{0.85 \sqrt{Hm}}$$

$$Hm = \frac{Hmax. + H min.}{2} = \frac{585 m + 145 m}{2}$$

$$Hm = 365 m$$

Sustituyendo tenemos:

$$Tc_2 = \frac{\sqrt{1.7176} + 1.5 * 1.399163}{0.85 \sqrt{365}}$$

$$Tc_2 = 0.209943 hr.$$

$$Tc_2 = 0.209943 hr. * \frac{60 min}{1 hr.}$$

$$Tc = 12.5966 min.$$

Tiempo promedio de las dos formulas.

$$Tc = \frac{Tc_1 + Tc_2}{2} = \frac{8.05 min. + 12.5966 min.}{2}$$

$$Tc = 10.3233 min$$



◆ Cálculo del coeficiente de escorrentía.

Tabla 6.8.1 Áreas de uso de suelo en la cuenca. (Fuente Grupo de Tesis)

| Considerando Bypass y Urbanización Bellavista. | |
|---|-------------------------|
| USO DE SUELO. | ÁREA (km ²) |
| Granos básicos. A | 0.16 |
| Bosque mixto semi caducifolios. B | 1.03 |
| Bosque siempre verde. C | |
| Zonas Ecotonales. D | |
| Vegetación herbácea natural. E | 0.14 |
| Terreno principalmente agrícola, pero con importante espacio de vegetación natural. F | 0.08 |
| Mosaico de cultivos y pastos. G | |
| Café. H | |
| Tejido urbano discontinuo. I | 0.16 |
| Pastos naturales. J | |
| Tejido urbano continuo. K | 0.15 |

Tabla 6.8.2 Cálculo del coeficiente de escorrentía ponderado. (Fuente Grupo de Tesis)

| Para propuesta para 12 años | | |
|--|-------------------------|-------|
| Considerando Bypass y Urbanización Bellavista. | | |
| USO DE SUELO. | ÁREA (km ²) | C |
| Bosque | 1.03 | 0.420 |
| Cultivos | 0.24 | 0.445 |
| Pastizales | 0.14 | 0.425 |
| Áreas Desarrolladas. | 0.30 | 0.840 |
| Σ | 1.72 | |
| C_p | | 0.50 |



6.8.1 MÉTODO DE HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR.

◆ Análisis de lluvia.

La información acerca de la variación de la lluvia fue analizada por el método probabilístico de Gumbel, de este análisis se preparó la curva Intensidad-Duración y Frecuencia.

◆ Tiempo de concentración.

El tiempo de concentración se calculó anteriormente y nos da un valor de:

$$T_c = 10.32 \text{ min} = 0.172 \text{ h}$$

◆ Duración de la tormenta.

Se utilizarán lluvias de varias duraciones, tomadas en base al tiempo de concentración y al análisis de lluvia respectivo. Las duraciones que se usarán son: 1/6 horas = (10 min.), 1/3 horas = (20 min.), 1/2 horas = (30 min.), 2/3 horas = (40 min.), 5/6 horas = (50 min.), 1 hora = (60 min.). Seleccionando la que produzca el mayor caudal

◆ Periodo de retorno.

Los periodos de retorno serán de 12 años.

◆ Coeficiente de escorrentía.

$$C_p = 0.50$$



◆ Intensidad de lluvia del periodo de retorno.

Las intensidades de lluvia han sido tomadas para diferentes duraciones de tormenta y periodo de retorno con el objetivo de identificar la de mayor caudal pico y estas intensidades se han obtenido de las curvas I-D-F. Para el evento extremo DEAN. (Ver tabla 6.3.1.1 en tramo 1)

◆ Cálculo de caudales pico para un periodo de retorno de 12 años.

1) Lluvia efectiva (Lle).

$$Lle = D * i * C * 0.9$$

Sustituyendo datos.

$$Lle = 0.17 * 162.24 * 0.50 * 0.9$$

$$Lle = 12.41 \text{ mm}$$

2) Lámina de lluvia.

$$L = i * D$$

Sustituyendo datos.

$$L = 162.24 * 0.17$$

$$L = 27.58 \text{ mm}$$

3) Volumen de la esorrentía.

$$V = \text{Acuena} * Lle.$$

$$V = 1717,618.79 \text{ mt}^2 * \left(\frac{12.41 \text{ mm} * 1 \text{ mt.}}{1000 \text{ mm}} \right)$$

$$V = 21,317.99 \text{ mt}^3$$



4) Tiempo de retraso.

$$tr = 0.6tc$$

$$tr = 0.6 * 0.172$$

$$tr = 0.1032 \text{ hr}$$

5) Tiempo de pico.

$$tp = \left[\frac{D}{2} \right] + tr$$

$$tp = \left[\frac{0.17}{2} \right] + 0.1032$$

$$tp = 0.19 \text{ hr.}$$

6) Relación tiempo de pico y tiempo base.

$$tb = 2.67tp$$

$$tb = 2.67 * 0.19$$

$$tb = 0.50 \text{ hr}$$

7) Caudal de pico del hidrograma unitario triangular. (qp).

$$qp = \left[\frac{2V}{tb} \right]$$

$$qp = \left[\frac{2(21,317.99)}{0.50 \text{ hr.} \cdot \frac{3600 \text{ seg}}{1 \text{ hr.}}} \right]$$

$$qp = 23.57 \frac{m^3}{seg}$$

Los diferentes resultados de cada uno de los pasos anteriores es para obtener el caudal máximo o pico, este resultado se realizó solo para un tiempo de retorno y duración el cual fue de 0.17 horas y así sucesivamente de esta manera se obtienen los demás caudales picos, en nuestro caso se realizaron en una hoja de cálculo de Excel para los distintas duraciones.



Los resultados de los caudales de pico o máximos para el tiempo de retorno son los siguientes.

DEAN AGOSTO DEL 2007

Tabla 6.8.1.1 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 12 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coefficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|-----------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 12 | 0.17 | 162.24 | 1717,618.79 | 0.50 | 27.58 | 12.41 | 21,317.99 | 0.19 | 0.50 | 23.57 |
| 12 | 0.33 | 150.24 | 1717,618.79 | 0.50 | 49.58 | 22.31 | 38,321.17 | 0.27 | 0.72 | 29.73 |
| 12 | 0.50 | 120.24 | 1717,618.79 | 0.50 | 60.12 | 27.05 | 46,468.46 | 0.35 | 0.94 | 27.37 |
| 12 | 0.67 | 108.00 | 1717,618.79 | 0.50 | 72.36 | 32.56 | 55,929.10 | 0.44 | 1.17 | 26.56 |
| 12 | 0.83 | 98.40 | 1717,618.79 | 0.50 | 81.67 | 36.75 | 63,126.61 | 0.52 | 1.38 | 25.35 |
| 12 | 1.00 | 86.40 | 1717,618.79 | 0.50 | 86.40 | 38.88 | 66,781.02 | 0.60 | 1.61 | 23.04 |



6.8.2 MÉTODO RACIONAL.

APLICANDO EL METODO RACIONAL

$$Q = 16.666CIA$$

$$A_{\text{cuena}} = 1.71761879 \text{ km}^2.$$

$$L = 1.399163 \text{ km.}$$

$$T_c = 10.32 \text{ min.}$$

Calculo para huracán Dean en Agosto del 2007 para un periodo de retorno de 12 años.

Donde:

C: Coeficiente de escorrentía ponderado

$$C = 0.50$$

I: Intensidad

$$I = 2.67 \text{ mm/seg}$$

A: Área de cuenca.

$$A = 1.7176 \text{ km}^2.$$

Sustituyendo datos en ecuación anterior

$$Q = 16.666 * 0.50 * 2.67 * 1.7176$$

$$Q = 38.22 \frac{mt^3}{seg.}$$



6.9 ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ESTUDIO HIDROLÓGICO.

Tabla 6.9.1 Comparación de caudales máximos. (Fuente Grupo de Tesis)

| DEAN 2007 | | |
|----------------------------|---|---|
| Periodo de retorno (Años). | Método Racional Q (m ³ /seg) | Hidrograma triangular Q (m ³ /seg) |
| 12 | 38.22 | 29.73 |

6.10 ANÁLISIS HIDRÁULICO.

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = ARH^{2/3}$$

Factor Factor
Hidráulico Geométrico

- ◆ Cálculos hidráulicos.

La determinación del valor de rugosidad de Manning se hace a partir de la tabla 5.1.7.1 tomada del libro Hidráulica de Canales Abiertos Ven Te Chow.

$$n = 0.05$$



PARA PROPUESTA II

- ◆ Para periodo de retorno de 12 años para Dean Agosto 2007.

Datos:

$$Q_{max.} = 38.22 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.3313$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(38.22) * (0.05)}{(0.3313)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 3.32$$

Quedando como condición a cumplir

Para cumplir con las condiciones propuestas anteriormente es necesario asumir niveles de agua (H), y por medio del tanteo encontrar los valores necesarios para efectuar la comparación de los factores geométricos con los factores hidráulicos y para cada caso el valor de (H) será el valor de la altura que alcanzaría el agua para los caudales máximos de los diferentes periodos de retorno proporcionados.



Tabla 6.10.1 Cálculo de los factores geométrico para los distintos tiempos de retorno y eventos extremos. (Fuente Grupo de Tesis)

| DEAN 2007 | | | | | | | | |
|---------------------------|-------|----------------------|----------------------|------------------------------------|-----------------------|------------------------|--------------------------|----------------------|
| Periodo de retorno (años) | H (m) | Ancho de canal B (m) | Espejo de agua T(m). | Área hidráulica A(m ²) | Perímetro mojado p(m) | Radio Hidráulico RH(m) | Profundidad hidráulica D | ARH ^{2/3} . |
| 12 | 0.660 | 7.40 | 7.40 | 4.88 | 8.72 | 0.56 | 0.66 | 3.32 |

Figura 6.10.1 Sección transversal del punto donde se ubica la propuesta del tramo 2

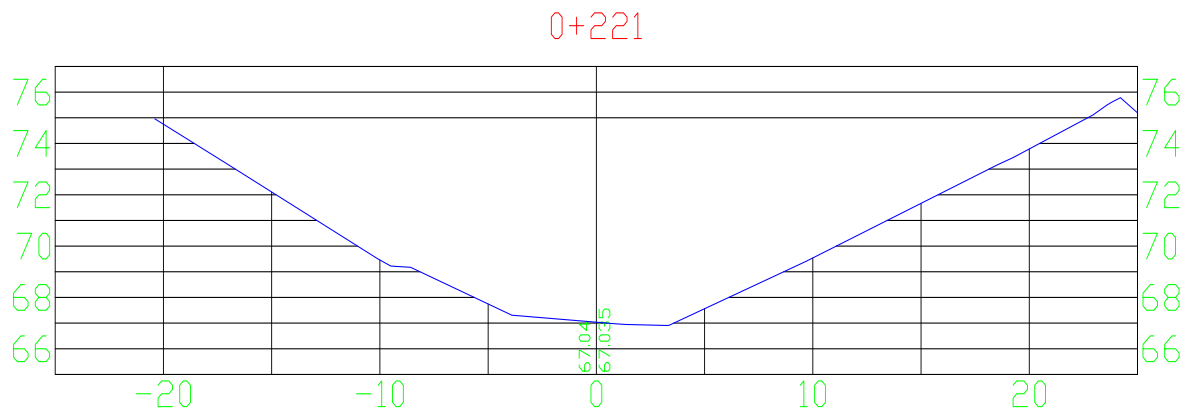




Tabla 6.10.2 Dimensionamiento mínimo para la propuesta del tramo 2. (Fuente Grupo de Tesis)

| TRAMO 2 | | |
|--|--------|----------------------------|
| DIMENSIONAMIENTO MÍNIMO PARA MUROS DE RETENCIÓN. | | |
| ELEMENTO | (mts.) | DIMENSIONAMIENTO EN (mts.) |
| ALTURA (H) | 3.00 | 3.00 |
| PUNTA | 0.17 H | 0.51 |
| TALÓN | 0.17 H | 0.51 |
| BASE | 0.70 H | 2.10 |

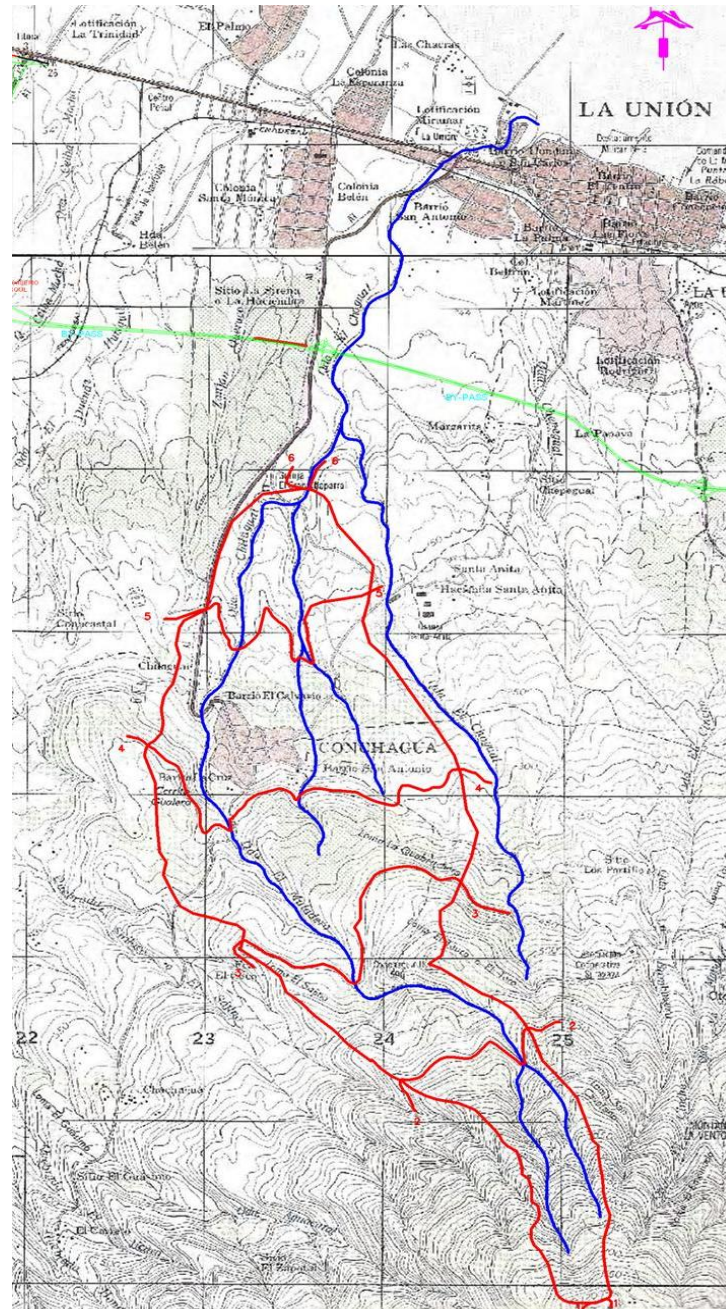
El predimensionamiento para la propuesta con gaviones se presenta en los planos de la propuesta. (Ver plano 23/23 de Anexo IV).



6.1.1 PARAMETROS FÍSICOS DE LA CUENCA.

◆ Delimitación de cuenca.

Figura 6.11.1 Delimitación de la cuenca tramo 3





◆ *Determinación del drenaje de la cuenca.*

El drenaje de la cuenca es radial, en el tramo I del análisis se presentó la figura de este tipo de drenaje.

◆ *Área de la cuenca.*

$$Acuena = 5.035148 \text{ km}^2$$

$$Acuena = 5,035,148.27 \text{ m}^2$$

◆ *Longitud perimetral de la cuenca.*

$$Lp = 12.698738 \text{ km}$$

◆ *Longitud del cauce más largo.*

$$L = 7.408669 \text{ km}$$

◆ *Longitud de los cursos de agua o longitud total de los cauces.*

$$Lc = 10.590327 \text{ km}$$

◆ *Densidad de drenaje o longitud de canales por unidad de área.*

$$D_d = \frac{Lc}{Acuena}$$

$$D_d = \frac{10.590327 \text{ km}}{5.035148 \text{ km}^2}$$

$$D_d = \frac{2.10328018}{\text{km}}$$



◆ **Desnivel de la cuenca.**

$$Elev. Alta = 1050 \text{ m. s. n. m.}$$

$$Elev. Baja = 85 \text{ m. s. n. m.}$$

Con los datos obtenidos encontramos el desnivel de cuenca.

$$Desnivel = H = Elev. Alta - Elev. Baja$$

Sustituyendo tenemos.

$$H = 1050 \text{ m. s. n. m.} - 85 \text{ m. s. n. m.}$$

$$H = 965 \text{ m. s. n. m.}$$

◆ **Longitud de planta de la cuenca.**

$$L_{planta} = 7.345553 \text{ km.}$$

◆ **Pendiente media de la cuenca.**

$$Pendiente media = \frac{H}{L_{planta}}$$

Sustituyendo:

$$Pendiente media = \frac{965 \text{ m}}{7.345553 \text{ km} * \frac{1000 \text{ m}}{1 \text{ km}}} = 0.131372 * 100$$

$$Pendiente media = 13.14 \%$$



6.12 CARACTERÍSTICAS DE LA FORMA DE LA CUENCA.

- ◆ Factor de forma (Gravelius).

$$K_f = \frac{\text{Acuena}}{L^2}$$

Sustituyendo valores.

$$K_f = \frac{5.035148 \text{ km}^2}{(7.408669 \text{ km})^2}$$

$$K_f = 0.09173432$$

- ◆ Coeficiente de compacidad (kc).

$$K_c = 0.282 * \frac{L_p}{\sqrt{\text{Acuena}}}$$

Siendo:

K_c índice o coeficiente de compacidad de Gravelius.

L_p perímetro de la cuenca.

Acuena área de un círculo, igual al área de la cuenca.

Sustituyendo valores.

$$K_c = 0.282 * \frac{7.345553 \text{ km}}{\sqrt{5.035148 \text{ km}^2}}$$

$$K_c = 1.58457381$$

Como el valor de “ K_c ” es mayor que la unidad nos indica que es una cuenca de forma alargada.



6.13 CÁLCULO DE AVENIDAS MÁXIMAS.

Para los cálculos de las avenidas máximas o caudales pico de nuestra cuenca de estudio utilizaremos dos métodos hidrometeorológicos los cuales son:

- a) Hidrograma Unitario Triangular Equivalente.
- b) Método de Las Isócronas.

◆ Tiempo de concentración (T_c).

- a) Fórmula de Pickering.

$$T_{c_1} = \left(\frac{0.871 * L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$T_{c_1} = \left(\frac{0.871 * 7.408669^3}{965} \right)^{0.385}$$

$$T_{c_1} = 0.67985124 \text{ hr.}$$

$$T_{c_1} = 0.67985124 \text{ hr.} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ hr.}}$$

$$T_{c_1} = 40.79107458 \text{ min.}$$



b) Fórmula de Giandotti.

$$T_{c_2} = \frac{\sqrt{Acuena} + 1.5L}{0.85 \sqrt{Hm}}$$

$$Hm = \frac{H_{max.} + H_{min.}}{2} = \frac{1050 \text{ m} + 85 \text{ m}}{2}$$

$$Hm = 567.5 \text{ m}$$

Sustituyendo tenemos:

$$T_{c_2} = \frac{\sqrt{5.035148} + 1.5 * 7.408669}{0.85 \sqrt{567.5}}$$

$$T_{c_2} = 0.65963603 \text{ hr.}$$

$$T_{c_2} = 0.65963603 \text{ hr.} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ hr.}}$$

$$T_c = 39.5781619 \text{ min.}$$

Tiempo promedio de las dos fórmulas.

$$T_c = \frac{T_{c_1} + T_{c_2}}{2} = \frac{40.79107458 \text{ min.} + 39.5781619 \text{ min.}}{2}$$

$$T_c = 40.18 \text{ min}$$



◆ **Calculo del coeficiente de escorrentía.**

Tabla 6.13.1 Áreas de uso de suelo en la cuenca. (Fuente Grupo de Tesis)

| Considerando Bypass y Urbanización Bellavista. | |
|---|-------------------------|
| USO DE SUELO. | ÁREA (km ²) |
| Granos básicos. A | 0.79 |
| Bosque mixto semi caducifólios. B | 2.26 |
| Bosque siempre verde. C | 0.60 |
| Zonas Ecotonales. D | 0.05 |
| Vegetación herbácea natural. E | 0.53 |
| Terreno principalmente agrícola, pero con importante espacio de vegetación natural. F | 0.11 |
| Mosaico de cultivos y pastos. G | 0.003 |
| Café. H | 0.04 |
| Tejido urbano discontinuo. I | 0.16 |
| Pastos naturales. J | 0.23 |
| Tejido urbano continuo. K | 0.26 |

Tabla 6.13.2 Calculo de coeficiente de escorrentía ponderado. (Fuente Grupo de Tesis)

| Propuesta para 12 años | | |
|--|-------------------------|-------------|
| Considerando Bypass y Urbanización Bellavista. | | |
| USO DE SUELO. | ÁREA (km ²) | C |
| Bosque | 2.91 | 0.420 |
| Cultivos | 0.95 | 0.445 |
| Pastizales | 0.76 | 0.425 |
| Áreas Desarrolladas. | 0.42 | 0.840 |
| Σ | 5.04 | |
| C_p | | 0.46 |



6.13.1 MÉTODO DE HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR.

◆ Análisis de lluvia.

La información acerca de la variación de la lluvia fue analizada por el método probabilístico de Gumbel, de este análisis se preparó la curva Intensidad-Duración y Frecuencia.

◆ Tiempo de concentración.

El tiempo de concentración se calculó anteriormente y nos da un valor de:

$$T_c = 40.18 = 0.6697h$$

◆ Duración de la tormenta.

Se utilizarán lluvias de varias duraciones, tomadas en base al tiempo de concentración y al análisis de lluvia respectivo. Las duraciones que se usarán son: 1/16 horas = (10 min.), 1/3 horas = (20 min.), 1/2 horas = (30 min.), 2/3 horas = (40 min.), 5/6 horas = (50 min.), 1 hora = (60 min.). Seleccionando la que produzca el mayor caudal

◆ Periodo de retorno.

Los periodos de retorno serán de 12 años.

◆ Coeficiente de escorrentía.

$$C_p = 0.46$$



◆ Intensidad de lluvia de los periodos de retorno.

Las intensidades de lluvia han sido tomadas para diferentes duraciones de tormenta y periodo de retorno con el objetivo de identificar la de mayor caudal pico y estas intensidades se han obtenido de las curvas I-D-F. Para el evento extremo DEAN. (Ver tabla 6.3.1.1 en tramo 1)

◆ Cálculo de caudales pico para diferentes periodos de retorno.

1) Lluvia efectiva (Lle).

$$Lle = D * i * C * 0.9$$

Sustituyendo datos.

$$Lle = 0.17 * 162.24 * 0.46 * 0.9$$

$$Lle = 11.42 \text{ mm}$$

2) Lámina de lluvia.

$$L = i * D$$

Sustituyendo datos.

$$L = 162.24 * 0.17$$

$$L = 27.58 \text{ mm}$$

3) Volumen de la esorrentía.

$$V = \text{Acuena} * Lle.$$

$$V = 5,035,148.27 \text{ mt}^2 * \left(\frac{11.42 \text{ mm} * 1 \text{ mt.}}{1000 \text{ mm}} \right)$$

$$V = 57,493.59 \text{ mt}^3$$



4) Tiempo de retraso.

$$tr = 0.6tc$$

$$tr = 0.6 * 0.6697$$

$$tr = 0.40182 \text{ hr}$$

5) Tiempo de pico.

$$tp = \left[\frac{D}{2} \right] + tr$$

$$tp = \left[\frac{0.17}{2} \right] + 0.40182$$

$$tp = 0.49 \text{ hr.}$$

6) Relación tiempo de pico y tiempo base.

$$tb = 2.67tp$$

$$tb = 2.67 * 0.49$$

$$tb = 1.30 \text{ hr}$$

7) Caudal de pico del hidrograma unitario triangular. (qp).

$$qp = \left[\frac{2V}{tb} \right]$$

$$qp = \left[\frac{2(57,493.59)}{1.30 \text{ hr.} \cdot \frac{3600 \text{ seg}}{1 \text{ hr.}}} \right]$$

$$qp = 24.57 \frac{m^3}{seg}$$

Los diferentes resultados de cada uno de los pasos anteriores es para obtener el caudal máximo o pico, este resultado se realizó solo para un tiempo de retorno y duración el cual fue de 0.17 horas y así sucesivamente de esta manera se obtienen los demás caudales picos, en nuestro caso se realizaron en una hoja de cálculo de Excel para los distintas duraciones.



Los resultados de los caudales de pico o máximos para el tiempo de retorno son los siguientes.

DEAN AGOSTO DEL 2007

Tabla 6.13.1.1 Resultados de los caudales máximos para periodo de retorno de 12 años. (Fuente Grupo de Tesis)

| periodo de retorno T (Años) | D (Horas) | i (mm/h) | A cuenca. (m ² .) | Coeficiente de escorrentía | L (mm) | Lle (mm) | V (m ³ .) | tp (horas) | tb (horas) | Caudal de pico qp (m ³ /seg.) |
|-----------------------------------|--------------|-------------|---------------------------------|----------------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------------|---------------|--|
| 12 | 0.17 | 162.24 | 5035,148.27 | 0.46 | 27.58 | 11.42 | 57,493.59 | 0.49 | 1.30 | 24.57 |
| 12 | 0.33 | 150.24 | 5035,148.27 | 0.46 | 49.58 | 20.53 | 103,350.39 | 0.57 | 1.51 | 37.94 |
| 12 | 0.50 | 120.24 | 5035,148.27 | 0.46 | 60.12 | 24.89 | 125,323.23 | 0.65 | 1.74 | 40.01 |
| 12 | 0.67 | 108.00 | 5035,148.27 | 0.46 | 72.36 | 29.96 | 150,838.14 | 0.74 | 1.97 | 42.60 |
| 12 | 0.83 | 98.40 | 5035,148.27 | 0.46 | 81.67 | 33.81 | 170,249.48 | 0.82 | 2.18 | 43.37 |
| 12 | 1.00 | 86.40 | 5035,148.27 | 0.46 | 86.40 | 35.77 | 180,105.24 | 0.90 | 2.41 | 41.56 |



6.13.2 MÉTODO DE LAS ISÓCRONAS.

CÁLCULO DE LAS DE ISOCRONAS PARA PROPUESTA.

Cálculos:

$$\text{Acuena} = 5.035148 \text{ km}^2.$$

$$L = 7.408669 \text{ km.}$$

$$T_c = 40.18 \text{ min.}$$

Calculando la velocidad media (V_m).

$$V_m = \frac{L}{T_c}.$$

$$V_m = \frac{7.408669 \text{ km} * \frac{1000 \text{ mt.}}{1 \text{ km}}}{40.18 \text{ min} * \frac{60 \text{ seg}}{1 \text{ min.}}}$$

$$V_m = 3.07 \text{ mt/seg.}$$

Numero de isócronas = N_I

$$N_I = \frac{\text{Acuena}}{1.25}$$

$$N_I = \frac{5.035148}{0.84} = 5.98 \cong 6$$



Tiempo entre Isócronas = T_I

$$T_I = \frac{T_c}{N_I}$$

$$T_I = \frac{40.18 \text{ min.}}{6}$$

$$T_I = 6.69 \text{ min.}$$

Distancia entre Isócronas = L_{iso} .

$$L_{iso} = T_I * \frac{L}{T_c}$$

$$L_{iso} = 6.69 \text{ min} * \frac{7.408669 \text{ km}}{40.18 \text{ min.}}$$

$$L_{iso} = 1.2335 \text{ km.} = 1233.55 \text{ mts.}$$

En esta sección se limita a presentar solamente los datos para las isócronas debido a que en el capítulo anterior se presentó como calcular estos, por lo tanto solo se muestra una tabla.

Tabla 6.13.2.1 Cálculo de caudal para un periodo de retorno de 12 años para cada isócrona. (Fuente Grupo de Tesis)

| Cálculo de Caudales un Periodo de Retorno de 12 Años Para Dean 2007. | | | | | |
|--|----------|-------|-----------------|-------------------------|---|
| Periodo de Retorno | ISOCRONA | C_p | I (mm/seg) | AREA (km ²) | CAUDAL (mt ³ /seg) Q = 16.666 CIA |
| 12 Años | 1-2 | 0.44 | 1.81 | 0.74246 | 9.85 |
| | 2-3 | 0.42 | 1.81 | 0.88522 | 11.22 |
| | 3-4 | 0.43 | 1.81 | 1.3249 | 17.19 |
| | 4-5 | 0.56 | 1.81 | 1.49741 | 25.30 |
| | 5-6 | 0.44 | 1.81 | 0.58402 | 7.75 |
| Σ | | | | 5.03401 | 71.31 |



6.14 ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ESTUDIO HIDROLÓGICO.

Tabla 6.14.1 Comparación de caudales máximos. (Fuente Grupo de Tesis)

| DEAN 2007 | | |
|----------------------------|---|---|
| Periodo de retorno (Años). | Método Racional Q (m ³ /seg) | Hidrograma triangular Q (m ³ /seg) |
| 12 | 71.31 | 43.37 |

6.15 ANÁLISIS HIDRÁULICO.

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = ARH^{2/3}$$

Factor Factor
Hidráulico Geométrico

◆ Cálculos hidráulicos.

La determinación del valor de rugosidad de Manning se hace a partir de la tabla 5.1.7.1 tomada del libro Hidráulica de Canales Abiertos Ven Te Chow.

$$n = 0.05$$



PARA PROPUESTA III

- ◆ Para periodo de retorno de 12 años para Dean Agosto 2007.

Datos:

$$Q_{max.} = 71.31 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.05$$

$$S = 0.1314$$

Sustituyendo valores en la ecuación 2 tenemos:

$$ARH^{2/3} = \frac{(71.31) * (0.05)}{(0.1314)^{1/2}}$$

$$ARH^{2/3} = 9.84$$

Quedando como condición a cumplir

Para cumplir con las condiciones propuestas anteriormente es necesario asumir niveles de agua (H), y por medio del tanteo encontrar los valores necesarios para efectuar la comparación de los factores geométricos con los factores hidráulicos y para cada caso el valor de (H) será el valor de la altura que alcanzaría el agua para los caudales máximos de los diferentes periodos de retorno proporcionados.



Tabla 6.15.1 Cálculo de los factores geométrico para los distintos tiempos de retorno y eventos extremos. (Fuente Grupo de Tesis)

| DEAN 2007 | | | | | | | | |
|---------------------------|--------|----------------------|----------------------|------------------------------------|-----------------------|------------------------|--------------------------|----------------------|
| Periodo de retorno (años) | H (m) | Ancho de canal B (m) | Espejo de agua T(m). | Área hidráulica A(m ²) | Perímetro mojado p(m) | Radio Hidráulico RH(m) | Profundidad hidráulica D | ARH ^{2/3} . |
| 12 | 1.2065 | 8.50 | 8.50 | 10.26 | 10.91 | 0.94 | 1.21 | 9.84 |

Figura 6.15.1 Sección transversal del punto donde se ubica la propuesta del tramo principal

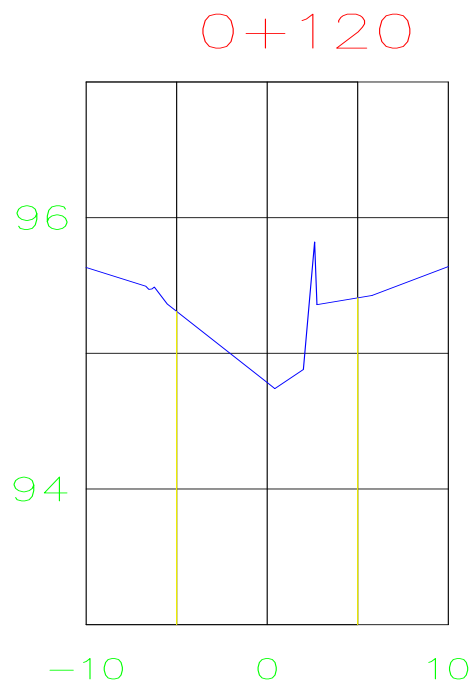




Tabla 6.15.2 Dimensionamiento mínimo para la propuesta del tramo 2. (Fuente Grupo de Tesis)

| TRAMO PRINCIPAL | | |
|--|--------|----------------------------|
| DIMENSIONAMIENTO MÍNIMO PARA MUROS DE RETENCIÓN. | | |
| ELEMENTO | (mts.) | DIMENSIONAMIENTO EN (mts.) |
| ALTURA (H) | 4.00 | 4.00 |
| PUNTA | 0.17 H | 0.68 |
| TALÓN | 0.17 H | 0.68 |
| BASE | 0.70 H | 2.80 |

El predimensionamiento para la propuesta con gaviones se presenta en los planos de la propuesta. (Ver plano 23/23 de Anexo IV).



6.16 SITUACIÓN AMBIENTAL.

La situación ambiental en La Unión se puede decir que es algo preocupante ya que con nuestras visitas de campo pudimos notar que la deforestación abarca un área considerable. Tratamos de obtener datos precisos de las áreas deforestadas pero lastimosamente a las entidades que les solicitamos esa información nos dijeron que no contaban con esos datos o sino simplemente hacían caso omiso a nuestras solicitudes.

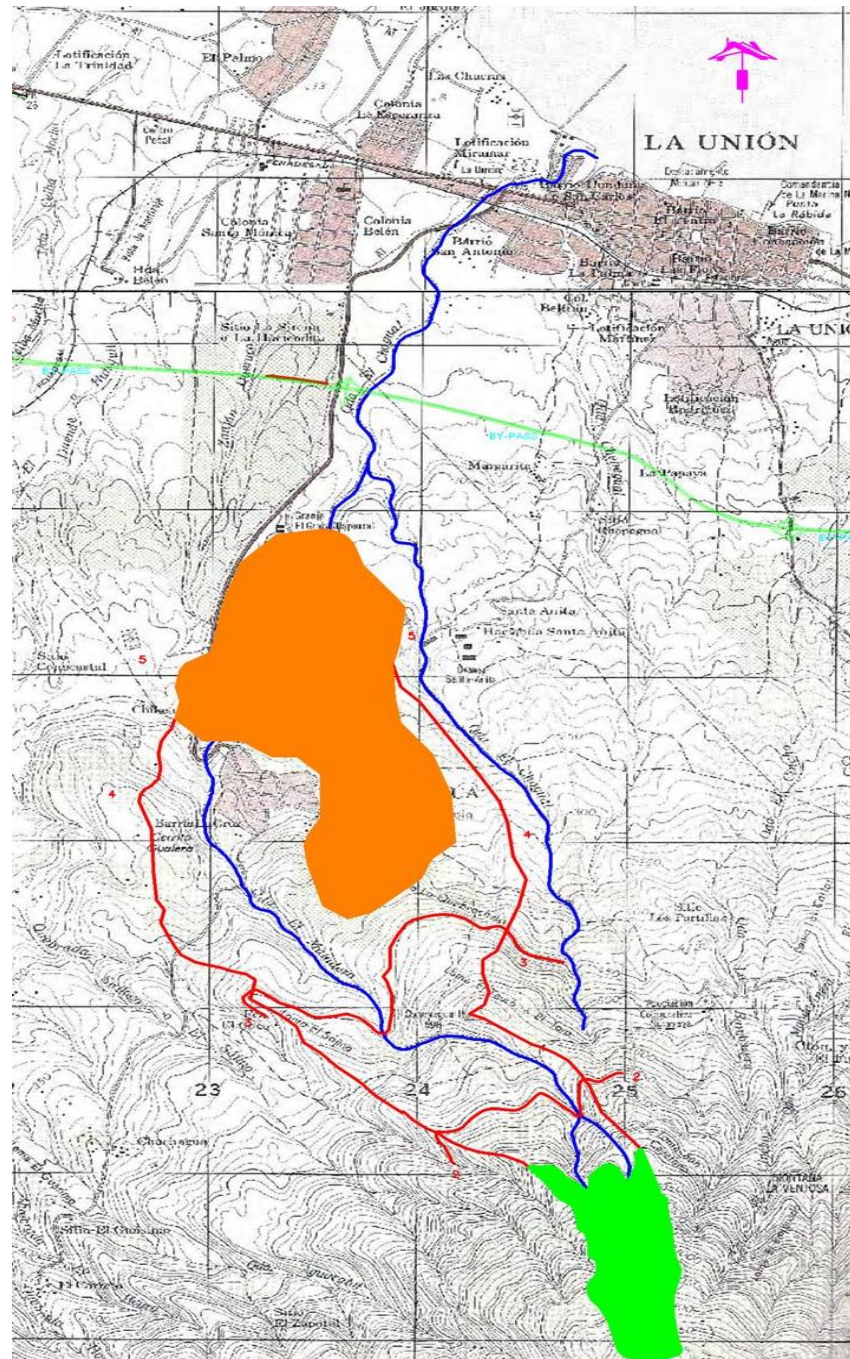
De manera extraoficial supimos de que el área protegida se encuentra arriba de los 800 m.s.n.m. dando como resultado según nuestra cuenca un área de 0.45 km² y por lo tanto un área a reforestar de 2.58 km².



ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN EN LA QUEBRADA CHOQUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.

A continuación se presenta un esquema donde se delimita el área a reforestar y el área protegida:

Figura 6.16.1 Delimitación de áreas a reforestar y protegida.





CAPITULO VII

**CONCLUSIONES
Y
RECOMENDACIONES**



7.1 CONCLUSIONES.

- En base a las visitas de campo realizadas se observó la deforestación que sufre la cuenca de la Quebrada Choqual esta es un factor determinante, ya que genera un aumento en el escurrimiento superficial debido a la degradación del suelo, erosión, disminución de la infiltración y evapotranspiración.
- Por medio de las distintas visitas de campo que se realizaron se verificó que se han profundizado los procesos de destrucción del medio ambiente tanto en la zona urbana como rural, la falta de prácticas de conservación y el uso inapropiado de los suelos, la acelerada deforestación y la disminución de la diversidad biológica, los procesos descontrolados de urbanización el manejo inadecuado de aguas residuales. Han provocado la alteración del ciclo hidrológico, generando con ello el aumento de la escorrentía superficial.
- Mediante la comparación de los resultados del análisis para el tramo I el cual indica un caudal de **42.28 m³/seg** sin (Bypass y Urbanización Bella Vista) y con los antes mencionados se tiene un caudal de **43.55 m³/seg** con esto se determinó que una de las causas de los desbordamientos para el evento extremo Dean es. El desarrollo o incremento de la infraestructura en las zonas aledañas a la Quebrada Choqual, que ha disminuido la capacidad de infiltración del agua y ha aumentado la escorrentía superficial, por lo cual se tiene un aumento considerable del caudal en la parte baja de la cuenca donde se encuentra ubicada la zona urbana ocasionando con este fenómeno desbordamientos de la Quebrada Choqual.



- Los desbordamientos afectan directamente los sitios donde estos ocurren, así como también lo hacen de forma indirecta, verificado por medio de visitas de campo, ya que estos generan impactos en la dinámica urbana. Estos impactos aumentan si no se toman en cuenta las alternativas de solución al respecto.
- La escorrentía superficial aumentará a medida se avance el crecimiento de la infraestructura en la ciudad de La Unión y Conchaque; generando con ello un aumento del caudal y de las áreas más vulnerables al desbordamiento.
- Con datos obtenidos del análisis se propone como obra de mitigación muros gavionados transversales para disminuir la velocidad de la escorrentía ya que estos actúan como disipadores de energía, disminuyendo con ello la vulnerabilidad aguas abajo.
- Es necesario llevar a cabo un mantenimiento continuo tanto preventivo como correctivo en las obras propuestas en el predimensionamiento para que ejerza la función para la cual ha sido destinado.
- Las obras propuestas están predimensionadas con un periodo de retorno de 10 años a partir del año 2009 para eventos similares al ocurrido en agosto del 2007 (HURACAN DEAN). Ya que estos fenómenos naturales están ocurriendo en periodos cortos.
- Según las visitas realizadas a la zona media alta de la quebrada se determinó la zona a reforestar en la cuenca hidrográfica Chogual para con ello aumentar la infiltración y disminuir así la degradación del suelo.



- En base a los niveles de escorrentía superficial alcanzado en el evento del 2007 del huracán deán y mediante el análisis hidrológico realizado de los dos últimos eventos se ha determinado que en la parte baja de la cuenca, sobre pasa las dimensiones del cauce, tal es el caso que para un periodo de retorno 2 años se tienen alturas de agua de 2.33m, lo que indica que sobre pasa las dimensiones existentes la cual es de 1.33m. Esto nos indica que es una zona de alto riesgo.
- No se debe permitir que siga la construcción de viviendas aledañas a la quebrada, ya que por medio de las visitas de campo se verifico que no se ha aplicado la ley de Construcción y urbanismo en base al art. 50 en el que se establece por ley dejar las zonas de protección, y que las viviendas ya existentes no reduzcan aun mas su cauce de lo contrario aumentara más su situación de alto riesgo y la probabilidad de pérdidas de vidas humanas ante los fenómenos naturales impredecibles.



7.2 RECOMENDACIONES.

- A los estudiantes llevar a cabo un estudio de impacto ambiental a profundidad en esta zona como proyectos de graduación.

- Promover en las instituciones educativas campañas enfocadas en la educación ambiental que ayuden a la concientización de la comunidad.

- Un análisis de los efectos que genera la marea en la evacuación del escurrimiento superficial hacia la desembocadura ya que esta restringe el flujo normal proveniente aguas arriba, específicamente en la quebrada Choqual

- A las autoridades mayor control de las áreas deforestadas para evitar su aumento. Así también sancionar a las personas que talan indiscriminadamente árboles en dicha zona conforme a la ley, ya que esto provoca una mayor degradación y erosión del suelo.

- Una reubicación de las viviendas que se encuentran en el sector Villalta específicamente las que están colindantes a la quebrada Choqual, comenzando desde la escuela Hugo Lindo sobre la 12ª avenida norte hasta la desembocadura, ya que es la solución más adecuada a la problemática, con la que se estaría salvaguardando las vidas de las



personas y a la vez se está garantizando la ampliación del cauce para que regrese a su estado natural.

- A las entidades o instituciones encargadas de aprobar los permisos de construcción de urbanizaciones la revisión de las zonas de protección estipuladas por la ley y además la implementación de un plan de desarrollo para la conservación de suelos, garantizando el uso sostenible del medio ambiente incluyendo las medidas para la protección y mantenimiento.

- La reubicación de la planta de tratamiento de aguas residuales de la **Urbanización Bella Vista** cumpliendo con todos los requisitos de ley ya que actualmente está operando sin el permiso correspondiente.

- A los futuros proyectos de urbanización se recomienda construir obras que mitiguen los efectos ocasionados por la escorrentía superficial que se genera por la impermeabilización del suelo.

- Otras alternativas de solución que contrarrestan el problema de la escorrentía superficial las cuales tienen como fin aumentar el grado de infiltración aguas arriba dentro de estas obras se encuentran: empedrados secos con pozos de infiltración, acequias o zanjas de infiltración, muros seccionados.



- Realizar un estudio de suelos para obtener los datos necesarios que contribuyan a un diseño final de la propuesta de obras de mitigación.

- Efectuar limpieza en las obras de paso con que se cuenta, así como también a lo largo de toda la quebrada, tanto preventiva como correctiva.

- Mantener una relación tipo convenio entre las alcaldías de La Unión y Conchagua, ya que la cuenca de la Quebrada Choqual pertenece a ambos municipios.



GLOSARIO



GLOSARIO

Evento: descripción de un fenómeno en términos de sus características, su dimensión y ubicación geográfica. Registro en el tiempo y en el espacio de un fenómeno que caracteriza una amenaza.

Riesgo: es la probabilidad de que se presente un daño sobre un elemento o componente determinado, el cual tiene una vulnerabilidad intrínseca, a raíz de la presencia de un evento peligroso, con una intensidad específica.

Gestión de Riesgos: es el control sistemático de las decisiones administrativas, la organización, las capacidades y habilidades operativas para aplicar políticas, y el desarrollo de estrategias capaces de intervenir en las condiciones de vulnerabilidad y/o actuar sobre las amenazas.

Amenaza: es un factor de riesgo externo, representado por el peligro latente de que un fenómeno físico de origen natural o antrópico se manifieste produciendo efectos adversos a las personas, a los bienes y al ambiente.

Vulnerabilidad: es el factor de riesgo interno que tiene una población, infraestructura o sistema que está expuesto a una amenaza y corresponde a su disposición intrínseca de ser afectado o susceptible de sufrir daños. La probabilidad de que se produzcan daños sobre un sistema por la acción de un fenómeno natural o antrópico será mayor cuanto más sea su intensidad y la vulnerabilidad del mismo, y viceversa.

Alerta: es el tiempo previo al posible impacto de un evento adverso sobre una población o un sistema determinado.

Mitigación: es el conjunto de medidas para aminorar o eliminar el impacto de las amenazas naturales mediante la reducción de la vulnerabilidad del contexto social, funcional o físico.

Preparación: el objetivo es organizar, educar, capacitar y adiestrar a la población a fin de facilitar las acciones para un efectivo y oportuno control, aviso,



evacuación, salvamento, socorro y ayuda, así como una acción rápida y eficaz cuando se produce el impacto.

Prevención: consiste en la eliminación o reducción de la presencia de eventos naturales que pueden constituir un peligro para el ser humano.

Reconstrucción: las actividades de reconstrucción se refieren al proceso de recuperación a medio y largo plazo de los elementos, componentes y estructuras afectadas por el desastre.

Rehabilitación: es el proceso de restablecimiento de las condiciones normales de vida mediante la reparación, adecuación y puesta en marcha de los servicios vitales que hayan sido interrumpidos o deteriorados por el desastre.

Bosque natural: Ecosistema en el que predominan los árboles, originado por regeneración natural sin influencia del ser humano.

Conservación: Conjunto de actividades humanas para garantizar el uso sostenible del ambiente, incluyendo las medidas para la protección, el mantenimiento, la rehabilitación, la restauración, el manejo y el mejoramiento de los recursos naturales y ecosistemas.

Ecosistema: Es la unidad funcional básica de interacción de los organismos vivos entre sí y de éstos con el ambiente, en un espacio y tiempo determinados.

Impacto Ambiental: cualquier alteración, positiva o negativa, de uno o más de los componentes del ambiente provocadas por la acción humana o de fenómenos naturales en un área de influencia definida.

Reforestación: Establecimiento de un bosque en forma natural o artificial, sobre terrenos en los que la vegetación arbórea es insuficiente o no existe.

Árbol Histórico: vegetal leñoso que representa para una comunidad o gobierno local, un aspecto cultural, y que así esté declarado por Decreto Legislativo, Ejecutivo u Ordenanza Municipal.



Causa: Origen o razón de algo que llamamos Efecto. En el componente Administración de Riesgos: es el motivo o razón por la que se genera un riesgo.

Efecto: Consecuencia positiva o negativa, de la ocurrencia de un evento. Evento que se origina por otro llamado efecto.

Efecto Ambiental: Consecuencias positivas o negativas sobre los distintos elementos naturales, que puedan derivarse de las acciones de una entidad.



FUENTES DE
CONSULTA



FUENTES DE CONSULTA

BIBLIOGRAFIA

- **Hidrología Aplicada.**
Ven Te Chow, David R. Maidment y Larry W. Mays
- **Hidráulica de Canales Abiertos.**
Ven Te Chow. Mc Graw-Hill.
- **Fundamentos de Hidrología de Superficie.**
Aparicio Mijares, Francisco J.
- **Hidrología en la ingeniería,** MONSALVE SÁENZ, Germán. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.
Santa fe Bogotá, Colombia. Segunda edición. Abril de 2000.
- **Hidrología para Ingenieros,** Ray k. Linsley – Max Kohler
Segunda Edición, 1975

- **LEY DEL MEDIO AMBIENTE.**
Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales.
El Salvador 1998.
- **LEY FORESTAL.**
Ministerio de Agricultura y Ganadería.
El Salvador 2004.
- **LEY DE URBANISMO Y CONSTRUCCION.**
Vice-Ministerio de Urbanismo y Vivienda.
El Salvador 2008.
- **LEY DE ÁREAS NATURALES PROTEGIDAS**
El Salvador 2005



TESIS

- **Identificación y Evaluación de Escorrentías Superficiales que generan Sectores de Inundación de alto riesgo en la Zona Urbana de la Ciudad de San Miguel.**

Leivi Margarita Contreras López. Ronal Antonio Villega Villalobos.

Universidad de El Salvador. San Miguel, 3 de Junio 2005.

- **Estudio Hidro-Ambiental de las Zonas de Recarga Hídrica de la Ciudad de San Miguel.**

Yolanda Orit Chévez Rivera. Rubén Antonio Lizama Argueta.

Miguel Ángel Yanes Cruz.

Universidad de El Salvador. San Miguel, Junio 2005.

RECURSOS ELECTRÓNICOS

- **Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales. Descargado Agosto 2009.**

<http://www.marn.gob.sv>

- **Sánchez San Román, Javier. (Nov 2003). Universidad de Salamanca. Descargado Junio 2009.**

<http://web.usal.es>

- **MACCAFERRI**

www.maccaferri.com

- **NORMATIVA MINIMA PARA LA VENTANILLA UNICA**

<http://ns.mop.gob.sv/ventanilla/>

SOFTWARE

- **Autodesk Land Desktop 2008.**
- **Microsoft Office 2007.**
- **CorelDRAWX4.**



ANEXOS



ANEXO I

CURVAS (I.D.F.)

GRAFICO 1
 INTENSIDAD - DURACIÓN - FRECUENCIA PARA STAN OCTUBRE DEL 2005

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)

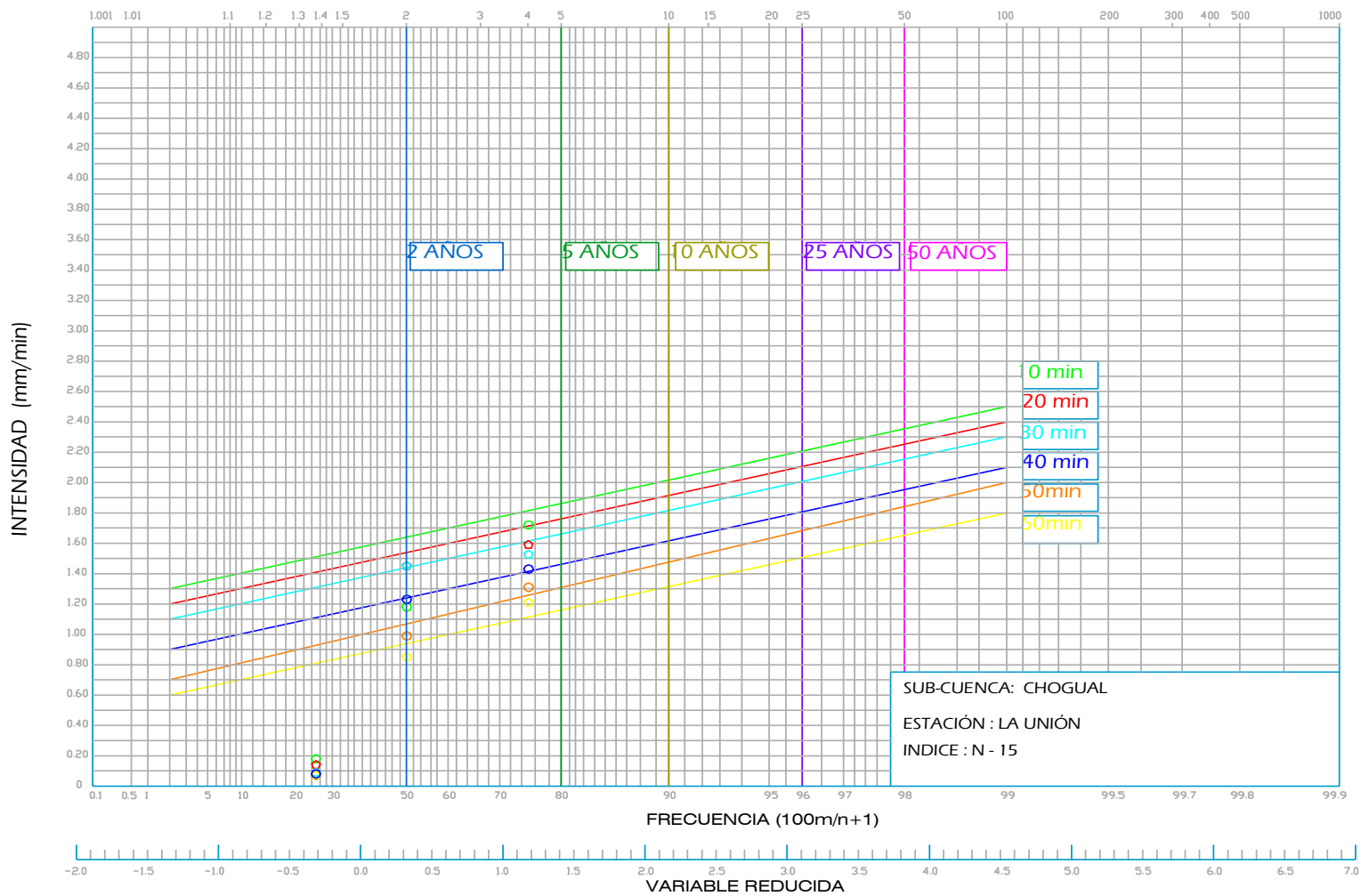


GRAFICO 2
 INTENSIDAD DE DISEÑO
 STAN OCTUBRE DEL 2005

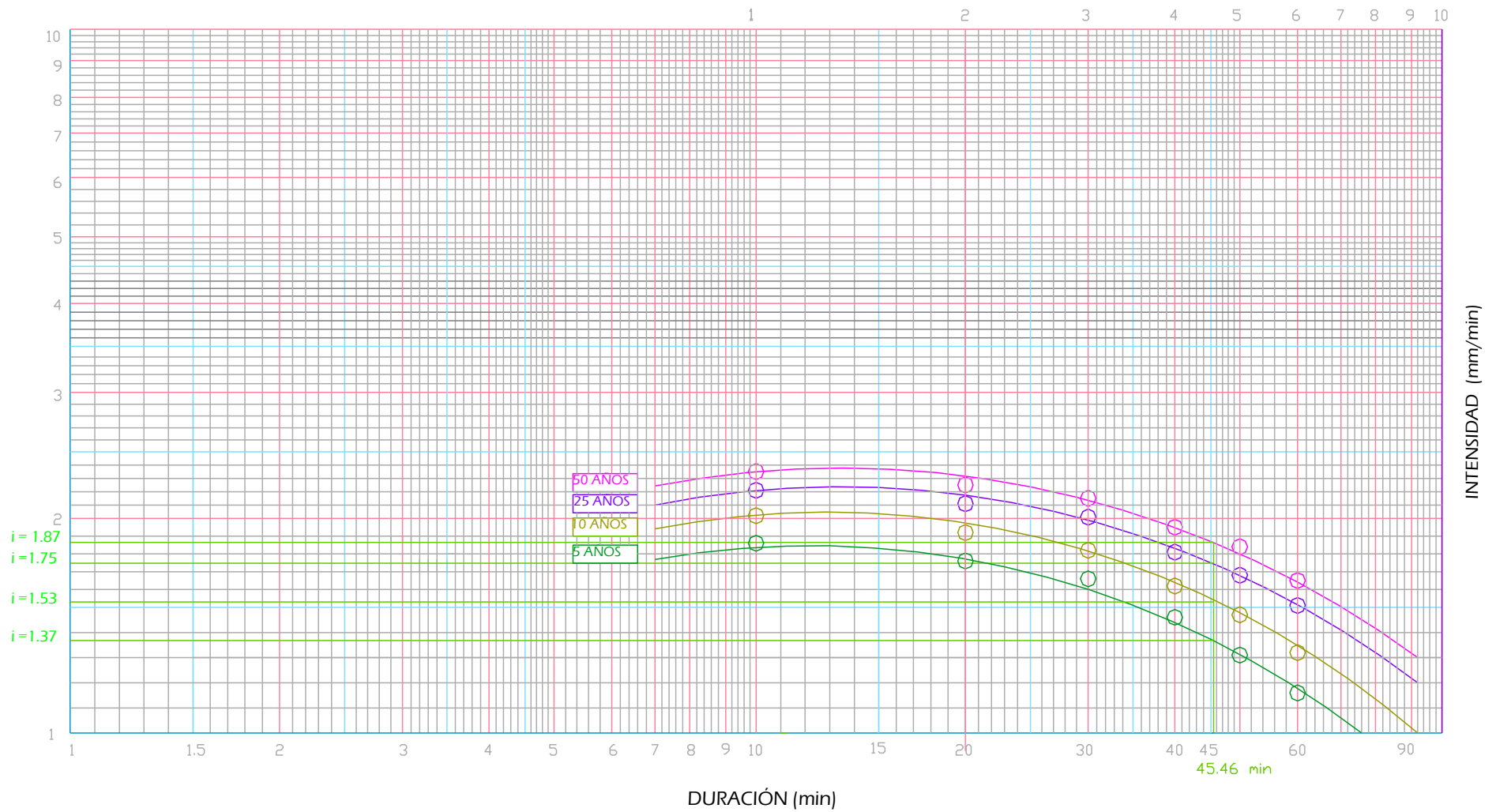


GRAFICO 3
 INTENSIDAD - DURACIÓN - FRECUENCIA DEAN AGOSTO DEL 2007
 PERIODO DE RETORNO (AÑOS)

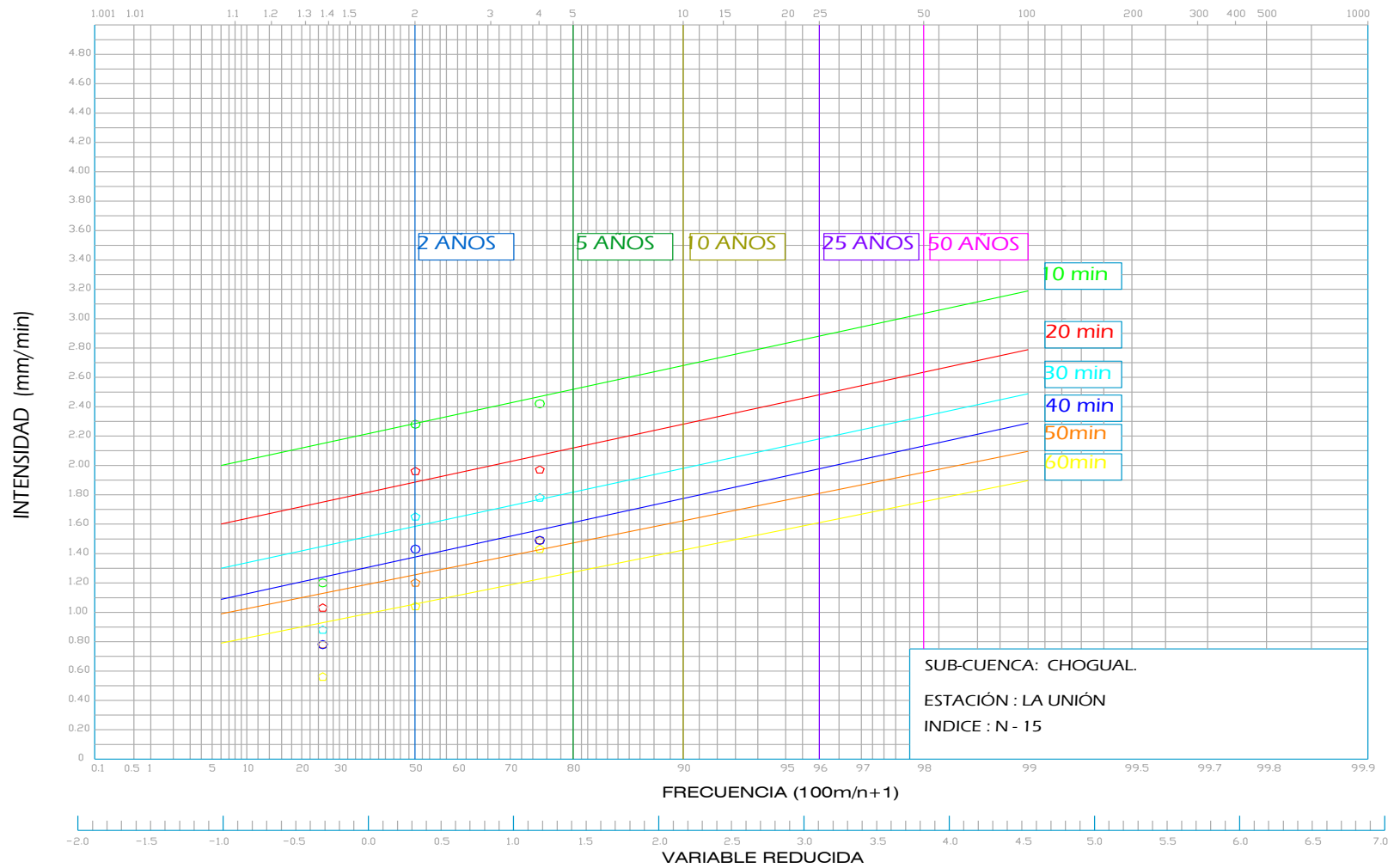


GRAFICO 4
INTENSIDAD DE DISEÑO
DEAN AGOSTO DEL 2007

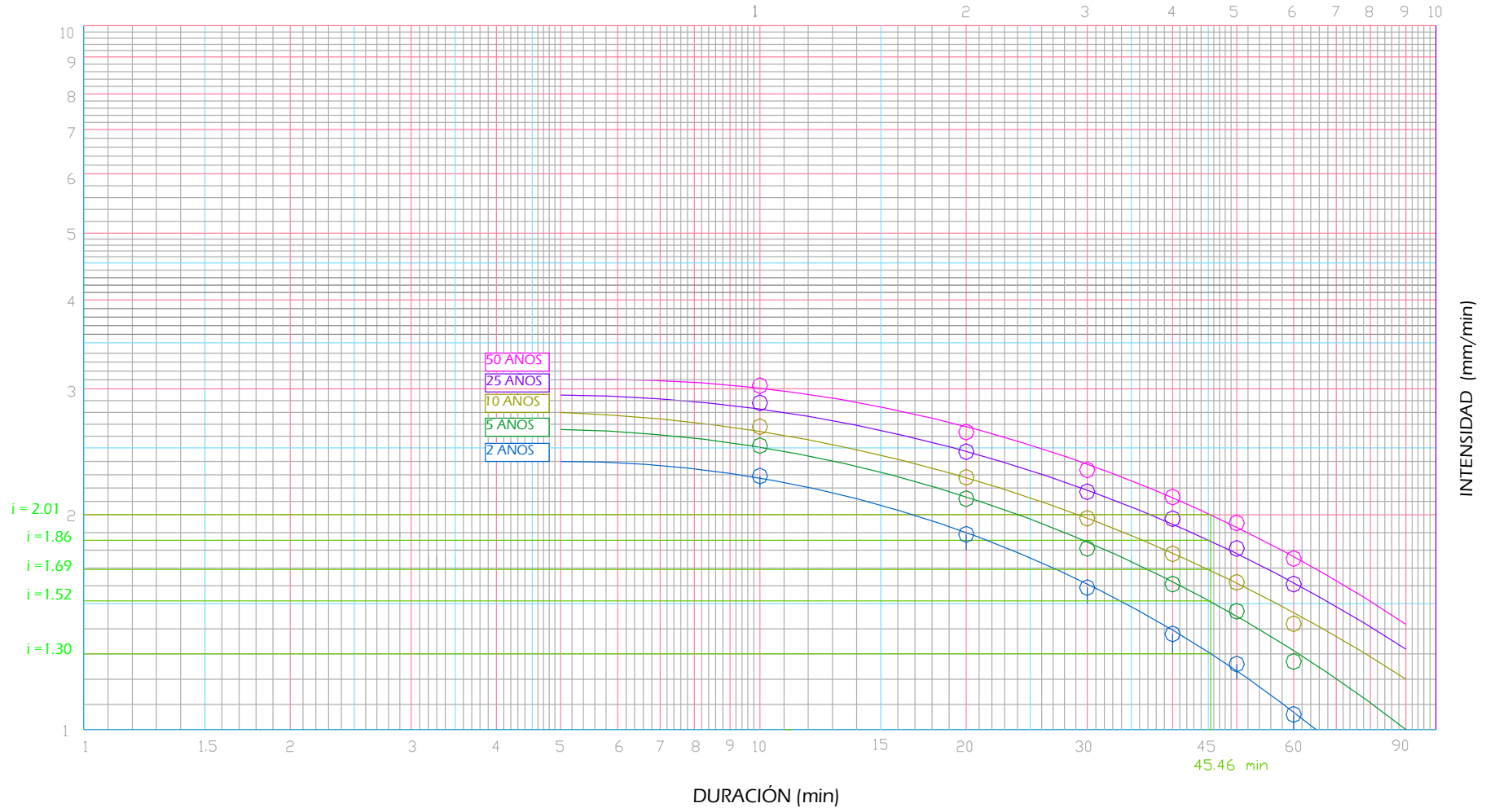


GRAFICO 5
 INTENSIDAD DE DISEÑO
 STAN OCTUBRE DEL 2005

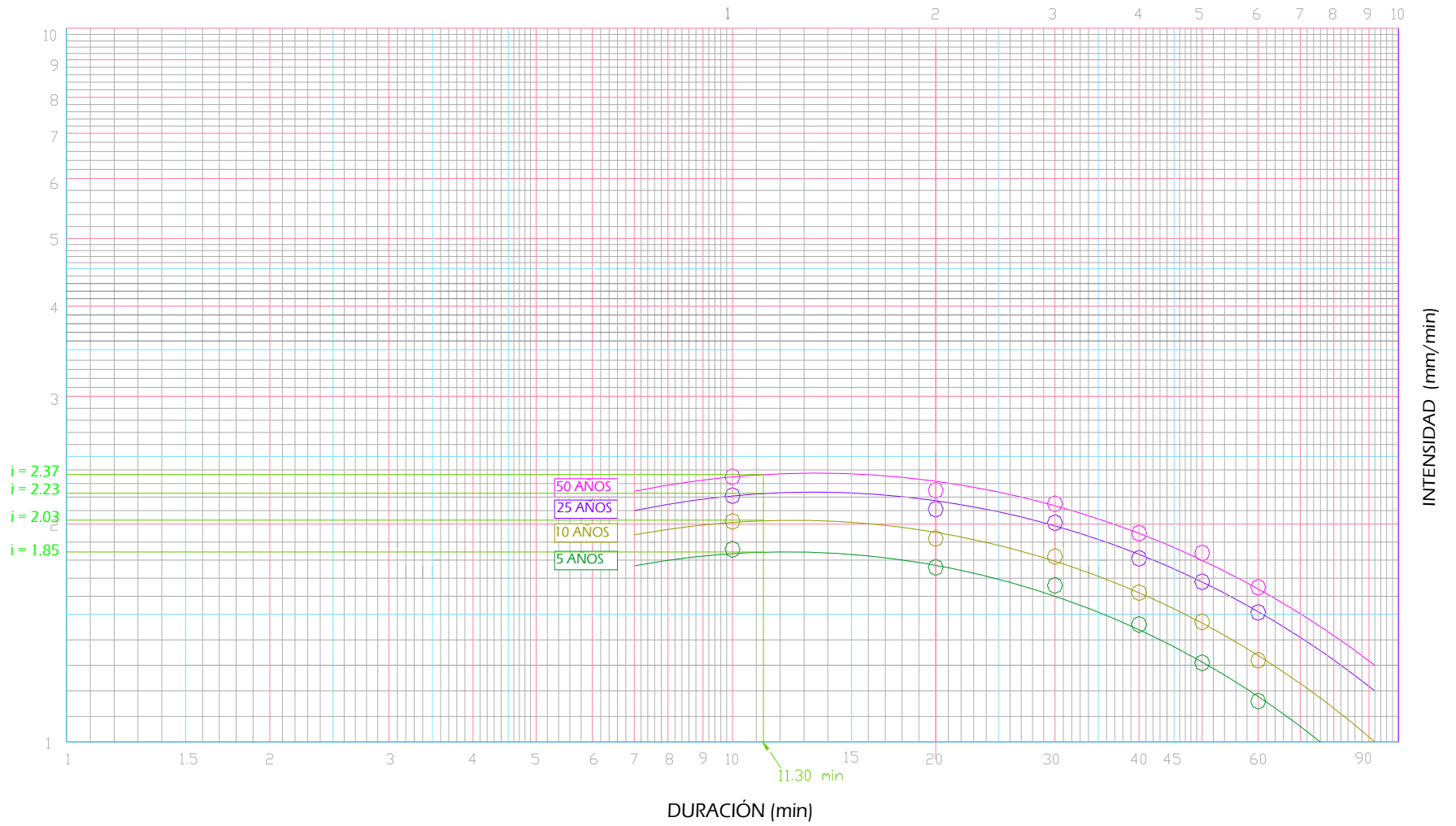


GRAFICO 6
 INTENSIDAD DE DISEÑO
 DEAN AGOSTO DEL 2007

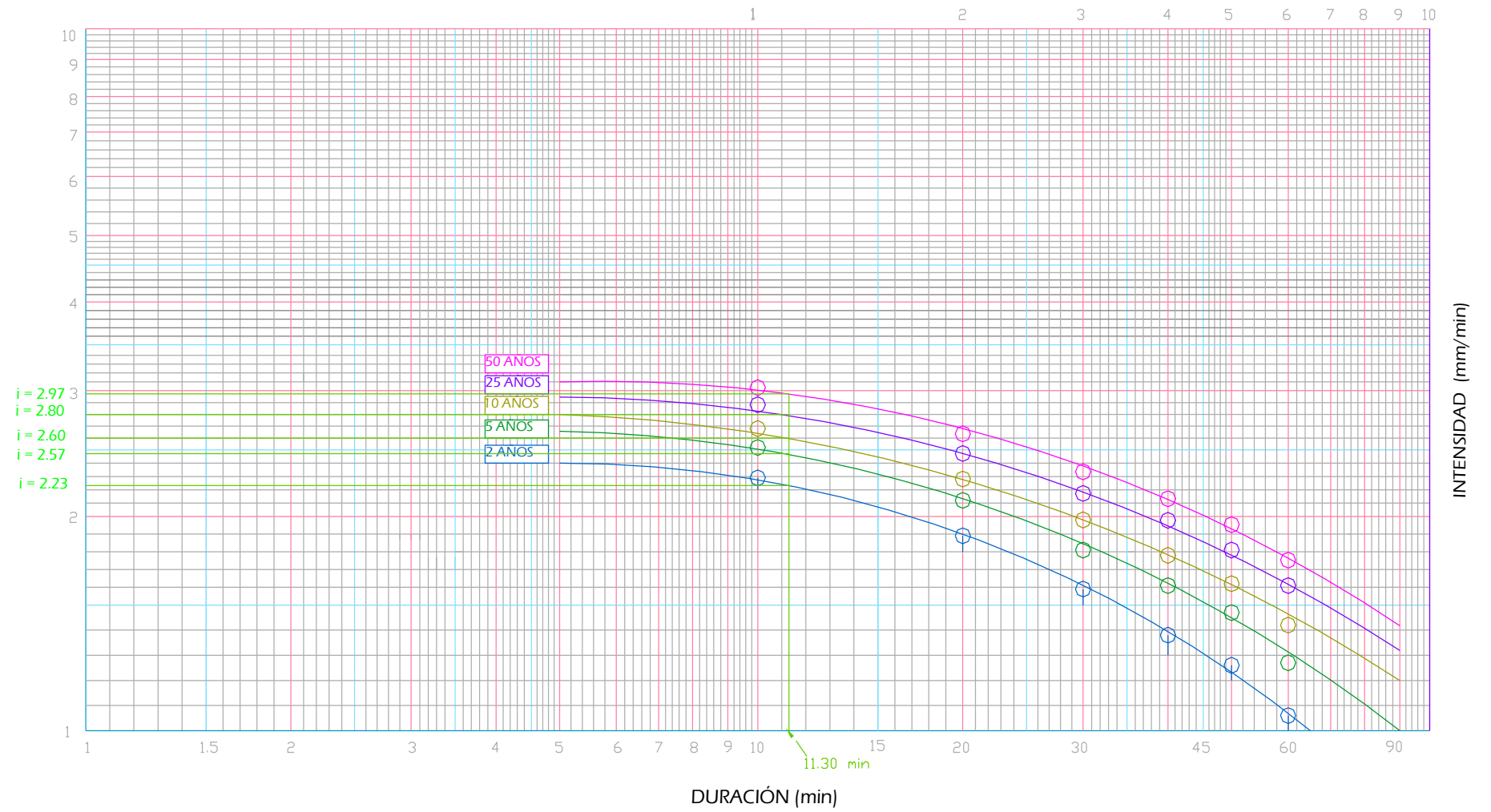


GRAFICO 7
INTENSIDAD DE DISEÑO
STAN OCTUBRE DEL 2005

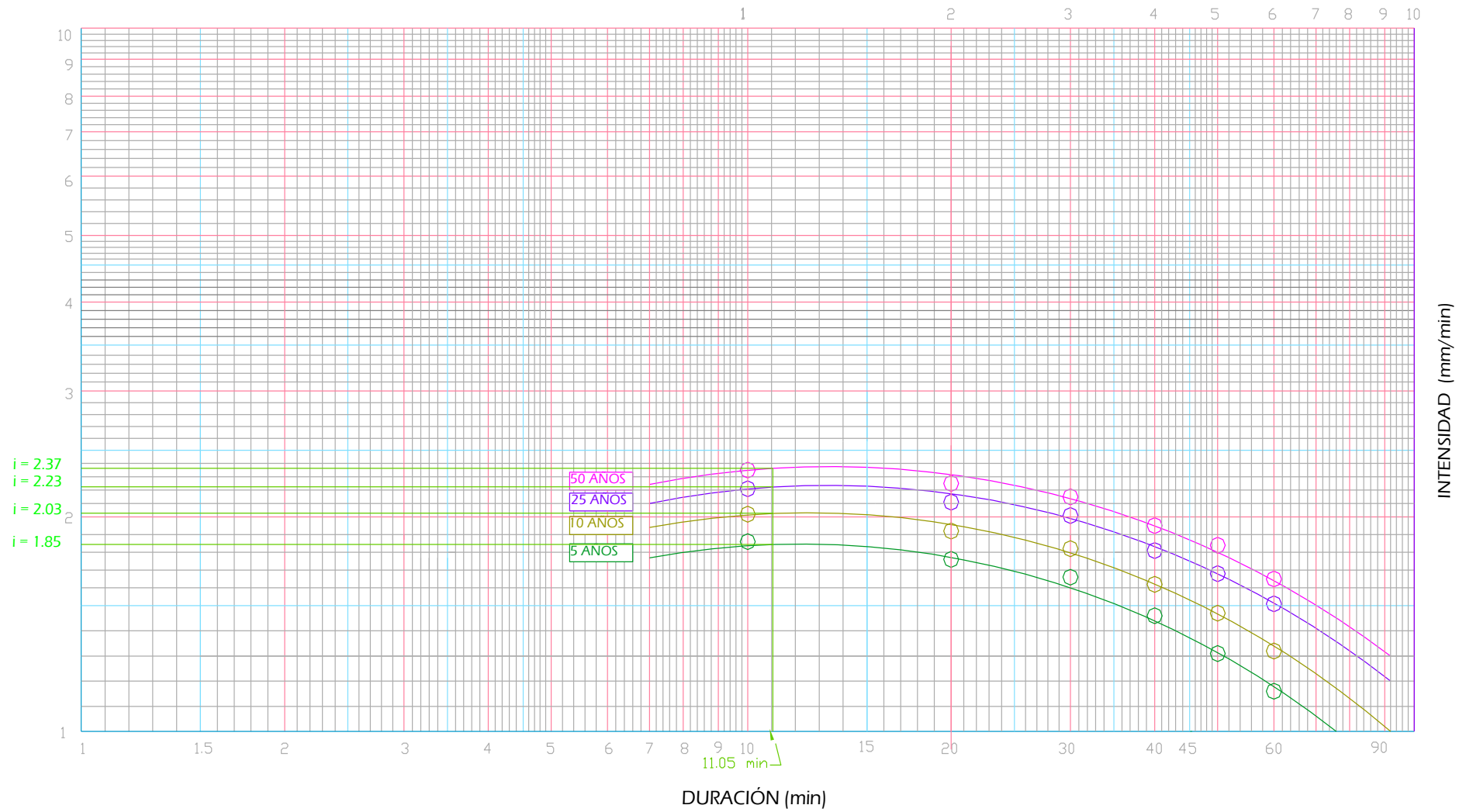


GRAFICO 8
 INTENSIDAD DE DISEÑO
 DEAN AGOSTO DEL 2007

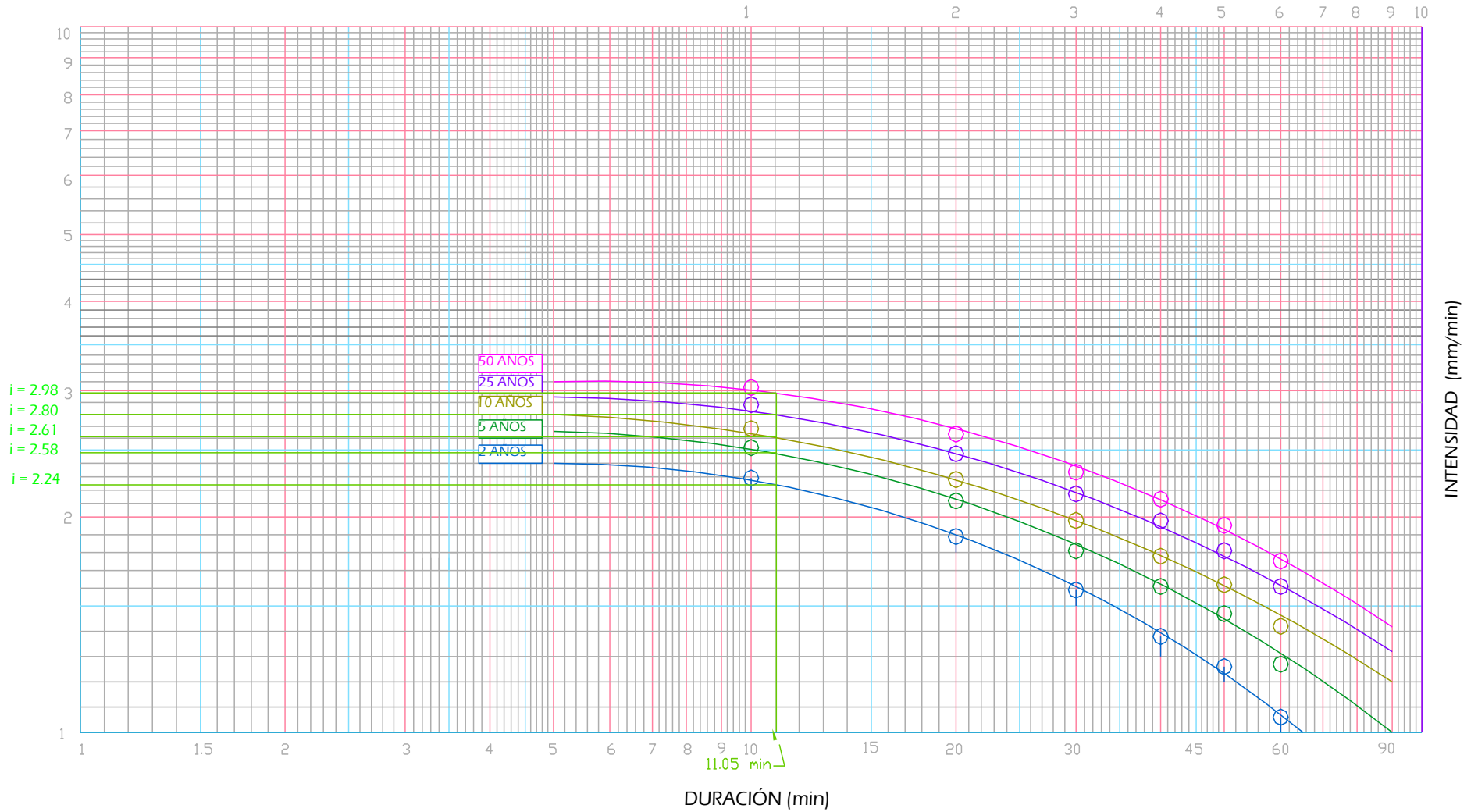


GRAFICO 9
 INTENSIDAD - DURACIÓN - FRECUENCIA DEAN AGOSTO DEL 2007
 PERIODO DE RETORNO (AÑOS)

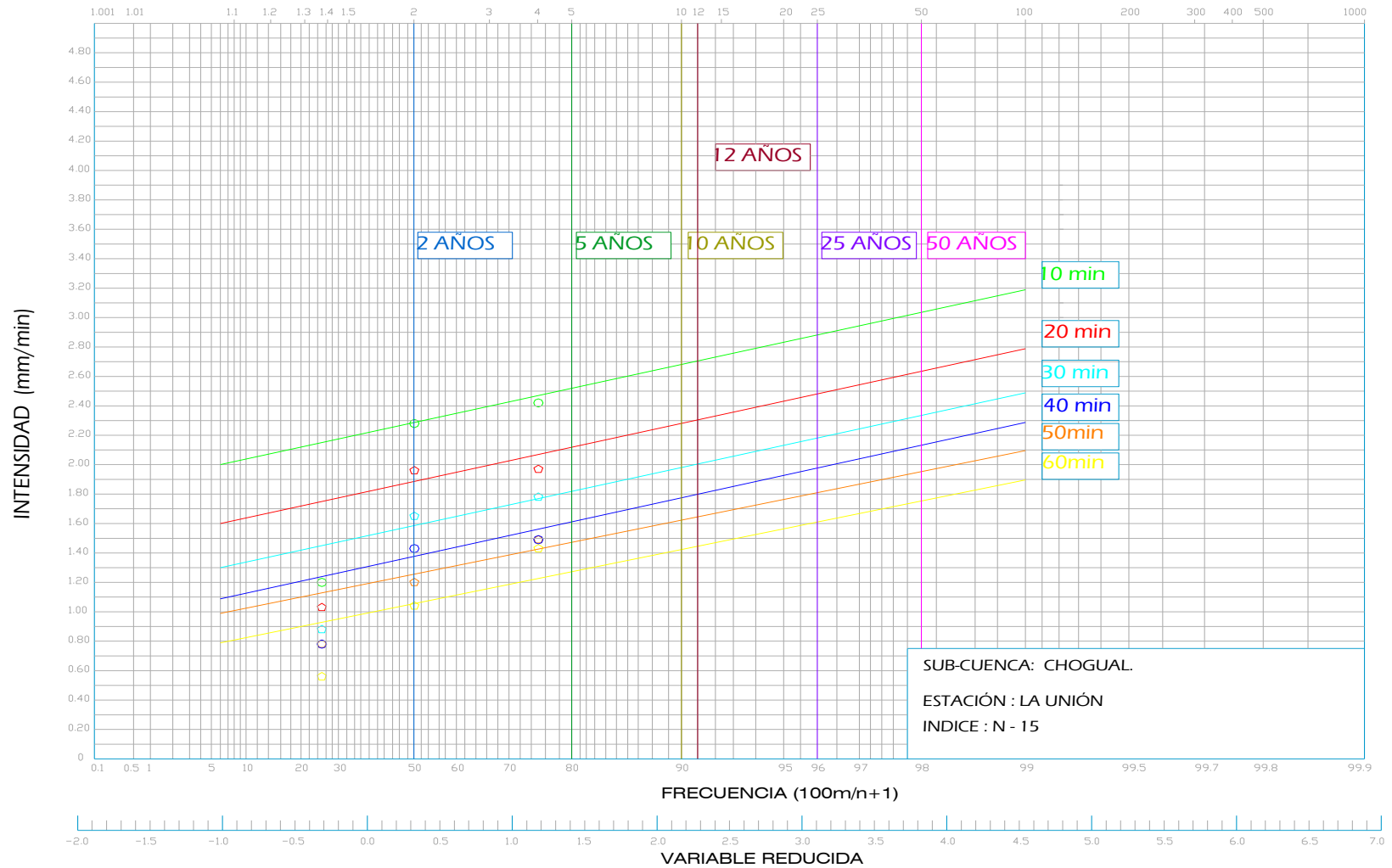


GRAFICO 10
 INTENSIDAD DE DISEÑO
 DEAN AGOSTO DEL 2007

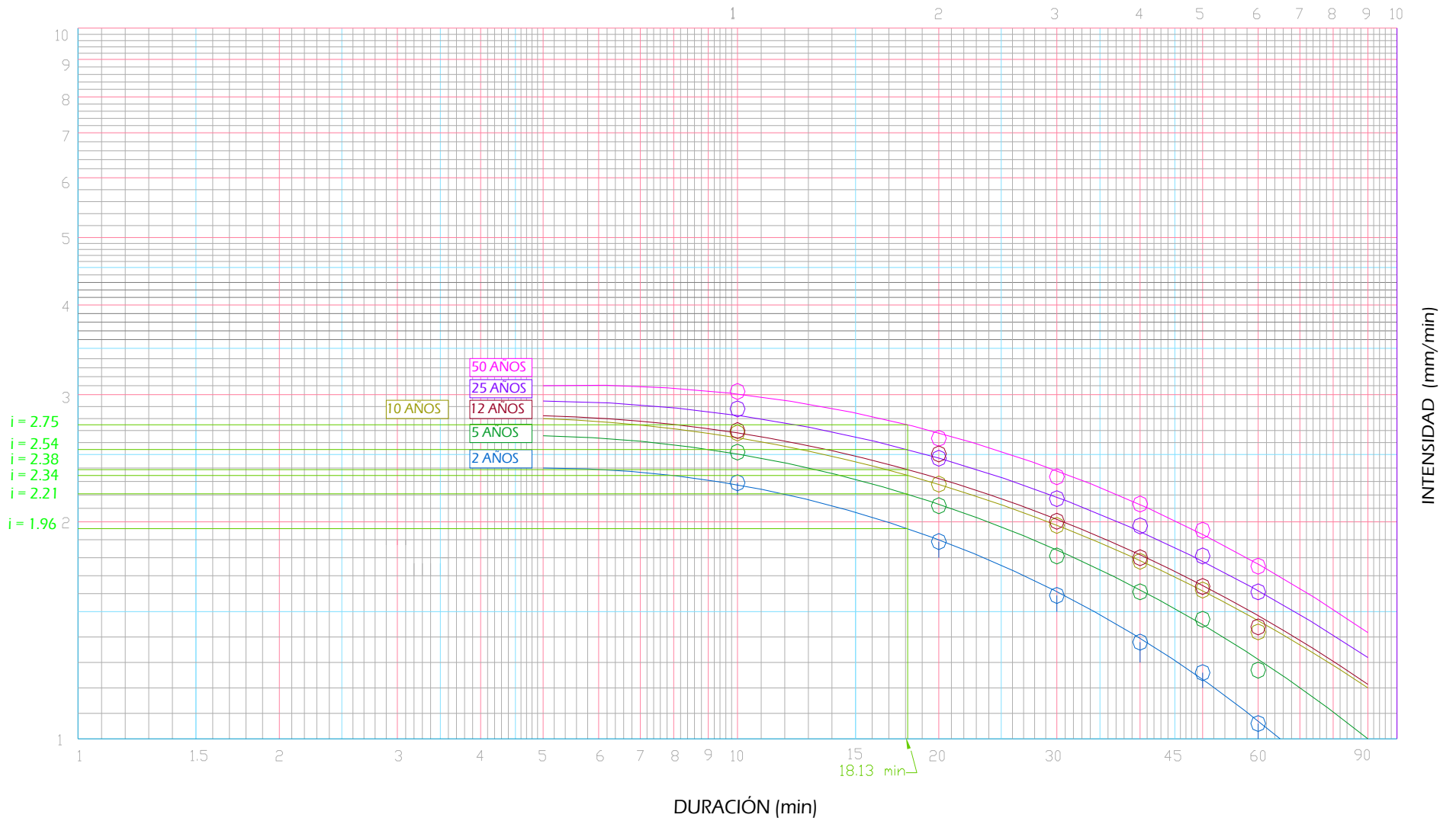


GRAFICO 11
 INTENSIDAD DE DISEÑO
 DEAN AGOSTO DEL 2007

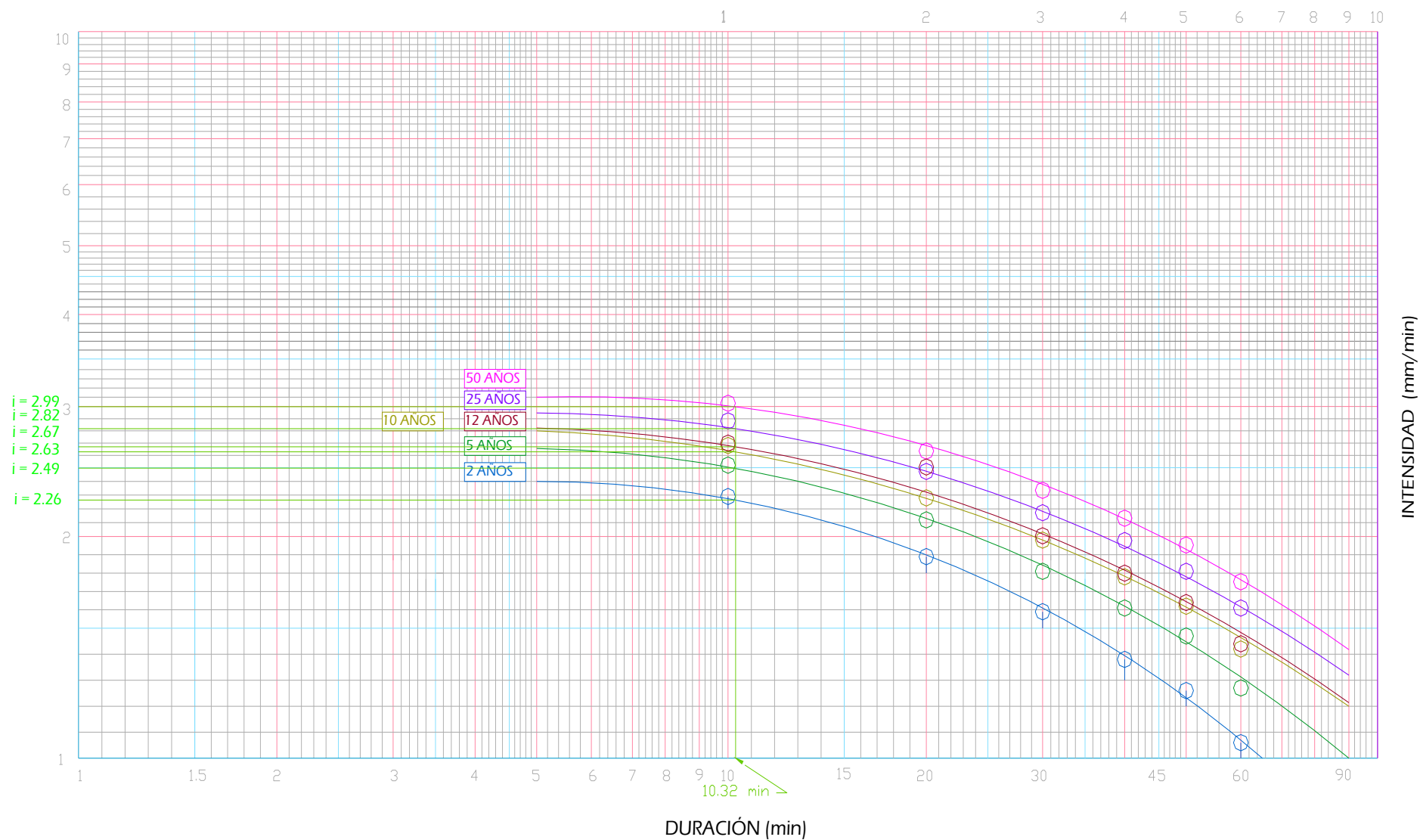
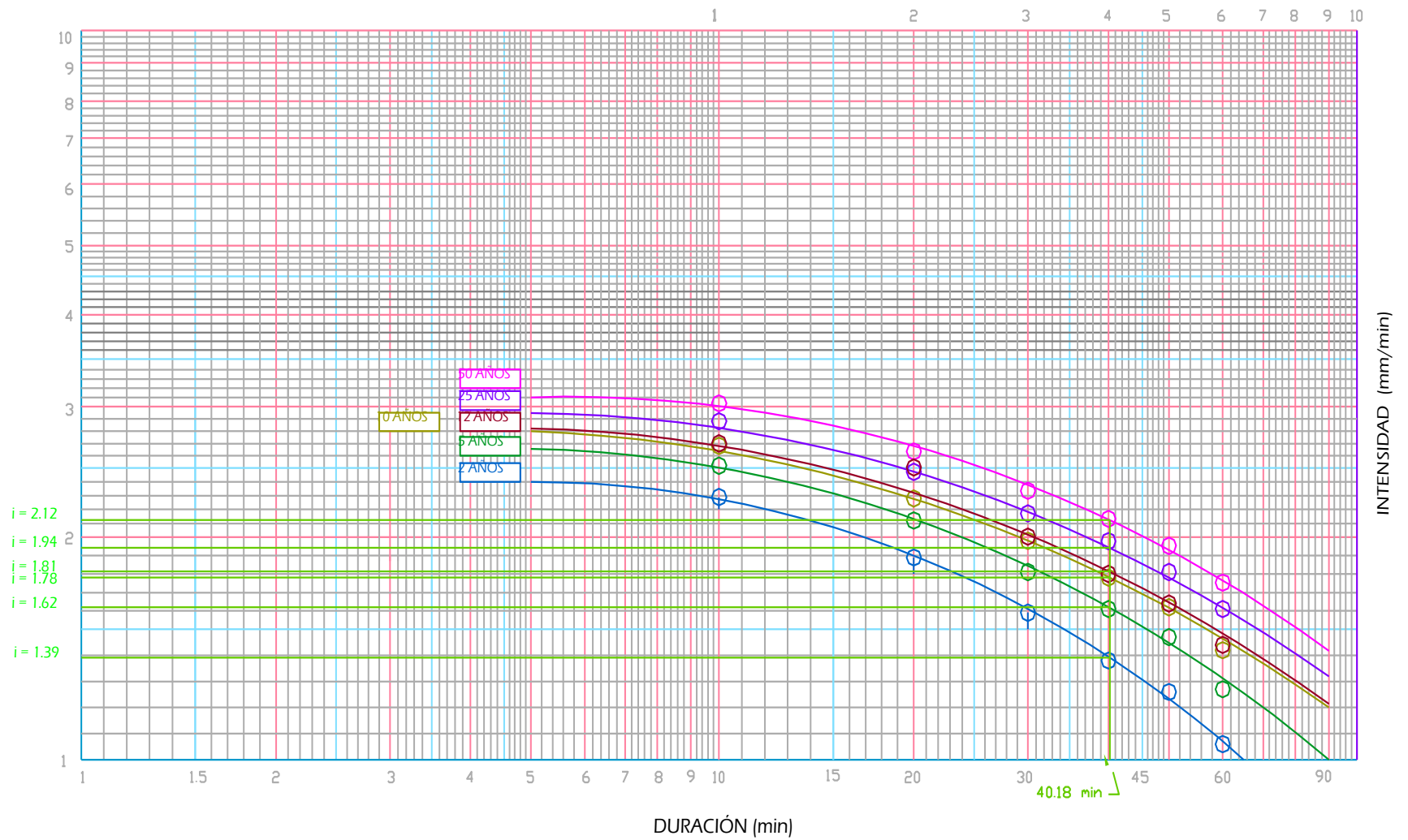


GRAFICO 12
 INTENSIDAD DE DISEÑO
 DEAN AGOSTO DEL 2007





ANEXO II

**CALCULO DE CAUDALES
DE AGUAS RESIDUALES**

CALCULO DE CAUDAL DE SALIDA DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE LA URBANIZACION BELLA VISTA

(1º TRAMO)

Para obtener este Caudal se tomara en cuenta el número de viviendas actuales y un promedio de 5 personas por vivienda.

CALCULO DE LA POBLACION DEL PROYECTO.

DATOS:

P_o = Población actual

P_n = Población futura $P_o (1+i)^n$

i = Tasa de crecimiento poblacional 1.69%

n = Periodo de diseño

Número de viviendas = 950

Número de habitantes por viviendas = 5

Entonces tenemos que:

P_o = (Numero de viviendas) x (Numero de habitantes por vivienda)

P_o = (950 viviendas) x (5 habitantes/vivienda)

P_o = 4,750 habitantes

CALCULANDO LA DEMANDA

De acuerdo a la Norma Técnica de ANDA, la dotación total incluirá la dotación doméstica y un 20% para fugas y desperdicios.

De la tabla de consumos específicos se obtuvo esta dotación para Viviendas tomando en consideración la dotación como Viviendas Media y con una demanda 175 Litros/p/d

Dotación para una vivienda media, más 20% para fugas y desperdicios.

Dotación: 175 litros/p/día + 20% para fugas y desperdicios

Dotación media: 175litros/p/día + 35 litros/p/día

Dotación media: 210 litros/p/día

Calculando el consumo medio diario (Qmd) Para año 2007

$$Qmd = \frac{\text{Población} \times \text{dotación}}{86400\text{seg/día}}$$

$$Qmd = \frac{4,750 \text{ habitantes} \times 210 \text{ litros/p/día}}{86400\text{seg/día}}$$

Qmd = 11.54 Litros/seg.

Teniendo como base la Norma Técnica, calculamos el consumo máximo diario (Q_{maxd} Litros/seg.), consumo máximo horario (Q_{maxh} Litros/seg.) y un coeficiente de variación de consumo de agua:

Consumo máximo diario: $K_1 = 1.2$ a 1.5

Consumo máximo horario: $K_2 = 1.8$ a 2.4

Calculo para obtener el Caudal Máximo Diario (Q_{maxd}), con un coeficiente de variación diaria de $k_1 = 1.5$

$$Q_{maxd} = Q_{md} \times k_1$$

$$Q_{maxd} = (11.54 \text{ Litros/seg.}) \times (1.5)$$

$$Q_{maxd} = 17.32 \text{ Litros/seg.}$$

Calculo para obtener el Caudal Máximo Horario (Q_{maxh}), con un coeficiente de variación diaria de $k_2 = 2.4$

$$Q_{maxh} = Q_{md} \times k_2$$

$$Q_{maxh} = (11.54 \text{ Litros/seg.}) \times (2.4)$$

$$Q_{maxh} = 27.71 \text{ Litros/seg.}$$

Según la Norma Técnica El caudal de diseño será igual al 80 % del consumo máximo horario correspondiente al final del periodo de diseño mas una infiltración potencial a lo largo de la tubería de 0.20 Litros/seg./ha.

$$Q_{\max h} = 27.71 \text{ Litros/seg.}$$

$$\text{Área} = 97,062.73 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{INFLUENCIA}} = 97062.73 \text{ m}^2 \times (\text{Ha}/10000 \text{ m}^2) = 9.70 \text{ Ha}$$

Calculo del caudal de diseño (q)

$$q = ((0.8 \times Q_{\text{LOTES}}) + (0.1 \text{ Litros/seg./ha} \times A_{\text{INFLUENCIA}}))$$

$$q = ((0.8) (27.71 \text{ Litros/seg.}) + (0.1 \text{ Litros/seg./há} \times 9.70 \text{ ha}))$$

$$q = 22.17 \text{ Litros/seg.} + 0.97 \text{ Litros/seg.}$$

$$q = 23.14 \text{ Litros/seg.}$$

Por lo tanto el Caudal de salida de la planta de tratamiento de la Urbanización Bella Vista será

$$Q = 0.02314 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

CAUDAL DE SALIDA DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE LA URBANIZACION BELLA VISTA
A PARTIR DEL 2007

| AÑOS | POBLACION FUTURA (Pn) | DOTACION MEDIA Litros/p/día | CONS. MEDIO DIARIO (Qmd)Litros/Seg. | CAUDAL MAX. DIARIO (Qmaxd) Litros/Seg. | CAUDAL MAX. HORARIO (Qmax.h)Litros/Seg. | CAUDAL DE SALIDA (Q) m3/Seg. |
|------|-----------------------|-----------------------------|-------------------------------------|--|---|------------------------------|
| 2007 | 4,750 Hab. | 210 | 11.54 | 17.32 | 27.71 | 0.0231 |
| 2009 | 4,912 Hab. | 210 | 11.94 | 17.91 | 28.65 | 0.0239 |
| 2012 | 5,166 Hab. | 210 | 12.56 | 18.83 | 30.14 | 0.0251 |
| 2017 | 5,617 Hab. | 210 | 13.65 | 20.48 | 32.76 | 0.0272 |
| 2032 | 7,222 Hab. | 210 | 17.55 | 26.33 | 42.13 | 0.0347 |
| 2057 | 10,980 Hab. | 210 | 26.69 | 40.03 | 64.05 | 0.0522 |

CALCULO DE CAUDAL DE SALIDA DEL BARRIO SAN ANTONIO

(2º TRAMO)

Para obtener este Caudal se tomara en cuenta el número de viviendas actuales y un promedio de 5 personas por vivienda.

CALCULO DE LA POBLACION DEL PROYECTO.

DATOS:

P_o = Población actual

Número de viviendas = 250

Número de habitantes por viviendas = 5

Entonces tenemos que:

P_o = (Numero de viviendas) x (Numero de habitantes por vivienda)

P_o = (250 viviendas) x (5 habitantes/vivienda)

P_o = 1,250 habitantes

CAUDAL DE SALIDA DEL BARRIO SAN ANTONIO
A PARTIR DEL 2007

| AÑOS | POBLACION FUTURA (Pn) | DOTACION MEDIA Litros/p/día | CONS. MEDIO DIARIO (Qmd)Litros/Seg. | CAUDAL MAX. DIARIO (Qmaxd) Litros/Seg. | CAUDAL MAX. HORARIO (Qmax.h)Litros/Seg. | CAUDAL DE SALIDA (Q) m3/Seg. |
|------|-----------------------|-----------------------------|-------------------------------------|--|---|------------------------------|
| 2007 | 1,250 Hab. | 180 | 2.60 | 3.91 | 6.25 | 0.00500 |
| 2009 | 1,293 Hab. | 180 | 2.69 | 4.04 | 6.46 | 0.00517 |
| 2012 | 1,359 Hab. | 180 | 2.83 | 4.25 | 6.80 | 0.00544 |
| 2017 | 1,478 Hab. | 180 | 3.08 | 4.62 | 7.39 | 0.00591 |
| 2032 | 1,901 Hab. | 180 | 3.96 | 5.94 | 9.51 | 0.00760 |
| 2057 | 2,890 Hab. | 180 | 6.02 | 9.03 | 14.45 | 0.01156 |

CALCULO DE CAUDAL DE SALIDA DE LA ESCUELA HUGO LINDO

(3º TRAMO)

Para obtener este Caudal se tomara en cuenta el número de estudiantes y docentes actuales de la institución.

CALCULO DE LA POBLACION DEL PROYECTO.

Estudiantes = 300

Docentes = 14

Total= 314 (habitantes)

P_o = Población actual

P_o = 314 habitantes

P_o = 314 habitantes

CALCULANDO LA DEMANDA

De la tabla de consumos específicos se obtuvo esta dotación para Escuelas tomando en consideración la dotación como Escuela Externa y con una demanda 40 Litros/alumno/día

Dotación para una Escuela Externa, más 20% para fugas y desperdicios.

CAUDAL DE SALIDA DE LA ESCUELA HUGO LINDO 2009

| AÑOS | POBLACION FUTURA(Pn) | DOTACION MEDIA Litros/alumno/día | CONS. MEDIO DIARIO (Qmd)Litros/Seg. | CAUDAL MAX. DIARIO (Qmaxd) Litros/Seg. | CAUDAL MAX. HORARIO (Qmax.h)Litros/Seg. | CAUDAL DE SALIDA (Q) m3/Seg. |
|------|----------------------|----------------------------------|-------------------------------------|--|---|------------------------------|
| 2009 | 314 Hab. | 48 | 0.17 | 0.26 | 0.42 | 0.00034 |

CALCULO DE CAUDAL DE SALIDA DEL SECTOR ESTERITO Y CAMPO VILLALTA

Para obtener este Caudal se tomara en cuenta el número de viviendas actuales y un promedio de 5 personas por vivienda.

CALCULO DE LA POBLACION DEL PROYECTO.

DATOS:

P_o = Población actual

Número de viviendas = 200

Número de habitantes por viviendas = 5

Entonces tenemos que:

$P_o = (\text{Numero de viviendas}) \times (\text{Numero de habitantes por vivienda})$

$P_o = (200 \text{ viviendas}) \times (5 \text{ habitantes/vivienda})$

$P_o = 1,000 \text{ habitantes}$

CALCULANDO LA DEMANDA

De la tabla de consumos específicos se obtuvo esta dotación para Viviendas tomando en consideración la dotación como Viviendas Mínima y con una demanda 125 Litros/p/d

Dotación para una vivienda media, más 20% para fugas y desperdicios.

CAUDAL DE SALIDA DEL SECTOR ESTERITO Y CAMPO VILLALTA
A PARTIR DEL 2007


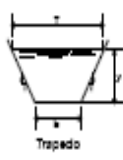
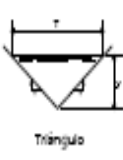

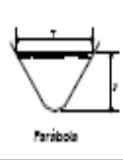


| AÑOS | POBLACION FUTURA (Pn) | DOTACION MEDIA Litros/p/día | CONS. MEDIO DIARIO (Qmd) Litros/Seg. | CAUDAL MAX. DIARIO (Qmaxd) Litros/Seg. | CAUDAL MAX. HORARIO (Qmax.h) Litros/Seg. | CAUDAL DE SALIDA (Q) m3/Seg. |
|------|-----------------------|-----------------------------|--------------------------------------|--|--|------------------------------|
| 2007 | 1,000 Hab. | 150 | 1.74 | 2.60 | 4.17 | 0.00333 |
| 2009 | 1,034 Hab. | 150 | 1.80 | 2.69 | 4.31 | 0.00345 |
| 2012 | 1,088 Hab. | 150 | 1.89 | 2.83 | 4.53 | 0.00363 |
| 2017 | 1,183 Hab. | 150 | 2.05 | 3.08 | 4.93 | 0.00394 |
| 2032 | 1,521 Hab. | 150 | 2.64 | 3.96 | 6.34 | 0.00507 |
| 2057 | 2,312 Hab. | 150 | 4.01 | 6.02 | 9.63 | 0.00770 |

A decorative graphic consisting of a vertical blue line on the left, a horizontal red line at the bottom, and a rounded rectangular box with a red border and light pink fill in the center. The text is centered within this box.

ANEXO III

**TABLA DE ELEMENTOS
GEOMÉTRICOS DE SECCIONES
DE CANAL**

Tabla de elementos geométricos de secciones de canal.

| Sección | Área (A) | Perímetro Mojado (P) | Radio Hidráulico (R) | Ancho Superficial (T) | Profundidad Hidráulica (D) | Factor de sección (Z) |
|--|--|--|--|--|---|---|
|  Rectángulo | by | $(b + 2y)$ | $\frac{by}{(b + 2y)}$ | b | y | by^3 |
|  Trapecio | $(b + zy)y$ | $b + 2y\sqrt{1 + z^2}$ | $\frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}}$ | $b + 2zy$ | $\frac{(b + zy)y}{b + 2zy}$ | $\frac{[(b + zy)y]^3}{\sqrt{b + 2zy}}$ |
|  Triángulo | zy^2 | $2y\sqrt{1 + z^2}$ | $\frac{zy}{2\sqrt{1 + z^2}}$ | $2zy$ | $1/2y$ | $\frac{\sqrt{2}}{2} zy^3$ |
|  Círculo | $1/8 [\pi - \text{sen } \theta] d^3$ | $1/2 \theta d$ | $1/4 (1 - \text{sen } \theta / \theta) d$ | $\frac{(\text{sen } 1/2 \theta) d}{z \sqrt{y(d - y)}}$ | $1/8 \left[\frac{\theta - \text{sen } \theta}{\text{sen } 1/2 \theta} \right] d$ | $\frac{\sqrt{2}}{22} \left[\frac{\theta - \text{sen } \theta}{\text{sen } 1/2 \theta} \right]^3 d^3$ |
|  Parábola | $2/3 Ty$ | $T + 8/3 y^2/T$ | $\frac{2T^2y}{3T^2 + 8y^2}$ | $\frac{3}{2} \frac{A}{y}$ | $2/3y$ | $2/9 \sqrt{6} Ty^3$ |
|  Rectángulo con esquinas redondeadas ($y > r$) | $(p/2 - 2)r^2 + (b + 2r)y$ | $(p - 2)r + b + 2y$ | $\frac{(p/2 - 2)r^2 + (b + 2r)y}{(p - 2)r + b + 2y}$ | $b + 2r$ | $\frac{(p/2 - 2)r^2}{b + 2r} + y$ | $\frac{[(p/2 - 2)r^2 + (b + 2r)y]^3}{\sqrt{b + 2r}}$ |
|  Triángulo con fondo redondeado | $T^2/4s \cdot r^2/s(1 - s \text{cob}^2 s)$ | $T/2\sqrt{1 + z^2} \cdot 2r/z(1 - s \text{cob}^2 s)$ | $\frac{A}{P}$ | $z [zy - r] + r\sqrt{1 + z^2}$ | $\frac{A}{T}$ | $A \sqrt{\frac{A}{T}}$ |

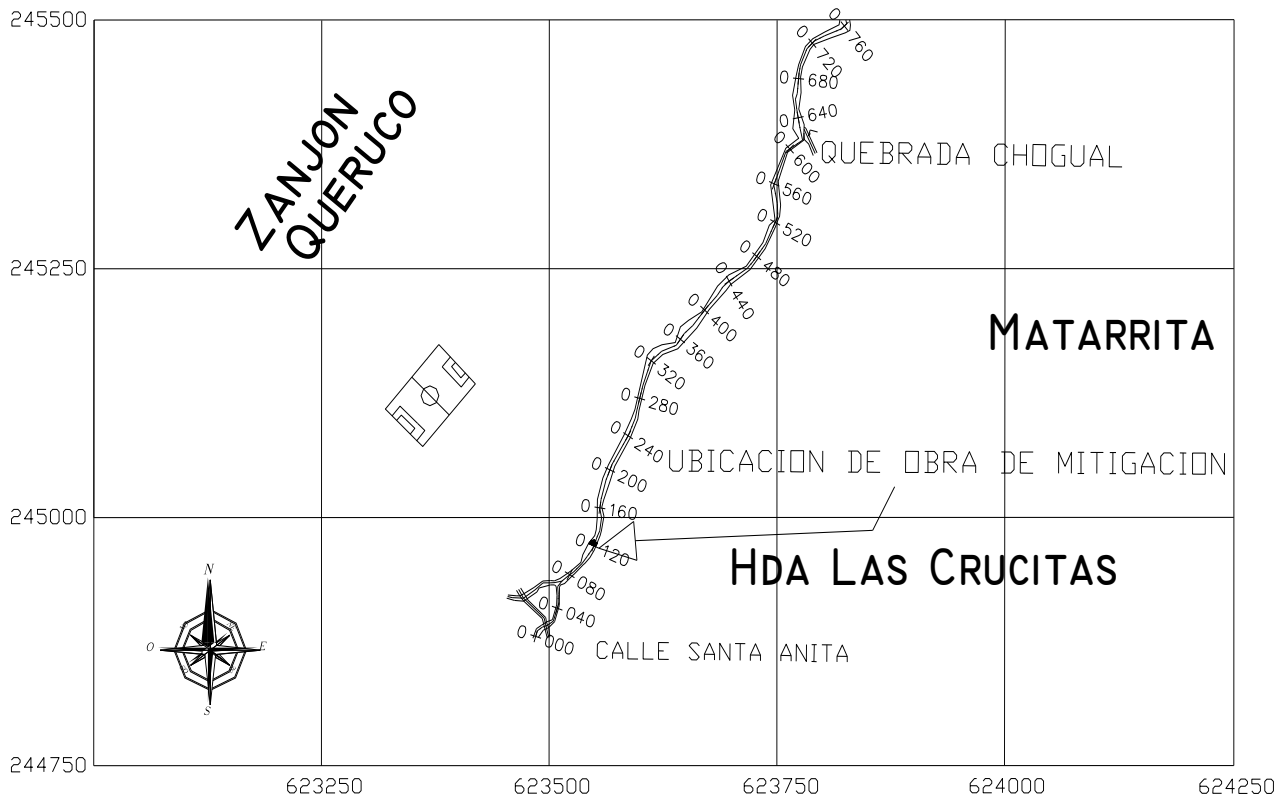
Aproximación satisfactoria para el intervalo $0 < x \leq 1$, donde $x = 4y/T$. Cuando $x > 1$, utilice la expresión exacta $P = T/2 \left(\sqrt{1 + x^2} + 1/x \text{Ln} \left(x + \sqrt{1 + x^2} \right) \right)$ ³⁰

³⁰ Tomada de Hidráulica de Canales Abiertos Ven Te Chow.

A decorative graphic consisting of several lines. On the left, there are two vertical blue lines of different lengths. A horizontal red line runs across the middle, with a shorter red line segment below it. A large, rounded rectangular shape with a red border and a light pink gradient fill is positioned in the center, overlapping the horizontal lines.

ANEXO IV

PLANOS



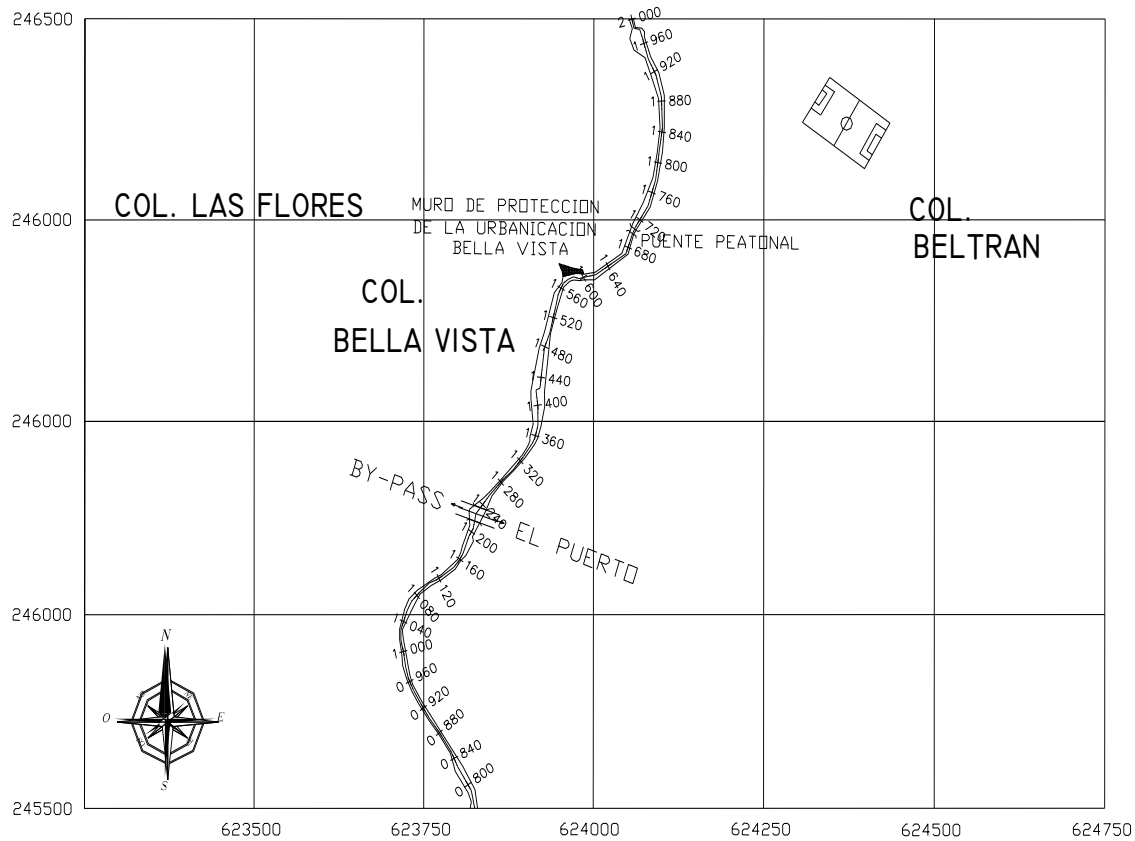
| SIMBOLOGIA | |
|-----------------------|--|
| PLANTA DE TRATAMIENTO | |
| PUENTE | |
| QUEBRADA | |
| CALLE | |
| MURO | |
| CANCHA | |

0 125 250

| |
|---|
| PROYECTO: ANALISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACION, EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNION. |
| CONTENIDO: UBICACION DEL AREA DE ESTUDIO |
| UBICACION: QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNION, DEPARTAMENTO DE LA UNION. |

| | | |
|---|---------------------------------|----------------------|
| ASESOR: ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA | | |
| PRESENTA: CRUZ PACHECO, HEYNER EDENILSON LEIVA CABALLERO, GEORGE FERNANDO MEDINA MACHADO, ORLANDO ENRIQUE | | |
| FECHA: DICIEMBRE/ 2009 | ESCALA: ESPECIFICADAS | HOJA: 1/23 |





SIMBOLOGIA

| | |
|-----------------------|--|
| PLANTA DE TRATAMIENTO | |
| PUENTE | |
| QUEBRADA | |
| CALLE | |
| MURO | |
| CANCHA | |

0 125 250

PROYECTO:
ANALISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN, EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.

CONTENIDO:
UBICACIÓN DEL AREA DE ESTUDIO

UBICACIÓN:
QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE LA UNIÓN.

DISEÑÓ:
ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA

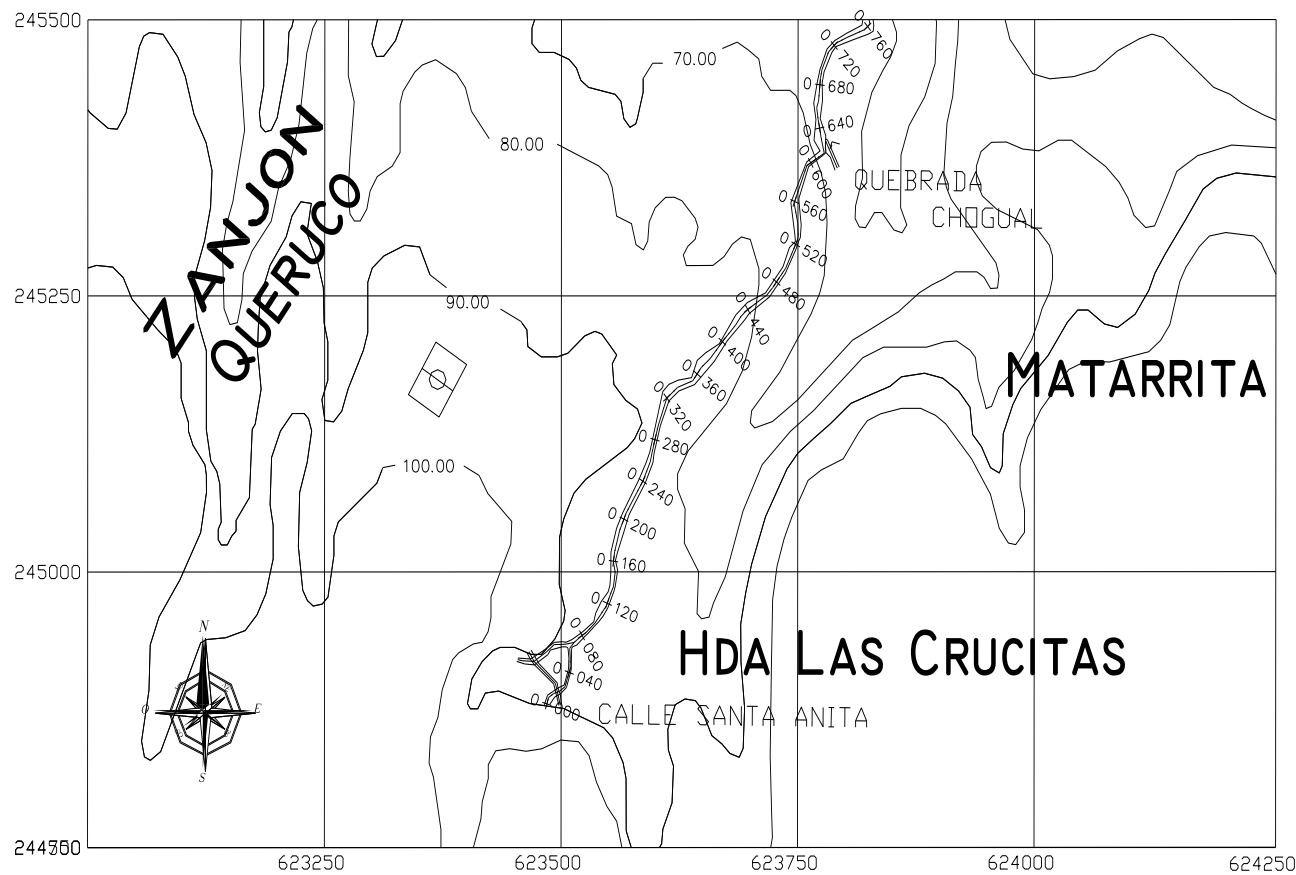
PRESENTA:
CRUZ PACHECO, HEYNER EDENILSON
LEIVA CABALLERO, GEORGE FERNANDO
MEDINA MACHADO, ORLANDO ENRIQUE

FECHA:
DICIEMBRE/2009

ESCALA:
ESPECIFICADAS

FOLIO:
2/23





| SIMBOLOGIA | |
|-----------------------|--|
| PLANTA DE TRATAMIENTO | |
| PUENTE | |
| QUEBRADA | |
| CALLE | |
| MURO | |
| CANCHA | |

PROYECTO:
ANALISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN, EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.

CONTENIDO:
CURVAS DE NIVEL

UBICACIÓN:
QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE LA UNIÓN.

ASESOR:
ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA

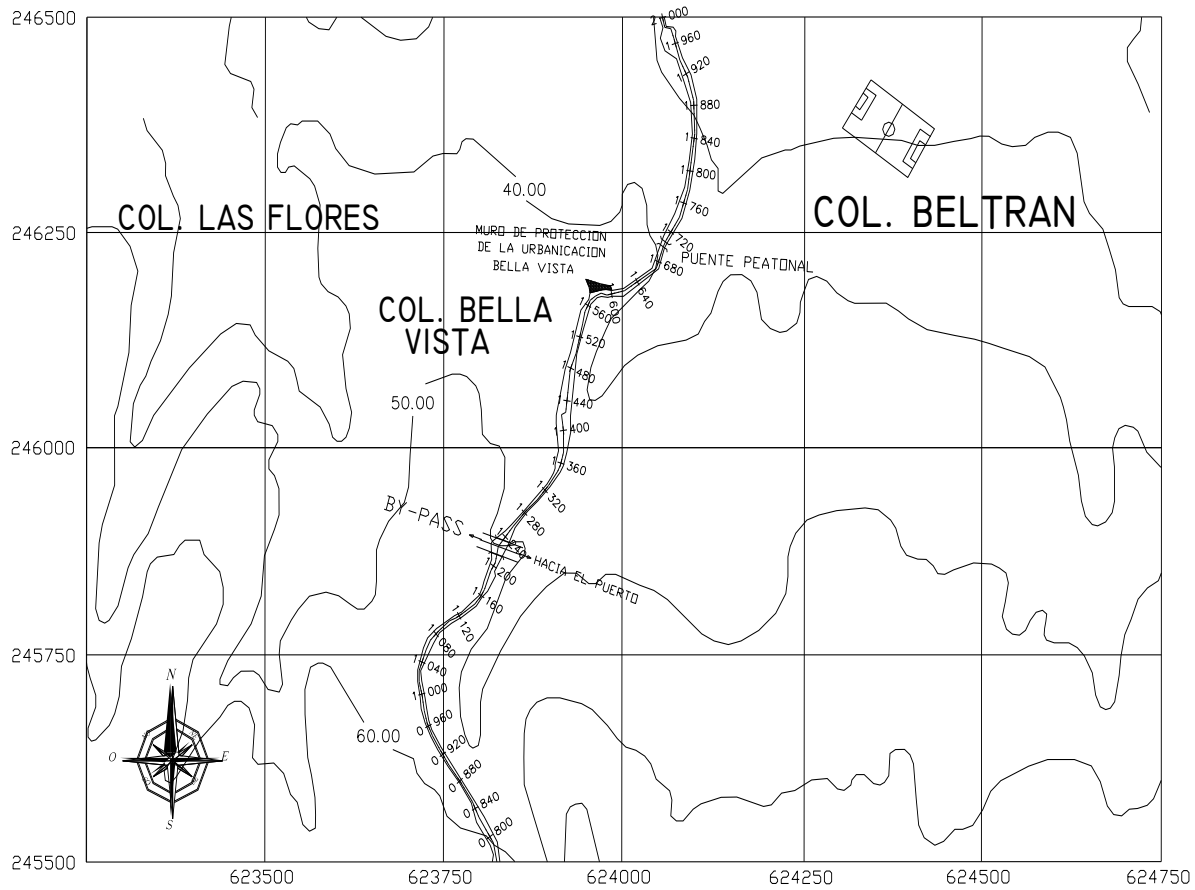
PRESENTA:
CRUZ PACHECO, HEYNER EDENILSON
LEIVA CABALLERO, GEORGE FERNANDO
MEDINA MACHADO, ORLANDO ENRIQUE

FECHA:
DICIEMBRE/ 2009

ESCALA:
ESPECIFICADAS

FOLIO:
4/23





| SIMBOLOGIA | |
|-----------------------|--|
| PLANTA DE TRATAMIENTO | |
| PUENTE | |
| QUEBRADA | |
| CALLE | |
| MURO | |
| CANCHA | |

PROYECTO:
ANALISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN, EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.

CONTENIDO:
CURVAS DE NIVEL

LUBICACION:
 QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE LA UNIÓN.

INGENIERO:
 ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA

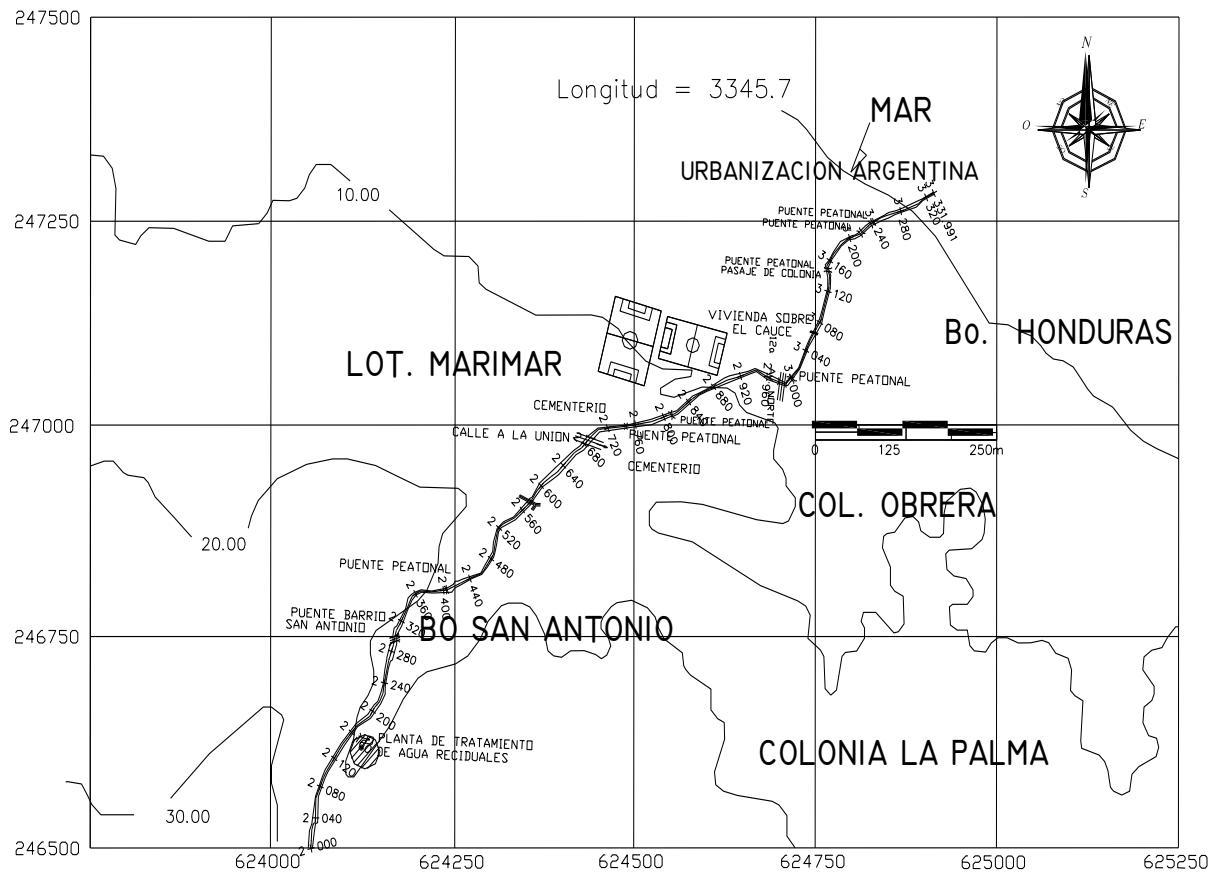
PRESENTA:
 CRUZ PACHECO, HEYNER EDENILSON
 LEIVA CABALLERO, GEORGE FERNANDO
 MEDINA MACHADO, ORLANDO ENRIQUE

FECHA:
 DICIEMBRE/ 2009

ESCALA:
 ESPECIFICADAS

FOLIO:
 5/23





SIMBOLOGIA

| | |
|-----------------------|--|
| PLANTA DE TRATAMIENTO | |
| PUENTE | |
| QUEBRADA | |
| CALLE | |
| MURO | |
| CANCHA | |

0 125 250m

PROYECTO:
ANALISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN, EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.

CONTENIDO:
CURVAS DE NIVEL

UBICACION:
QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE LA UNIÓN.

PROFESOR:
ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA

PRESENTA:
CRUZ PACHECO, HEYNER EDENILSON
LEIVA CABALLERO, GEORGE FERNANDO
MEDINA MACHADO, ORLANDO ENRIQUE

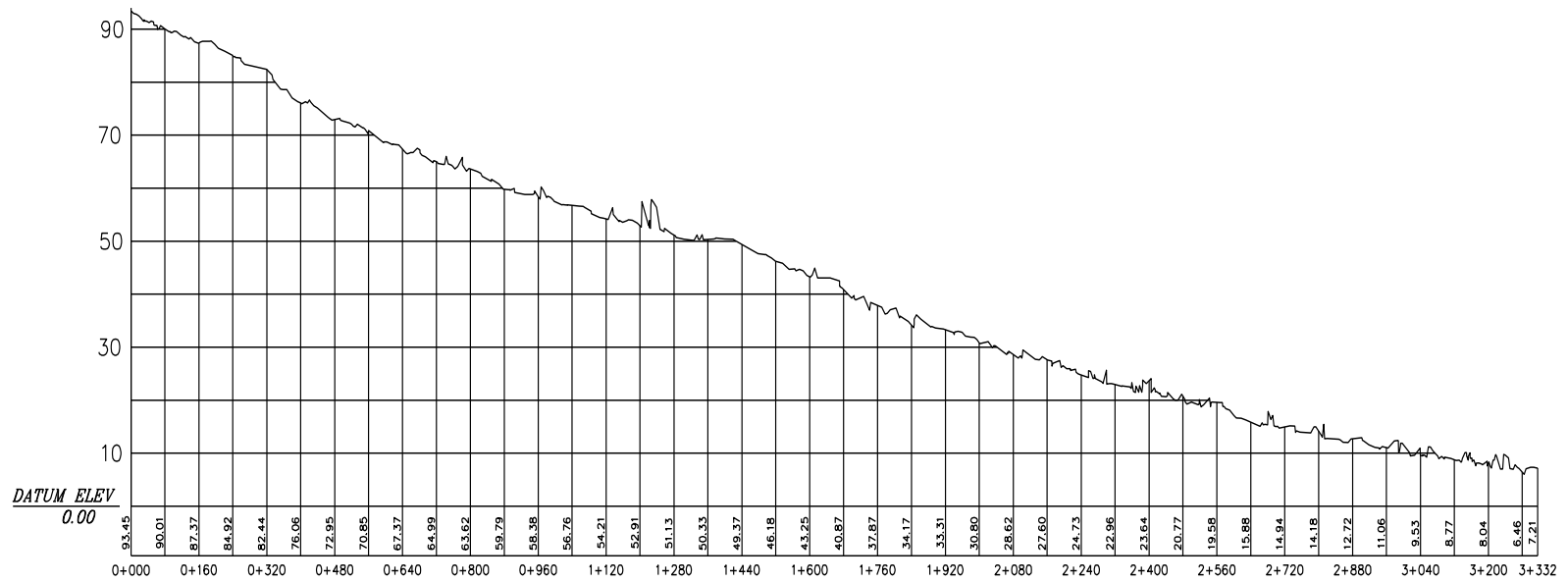
FECHA:
DICIEMBRE/ 2009

ESPECIFICACIONES:
ESPECIFICADAS

PÁGINA:
6/23



PERFIL LONGITUDINAL



PROYECTO:
ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN, EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.

CONTENIDO:
PERFIL LONGITUDINAL

UBICACIÓN:
QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE LA UNIÓN.

DISEÑADOR:
ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA

REVISOR:
CRUZ PACHECO, HEYNER EDENILSON
LEIVA CABALLERO, GEORGE FERNANDO
MEDINA MACHADO, ORLANDO ENRIQUE

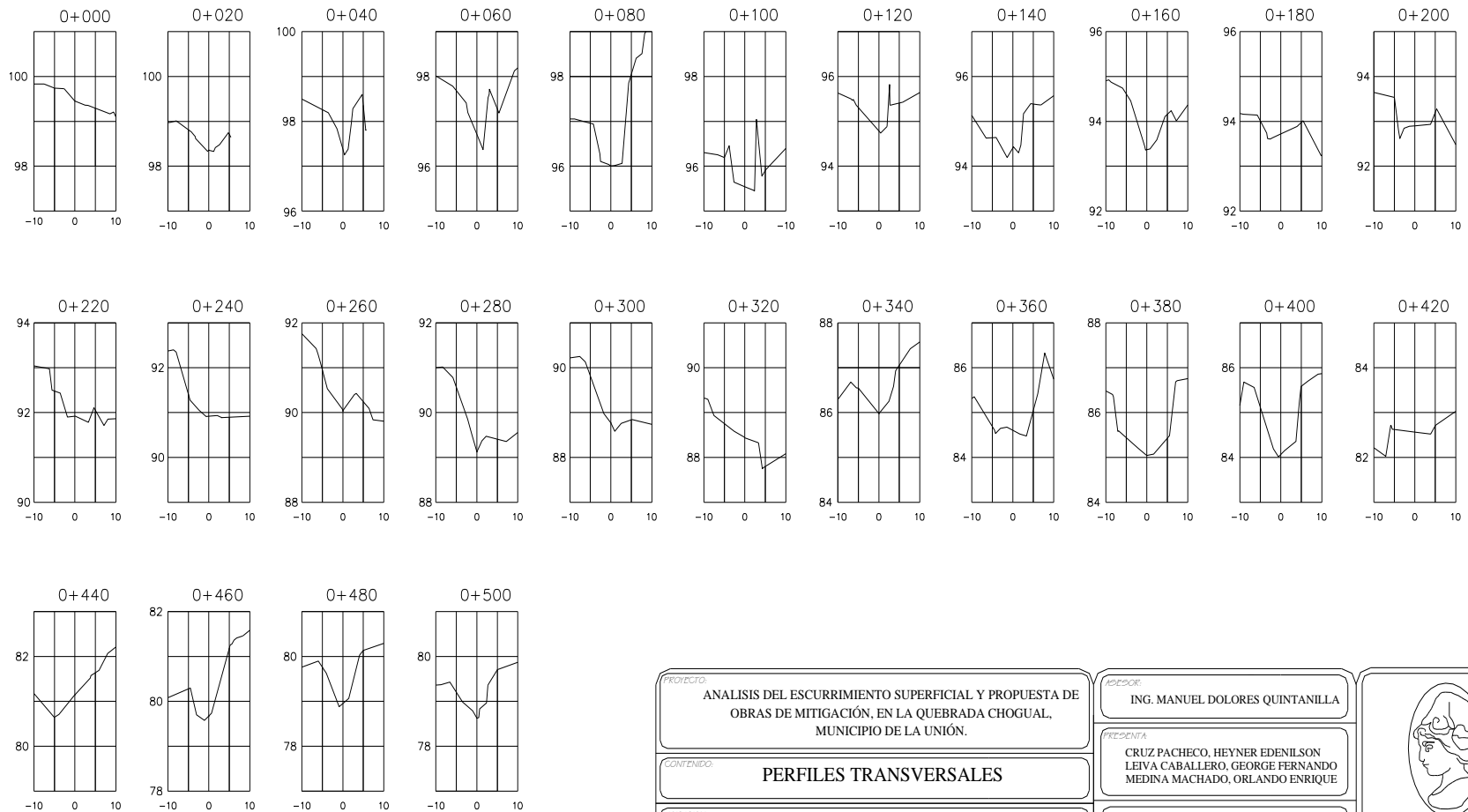
FECHA:
DICIEMBRE/ 2009

ESCALA:
HORIZ. 1:1000
VERTI. 1:10000

FOLIO:
7/23



PERFILES TRANSVERSALES



PROYECTO:
ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN, EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.

CONTENIDO:
PERFILES TRANSVERSALES

UBICACIÓN:
QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE LA UNIÓN.

PROYECTISTA:
ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA

PRESENTER:
CRUZ PACHECO, HEYNER EDENILSON
LEIVA CABALLERO, GEORGE FERNANDO
MEDINA MACHADO, ORLANDO ENRIQUE

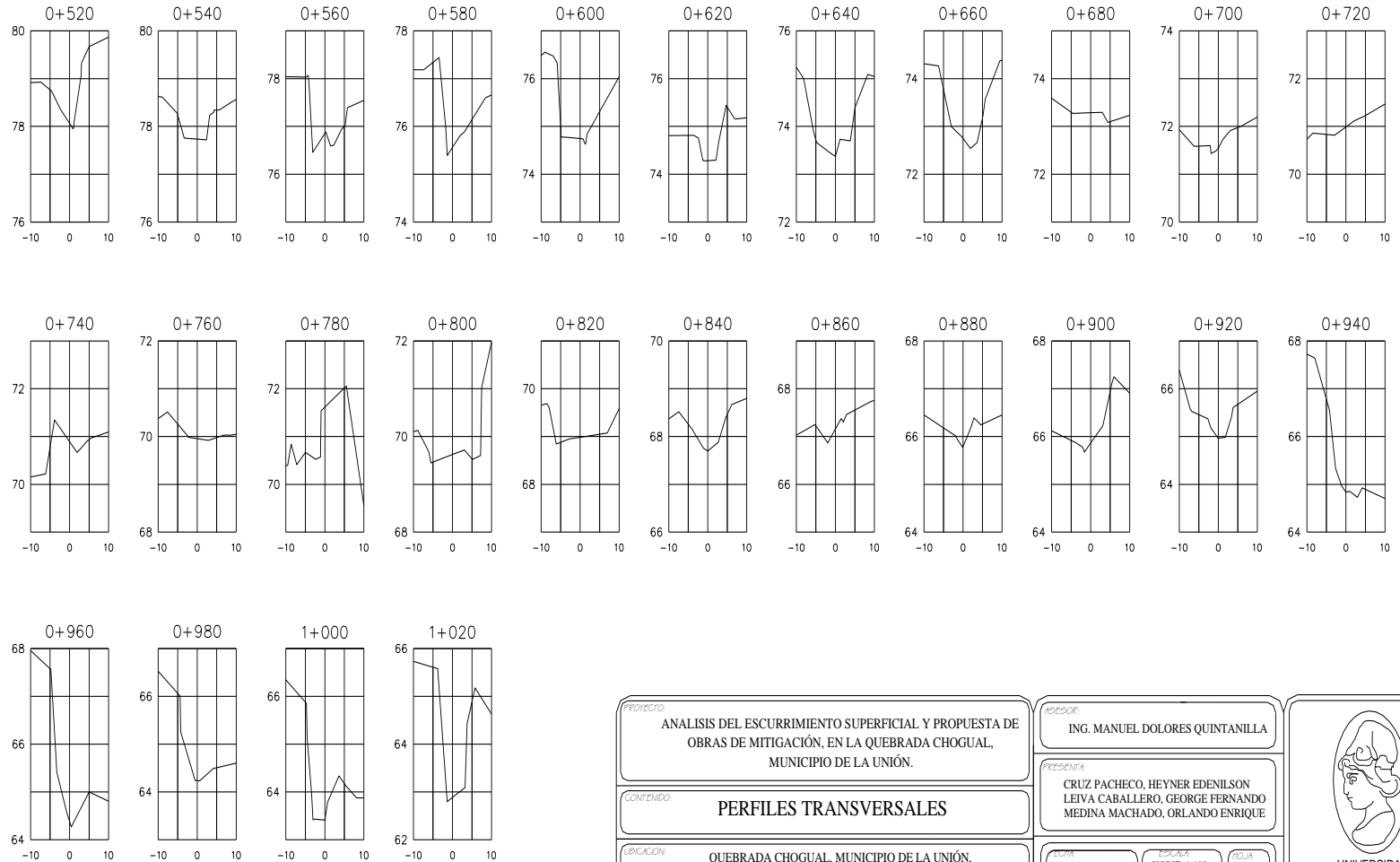
FECHA:
DICIEMBRE/ 2009

ESCALA:
HORIZ. 1:100
VERT. 1:1000

FOLIO:
8/23



PERFILES TRANSVERSALES



PROYECTO:
ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN, EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.

CONTENIDO:
PERFILES TRANSVERSALES

UBICACIÓN:
QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE LA UNIÓN.

PROFESOR:
ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA

PRESENTA:
CRUZ PACHECO, HEYNER EDENILSON
LEIVA CABALLERO, GEORGE FERNANDO
MEDINA MACHADO, ORLANDO ENRIQUE

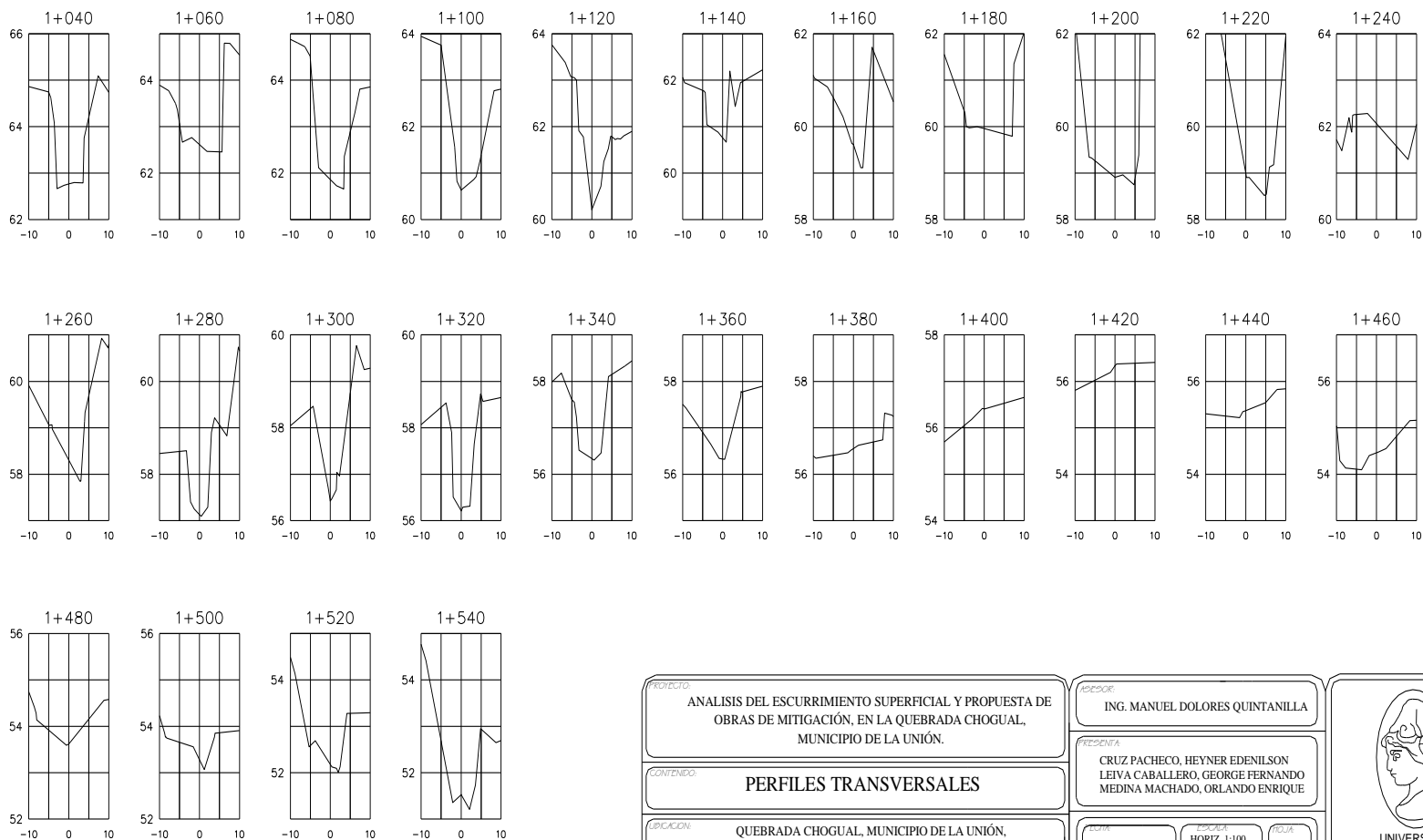
FECHA:
DICIEMBRE/2009

ESCALA:
HORIZ. 1:100
VERTI. 1:1000

PÁGINA:
9/23



PERFILES TRANSVERSALES



PROYECTO:
ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN, EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.

CONTENIDO:
PERFILES TRANSVERSALES

UBICACIÓN:
QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE LA UNIÓN.

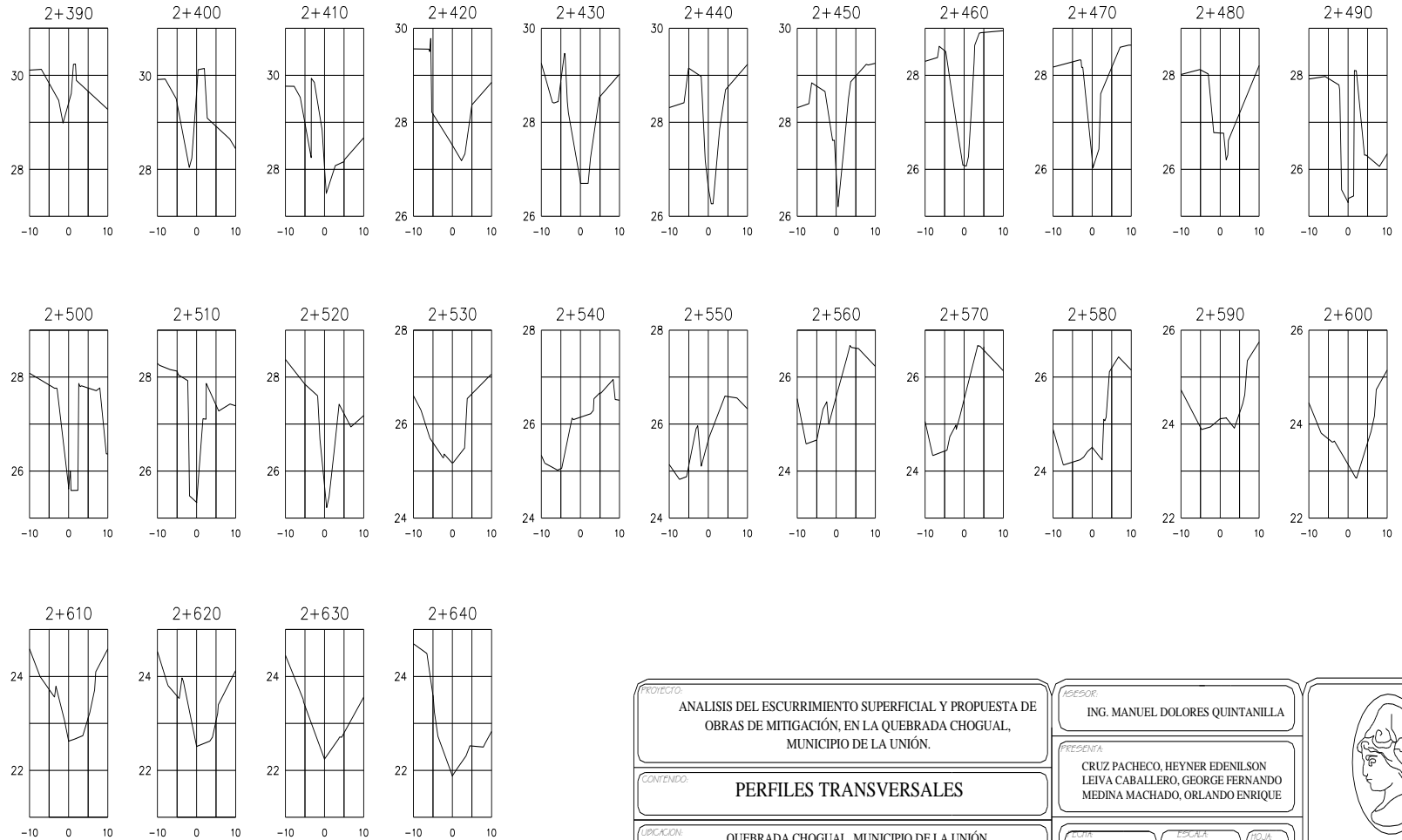
PROYECTOR:
ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA

PRESENTA:
CRUZ PACHECO, HEYNER EDENILSON
LEIVA CABALLERO, GEORGE FERNANDO
MEDINA MACHADO, ORLANDO ENRIQUE

FECHA: DICIEMBRE/ 2009
ESCALA: HORIZ. 1:100
VERTI. 1:1000
HOJA: 10/23



PERFILES TRANSVERSALES



PROYECTO:
ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN, EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.

CONTENIDO:
PERFILES TRANSVERSALES

UBICACIÓN:
QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE LA UNIÓN.

ASESOR:
ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA

PRESENTA:
CRUZ PACHECO, HEYNER EDENILSON
LEIVA CABALLERO, GEORGE FERNANDO
MEDINA MACHADO, ORLANDO ENRIQUE

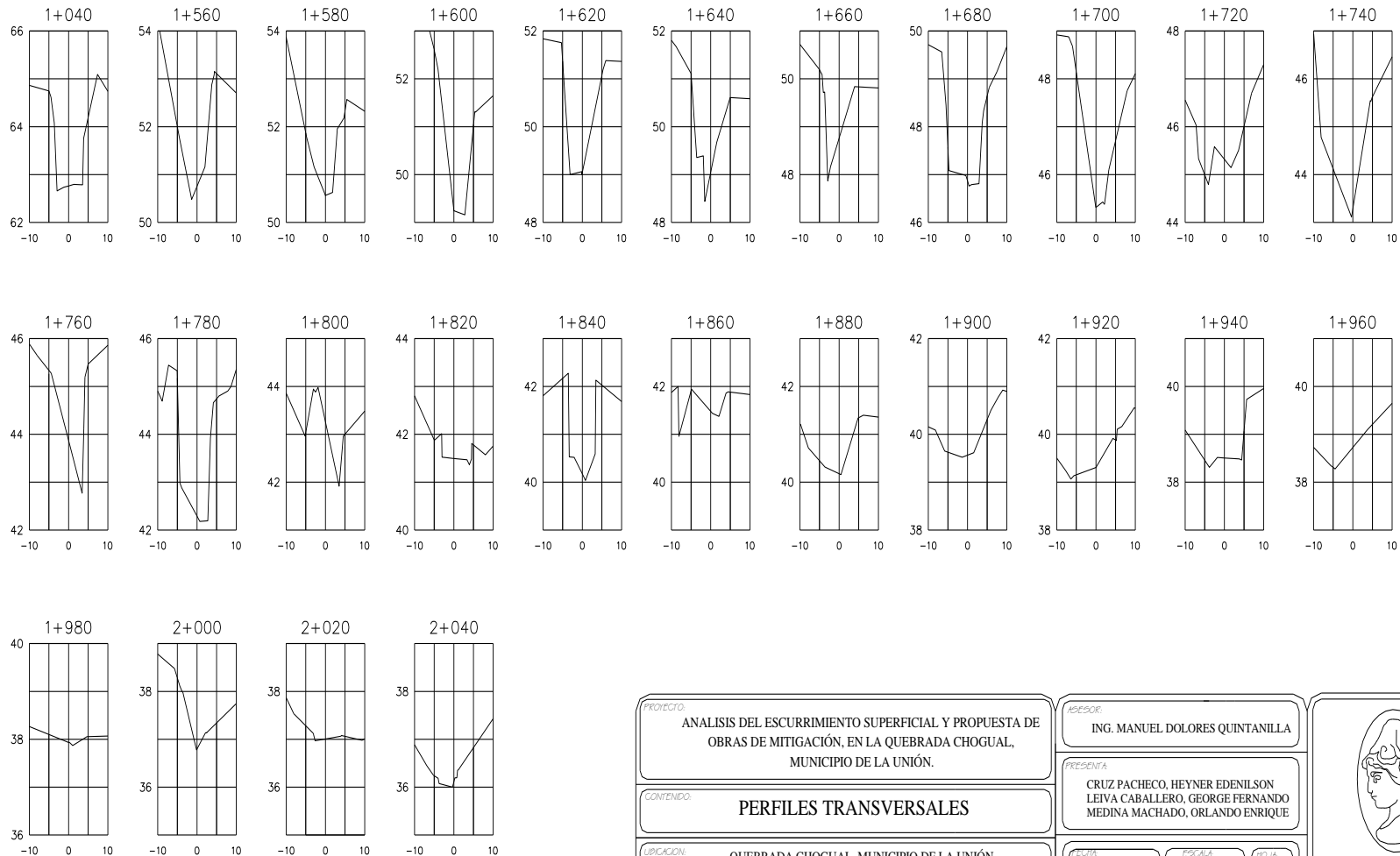
FECHA:
DICIEMBRE/2009

ESCALA:
HORIZ. 1:100
VERTI. 1:1000

FOLIO:
11/23



PERFILES TRANSVERSALES



PROYECTO:
ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN, EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.

CONTENIDO:
PERFILES TRANSVERSALES

UBICACIÓN:
QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE LA UNIÓN.

ASESOR:
ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA

PRESENTA:
CRUZ PACHECO, HEYNER EDENILSON
LEIVA CABALLERO, GEORGE FERNANDO
MEDINA MACHADO, ORLANDO ENRIQUE

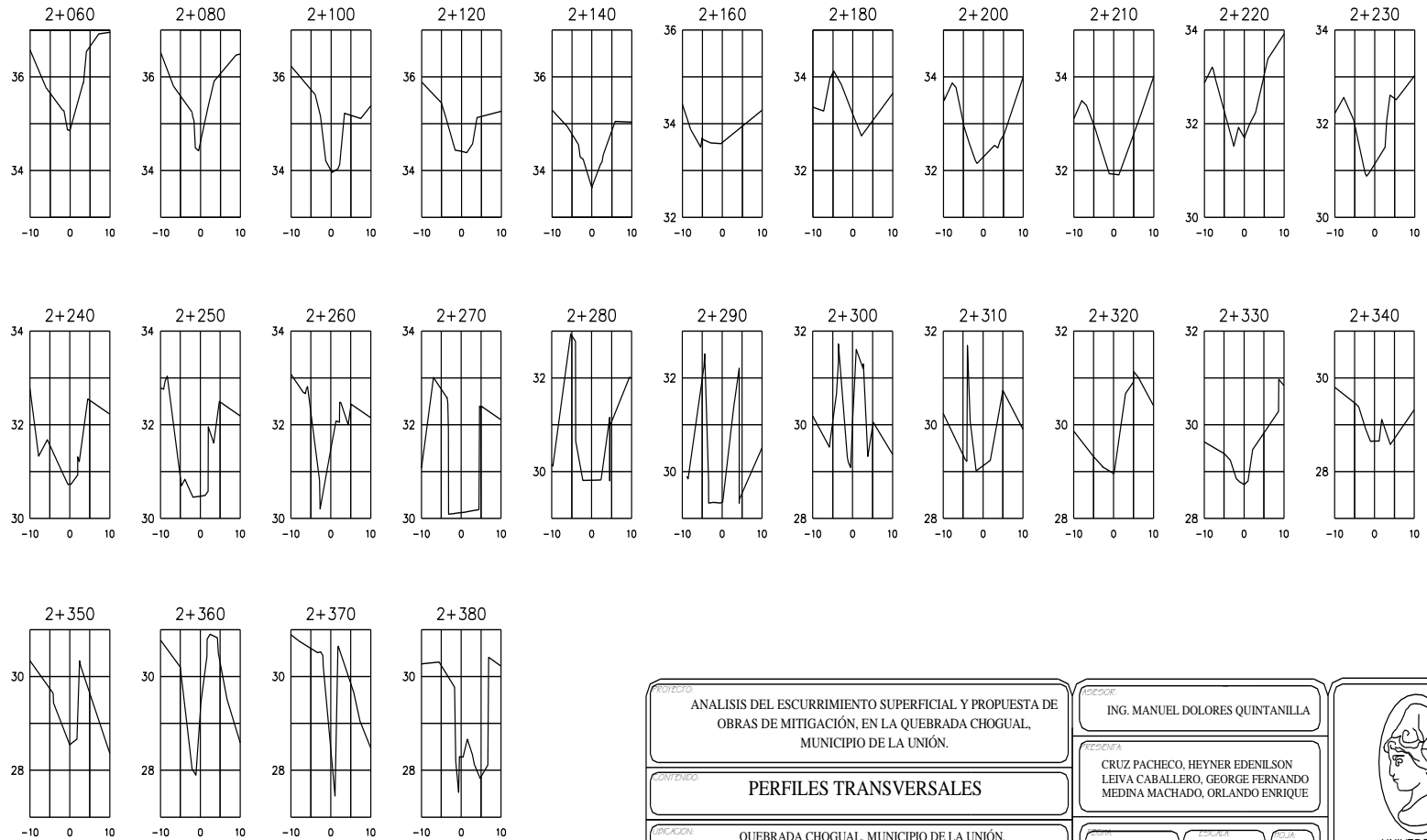
FECHA:
DICIEMBRE/ 2009

ESCALA:
HORIZ. 1:100
VERTI. 1:1000

FOLIO:
12/23



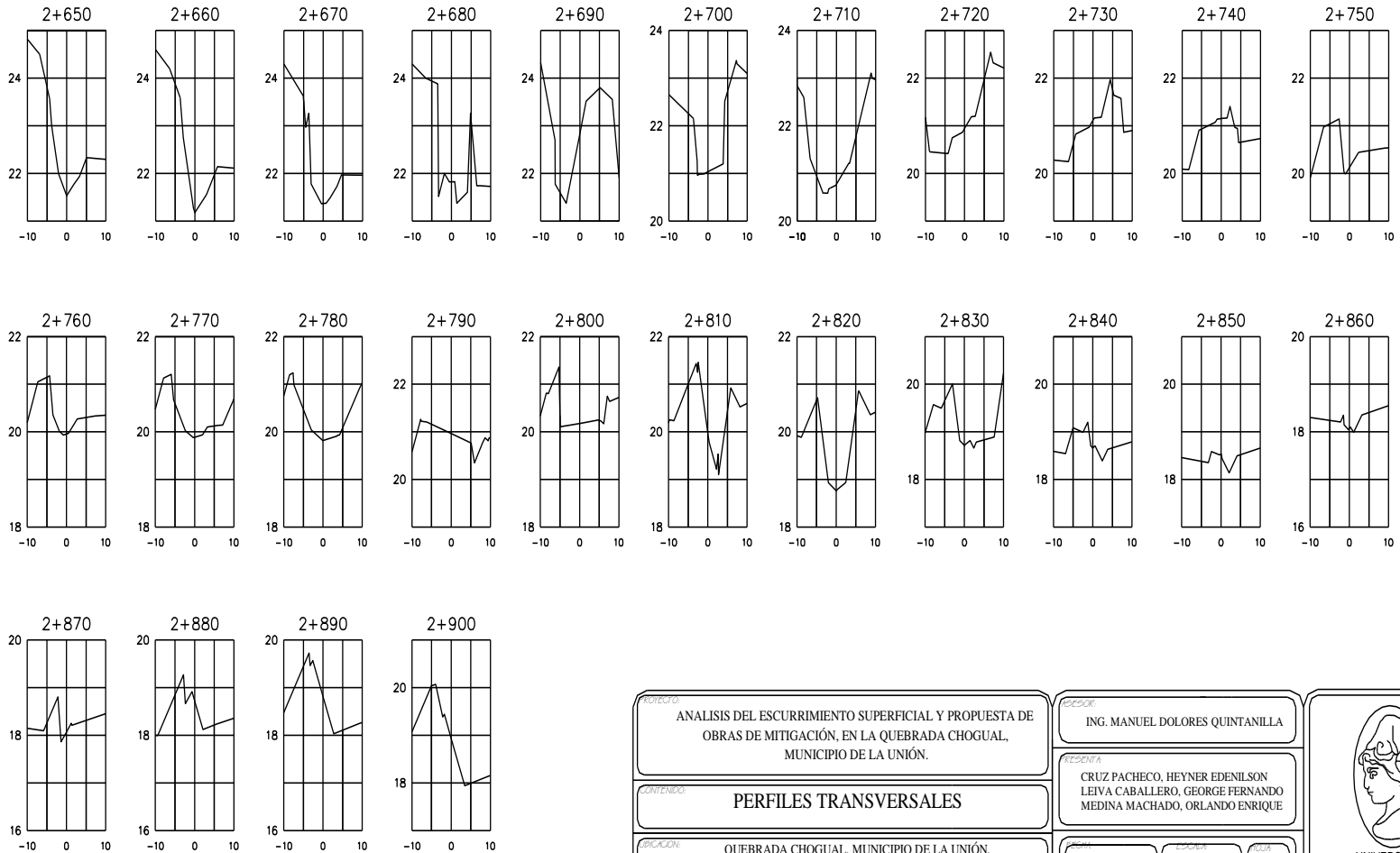
PERFILES TRANSVERSALES



| | |
|---|--|
| <p>PROYECTO</p> <p>ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN, EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.</p> | <p>PROFESOR</p> <p>ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA</p> |
| <p>CONTENIDO</p> <p>PERFILES TRANSVERSALES</p> | <p>AYUDANTES</p> <p>CRUZ PACHECO, HEYNER EDENILSON LEIVA CABALLERO, GEORGE FERNANDO MEDINA MACHADO, ORLANDO ENRIQUE</p> |
| <p>UBICACIÓN</p> <p>QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE LA UNIÓN.</p> | <p>FECHA</p> <p>DICIEMBRE/2009</p> <p>ESCALA</p> <p>HORIZ. 1:100 VERTI. 1:1000</p> <p>PÁGINA</p> <p>13/23</p> |



PERFILES TRANSVERSALES



TÍTULO:
ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN, EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.

CONTENIDO:
PERFILES TRANSVERSALES

LUGAR:
QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE LA UNIÓN.

DISEÑO:
ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA

REVISIÓN:
CRUZ PACHECO, HEYNER EDENILSON
LEIVA CABALLERO, GEORGE FERNANDO
MEDINA MACHADO, ORLANDO ENRIQUE

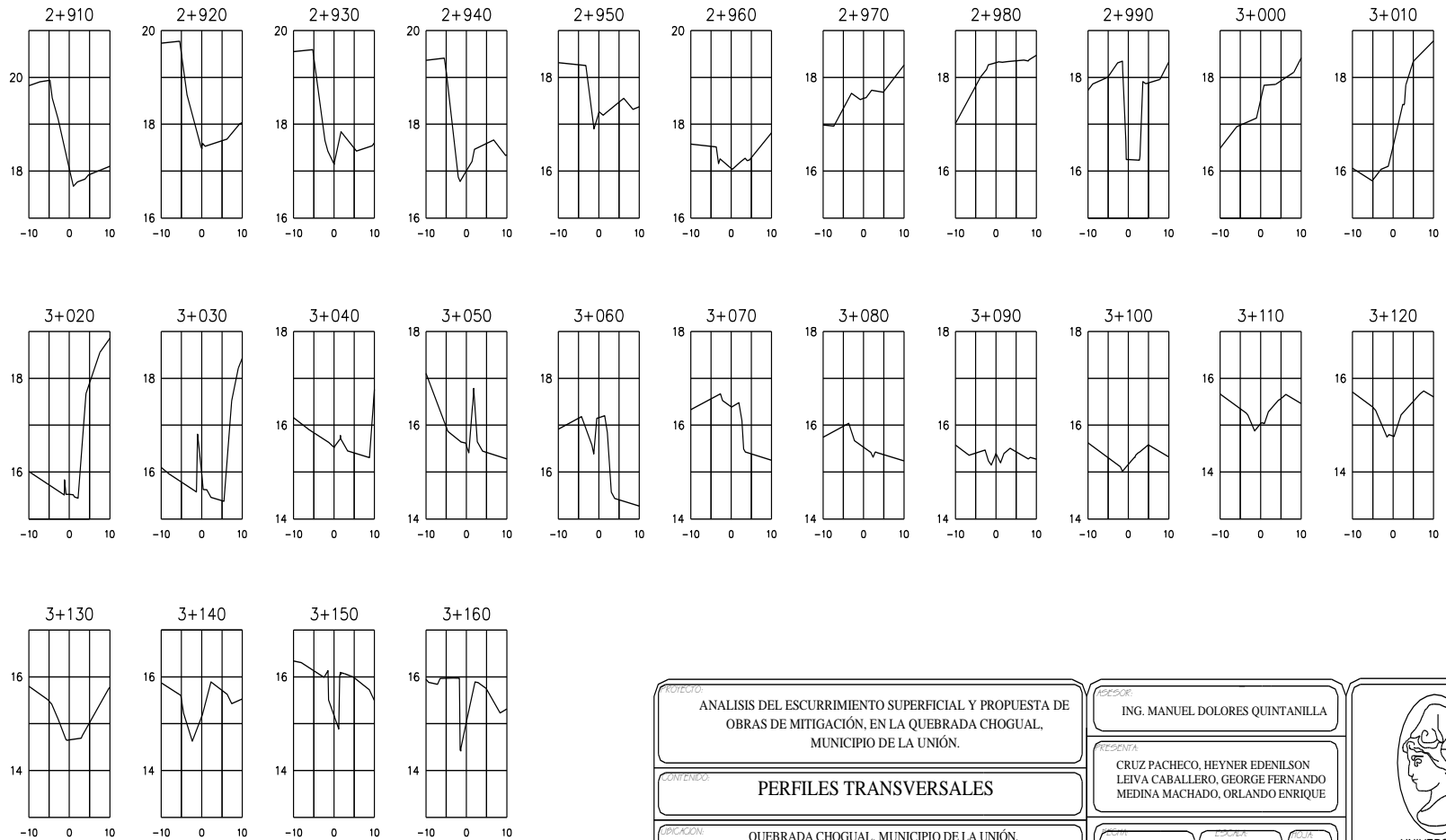
FECHA:
DICIEMBRE/ 2009

ESCALA:
HORIZ 1:100
VERTI 1:1000

FOLIO:
14/23



PERFILES TRANSVERSALES



PROYECTO:
ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN, EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.

CONTENIDO:
PERFILES TRANSVERSALES

LUBRICACIÓN:
QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE LA UNIÓN.

DESARROLLADO POR:
ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA

PRESENTADO POR:
CRUZ PACHECO, HEYNER EDENILSON
LEIVA CABALLERO, GEORGE FERNANDO
MEDINA MACHADO, ORLANDO ENRIQUE

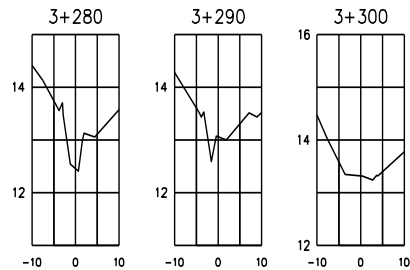
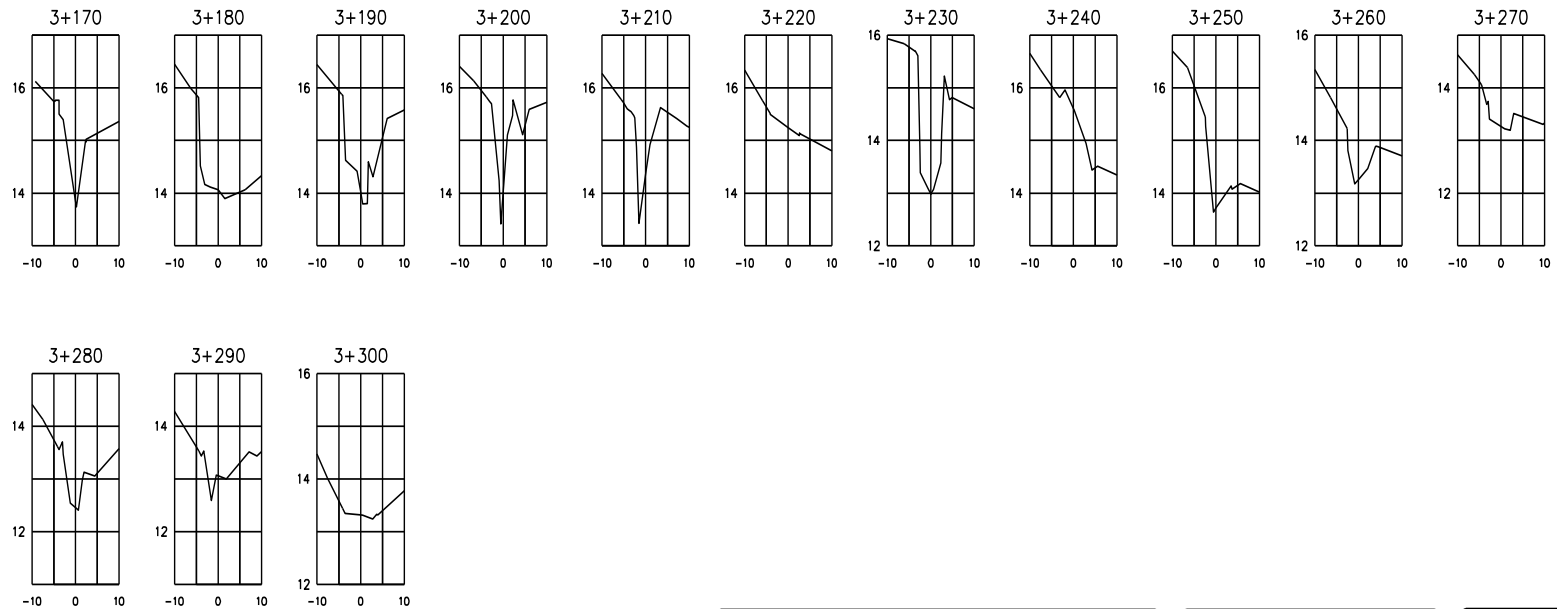
FECHA:
DICIEMBRE/ 2009


ESCALA:
HORIZ. 1:100
VERTI. 1:1000

PÁGINA:
5/23

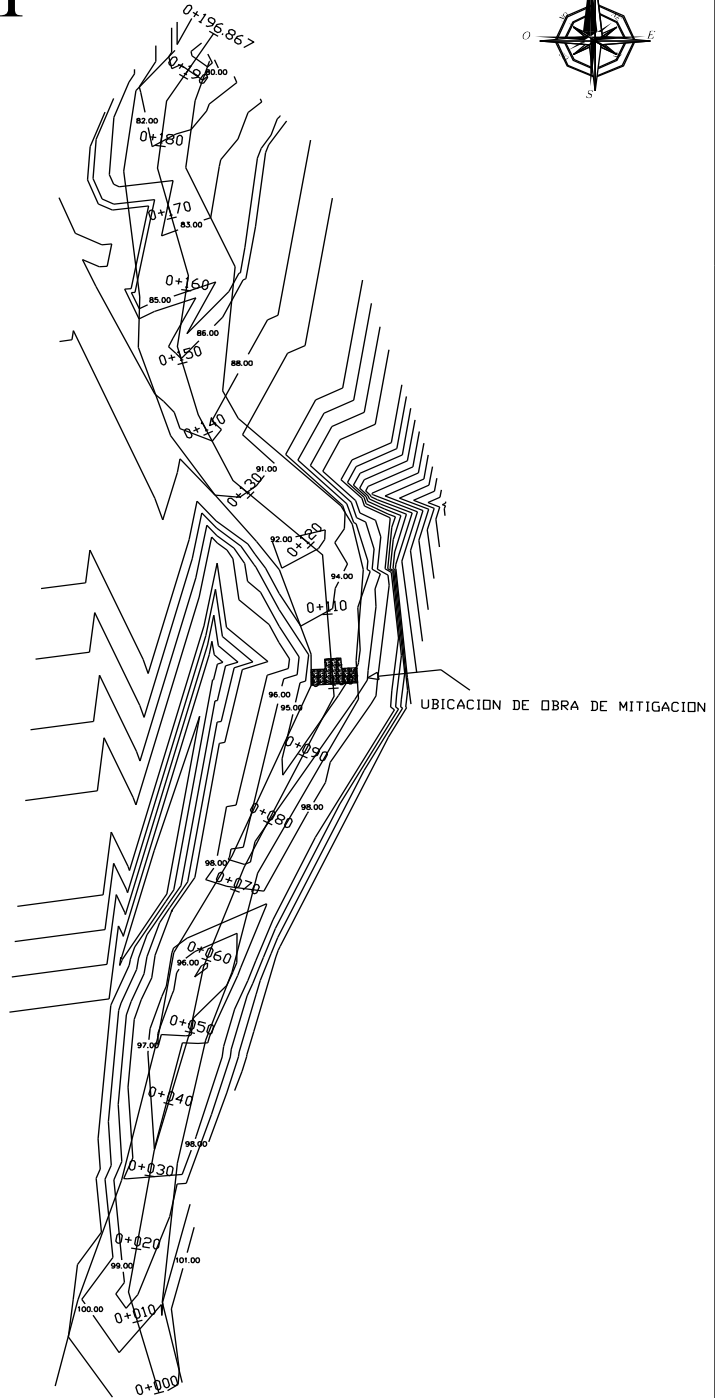
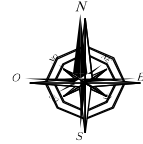



PERFILES TRANSVERSALES



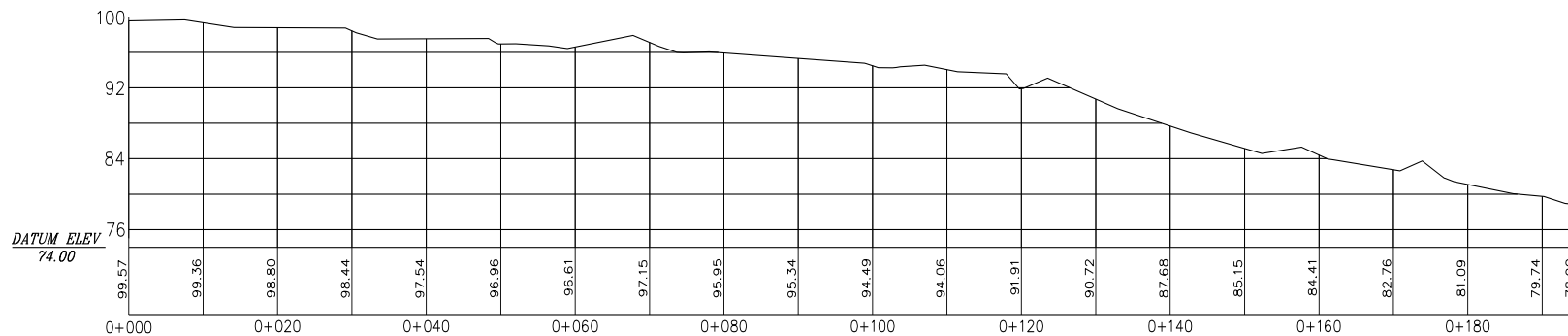
| | | |
|---|---|---|
| <p>PROYECTO: ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN, EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.</p> | <p>PROFESOR: ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA</p> |  <p>UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR</p> |
| <p>CONTENIDO: PERFILES TRANSVERSALES</p> | <p>PRESENTA: CRUZ PACHECO, HEYNER EDENILSON LEIVA CABALLERO, GEORGE FERNANDO MEDINA MACHADO, ORLANDO ENRIQUE</p> | |
| <p>UBICACIÓN: QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE LA UNIÓN.</p> | <p>FECHA: DICIEMBRE/ 2009</p> <p>ESCALA: HORIZ. 1:100 VERTI. 1:1000</p> <p>PÁGINA: 6/23</p> | |

RAMAL 1



| | | |
|---|--|---|
| <p><small>PROYECTO:</small> ANALISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN, EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.</p> | <p><small>PROFESOR:</small> ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA</p> |  UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR |
| <p><small>CONTENIDO:</small> RAMAL 1</p> | <p><small>RESERVA:</small> CRUZ PACHECO, HEYNER EDENILSON LEIVA CABALLERO, GEORGE FERNANDO MEDINA MACHADO, ORLANDO ENRIQUE</p> | |
| <p><small>UBICACION:</small> QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE LA UNIÓN.</p> | <p><small>FECHA:</small> DICIEMBRE/ 2009 <small>ESCALA:</small> 1:600 <small>FOLIO:</small> 17/23</p> | |

PERFIL LONGITUDINAL RAMAL 1



PROYECTO:
ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN, EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.

CONTENIDO:
PERFIL LONGITUDINAL RAMAL 1

LUBICACIÓN:
QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE LA UNIÓN.

ASESOR:
ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA

PRESENTA:
CRUZ PACHECO, HEYNER EDENILSON
LEIVA CABALLERO, GEORGE FERNANDO
MEDINA MACHADO, ORLANDO ENRIQUE

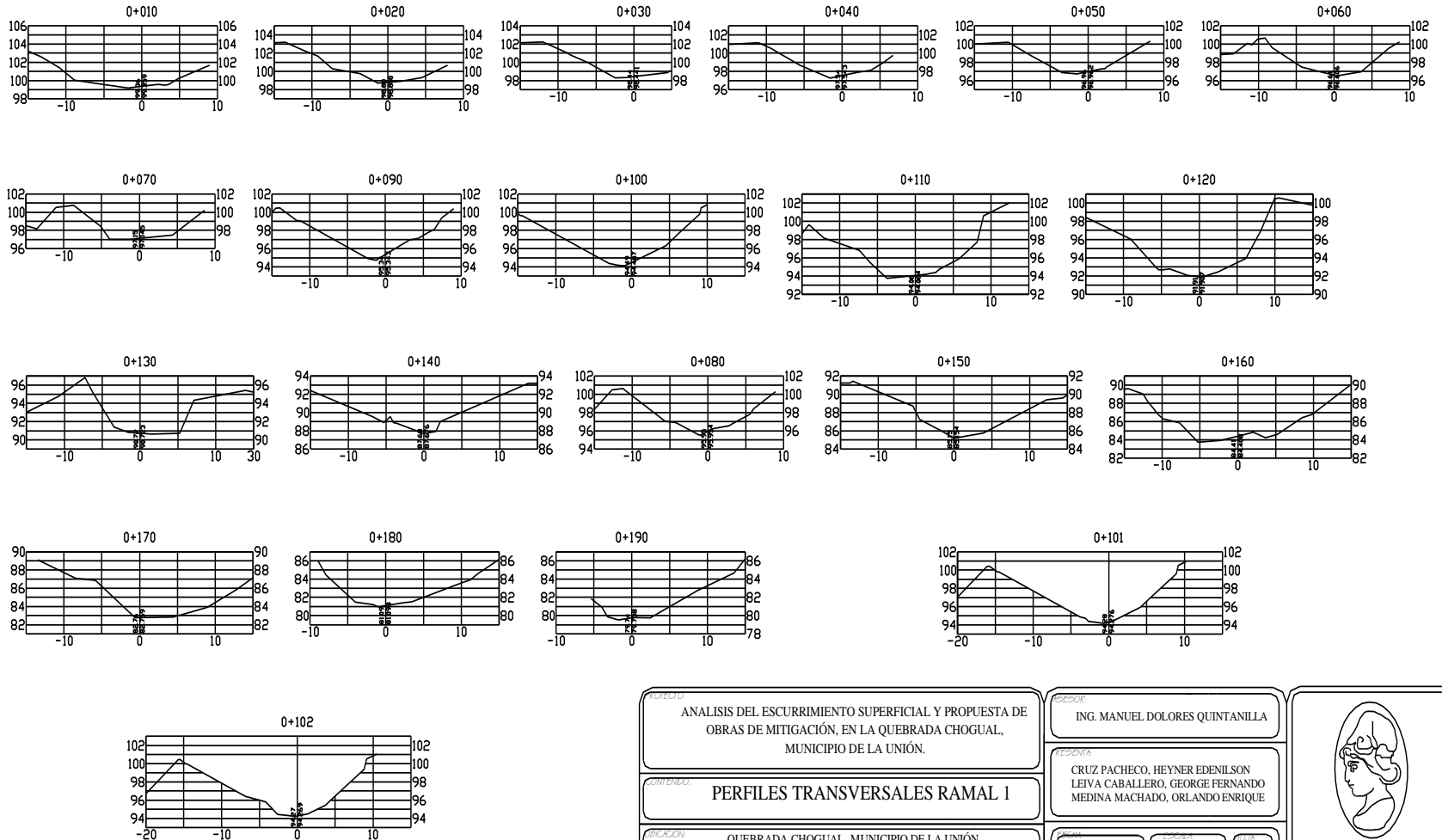
FECHA:
DICIEMBRE/ 2009

ESCALA:
HORIZ. 1:600
VERTI. 1:600

HOJA:
18/23



PERFILES TRANSVERSALES RAMAL 1



OBJETIVO:
ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN, EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.

CONVENIO:
PERFILES TRANSVERSALES RAMAL 1

UBICACIÓN:
QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE LA UNIÓN.

ELABORADOR:
ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA

PRESENTA:
CRUZ PACHECO, HEYNER EDENILSON
LEIVA CABALLERO, GEORGE FERNANDO
MEDINA MACHADO, ORLANDO ENRIQUE

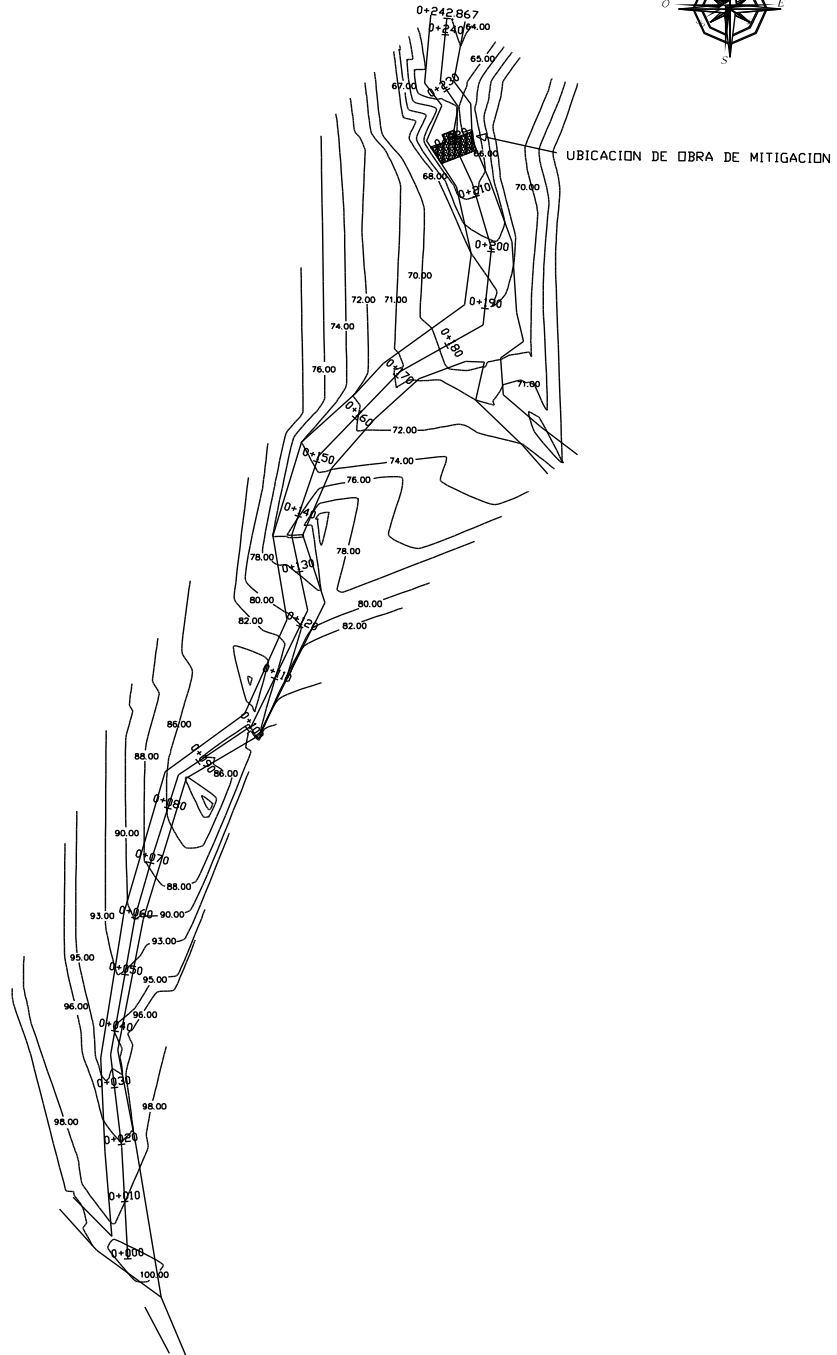
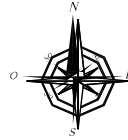
FECHA:
DICIEMBRE/2009

ESCALA:
HORIZ. 1:500
VERTI. 1:500

HOJA:
19/23



RAMAL 2

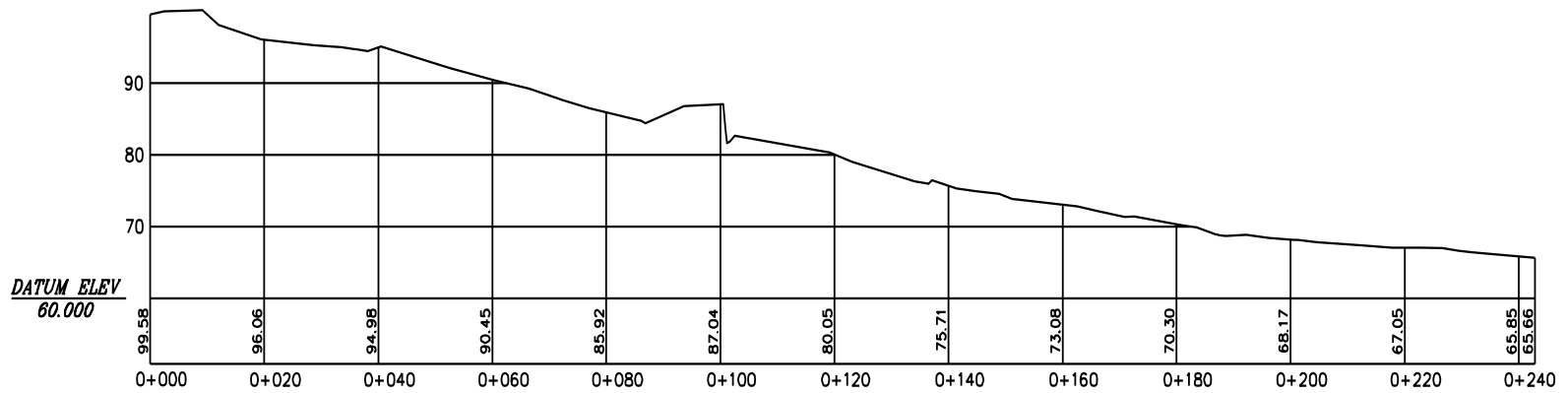



| | |
|--------------------------|---|
| <small>PROYECTO:</small> | ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN, EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN. |
| <small>TÍTULO:</small> | RAMAL 2 |
| <small>LUGAR:</small> | QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE LA UNIÓN. |

| | |
|--------------------------|---|
| <small>DISEÑO:</small> | ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA |
| <small>PRESENTA:</small> | CRUZ PACHECO, HEYNER EDENILSON LEIVA CABALLERO, GEORGE FERNANDO MEDINA MACHADO, ORLANDO ENRIQUE |
| <small>FECHA:</small> | DICIEMBRE/2009 |
| <small>ESCALA:</small> | 1:750 |
| <small>HOJA:</small> | 20/23 |

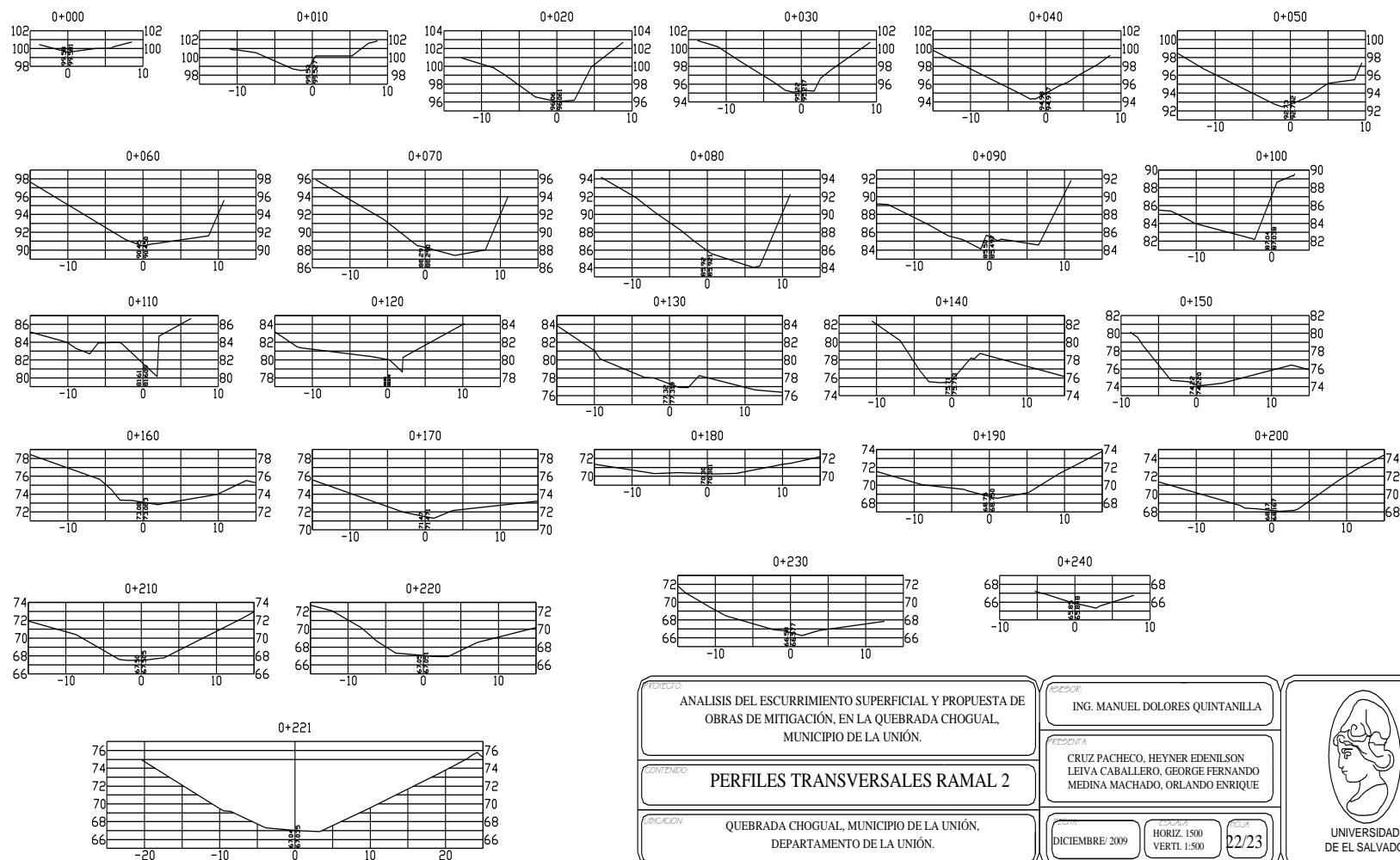


PERFIL LONGITUDINAL RAMAL 2



| | | | | | |
|---|---|---|-----------------------|---------------------|------------------------------|
| <small>ACTIVIDAD</small> ANALISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN, EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN. | <small>PROFESOR</small> ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA |  UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR | | | |
| <small>CONTENIDO</small> PERFIL LONGITUDINAL RAMAL 2 | <small>PRESENTE</small> CRUZ PACHECO, HEYNER EDENILSON LEIVA CABALLERO, GEORGE FERNANDO MEDINA MACHADO, ORLANDO ENRIQUE | | | | |
| <small>LOCALIDAD</small> QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE LA UNIÓN. | <small>FECHA</small> DICIEMBRE/ 2009 <table border="1" data-bbox="1562 1344 1696 1390"> <tr> <td><small>ESCALA</small></td> <td><small>HOJA</small></td> </tr> <tr> <td>HORIZ. 1:750 VERTI. 1:750</td> <td>11/23</td> </tr> </table> | | <small>ESCALA</small> | <small>HOJA</small> | HORIZ. 1:750 VERTI. 1:750 |
| <small>ESCALA</small> | <small>HOJA</small> | | | | |
| HORIZ. 1:750 VERTI. 1:750 | 11/23 | | | | |

PERFILES TRANSVERSALES RAMAL 2



OBJETIVO:
ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN, EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.

CONTENIDO:
PERFILES TRANSVERSALES RAMAL 2

APLICACIÓN:
QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE LA UNIÓN.

DESARROLLADO POR:
ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA

PRESENTADO POR:
CRUZ PACHECO, HEYNER EDENILSON
LEIVA CABALLERO, GEORGE FERNANDO
MEDINA MACHADO, ORLANDO ENRIQUE

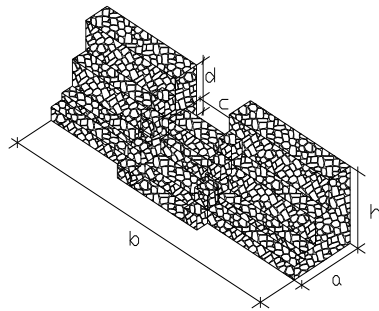
FECHA:
DICIEMBRE 2009

ESCALA:
HORIZ. 1:500
VERT. 1:500

PÁGINA:
22/23



RAMAL 1

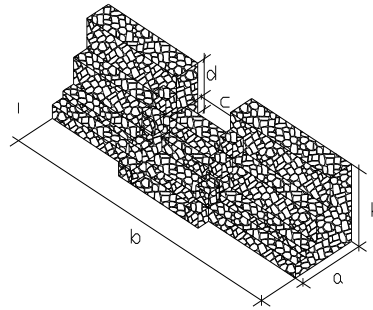


PROTOTIPO DE MURO GAVIONADO

SIN ESCALA

| DIMENSIONES DE RAMAL 1 | |
|------------------------|---------|
| CDTAS | MEDIDAS |
| a | 4.0m |
| b | 7.5m |
| c | 1.0m |
| d | 1.0m |
| h | 3.0m |

RAMAL 2

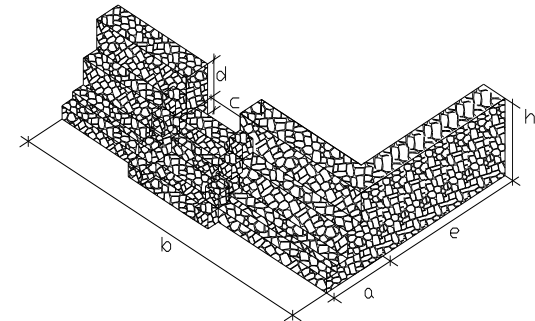


PROTOTIPO DE MURO GAVIONADO

SIN ESCALA

| DIMENSIONES DE RAMAL 2 | |
|------------------------|---------|
| CDTAS | MEDIDAS |
| a | 4.0m |
| b | 9.5m |
| c | 1.0m |
| d | 1.0m |
| h | 3.0m |

QUEBRADA PRINCIPAL



PROTOTIPO DE MURO GAVIONADO

SIN ESCALA

| QUEBRADA PRINCIPAL | |
|--------------------|---------|
| CDTAS | MEDIDAS |
| a | 4.0m |
| b | 10.5m |
| c | 2.0m |
| d | 2.0m |
| e | 5.0m |
| h | 4.0m |

PROYECTO:
ANÁLISIS DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL Y PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN, EN LA QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN.

CONTENIDO:
DETALLE DE PROPUESTA DE OBRAS

UBICACIÓN:
QUEBRADA CHOGUAL, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE LA UNIÓN.

ASESOR:
ING. MANUEL DOLORES QUINTANILLA

PRESENTA:
CRUZ PACHECO, HEYNER EDENILSON
LEIVA CABALLERO, GEORGE FERNANDO
MEDINA MACHADO, ORLANDO ENRIQUE

FECHA:
DICIEMBRE/ 2009

ESCALA:
ESPECIFICADAS

FOLIO:
23/23



UNIVERSIDAD
DE EL SALVADOR