

T. UAS
1501
H557g
1997
g.3

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**



TEMA DE TRABAJO DE GRADUACION

**GUIA BASICA PARA REALIZAR ESTUDIOS
HIDROLOGICOS EN EL SALVADOR.**

PRESENTADO POR

15101975

SANDRA ELIZABETH HERNANDEZ DIAZ
MARISOL SVETLANA MONTOYA ALFARO
OSCAR ADALBERTO RODRIGUEZ LOPEZ

PARA OPTAR AL TITULO DE
INGENIERO CIVIL



CIUDAD UNIVERSITARIA, MAYO DE 1997

Revisado, el 27 de mayo de 1997

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

DR. JOSE BENJAMIN LOPEZ GUILLEN.

SECRETARIO GENERAL:

LIC. ENNIO ARTURO LUNA.

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO:

ING. JOAQUIN ALBERTO VANEGAS AGUILAR.

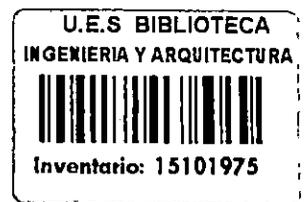
SECRETARIO:

ING. JOSE RIGOBERTO MURILLO CAMPOS.

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR:

ING. JULIO EDGARDO BONILLA ALVAREZ.



**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

Trabajo de Graduación previo a la opción al grado de:

INGENIERO CIVIL

Título:

**GUIA BASICA PARA REALIZAR ESTUDIOS
HIDROLOGICOS EN EL SALVADOR.**

Presentado por:

**SANDRA ELIZABETH HERNANDEZ DIAZ
MARISOL SVETLANA MONTOYA ALFARO
OSCAR ADALBERTO RODRIGUEZ LOPEZ**

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador:

ING. JOAQUIN MARIANO SERRANO CHOTO.

Asesor:

ING. EDWIN SANTIAGO ESCOBAR RIVAS.

San Salvador, Mayo de 1997.

Handwritten notes in the top left corner, including a date and some illegible text.

Small handwritten mark or signature in the bottom left corner.

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador:


ING. JOAQUÍN MARIANO SERRANO CHOTO.

Asesor:


ING. EDWIN SANTIAGO ESCOBAR RIVAS.



AGRADECIMIENTOS.

Deseamos hacer patentes nuestros sinceros agradecimientos a las personas e instituciones que en muchas formas nos ayudaron al desarrollo de éste trabajo, aportándonos sugerencias, legándonos sus conocimientos, dedicándonos parte de su tiempo y valiosa experiencia de manera desinteresada y atenta.

Enorme agradecimiento a nuestros asesores quienes con sus consejos y conocimientos, han hecho posible la culminación de éste significativo paso. Queremos expresar el compromiso que en su nombre hemos adquirido para prestar servicio y colaboración a aquéllos que nos lo requieran, así como también por la investigación y promoción de ésta importante profesión: A todos, Dios los bendiga.

Ing. Joaquín Mariano Serrano Choto

Ing. Edwin Santiago Escobar Rivas

Ing. José Mario Sorto

Srita. Martha Janeth Martínez

Sra. Marina de Benítez

Ing. Miguel Angel Monterrosa

Arq. Mayra Estela Benítez

Ing. José Guillermo Martín Flores Barrios

David Armando Alfaro.

Ing. Elio Romero Romero

Sr. Roberto Anzora

DEDICATORIA.

El concluir este Trabajo de Graduación es un triunfo muy especial en mi vida, que ha significado mucho sacrificio, dedicación, el cual no hubiese podido realizar sin la ayuda de muchas personas, por eso dedico y agradezco a:

- DIOS TODO PODEROSO Y SU MADRE SANTISIMA.

Por iluminarme, darme sabiduría en cada etapa de mi vida, así como darme la fe y fuerza necesaria para seguir adelante en los momentos difíciles.

- A MI PAPA SANTOS HERNANDEZ.

Te dedico este trabajo por todo ese sacrificio que compartiste cada instante, por darme todo tu cariño, porque con tu ejemplo me demostraste que todo es posible si nos lo proponemos.

- A MI MAMA LIDIA DIAZ.

Por guiarme con tus sabios consejos, por comprenderme y sobre todo por llenarme de amor y estar siempre dispuesta a sacrificarte en todo momento, te dedico este triunfo que también es tuyo.

- A MI HERMANA CECY.

Por estar siempre a mi lado, compartir mis alegrías, tristezas y sobre todo por ser una gran hermana, te dedico este triunfo.

- A MI HERMANO CARLOS.

Por apoyarme y demostrarme que en la vida todo es posible, pero que para ello hay que luchar con optimismo, te quiero mucho.

- A DAVID ARMANDO:

Por su amistad y apoyo durante este trabajo, pues siempre estuvo presto a transmitirme sus conocimientos de forma incondicional.

- A PEGY, NIÑA MARINITA, YANET:

Por su apoyo moral y su amistad sincera que siempre me brindaron.

- A FAMILIARES Y AMIGOS.

Porque siempre me demostraron su apoyo durante esta etapa de mi vida, les dedico este éxito de todo corazón.

SANDRY

DEDICATORIA.

El día más anhelado y soñado ha llegado, hoy culmino una de mis principales metas propuestas, hoy se cristalizan en éxito y felicidad todos mis sacrificios y esfuerzos. El camino andado ha sido escabroso y difícil de traspasar tanto, que algunas veces estuve a punto de claudicar, pero luego pensé "cuando vayan mal las cosas como a veces suelen ir, cuando ofrezca mi camino sólo cuestas que subir, descansar acaso debo pero nunca desistir".

En el transcurso de mi carrera he aprendido que con tiempo y trabajo se consigue lo que la fuerza y el afán persiguen.

Dedico éste triunfo de manera especial:

A DIOS TODOPODEROSO : Por ser mi guía invisible y mi voz interior al mostrarme el sendero propio para la realización de mis ideales.

A MI MADRE : Angela Pompilia Alfaro, por ser el sostén y pilar de mi vida, por tu apoyo y amor incondicional, pero más que todo por haberme dado la vida, gracias mamá!

A MI PADRE : Victor Antonio Montoya, porque aunque no lo crea lo quiero muchísimo y éste triunfo es suyo también, gracias padre por ser como eres; Dios lo bendiga!

A MIS ABUELOS : Santos Alfaro y María Refugio de Alfaro, por su amor y apoyo incondicional, los quiero mucho!

A MIS TIOS : Magdalena, Francisco e Isabel, porque son y serán para mí siempre unos segundos padres a quienes quiero y respeto mucho!

A MIS HERMANOS : Kruz Keyath Ludmila, Alexei Hochi-Minh, Stalin Adolfo y Jeniffer Ivanova por acompañarme estoicamente en los momentos más difíciles de nuestras vidas, los quiero mucho!

A : Ing. José Mario Santo, por su valiosa y desinteresada colaboración en el desarrollo integral de éste documento, infinitas gracias.

A : Ana Ruth, Francisco Murray, Elfrida del Carmen, Dilberto Alexander, Mayra, Alfredo, Mario Ernesto, Oscar Alexander, Diego, David Armando, Benjamín, Claudia Viana, Tito, Sr. Salinas, por ser mis amigos especiales y parte esencial de mi vida.

A : Sergio Silis, por ser la estrella que iluminó mis pasos y dio con sus sabios consejos un nuevo sentido a mi vida. Te aprecio mucho, Dios te bendiga.

A : Niña Marinita y Yáneth por estar siempre dispuestas a atender gentil y amablemente mis inquietudes con sus sabios consejos, Dios las bendiga.

A : Sra. María Julia Espínola de Durán porque marcó el inicio exitoso de mi desarrollo intelectual y profesional.

A : Ing. Edwin Santiago Escobar e Ing. Joaquín Mariano Serrano Choto, porque sin ustedes no hubiese sido posible éste triunfo que hoy celebro.

A : Don Alfredo Castellanos, Don Adán Villalobos y niñita Rosita de Villalobos, por su comprensión y sincero cariño, les dedico este triunfo.

A todos mis amigos y personas que siempre confiaron en mí y me acompañaron con su apoyo moral en la difícil tarea que ahora termino.

A todos aquellos que se me olvidaron y escapan sus nombres, les agradezco mucho.... Gracias a todos, éste trabajo también ustedes lo han hecho conmigo, éste triunfo es para todos.

SVETH

DEDICATORIA.

Al concluir éste trabajo de graduación, culmino con éxito una de las metas trazadas en mi vida, por toda la dedicación, sacrificio y logros obtenidos durante la trayectoria de mis estudios, se lo quiero dedicar y agradecer por el apoyo brindado a:

DIOS TODOPODEROSO:

Por ser el principal guía de mi vida, me fortaleció y acompañó durante los momentos difíciles permitiéndome alcanzar esta meta, que se la dedico de todo corazón.

A MI PADRE:

LUIS ANTONIO, por su confianza, comprensión y apoyo brindado que me ayudaron a culminar éste propósito. Por haber sido un padre ejemplar, éste logro al igual que mío es de él.

A MI MADRE:

GLORIA LÓPEZ, con cariño especial, por ser la persona quien con su amor, comprensión y consejos me impulsa día a día a cosechar triunfos como el alcanzado. Por ser quien ha brindado toda la confianza y apoyo necesario para alcanzar ésta meta, más que triunfo mío es de ella.

A MIS HERMANOS:

Por su confianza y apoyo incondicional que me permitieron alcanzar éste triunfo, se los dedico de todo corazón.

A MIS FAMILIARES Y AMIGOS:

Por brindarme el apoyo moral y comprensión en los momentos difíciles, lo cual fue de gran aporte para alcanzar éste triunfo, para todos con mucho cariño.

A TODAS LAS PERSONAS INVOLUCRADAS DIRECTAMENTE EN MI FORMACION PROFESIONAL:

Por haberme transmitido con toda sinceridad los conocimientos particulares de cada uno de ellos, los cuales sumados me ayudaron a fundamentar los conocimientos adquiridos indispensables para alcanzar con todo éxito y satisfacción esta meta. Para todos se los dedico de todo corazón.

OSCAR ADALBERTO

INDICE

CAPITULO I: INTRODUCCION.

| | Pag. |
|-------------------------------------|-------------|
| 1.0 INTRODUCCION | 1 |
| 1.1 ANTECEDENTES..... | 2 |
| 1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA..... | 4 |
| 1.3 JUSTIFICACION..... | 6 |
| 1.4 OBJETIVOS..... | 7 |
| 1.4.1 OBJETIVOS GENERALES..... | 7 |
| 1.4.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS..... | 8 |
| 1.5 ALCANCES Y LIMITACIONES | 8 |
| 1.5.1 ALCANCES | 8 |
| 1.5.2 LIMITACIONES | 9 |

CAPITULO II: VARIABLES HIDROLOGICAS Y METEOROLOGICAS BASICAS

| | |
|---|----|
| 2.0 INTRODUCCION | 11 |
| 2.1 ASPECTOS INTRODUCCTORIOS DE LA HIDROLOGIA | 12 |
| 2.1.1 EL CICLO HIDROLOGICO | 12 |
| 2.2 CUENCAS..... | 14 |
| 2.2.1 DEFINICIONES | 14 |
| 2.2.2 CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LA CUENCA..... | 15 |
| 2.3 FENOMENOS METEOROLOGICOS | 22 |
| 2.3.1 LA TEMPERATURA..... | 22 |

| | | |
|--------|--|-----|
| 2.3.2 | EL VIENTO..... | 23 |
| 2.3.3 | LA PRESION ATMOSFERICA | 25 |
| 2.3.4 | LA RADIACION SOLAR..... | 26 |
| 2.3.5 | EL BRILLO SOLAR..... | 27 |
| 2.3.6 | HUMEDAD EN EL AIRE | 28 |
| 2.4 | REGIONALIZACION HIDROGRAFICA EN EL SALVADOR | 29 |
| 2.5 | LA PRECIPITACION..... | 52 |
| 2.5.1 | FORMACION DE LA PRECIPITACION | 52 |
| 2.5.2 | MEDICION DE LA PRECIPITACION..... | 56 |
| 2.5.3 | ANALISIS DE LOS DATOS DE PRECIPITACION | 59 |
| 2.5.4 | LA PRECIPITACION EN EL SALVADOR..... | 68 |
| 2.6 | EVAPORACION..... | 74 |
| 2.7 | TRANSPIRACION | 76 |
| 2.8 | EVAPOTRANSPIRACION..... | 77 |
| 2.8.1 | METODO DE THORNTWAITE..... | 78 |
| 2.8.1 | METODO DE BLANEY - CRIDDLE..... | 79 |
| 2.9 | ESCORRENTIA | 81 |
| 2.9.1 | HIDROGRAMA..... | 83 |
| 2.9.2 | RECURSOS SUPERFICIALES EN EL SALVADOR..... | 96 |
| 2.9.3 | DETERMINACION DE AVENIDAS..... | 99 |
| 2.10 | TRANSITO DE AVENIDAS | 118 |
| 2.10.1 | EL FENOMENO | 118 |
| 2.10.2 | TRANSITO DE AVENIDAS A TRAVES DE EMBALSÉS..... | 119 |
| 2.10.3 | TRANSITO DE AVENIDAS EN CAUSES NATURALES..... | 121 |
| 2.10.4 | TRANSITO DE AVENIDAS POR EL METODO ANALITICO | 124 |
| 2.11 | AGUÁS SUBTERRANEAS | 126 |

| | | |
|--------|---|-----|
| 2.11.1 | GENERALIDADES..... | 127 |
| 2.11.2 | LA INFILTRACION | 132 |
| 2.11.3 | PROPIEDADES DEL MEDIO POROSO..... | 136 |
| 2.11.4 | AGUA EN EL MEDIO POROSO..... | 138 |
| 2.11.5 | MOVIMIENTO DEL AGUA EN EL MEDIO POROSO..... | 140 |
| 2.11.6 | ACUIFEROS..... | 141 |
| 2.12 | HIDROMETRIA | 143 |
| 2.12.1 | GENERALIDADES..... | 143 |
| 2.12.2 | AFOROS EN CURSOS DE AGUA..... | 143 |
| 2.13 | POTENCIAL HIDRAULICO DE UNA CUENCA | 147 |
| 2.13.1 | BALANCE HIDROLOGICO..... | 147 |
| 2.13.2 | RECURSOS HIDRAULICOS | 148 |

**CAPITULO III: ESTUDIO HIDROLOGICO BASICO
DE LA CUENCA DEL RIO SAN JOSE**

| | | |
|-------|--|-----|
| 3.0 | INTRODUCCION | 151 |
| 3.1 | GENERALIDADES DE LA CUENCA DEL RIO SAN JOSE..... | 152 |
| 3.2 | CARACTERISTICAS FISICAS DE LA CUENCA | 156 |
| 3.3 | DETERMINACION DEL CAUDAL MAXIMO..... | 169 |
| 3.3.1 | METODOS PARA LA DETERMINACION DEL CAUDAL MAXIMO | 170 |
| 3.3.2 | ANALISIS DE LA PRECIPITACION | 171 |
| 3.3.3 | TIEMPO DE CONCENTRACION | 172 |
| 3.3.4 | PERIODO DE RETORNO | 173 |
| 3.3.5 | CURVAS INTENSIDAD - DURACION - FRECUENCIA..... | 180 |
| 3.3.6 | CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA..... | 193 |

| | | |
|-------|-------------------------------------|-----|
| 3.3.7 | CALCULO DE CAUDALES POR SECTOR..... | 200 |
|-------|-------------------------------------|-----|

**CAPITULO IV: ESTUDIO HIDROLOGICO APLICADO
A PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL**

| | | |
|-------|--|-----|
| 4.0 | INTRODUCCION | 202 |
| 4.1 | OBRAS DE PASO | 202 |
| 4.1.1 | CRITERIOS PARA LA ELECCION DEL TIPO DE OBRA DE PASO..... | 204 |
| 4.1.2 | METODOLOGIA PARA PREDIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO DE LA SECCION A EMPLEAR..... | 205 |
| 4.1.3 | CURVA DE DESCARGA NATURAL..... | 207 |
| 4.2 | ESTUDIO DEL DRENAJE SUPERFICIAL EN CARRETERAS | 213 |
| 4.2.1 | PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO HIDRAULICO DE OBRAS DE DRENAJE..... | 213 |
| 4.3 | DRENAJE PLUVIAL URBANO | 226 |
| 4.4 | PRESAS..... | 240 |
| 4.4.1 | GUIA PARA REALIZAR ESTUDIOS DE FACTIBILIDAD PARA LA CONSTRUCCION DE UNA PRESA..... | 242 |
| 4.4.2 | ESTUDIOS HIDROLOGICOS..... | 246 |
| 4.4.3 | AVENIDA DE DISEÑO..... | 249 |
| 4.4.4 | ESTUDIO DE LOS DATOS DE PRECIPITACION PARA EL DISEÑO DE LAS CURVAS DE FRECUENCIA..... | 250 |
| 4.4.5 | DETERMINACION DE LAS RELACIONES DE ESCORRENTIA..... | 252 |
| 4.4.6 | TIEMPOS DE CONCENTRACION Y RETRASO | 252 |
| 4.4.7 | EJEMPLO DE UN ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DE UNA PRESA..... | 255 |
| 4.5 | METODOLOGIA PARA DETERMINAR LA FACTIBILIDAD DE CONSTRUCCION DE UN POZO..... | 270 |

| | | |
|-------|--|-----|
| 4.5.1 | EJEMPLO DE FACTIBILIDAD PARA LA CONSTRUCCION DE UN POZO | 282 |
|-------|--|-----|

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

| | | |
|-----|----------------------------------|-----|
| 5.1 | CONCLUSIONES | 293 |
| 5.2 | RECOMENDACIONES..... | 296 |
| | REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS | 298 |

LISTA DE CUADROS

| CUADRO No. | CONTENIDO | Pág. |
|------------|---|------|
| 1.1 | ANTECEDENTES HIDROLOGICOS E HIDROMETEREOLOGICOS | 10 |
| 2.1 | CARACTERISTICAS FISICAS PRINCIPALES DE LA REGION A..... | 32 |
| 2.2 | INFORMACION CLIMATOLOGICA DE LA REGION A..... | 33 |
| 2.3 | CARACTERISTICAS FISICAS PRINCIPALES DE LA REGION B..... | 34 |
| 2.4 | INFORMACION CLIMATOLOGICA DE LA REGION B..... | 35 |
| 2.5 | CARACTERISTICAS FISICAS PRINCIPALES DE LA REGION C | 36 |
| 2.6 | INFORMACION CLIMATOLOGICA DE LA REGION C..... | 37 |
| 2.7 | CARACTERISTICAS FISICAS PRINCIPALES DE LA REGION D | 38 |
| 2.8 | INFORMACION CLIMATOLOGICA DE LA REGION D..... | 39 |
| 2.9 | CARACTERISTICAS FISICAS PRINCIPALES DE LA REGION E..... | 40 |
| 2.10 | INFORMACION CLIMATOLOGICA DE LA REGION E..... | 41 |
| 2.11 | INFORMACION CLIMATOLOGICA DE LA REGION F | 43 |
| 2.12 | CARACTERISTICAS FISICAS PRINCIPALES DE LA REGION G | 44 |
| 2.13 | INFORMACION CLIMATOLOGICA DE LA REGION G..... | 45 |
| 2.14 | CARACTERISTICAS FISICAS PRINCIPALES DE LA REGION H | 46 |
| 2.15 | INFORMACION CLIMATOLOGICA DE LA REGION H..... | 47 |
| 2.16 | CARACTERISTICAS FISICAS PRINCIPALES DE LA REGION I | 48 |

| | | |
|------|--|-----|
| 2.17 | INFORMACION CLIMATOLOGICA DE LA REGION I..... | 49 |
| 2.18 | CARACTERISTICAS FISICAS PRINCIPALES DE LA REGION J..... | 50 |
| 2.19 | INFORMACION CLIMATOLOGICA DE LA REGION J..... | 51 |
| 2.20 | PERIODOS DE TRANSICION Y ESTACIONES..... | 72 |
| 2.21 | PRECIPITACIONES ANUALES MAXIMAS Y MINIMAS POR REGION HIDROGRAFICA | 73 |
| 2.22 | RECURSOS SUPERCIALES EN LOS PRINCIPALES LAGOS Y LAGUNAS DE EL SALVADOR..... | 96 |
| 2.23 | APLICACION DEL METODO MUSKINGUM..... | 126 |
| | | |
| 3.1 | VARIACIONES CLIMATICAS DE LA CUENCA DEL RIO SAN JOSE | 154 |
| 3.2 | CALCULO PARA LA CURVA HIPSOMETRICA..... | 163 |
| 3.3 | CALCULO DE LA ELEVACION MEDIA (Em) POR LA ECUACION 3.1..... | 165 |
| 3.4 | LONGITUD DE CADA CURVA..... | 167 |
| 3.5 | CAUDALES MAXIMOS DEL RIO SAN JOSE..... | 173 |
| 3.6 | CALCULO DE LAS ESTADISTICAS DE LOS REGISTROS DE CAUDAL MAXIMO ANUALES DEL RIO SAN JOSE..... | 175 |
| 3.7 | CALCULO DE CAUDALES PARA DIFERENTES "T" | 176 |
| 3.8 | CRITERIOS DE DISEÑO GENERALIZADOS PARA ESTRUCTURAS DE CONTROL DE AGUA | 178 |
| 3.9 | VALORES DE "R" PARA DIFERENTES VALORES DE "n"..... | 179 |
| 3.10 | INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL DE LA ESTACION GÜIJA..... | 182 |
| 3.11 | INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL DE LA ESTACION PLANES DE MONTECRISTO | 183 |
| 3.12 | INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL DE LA ESTACION MAJADITA | 184 |

| | | |
|------|---|-----|
| 3.13 | CALCULO DE LAS PROBABILIDADES DE LOS REGISTROS DE INTENSIDADES DE LA ESTACION PLANES DE MONTECRISTO | 185 |
| 3.14 | CALCULO DE LAS PROBABILIDADES DE LOS REGISTROS DE INTENSIDADES DE LA ESTACION MAJADITA | 187 |
| 3.15 | CALCULO DE LAS PROBABILIDADES DE LOS REGISTROS DE INTENSIDADES DE LA ESTACION GÜIJA | 189 |
| 3.16 | DATOS DE INTENSIDAD DE DISEÑO (PERIODO DE RETORNO T = 25 AÑOS) | 191 |
| 3.17 | DATOS DE INTENSIDAD DE DISEÑO (T _e = 76.13 min.) | 191 |
| 3.18 | VALORES DE "C" | 199 |
| 3.19 | CALCULO DEL CAUDAL MAXIMO..... | 200 |
| 4.1 | COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE MANNING..... | 207 |
| 4.2 | RESUMEN DE CALCULO DEL FACTOR GEOMETRICO | 210 |
| 4.3 | VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA EN FUNCION DE LA ZONA A DRENAR | 227 |
| 4.4 | COEFICIENTES DE ESCORRENTIA EN BASE AL TIPO DE SUELO, PENDIENTE DEL TERRENO Y COBERTURA VEGETAL..... | 228 |
| 4.5 | VALORES DE PENDIENTES PARA TUBERIAS DE AGUAS LLUVIAS..... | 236 |
| 4.6 | CRITERIOS PARA SELECCIONAR LA AVENIDA DE DISEÑO..... | 242 |
| 4.7 | COEFICIENTES DE ESCORRENTIA EN FUNCION DE LAS CARACTERISTICAS DE LA CUENCA..... | 249 |
| 4.8 | POBLACION Y DEMANDA DE AGUA POTABLE..... | 284 |

LISTA DE FIGURAS

| FIGURA No. | CONTENIDO | Pág. |
|------------|---|------|
| 2.1 | CICLO HIDROLOGICO..... | 14 |
| 2.2 | CUENCA EXORREICA Y ENDORREICA..... | 15 |
| 2.3 | ORDEN DE LAS CORRIENTES | 17 |
| 2.4 | DIVISION DE EL SALVADOR EN REGIONES HIDROGRAFICAS..... | 30 |
| 2.5 | PLUVIOGRAFO DE FLOTADOR (TIPO FUESS)..... | 57 |
| 2.6 | PLUVIOMETRO DE HELLMANN | 58 |
| 2.7 | POLIGONOS DE THIESSEN Y CURVAS ISOYETAS..... | 61 |
| 2.8 | AJUSTES DE REGISTROS DE PRECIPITACION..... | 66 |
| 2.9 | ZONAS CANICULARES DE EL SALVADOR | 71 |
| 2.10 | ZONA DE INTERCAMBIO | 75 |
| 2.11 | HIDROGRAMA AISLADO..... | 85 |
| 2.12 | DESARROLLO DE UN HIDROGRAMA UNITARIO | 87 |
| 2.13 | LINEALIDAD O PROPORCIONALIDAD | 88 |
| 2.14 | SUPERPOSICION DE CAUSAS Y EFECTOS..... | 89 |
| 2.15 | HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR..... | 92 |
| 2.16 | HIDROGRAMA UNITARIO ADIMENSIONAL..... | 94 |
| 2.17 | CURVAS "S" | 95 |
| 2.18 | LINEAS ISOCRONAS..... | 115 |
| 2.19 | CURVAS DE TRANSITO PARA UN EMBALSE TIPICO..... | 119 |
| 2.20 | CALCULO DEL ALMACENAMIENTO EN UN CANAL..... | 121 |
| 2.21 | DETERMINACION DE LAS CONSTANTES DE ALMACENAMIENTO..... | 122 |

| | | |
|------|--|-----|
| 2.22 | PERFILES POSIBLES DE LA SUPERFICIE DEL AGUA EN UN CANAL..... | 123 |
| 2.23 | SEPARACION SIMPLE DE INFILTRACION Y ESCORRENTIA..... | 133 |
| 2.24 | CURVAS DE TENSION DE HUMEDAD PARA UN SUELO TIPICO | 139 |
| 3.1 | CURVAS DE NIVEL DE LA CUENCA DEL RIO SAN JOSE..... | 157 |
| 3.2 | DRENAJES Y ORDEN DE LA CUENCA DEL RIO SAN JOSE | 160 |
| 3.3 | CURVA HIPSOMETRICA | 164 |
| 3.4 | CURVAS I-D-F DE LA ESTACION PLANES DE MONTECRISTO..... | 186 |
| 3.5 | CURVAS I-D-F DE LA ESTACION LA MAJADITA | 188 |
| 3.6 | CURVAS I-D-F DE LA ESTACION GÜIJA | 190 |
| 3.7 | INTENSIDAD DE DISEÑO..... | 192 |
| 3.8 | NOMOGRAMA PARA EL CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA | 195 |
| 3.9 | MAPA GEOLOGICO..... | 196 |
| 3.10 | TIPOS DE SUELOS (CULTIVOS Y VEGETACION) | 197 |
| 3.11 | POLIGONOS DE THIESSEN Y SECTORES CONSIDERANDO GEOLOGIA, VEGETACION Y PENDIENTE..... | 198 |
| 4.1 | SECCION TRANSVERSAL DEL RIO SAN JOSE-METAPAN..... | 209 |
| 4.2 | CURVA DE DESCARGA NATURAL..... | 211 |
| 4.2 | PROFUNDIDADES A LA ENTRADA PARA ALC. DE TUBOS DE HORMIGON CON CONTROL DE ENTRADA | 217 |
| 4.4 | ESCURRIMIENTO CON CONTROL DE ENTRADA | 218 |

| | | |
|------|--|-----|
| 4.5 | ESCURRIMIENTO CON CONTROL DE SALIDA..... | 220 |
| 4.6 | CONDICIONES POSIBLES EN EL ESCURRIMIENTO CON CONTROL DE SALIDA..... | 221 |
| 4.7 | ALTURA DE CARGA H PARA ALC. DE TUBOS CIRCULARES DE HORMIGON..... | 222 |
| 4.8 | PROFUNDIDAD CRITICA PARA TUBOS CIRCULARES..... | 223 |
| 4.9 | DETERMINACION DE AREAS DE RECOGIMIENTO EN ZONAS URBANAS | 233 |
| 4.10 | NOMOGRAMA PARA EL CALCULO DE DRENAJE CIRCULARES TRABAJANDO LLENOS PARA $n = 0.15$ | 238 |
| 4.11 | ELEMENTOS HIDRAULICOS BASICOS DE UN COLECTOR CIRCULAR..... | 239 |
| 4.12 | PROYECTO HIDROELECTRICO EL TIGRE..... | 264 |

CAPITULO I
INTRODUCCION

1.0 INTRODUCCION

La hidrología es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades físico-químicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos; evalúa en forma científica cada una de las partes y relaciones que guardan entre sí los procesos que componen el ciclo hidrológico (Precipitación, escorrentía, evapotranspiración, infiltración, etc.); esto es de mucha importancia en el campo de acción de la Hidrología, puesto que atañe al diseño y operación de proyectos de Ingeniería para el control y aprovechamiento del agua. ✓

El ingeniero que se ocupa de proyectar, construir ó supervisar el funcionamiento de instalaciones hidráulicas, debe resolver numerosos problemas prácticos de muy variado carácter. Por ejemplo, se encuentra con la necesidad de diseñar puentes, estructuras para el control de avenidas, presas, vertedores, sistemas de drenaje para poblaciones, carreteras y aeropistas y sistemas de abastecimiento de agua. Sin excepción, éstos diseños requieren de análisis hidrológicos cuantitativos para la selección del evento de diseño necesario.

El ingeniero especializado en Hidrología trabaja integrado a equipos, con frecuencia representa el papel principal y ejerce la función de coordinador de proyectos en algunas de sus etapas. Las herramientas con que hoy cuenta el hidrólogo son múltiples y muy variadas, pero con frecuencia le son útiles sólo para situarse dentro del orden de magnitud de los parámetros que maneja. Generalmente, cada problema hidrológico es único en cuanto trata con un conjunto diferente de

condiciones físicas dentro de una cuenca hidrológica específica, lo que implica que el que trabaja con éste tipo de problemas no puede tener una filosofía conformista. Cada nuevo caso es un problema de investigación, un reto intelectual sistemático, un ejercicio de la imaginación y de la inteligencia, de la prudencia y el sentido de la observación.

Por lo tanto, debe complementarse la enseñanza teórica adquirida, con una investigación más exhaustiva de cada problema en particular, aumentando de ésta forma la capacidad de análisis y aplicación personal.

Para esto, la temática que se presenta en éste documento, consiste en una guía que sirva como base y punto de referencia para realizar estudios hidrológicos en obras civiles tales como: Presas, alcantarillados, obras de paso, etc., las cuales son de mucho interés, puesto que contribuyen al desarrollo socio-económico del país y sus habitantes. Este documento ofrece bases teóricas esenciales, problemas modelo, que ejemplifiquen los temas tratados y desarrollados; así como también una recolección de datos reales de recursos hidráulicos del país, mapas y diagramas que difícilmente son encontrados en un solo libro.

1.1 ANTECEDENTES

La Hidrología es una ciencia muy antigua, su origen y desarrollo está marcado por el incremento de los asentamientos poblacionales, ya que éstos produjeron la necesidad de hacer uso racional de los recursos hídricos destinados al consumo humano.

En el país, la Hidrología se inicia en el año de 1940 con la idea del aprovechamiento de los recursos hídricos del río Lempa, con fines hidroeléctricos, idea que finaliza con la construcción de la presa 5 de Noviembre en 1950, para lo cual fue necesario la recolección de datos meteorológicos que en una forma ordenada llevaban algunos caficultores y también el Ferrocarril de El Salvador casi desde 1930.

En 1950 un cuerpo de investigadores que formaban parte del Instituto de Investigaciones tropicales ubicados en la Universidad de El Salvador, continúa con investigaciones tanto meteorológicas como hidrológicas y geomorfológicas a nivel del país y se incentivó la idea de formar una institución que pudiera tomar todos los datos hidrometeorológicos en una forma ordenada y sistemática, es así como en 1959 se forma la Sección de Estudios Hidrológicos como una dependencia del Ministerio de Agricultura y Ganadería, institución que no logró cumplir su objetivo de recolectar y proporcionar información hidrometeorológica del país.

Es hasta el año de 1969 cuando la Organización Meteorológica Mundial (OMM) a través del Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD), promovió un programa para iniciar en forma ordenada y sistemática la investigación, desarrollo y almacenamiento de los recursos hídricos a nivel centroamericano, lo que demandaba que en cada país beneficiario del proyecto, debía existir una organización encargada de la evaluación e investigación de los recursos hídricos a nivel del país, con la condición de tener un carácter independiente de los usuarios del recurso, los cuales son tipificables con facilidad.

En base a esto se formó el Servicio Hidrológico y Meteorológico como dependencia del Ministerio de Agricultura y Ganadería encargado de obtener,

procesar, evaluar e investigar en forma sistemática y ordenada la información hidrometeorológica necesaria para un desarrollo integral y múltiple de los recursos hídricos. Luego de 20 años de recolección sistemática de datos hidrometeorológicos a nivel del país, se inicia un proyecto denominado "Plan Maestro para el Desarrollo y Aprovechamiento de los Recursos Hídricos", el cual ha dado por resultado un plan de obras hidráulicas a nivel nacional en donde se planifica el desarrollo y uso de los recursos hídricos y que actualmente ha permitido tener por lo menos un instrumento de planificación ordenado y en donde se ha compatibilizado el uso del recurso.

En la actualidad, el Servicio Meteorológico e Hidrológico se encuentra prácticamente inactivo debido a una serie de aspectos ajenos a ellos. Sin embargo en el país se cuenta con una serie de registros hidrometeorológicos de incalculable valor, los cuales se inician en algunas zonas desde los años 1940 hasta 1978-1980, debido a que muchas estaciones fueron clausuradas a causa de las condiciones socio-políticas por las que atravesó el país en la década de los 80's.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El Salvador se encuentra en un período de desarrollo económico en el cual es necesario aprovechar todos los recursos que puedan ayudar a su progreso. El agua es uno de los recursos más importantes y vitales con que contamos, y a medida que se ha extendido su uso en la vida del hombre, ésta se va haciendo cada vez más escasa, tropezándose con problemas muy complejos para usarla con el máximo de eficiencia y economía; teniendo por ello, la necesidad de conocer el comportamiento

de éste fluido a través de estudios especializados; encontrando para ello la solución en la Hidrología, aplicada principalmente en las obras de Ingeniería Civil.

Nuestro país cuenta con pocos recursos hídricos los cuales son básicos para el desarrollo, los recursos hídricos estimados con que cuenta El Salvador son 17,971.30 millones de metros cúbicos que escurren anualmente. Estos recursos están repartidos con el 65.75% que pertenecen a recursos superficiales y el 34.25% de recursos subterráneos, por lo que debe buscarse la forma de utilizarlos al máximo y en forma sostenible; desafortunadamente los estudios hidrológicos en El Salvador fueron iniciados en forma general a mediados del presente siglo, por lo que hay mucho que recorrer en éste campo.

Por otra parte, para el diseño hidráulico de una determinada estructura es indispensable tener el conocimiento de las variables ó parámetros hidrológicos que ayuden a su realización; por ejemplo, el volumen de agua generado por una precipitación, la intensidad de lluvia máxima probable durante la vida útil de una obra de paso, etc.

De lo expuesto anteriormente se puede deducir, que de ignorar los parámetros hidrológicos al diseñar y construir una estructura (Obra de paso, presa de almacenamiento de agua, sistema de alcantarillado, etc.), conforme transcurra el tiempo se darán fallas que pueden ocasionar graves problemas como inundaciones, pérdidas de vidas humanas y pérdidas en nuestra ya agravada economía nacional.

1.3 JUSTIFICACION

En cualquier etapa de un proyecto de aprovechamiento de los recursos de agua, se necesitan datos básicos tales como : Registros de precipitación, escorrentía, variaciones de los niveles freáticos, geología, suelos, etc. (Cuadro No. 1.1). Cualquier estudio relacionado con la ocurrencia y variabilidad de éstos recursos de agua debe basarse en los datos básicos mencionados anteriormente; ya que por falta de éstos y por razones de seguridad, algunas estructuras han sido sobredimensionadas y también han dado lugar al funcionamiento ineficaz de las obras hidráulicas. Muchos proyectos de obra civil llevan implícito un estudio hidrológico que ayude en el control del agua necesaria ó en exceso para el buen funcionamiento de una estructura que así lo requiera.

Un estudio hidrológico básico es el proceso de evaluación del impacto de los fenómenos naturales en un sistema de recursos hidráulicos y de determinación de valores para las variables importantes para que el sistema se comporte adecuadamente. Los estudios hidrológicos pueden utilizarse para desarrollar esquemas de una nueva estructura como una obra de paso, presa o un sistema de alcantarillado para el drenaje de aguas lluvias, así como de otras obras civiles de gran importancia para el desarrollo socio-económico de cualquier país.

La temática expuesta en el presente documento se enfoca en la elaboración de una guía básica que facilite realizar un estudio hidrológico para aquellos proyectos que así lo requieran y puede utilizarse por aquellos profesionales que desean incursionar en el campo de la Hidrología, así como por estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil que cursen ésta asignatura.

Por lo anterior se considera como una primicia la elaboración de una guía básica que facilite la realización de estudios hidrológicos para el desarrollo de las estructuras civiles antes referidas; lo cual permite efectuar el diseño que asegura el buen funcionamiento y cumplimiento con los propósitos para los cuales han sido diseñadas las obras.

En términos generales ésta guía básica servirá como marco de referencia y punto de partida en lo que a consulta bibliográfica se refiere, ya que la mayoría de información existente con la que se trabaja en la actualidad es foránea y por lo tanto, no está acorde a la realidad nacional.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVOS GENERALES

- ◆ Dar un soporte técnico a la carrera de Ingeniería Civil en la especialidad de Hidrología, proporcionando los lineamientos a seguir para realizar estudios hidrológicos básicos aplicados a la realidad y necesidades del país.
- ◆ Proporcionar a profesionales y estudiantes de la materia Hidrología, una guía básica de consulta que contenga los procedimientos generales para realizar estudios hidrológicos.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- ◆ Proporcionar la información bibliográfica básica y práctica para la asignatura Hidrología.
- ◆ Desarrollar ejemplos prácticos apegados a la realidad nacional, con datos hidrológicos representativos.
- ◆ Desarrollar variantes en el análisis y aplicabilidad en los diferentes estudios hidrológicos para proyectos específicos.
- ◆ Presentar información hidrológica de El Salvador recopilada y ordenada para que sea de utilidad como un medio de consulta práctica.

1.5 ALCANCES Y LIMITACIONES.

1.5.1 ALCANCES

La guía básica desarrollada a continuación proporciona los lineamientos generales que permiten desarrollar en forma adecuada los estudios hidrológicos necesarios para proyectos tales como : Obras de paso, presas, alcantarillados y otros que necesitan un soporte hidrológico en general.

La guía está conformada por fundamentos didácticos básicos que contribuyen al desarrollo de los temas, bases teóricas fundamentales y referencias bibliográficas para consultas de la asignatura Hidrología.

Se presenta además una recopilación ordenada y sistemática de los datos esenciales que todo estudio hidrológico conlleva tales como : Información estadística de fenómenos hidrológicos, registros de aforo, mediciones de lluvia y de caudales, etc., todos registrados al interior de nuestro país.

1.5.2 LIMITACIONES

La guía únicamente genera un modelo básico de desarrollo de estudios hidrológicos a proyectos que así lo requieren.

La información hidrológica utilizada es la proporcionada por el Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG).

Los planos cartográficos son los proporcionados por el Instituto Geográfico Nacional (IGN).

Los resultados obtenidos serán producto de la información proporcionada por instituciones como el MAG, IGN y estarán acorde a la consistencia y veracidad de la misma.

CUADRO No 1.1

Antecedentes hidrológicos e hidrometeorológicos básicos (B) o deseables (D) para el diseño o estudio de obras específicas en un proyecto hidráulico.

| DESCRIPCION | Obras de captación en ríos. | Obras de regulación o embalse. | Vertedero o compuerta | Obras de aducción. | Drenaje de aguas pluviales. | Alcantarillado Sanitario. | Pozo de reconocimiento o explotación de aguas subterráneas. | Riego | Trazado de carreteras. | Obras de drenaje natural. |
|--|-----------------------------|--------------------------------|-----------------------|--------------------|-----------------------------|---------------------------|---|-------|------------------------|---------------------------|
| Caudales medios anuales | | B | | | | D | D | D | B | |
| Caudales medios mensuales | | B | | | | D | B | D | B | |
| Caudales medios diarios | B | B | B | | | B | B | D | B | |
| Caudales máximos instantáneos y/o medios diarios | B | B | B | B | | | D | D | D | |
| Caudales mínimos instantáneos y/o medios diarios | B | B | B | B | B | D | | D | D | |
| Niveles máximos de agua | D | | D | | D | D | | D | B | |
| Niveles medios de agua | D | | D | | D | D | | B | B | |
| Niveles mínimos de agua | D | | D | | D | D | | D | B | |
| Niveles agua freática | D | D | B | B | B | B | B | D | B | |
| Derechos de agua | B | B | | | D | | B | | B | |
| Sedimento Fluvial | D | B | B | D | | | | D | | |
| Precipitaciones medias regionales, anuales | D | B | D | | D | | B | B | B | |
| Precipitaciones medias regionales, mensuales | D | B | D | | D | | B | B | D | |
| Precipitaciones medias regionales, diarias | D | B | B | | D | | D | B | D | |
| Precipitaciones medias regionales, horarias | D | | D | | D | | | D | D | |
| Precipitaciones puntuales, anuales | | D | D | | D | | D | D | D | |
| Precipitaciones puntuales, mensuales | | D | D | | D | | D | D | D | |
| Precipitaciones puntuales, diarias | | D | D | | B | | D | B | D | |
| Precipitaciones puntuales, horarias | | | D | | B | | | B | D | |
| Temperaturas del aire, anuales | | D | | | | | B | D | D | |
| Temperaturas del aire, mensuales | | D | | | | | B | | D | |
| Temperaturas del aire, diarias | | D | | | | | B | D | D | |
| Evaporación anual | | B | | | D | | | | D | |
| Evaporación mensual | | B | | | | | | | D | |
| Horas de luz por día | | | | | | | | | D | |
| Velocidad y dirección del viento | | D | | | D | | | | D | |
| humedad | | D | | | D | | D | D | B | |
| presión del viento | | D | | | D | D | D | D | D | |
| Temperatura media del agua | D | D | D | | D | D | D | B | D | |

FUENTE: Apuntes de Hidrología, Universidad de San Carlos
Guatemala, Septiembre de 1977

CAPITULO II

VARIABLES HIDROLOGICAS Y METEOROLOGICAS BASICAS

2.0 INTRODUCCION

Este capítulo trata de dar a conocer de una manera clara y concisa, los diferentes conceptos básicos de algunos fenómenos que se producen debido a la existencia de las variables físicas que tienen lugar dentro de la atmósfera terrestre.

Entre los conceptos básicos de la Hidrología; el del Ciclo Hidrológico puede considerarse fundamental, ya que es un medio apropiado para describir el alcance de la Hidrología, la cual se limita a la parte del Ciclo que cubre desde la precipitación del agua sobre la tierra hasta el regreso de ésta, bien sea a la atmósfera o al océano. El Ciclo Hidrológico sirve para destacar cuatro fases básicas para el hidrólogo: Precipitación, evaporación y transpiración, escorrentía superficial y aguas subterráneas.

Por evidente que este ciclo pueda parecer hoy, hubo de transcurrir mucho tiempo para que se lograra comprender su mecanismo y ni siquiera los intelectos más brillantes del renacimiento pudieron evitar algunas hipótesis falsas.

Además se hace referencia a los conceptos hidrológicos fundamentales necesarios para el diseño de vasos y tránsito de avenida en cauce, los cuales, son de gran importancia en la hidrología pues en gran parte constituyen las bases sobre las cuales se sustenta el dimensionamiento de las presas y otras obras de aprovechamiento y protección contra inundaciones.

El objetivo de éste capítulo es de dar al lector una idea general; y una base común sobre los términos que serán incluidos en el desarrollo de éste documento.

2.1 ASPECTOS INTRODUCTORIOS DE LA HIDROLOGIA

2.1.1. EL CICLO HIDROLOGICO

Las variaciones en las precipitaciones, en las aguas superficiales y subterráneas están asociadas a las oscilaciones parciales de un sistema complejo en el cual todas las aguas circundantes de la tierra se encuentran interrelacionados.

Este sistema complejo se conoce como ciclo hidrológico . Este ciclo encadena en un todo los eslabones de la hidrósfera: Los mares, lagos y ríos, el agua subterránea, la humedad del suelo y el vapor atmosférico.

Es el conjunto de caminos a través de los cuales circula el agua; ésta porción de agua que es transportada como humedad atmosférica cae sobre la tierra en forma de lluvia, nieve, rocío y granizo. De todos, la lluvia es la más significativa. La vida en la tierra sería imposible sin ella.

El ciclo hidrológico es un proceso continuo, simultáneo e interminable que sigue el agua en los distintos estratos del sistema terrestre; así, está presente en la capa gaseosa llamada atmósfera que envuelve a la tierra, en la parte sólida o litosfera y en los cuerpos de agua que cubren gran parte de la superficie del globo terráqueo llamado hidrosfera.

Por ocupar la hidrosfera el 70% de la superficie terrestre se considera que ahí se inicia el ciclo pues en los mares y océanos es mucho mayor la evaporación que en

otras partes del sistema terrestre; pero, por ser un ciclo podría comenzar por cualesquiera de las distintas fases.

El ciclo hidrológico es activado por medio de la energía solar y por fuerzas planetarias. La radiación aporta la energía para evaporar el agua. La aceleración de gravedad de la tierra y la fuerza desviadora de la rotación de la tierra llamada coriolis, juegan papel importante en el desplazamiento de las masas de aire. Los cambios gravitacionales del sol y de la luna influyen sobre el equilibrio que motoriza al ciclo. Es notable la influencia de los destellos solares y la actividad periódica de las manchas del sol en el campo electromagnético de la tierra.

En el ciclo hidrológico intervienen procesos interrelacionados de evaporación, condensación, precipitación, intercepción, evapotranspiración, infiltración, percolación, afloramiento, almacenamiento y escurrimiento. (Fig.No. 2.1). Al caer la lluvia sobre el suelo, una parte se evapora muy pronto, reuniéndose con la humedad de la atmósfera. Otra parte se infiltra en el terreno. Una vez allí, puede ser absorbida y transpirada por la vegetación, luego evaporada por las hojas. La evapotranspiración de las plantas devuelve a la atmósfera una fracción del agua presente en el terreno. El resto del agua en el terreno entra por los poros abiertos de las capas superiores e inicia su lento movimiento descendente, para regresar al mar. La última parte de la precipitación escurre sobre el terreno, se reúne en riachuelos, arroyos y ríos regresando a los océanos para cerrar y dar comienzo de nuevo al ciclo hidrológico. [Ref. 1]

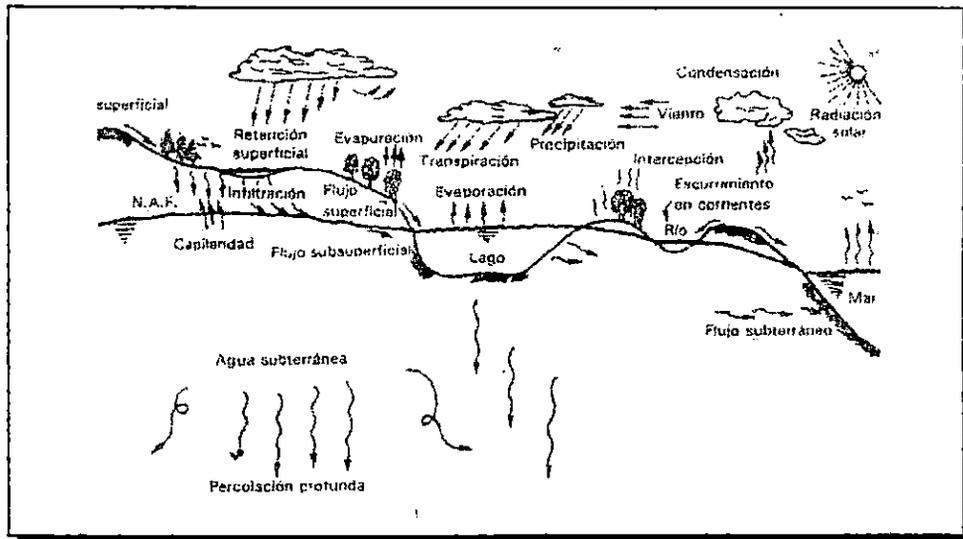


FIGURA No. 2.1: CICLO HIDROLOGICO

FUENTE: Aparicio Mijares, Francisco Javier.
Fundamentos de Hidrología de Superficie.

2.2 CUENCAS

2.2.1 DEFINICIONES.

CUENCA: Es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corriente hacia un mismo punto de salida.

Desde el punto de vista de su salida, existen fundamentalmente dos tipos de cuencas: ENDORREICAS Y EXORREICAS.

Las cuencas Endorreicas, el punto de salida está dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago.

Las cuencas Exorreicas, el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y está en otra corriente o en el mar. (Fig. No. 2.2)

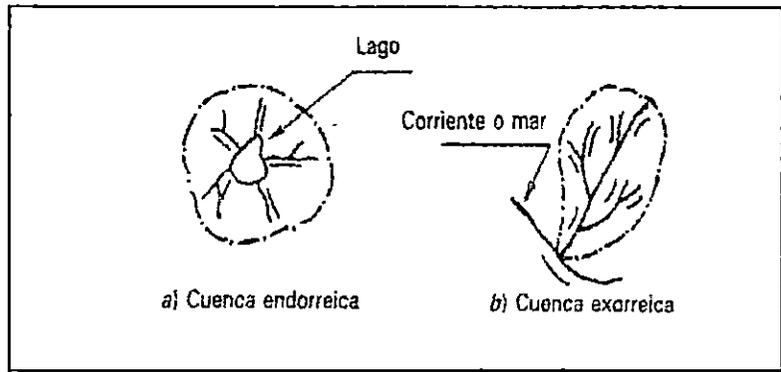


FIGURA No. 2.2: CUENCA EXORREICA Y ENDORREICA

FUENTE: Aparicio Mijares, Francisco Javier.
Fundamentos de Hidrología de Superficie.

El estudio Hidrológico de una cuenca se inicia, con la localización geográfica de la cuenca, deberá presentarse el plano de las coordenadas geográficas que indiquen claramente la información necesaria. Generalmente se dispone de mapas en escalas 1:100,000, pero es preferible trabajar en escalas menores, como en 1:50,000, que indican con más exactitud las variaciones de las curvas de nivel y que permitan con ayuda de un planímetro evaluar las áreas drenadas, en cada subcuenca.

2.2.2 CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE UNA CUENCA

Las principales características de las cuencas y cauces por sus efectos en la relación precipitación-escorrentía son los siguientes:

EL PARTEAGUAS: Es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa la cuenca de las cuencas vecinas.

EL AREA DE LA CUENCA: Se define como la superficie en proyección horizontal delimitada por el parteaguas, expresada generalmente en km².

CORRIENTE PRINCIPAL DE UNA CUENCA: Es la corriente que pasa por la salida de la misma. Se aplica solamente a las cuencas exorreicas. Las demás corrientes de una cuenca de éste tipo se denominan corrientes tributarias. Todo punto de cualquier corriente tiene una cuenca de aportación, y toda cuenca tiene una y sólo una corriente principal.

CAUCE MAS LARGO: Es aquel en el cual la distancia es más larga en el recorrido de la vertiente, expresado generalmente en km.

Las cuencas correspondientes a la corriente tributaria o a los puntos de salida se llaman CUENCAS TRIBUTARIAS O SUBCUENCAS.

ORDEN DE LAS CORRIENTES: Una corriente de orden 1 es un tributario sin ramificaciones, una corriente de orden 2 tiene sólo tributarios de primer orden, dos corrientes de orden 1 forman uno de orden 2, dos corrientes de orden 3 forman una de orden 4. (Fig. No. 2.3)

Entre más corrientes tributarias tenga una cuenca, es decir, entre mayor sea el grado de bifurcación de su sistema de drenaje, más rápido será su respuesta a la precipitación.

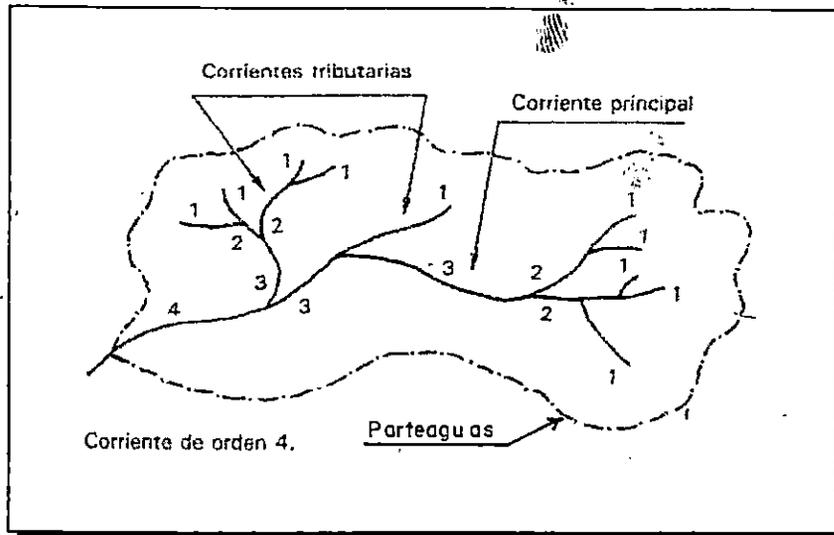


FIGURA No. 2.3: ORDEN DE LAS CORRIENTES

FUENTE: Aparicio Mijares, Francisco Javier.
Fundamentos de Hidrología de Superficie.

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.

Hay dos índices que miden el sistema de drenaje de una cuenca, y son: la densidad de corriente(Ds), y la densidad de drenaje(Dd).

DENSIDAD DE CORRIENTE Ds: Se define como el número de corrientes perennes ó intermitentes por unidad de área.

DENSIDAD DE DRENAJE: Es la longitud de corriente por unidad de área.

$$D_s = N_s / A$$

$$D_d = L_s / A$$

Donde: N_s = Número de corrientes perennes e intermitentes.

L_s = Longitud total de las corrientes

A = Área de la cuenca.

PENDIENTE MEDIA: Tiene gran importancia, pues guarda relación compleja, con el grado de infiltración, superficie de escorrentía, humedad del suelo y contribución del agua subterránea a la corriente del cauce. El valor de la pendiente controla el tiempo de concentración que es de mucha importancia para conocer las magnitudes de las crecidas.

El método más utilizado es el sugerido por HORTON, llamado el de las "líneas de intersección" utilizándose la misma cuadrícula que se utiliza para determinar la elevación media, se cuenta el número de curvas de nivel que cortan el borde de la cuenca a un intervalo constante entre curvas. La fórmula a utilizar es la siguiente:

$$S = (1.571)(DN/L)$$

Donde: S = pendiente media

D = intervalo entre curvas de nivel (mts.)

N = número de curvas cruzadas

L = longitud total de las curvas (Kms.)

ELEVACION MEDIA: La elevación media de una corriente es un factor que afecta la temperatura y la precipitación. Pues la variación de la temperatura va a influir en la variación de pérdidas de agua por evaporación.

METODOS PARA DETERMINAR LA ELEVACION MEDIA.

PRIMER METODO:

Se puede determinar por la aplicación de métodos de líneas de intersección, para esto se cuadrícula un mapa topográfico de la cuenca, de tal modo que no existan menos de 100 intersecciones dentro del área de drenaje. La elevación media es la media aritmética a las elevaciones de las intersecciones.

SEGUNDO METODO:

Se puede también calcular midiendo el área de la cuenca en pares de contorno y curvas de nivel sucesivas. Los porcentajes de esas áreas se calculan con respecto al total y el porcentaje de área sobre o bajo de cada contorno. (Área entre curvas se obtiene por sumas acumuladas).

$$Em = \sum ae / At$$

- Donde:
- Em = Elevación media
 - At = Área total de la cuenca (Km²)
 - a = Área entre dos curvas de nivel (km²)
 - e = Elevación media entre dos curvas sucesivas. (mts.)

TERCER METODO:

La elevación media se puede calcular también por medio de la *CURVA HIPSOMETRICA*, que es el reflejo de la evolución del drenaje de la cuenca.

La elevación media por éste método es la ordenada que corresponde al 50% de las áreas acumuladas

FORMA DE LA CUENCA: De la observación de la forma de una cuenca y de su sistema de drenaje se tiene una idea exacta del rendimiento de las corrientes tributarias, así como también de los estratos subterráneos, las formas más comunes de las cuencas son las ovoidales, pero también pueden aparecer con formas redondas, rectangulares, alargadas o en forma de abanico.

Para una misma área y una misma intensidad de lluvia, el hidrograma de salida, depende directamente de la forma de la cuenca, lo cual puede expresarse por un factor K (coeficiente de compacidad), adimensional que tendrá un valor mínimo, igual a la unidad; así:

$$K = 0.28 (P/A^{1/2})$$

Donde: P = Perímetro de la cuenca (Kms)

A = Area de la cuenca (Kms²)

K =1 La cuenca tiende a ser redonda

K >1 La cuenca es ovalada

TIPOS DE CORRIENTES: Las corrientes se clasifican de varias maneras:

a) *Por el tiempo en que transportan agua pueden ser:* Perennes, Intermitentes y Efimeras.

CORRIENTES PERENNES: En una corriente perenne el punto más bajo del cauce se encuentra siempre debajo del nivel de aguas freáticas. Estas corrientes transportan agua durante todo el año y siempre están alimentadas, totalmente o en parte, por el agua subterránea, es decir, son efluentes.

CORRIENTE INTERMITENTE: Una corriente intermitente transporta agua durante la época de lluvia de cada año, cuando el nivel freático asciende hasta quedar por encima del punto más bajo del cauce, en época de seca el nivel freático queda por abajo de dicho punto y la corriente no transporta agua, salvo cuando se presenta alguna tormenta.

CORRIENTE EFIMERA: El nivel freático está siempre abajo del punto más bajo del cauce y transporta agua inmediatamente después de una tormenta, y, en este caso, alimentan a los almacenamientos de agua subterránea.

b) *Por su posición topográfica o edad geológica:* Las corrientes se clasifican como de Montaña o Juveniles, de Transición o Maduros o bien, de Planicie o Viejos.

2.3 FENOMENOS METEOROLOGICOS

El estado del tiempo durante un lapso determinado, se caracteriza por la presencia e intensidad de un conjunto de fenómenos meteorológicos. Estos fenómenos meteorológicos caracterizan el estado atmosférico, son los que al sucederse en el curso de los días, estaciones y años constituyen elementos del "clima", cuyos valores sólo son susceptibles de ser calculados eficazmente cuando se dispone de observaciones practicadas sin interrupción durante varios años.

Estos fenómenos meteorológicos, que en forma conjunta constituyen el estado del tiempo son: Temperatura, Viento, Presión Atmosférica, Radiación Solar, Brillo Solar, Humedad del Aire y Precipitación.

2.3.1 LA TEMPERATURA

La Temperatura es un término que determina la cantidad de calor que tiene un objeto en un momento dado. Los valores normales son índices eminentemente climatológicos y sirven para estudiar, comparar y clasificar los climas.

En El Salvador, el mes de enero es el más frío del año. Los vientos boreales "nortes" que hacen su irrupción en nuestra área desde los últimos días de octubre, al debilitarse temporalmente, son causa de que, en este período se produzcan las más bajas temperaturas.

Los valores de temperatura mínima se registran en los lugares más altos del país, dichos valores de temperatura son a veces tan bajos, que en algunos de estos lugares provocan "heladas".

Este es el caso de Los Naranjos donde la temperatura ha descendido hasta 4°C; causando cuantiosos daños en las plantaciones de café. En la ciudad capital la temperatura, ha descendido hasta los valores de 8°C.

En general, en este mes los días son predominantemente soleados y frescos y durante la noche, el ambiente se torna aún más frío y agradable.

El mes de marzo es uno de los meses más calientes en nuestro país. En este mes la atmósfera alcanza un alto grado de turbiedad producida por la fuerte concentración de polvo, bruma seca y, además, humo que procede principalmente de las quemas que hacen los agricultores al preparar tierras de cultivo en anticipación a la cercana estación lluviosa. En el mes de abril se registran los valores de temperatura más altos en el país. [Ref. 5]

Los instrumentos destinados para medir la temperatura son los Termómetros. La primera aproximación de las condiciones térmicas de un lugar nos la proporciona la medida de la temperatura máxima y mínima del día. La primera es la más alta y ocurre generalmente alrededor o después del mediodía, siendo obtenida con el Termómetro de Máxima. La mínima es la más baja y ocurre generalmente al amanecer, poco antes de la salida del sol, ésta se obtiene con el Termómetro de Mínima. [Ref. 4]

2.3.2 EL VIENTO

Las diferencias de temperatura en el seno de la atmósfera originan diferencias de presión, es decir que el aire se hace más pesado por enfriamiento y más liviano

por calentamiento. El aire caliente es más ligero, y toma un movimiento ascensional, lo que determina que el aire más frío, más denso, venga a ocupar en movimiento descendente el lugar que deja el aire caliente, reemplazándolo parcial o totalmente. De ésta manera se genera el viento, que puede considerarse como aire en movimiento o su causa estriba, pues, en una ruptura, de equilibrio de la presión entre masas de aire contigua y su duración está determinada por el tiempo que tarda en restablecerse la igualdad de las presiones. Como las variaciones de las presiones están determinadas por cambios de temperatura. Puede afirmarse que en última instancia, la causa del viento reside en las variaciones de ésta y que los rayos solares proporcionan la energía necesaria para producir el movimiento de las masas de aire. La dirección resultante del viento debe estar en perfecta relación con la distribución geográfica anual de la presión atmosférica.

Esto es lo que se observa en realidad al efectuarse el estudio de los vientos. En El Salvador en octubre se inician los primeros nortes con intensidad de débiles a moderadas (De 10 a 30 km/h).

Los nortes que normalmente caracterizan los meses de noviembre, diciembre, enero y febrero, pueden soplar 15 días o más, sin interrupción, alcanzando velocidades de más de 100 km/h en las zonas montañosas.

El viento solamente queda perfectamente definido si se conoce: Su rumbo y su velocidad o fuerza. El rumbo está determinado por el punto cardinal desde donde sopla el viento. En El Salvador el rumbo predominante es el NE. La velocidad es la razón de desplazamiento del viento y se expresa en unidades de espacio sobre tiempo (m/s, km/h).

El instrumento para medir el rumbo del viento es la Veleta. Para la anotación de los rumbos se utilizan las siguientes abreviaturas:

NW (Noroeste), W (Oeste), SW (Suroeste), S (Sur), SE (Sureste), E (Este), NE (Noreste) y N (Norte).

El viento es aire en movimiento y como tal ejerce una fuerza sobre los obstáculos que encuentra a su paso; para determinar dicha velocidad se utilizan los siguientes instrumentos: Plancheta Wild, Anemómetro (Mide la velocidad media o fuerza del viento), Anemógrafo (Registra las variaciones en la dirección y fuerza del viento). [Ref. 4]

2.3.3 LA PRESION ATMOSFERICA

Se define como Presión Atmosférica o simplemente presión del aire al paso de las moléculas del aire, las cuales producen una fuerza sobre la superficie terrestre. El concepto de presión del aire es simplemente otro medio de describir el fenómeno de las moléculas del aire chocando contra una superficie.

Las moléculas del aire, al chocar contra la superficie de un objeto, provocan un empuje sobre él, éste empuje, dividido por el área de la superficie que lo recibe, es lo que denominamos Presión y tiene la siguiente expresión:

$$P = \text{FUERZA} / \text{AREA}$$

Al nivel del mar, las moléculas del aire producen una fuerza promedio de 1 kg/cm². Esta fuerza es igual en todas direcciones y por eso sus efectos se neutralizan.

La presión atmosférica disminuye a medida que aumenta la elevación sobre el nivel del mar. En El Salvador se mide en Milibares de acuerdo a los estándares mundiales. En la estación lluviosa las presiones son bajas y en la estación seca las presiones son altas. En la hora de 10 a.m. a 11 a.m. se da la fluctuación máxima de presión. [Ref. 5]

Para medir el peso del aire sobre un lugar, se usa el Barómetro, por esto, la presión atmosférica se llama Presión Barométrica. Otro aparato utilizado es el Barógrafo que grafica continuamente el valor de la presión atmosférica. [Ref. 4]

2.3.4 LA RADIACION SOLAR

La energía que emite el sol o radiación solar recibida en la superficie terrestre, es la fuente de casi todos los fenómenos meteorológicos y de sus variaciones en el curso del día y del año.

La unidad de medida más usada actualmente para la medición es la Caloría/cm²/min. Una Caloría se puede definir como la cantidad de calor requerida para aumentar la temperatura en 1°C de un gramo de agua al pasar de 14.5°C a 15.5°C al nivel del mar.

La radiación solar es la fuente de energía para los procesos biológicos que ocurren en la naturaleza. A ésta pertenecen fundamentalmente, la actividad de las plantas, los animales y el hombre.

La medición de la radiación solar reviste una gran importancia por cuanto el astro sol es la fuente de energía para el desarrollo de procesos atmosféricos (Brisa, mar y tierra, formaciones de nubes convectivas, formaciones de frentes, etc.); procesos hidrológicos (Ciclo Hidrológico); y procesos biológicos. Todo ello implica la cuantificación de la energía solar.

Los aparatos de medida de la radiación solar son: El Lucímetro Bellani, el Actinógrafo, el Piranómetro. [Ref. 4]

2.3.5 EL BRILLO SOLAR

El Brillo Solar es algo de difícil y precisa definición; por eso se dice que hay brillo solar cuando la banda del heliógrafo lo registra, pero lo cierto es que ese registro no ocurre cuando algo se interpone entre el aparato medidor y el sol; pero, sin embargo, siempre habrá luz solar por lo que luz y brillo son cosas diferentes. Las nubes y la contaminación atmosférica pueden obstaculizar que la banda del heliógrafo se quemé y por lo tanto, no quedaría registrado el brillo solar. Es decir, la ausencia del brillo solar no implica ausencia de luz e inclusive ésta puede ser suficiente para que el proceso fotosintético se realice a su ritmo normal, sin que haya brillo solar con intensidad suficiente para ser registrado por la banda del aparato.

Brillo Solar es casi sinónimo de cielo despejado; al menos lo es para el lugar en que se haya el Heliógrafo. La medición de la luz solar consiste en la determinación del tiempo en que los rayos solares llegan a un punto de la tierra (Donde se instala el medidor) cuando no existe ningún obstáculo flotando en la atmósfera como nubosidad densa, ceniza volcánica, componentes químicos, etc.

El instrumento de medición es el Heliógrafo tipo Campbell Stokes. [Ref. 4]

2.3.6 HUMEDAD EN EL AIRE.

La humedad en el aire es una de las características de las condiciones agrometeorológicas. Se expresa habitualmente como humedad absoluta (Tensión del vapor de agua que se encuentra en el aire expresada en mm de columnas de Hg o en milibares), humedad relativa (Relación en tanto por ciento entre tensión real del vapor de agua en la atmósfera y la tensión del vapor de agua del aire saturado a una misma temperatura); y déficit de humedad.

La cantidad de vapor acuoso existente en la atmósfera se puede expresar en distintas formas, pero meteorológicamente se expresa como tensión del vapor, humedad relativa, humedad absoluta, déficit de saturación.

2.3.6.1 HUMEDAD RELATIVA.

Se entiende por humedad relativa al cociente porcentual entre la cantidad de vapor de agua presente en el área a una determinada temperatura y a la cantidad máxima de vapor de agua que el aire podría contener a la misma temperatura.

En resumen, la humedad relativa no está indicando cuál es la cantidad de vapor de agua existente en valores absolutos. Este indica que iguales valores de humedad relativa representan cantidades diferentes de vapor de agua, consecuencia de temperaturas diferentes de aire.

2.3.6.2 HUMEDAD ABSOLUTA

La humedad absoluta de una masa de aire es la cantidad de gramo de agua que se recogería de un metro cúbico de ese aire al producirse la precipitación total del vapor que contiene, por efecto de un enfriamiento lo suficientemente intenso.

La determinación del contenido de vapor de agua del aire, se hace por medio de las mediciones con el Psicrómetro Tipo August.

Para registrar las variaciones de humedad relativa se utiliza el Higrógrafo.

2.4 REGIONALIZACION HIDROGRAFICA EN EL SALVADOR

El Salvador ha sido dividido en diez regiones hidrográficas establecidas por el Proyecto Hidrometeorológico Centroamericano, cuya descripción se detalla a continuación: (Fig. No. 2.4) [Ref. 3]

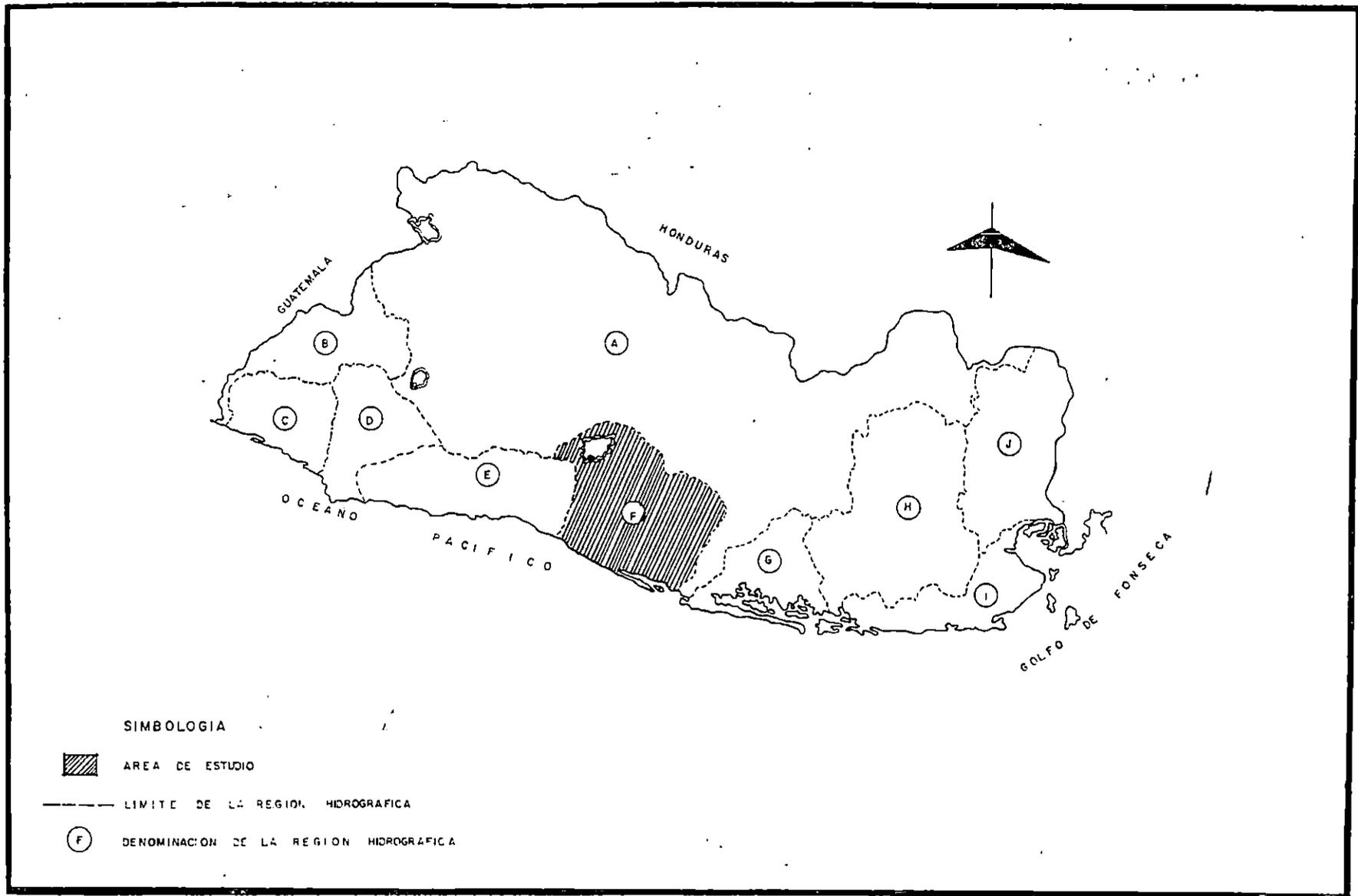


FIGURA No. 2.4: DIVISION DE EL SALVADOR EN REGIONES HIDROGRAFICAS.

FUENTE: Plan Maestro de Desarrollo y Aprovechamiento de los Recursos Hídricos.
 Noviembre de 1980.

REGION "A"

Está formada por la cuenca del Río Lempa y se extiende por las repúblicas de Guatemala, El Salvador y Honduras, teniendo un área de 18,246 km². Es la cuenca más grande del país y ocupa el 49% del territorio salvadoreño (10,255 km²). De los 14 departamentos, solamente los de Ahuachapán, La Paz y La Unión quedan fuera de ella; los de Chalatenango y Cabañas, los comprende totalmente y los restantes los comparte con las demás regiones hidrográficas. En Guatemala abarca parte de los departamentos de Jutiapa y Chiquimulas y, en Honduras los de Lempira, La Paz y Ocotepeque.

Para facilitar el análisis, la región hidrográfica "a" se le a subdividido en tres partes: Alta, Media y Baja.

En esta región se encuentran los núcleos poblacionales más grandes del país que son las áreas metropolitanas de San Salvador y Santa Ana. Además, existen otros núcleos menos importantes como Cojutepeque, Suchitoto, San Vicente, Sensuntepeque, Ilobasco, Chalatenango y Metapán. Las características principales de las cuencas que conforman la región A , así, como su información climatológica se detalla a continuación. (Ver cuadro No. 2.1 y No. 2.2).

CUADRO No. 2.1
CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LAS CUENCAS DE LA REGION A
SUB-REGIONES SUQUIAPA, SUCIO, ACELHUATE

| Cuenca | Nombre del Río | Longitud del Cauce (km) | Area (km²) | No. de Orden | Tipo de Drenaje |
|------------------|-----------------------|--|----------------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| Suquiapa | | | | | |
| Apanchacal | Apanchacal | 23 | 60.6 | 3 | Dendrítico |
| Tutianapa | Tutianapa | 13 | 40.7 | 3 | Dendrítico |
| Pozo Hondo | Pozo Hondo | 16 | 83.8 | 3 | Dendrítico |
| Sucio | | | | | |
| Agua Caliente | Agua Caliente | 24 | 123 | 4 | Dendrítico |
| Copapayo | Copapayo | 19 | 57 | 2 | Dendrítico-Rectangular |
| Talnique | Talnique-Achotal | 16 | 102 | 3 | Idem |
| Colón | Colón | 22 | 68 | 2 | Dendrítico |
| El Hervidero | Hervidero | 12 | 26 | 3 | Dendrítico-Rectangular |
| Acelhuate | | | | | |
| Montserrat | Qda.Montserrat | 16 | 59.8 | 3 | Radial-Dendrítico |
| Mejicanos | Arenal de Mejicanos | 9 | 18.2 | 3 | Idem |
| Ilohuapa | Ilohuapa | 6 | 33.5 | 2 | Dendrítico |
| Tomayate | Tutunichapa-Tomayate | 25 | 98.3 | 3 | Radial-Dendrítico |
| Cañas | Cañas | 22 | 63.8 | 3 | Dendrítico |
| Guazapa | Guazapa | 37 | 101 | 3 | Radial-Dendrítico |
| Tasajera | Tasajera | 19 | 94.5 | 3 | Dendrítico |

CUADRO No. 2.2
INFORMACION CLIMATOLOGICA CUENCA MEDIA DEL RIO LEMPA
ESTACION BASE: SAN SALVADOR
AREA SAN SALVADOR

| PARAMETRO | ESTACION LLUVIOSA | ESTACION SECA |
|---------------------------------|---|---|
| DURACION | MAYO-OCTUBRE | NOVIEMBRE-ABRIL |
| CIRCULACION GENERAL DEL VIENTO. | Dirección dominante Sur-Este a Norte con un promedio de 4.2 km/h, un máximo absoluto de 100.8 km/h en el mes de junio. | Dirección dominante Norte y en promedio de 6.8 km/h extremo absoluto de 86.4 km/h, en el mes de febrero. |
| NUBOSIDAD | Con un promedio de 7.2 unidades de la Bóveda celeste, extremos de 8.0 y 6.5 unidades en los meses de septiembre y mayo. | Con extremos de 5.0 y 3.2 unidades de la bóveda celeste y un promedio de 4.1 unidades. |
| LUZ-SOLAR | 7.19 hs/día como promedio de a estación, un máximo de 8.0 y un mínimo de 6.5 hs/día. | Un máximo de 9.8 hs/día y un mínimo de 8.1 hs/día, un promedio de 9.1 hs/día durante la estación. |
| HUMEDAD RELATIVA | Una humedad promedio en la estación de 78.3%, un máximo de 82% en el mes de septiembre y un mínimo de 70% en mayo. | Con valores extremos de 71% y 58% en los meses de noviembre y marzo y un promedio de toda la estación de 62%. |
| TEMPERATURA | La temperatura media de la estación 25.7°C un máximo de 27.7 °C en el mes de mayo y un mínimo de 25.4 °C en el mes de septiembre, máximo absoluto de 41.7 °C y 15.4 °C de mínimo en mayo y junio. | Extremos de 29 °C en el mes de abril y un mínimo de 25.7 °C con un promedio de 26.4 °C, extremos absolutos de 40.8 °C en el mes de marzo y 13.4 °C en los meses de diciembre y enero. |
| PRECIPITACION | Con un promedio de 298mm. con extremos de 366 y 346mm, en los meses de junio y septiembre y mínimo de 217mm en mayo. | Precipitaciones esporádicas de carácter convectivo ocurren normalmente los meses de abril y noviembre con un promedio de 26mm , con lluvias de 46 y 72mm, en los meses de transición. |
| EVAPORACION | Evaporación tanque de 191mm, como promedio. | Un promedio de 235mm, en toda la estación. |

REGION "B"

La Región B comprende la Cuenca del río Paz y tiene un área total de 2,112 Km² distribuida en 929 Km² en El Salvador y 1,183 Km² en Guatemala. Administrativamente se localiza en los departamentos de Ahuachapán y Santa Ana, en El Salvador y , en Jutiapa en Guatemala.

En el cuadro No. 2.3 y No. 2.4 se presentan las características principales y su respectiva información climatológica de las cuencas que constituyen la región B.

CUADRO No. 2.3
CARACTERISTICAS FISICAS PRINCIPALES DE LA REGION "B"

| Cuenca | Nombre del Rio | Longitud del Cauce (km) | Area (km ²) | No. de Orden | Tipo de Drenaje |
|------------------|---------------------|-------------------------|-------------------------|--------------|-------------------|
| Pampe | Pampe | 35 | 129.9 | 5 | Dendrítico |
| Magdalena | Magdalena | 12 | 26.5 | 3 | Dendrítico |
| Chingo | Chingo ó Jerez | 16 | 40.7 | 3 | Dendrítico-Radial |
| Gueveapa | Pampe ó Gueveapa | 51 | 302.5 | 6 | Dendrítico |
| Agua Caliente | Agua Caliente | 25 | 92.2 | 5 | Dendrítico-Radial |
| Agua Caliente | Agua Fría | 15 | 10.8 | 2 | Dendrítico |
| Los Hervideros | Hervideros | 28 | 52.3 | 4 | Dendrítico |
| Cuayapa ó Tacuba | Tacuba | 15 | 12 | 3 | D-Caprichoso |
| Ashuquiema | Ashuquiema | 12 | 16.8 | 3 | D-Caprichoso |
| Sunza | Sunza | 8 | 7.92 | 3 | Dendrítico |
| Pululá | Pululá | 32 | 111.3 | 5 | Dendrítico |
| Paz | Tempisque | 58 | 295 | 5 | Dendrítico-Radial |
| Paz | Amayito | 21 | 36.6 | 4 | Dendrítico |
| Paz | Chiquito ó Ixtacapa | 18 | 31.7 | 4 | Dendrítico |
| Paz | San Nicolás | 15 | 26.4 | 4 | Dendrítico |

CUADRO No. 2.4
INFORMACION CLIMATOLOGICA DE LA REGION "B"

| PARAMETRO | ESTACION LLUVIOSA | ESTACION SECA |
|-----------------------------|--|--|
| DURACION | MAYO-OCTUBRE | NOVIEMBRE-ABRIL |
| TEMPERATURA | Se tiene una temperatura media mensual de 23.4°C un mínimo de 21.48 y un máximo de 24.8°C en septiembre y mayo. Con valores máximos y mínimos absolutos de 37.7 y 13.5°C en los meses de mayo y septiembre | La temperatura media mensual es de 22.9°C con valores extremos de 25.18 y 21.7°C en los meses de abril y diciembre, la temperatura máxima y mínima absoluta es de 38.8 y 10.9°C en los meses de abril y enero respectivamente. |
| VIENTO | La dirección predominante es noreste con velocidad media de 6.8 km/h y extremos de 7.5 y 6.1 km/h como máximo y mínimo con velocidad absoluta de 77km/h máxima y 43.2 km/h mínimo. | La dirección predominante es noreste cambiando al este con una velocidad media de 9.4 km/h, en el mes de febrero y noviembre con una velocidad absoluta de 97.1 km/h máxima y 54km/h mínimo. |
| LUZ SOLAR | Con un valor medio mensual de 7.2 hs/día, valores máximos y mínimos de 8.1 y 6.1 hs/día en los meses de julio y septiembre. | Con un promedio mensual de 9.3 hs/día y 9.6 y 8.5 hs/día como máximo y mínimo en los meses de noviembre y diciembre. |
| HUMEDAD RELATIVA | Humedad relativa promedio de la estación es de 78% con un máximo de 86% en septiembre y 70% como mínimo en el mes de julio, ambas coinciden en el mes de mayor lluvia y el otro con el período canicular. | Con un promedio mensual de 67% y valores de 74% y 58% como máximo y mínimo. |
| NUBOSIDAD | El promedio mensual es de 9.1 décimas de la bóveda celeste, extremos de 5.6 y 8.7 décimos en los meses de mayo y septiembre. | Con un promedio mensual de 3.8 décimos de la bóveda celeste y 5.1 y 2.4 décimos en los meses de noviembre y enero como extremos. |
| FENOMENOS ESPECIALES | Temporales en los meses de septiembre y octubre, períodos caniculares en los meses de julio y agosto de 5 a 10 días. | Lluvias convectivas de carácter regional especialmente en la parte alta de la montaña. |
| EVAPORACION | La evaporación promedio es de 159 mm, 180 mm y 120 mm como máximo y mínimo en los meses de mayo y septiembre | Con un promedio de 185 mm, 222 mm y 142 mm como máximo y mínimo en los meses de abril y noviembre. |

REGION "C"

La región C comprende pequeñas cuencas que drenan desde las montañas de Tacuba y el volcán de Santa Ana hacia el océano pacífico y tiene un área de 659 km² que representan el 3% del territorio nacional. La región está casi totalmente localizada en el departamento de Ahuachapán.

En los siguientes cuadros se muestran las características principales y su respectiva información climatológica de las cuencas de la región C.

CUADRO No. 2.5
CARACTERISTICAS FISICAS PRINCIPALES DE LA REGION "C"

| Cuenca | Nombre del Rio | Longitud del Cauce (km) | Area (km ²) | No. de Orden | Tipo de Drenaje |
|-------------------|--------------------|----------------------------------|----------------------------|-----------------|-----------------|
| Sacramento | Sacramento | 13 | 22.95 | 3 | D-Caprichoso |
| Huiscoyol | Huiscoyol | 14 | 19.70 | 3 | Dendrítico |
| Sn Fco.de Soledad | Sn Fco. de Soledad | 13 | 18.45 | 2 | D-Caprichoso |
| La Palma | La Palma | 10 | 20.75 | 3 | Idem |
| Cara Sucia | Cara Sucia | 24 | 46.60 | 3 | Idem |
| El Izcanal | El Izcanal | 16 | 27.45 | 2 | D-Paralelo |
| Aguachapio | Aguachapio | 16 | 26.60 | 2 | Idem |
| Guayapa | Guayapa | 22 | 36.75 | 2 | Idem |
| Cuilapa | Cuilapa | 12 | 30 | 3 | Idem |
| El Naranjo | El Naranjo | 23 | 36.65 | 3 | D-Caprichoso |
| El Rosario | El Rosario | 27 | 75.25 | 4 | Idem |
| Qda. Costa Azul | Qda. Costa Azul | 40 | 2 | 1 | Paralelo |
| El Cauta | El Cauta | 25 | 30 | 2 | Paralelo |
| Qda. El Garrobo | Qda. El Garrobo | 8 | 8 | 1 | Paralelo |
| Metalío | Metalío | 16 | 24.80 | 2 | Paralelo |
| Sunza | Moscua | 11 | 15 | 2 | D-Caprichoso |
| Sunza | Sucio | 24 | 116.8 | 4 | Idem |

CUADRO No. 2.6
INFORMACION CLIMATOLOGICA DE LA REGION "C"

| PARAMETRO | ESTACION LLUVIOSA | ESTACION SECA |
|-----------------------------|--|--|
| DURACION | MAYO-OCTUBRE | NOVIEMBRE-ABRIL |
| TEMPERATURA | Se tiene una temperatura media mensual de 23.4°C con un mínimo de 22.4°C y un máximo de 24.8°C en los meses de sept. y mayo, con valores máximos y mínimos absolutos de 37.7°C y 13.5°C en los meses de mayo y septiembre | La temperatura media mensual es de 22.9°C con valores extremos de 25.1°C y 21.7°C en los meses de abril y dic. la temperatura máxima y mínima absoluta es de 38.8 °C y 10.9°C en los meses de abril y enero respectivamente. |
| VIENTO | La dirección predominante es noreste con una velocidad media de 6.8 km/h y extremos de 7.5 y 6.5 km/h como máximo y mínimo; una velocidad absoluta de 77 km/h máximo y 43.2 km/h mínima. | Con una velocidad media de 9.4 y extremos de 10.9 y 8.2 km/h en los meses de feb. y nov.; una velocidad absoluta de 87.1 km/h máximo y 54 km/h mínimo, la dirección predominante de los vientos es noreste cambiando al oeste. |
| LUZ SOLAR | Con un valor medio mensual de 7.2 hs/día, valores máximos y mínimos de 8.1 y 6.1 hs/día en los meses de julio y septiembre. | Con un promedio mensual de 9.3 hs/día , 9.6 y 8.5 hs/día como máximos y mínimos en los meses de noviembre y diciembre. |
| HUMEDAD RELATIVA | La humedad relativa promedio de la estación es de 78%, con máximo de 86% en sept. y 70% de mínimo en el mes de julio ambos coincidentes con el mes de mayor lluvia y el otro en el período canicular. | Con un promedio mensual de 67% y valores de 74% y 58% como máximos y mínimos. |
| NUBOSIDAD | El promedio mensual es 7.1 décimos de la bóveda celeste, extremos de 5.6 y 8.7 décimas en los meses de mayo y septiembre. | Con un promedio mensual de 3.8 décimos de la bóveda celeste, 5.1 y 2.4 décimos en los meses de nov. y feb. como extremo. |
| FENOMENOS ESPECIALES | Durante este período suceden dos fenómenos: En los meses de sept. y oct. ocurren temporales cuya característica es la lluvia monzónica y en los meses de julio y agosto, hay un pequeño período canicular de 5 a 10 días principalmente en la última semana del mes de julio y la primer semana de agosto en la zona baja. | Lluvias convectivas de carácter regional especialmente en la parte alta de la montaña. |
| EVAPORACION | La evaporación promedio es de 159 mm y valores de 183 y 128mm como máximo y mínimo en los meses de mayo y sept. | Con un promedio de 185mm, 222mm y 142mm como máximo y mínimo en los meses de abril y nov. |

REGION "D"

La región D esta localizada en la zona occidental de la República de El Salvador en el departamento de Sonsonate. Tiene un área de 875 km², que representan el 4% del territorio nacional.

Comprende las cuencas de los ríos Sensunapán, Banderas, San Pedro, Chimalapa, Las Marías, con un área de drenaje de 875 km² distribuidas en 103.8km² en la cuenca del río San Pedro, 219.3km² el Sensunapán o Gde. de Sonsonate 429 km² en la cuenca del río Banderas y 122.4 km² en los ríos Chimalapa-Las Marías.

Limita al norte con la cadena volcánica Apaneca-Lamatepec, divisoria con la región A y, al sur con el Océano Pacífico. Las cuencas que lo conforman se detallan en los cuadros siguientes.

CUADRO No. 2.7
CARACTERISTICAS FISICAS PRINCIPALES DE LA REGION "D"

| Cuenca | Nombre del Rio | Longitud del Cauce (km) | Area (km ²) | No. de Orden | Tipo de Drenaje |
|------------|-------------------|-------------------------|-------------------------|--------------|-----------------|
| Banderas | Bandera-Ceniza | 42 | 429 | 5 | D-Paralelo |
| Sensunapán | Gde. de Sonsonate | 34 | 219.3 | 3 | D-Paralelo |
| San Pedro | San Pedro | 29 | 103.8 | 3 | D-Paralelo |
| El Venado | El Venado | 10 | 15 | 1 | Paralelo |
| Las Marías | Las Marías | 14 | 18 | 2 | Paralelo |
| Huiscoyol | Huiscoyol | 9 | 15 | 2 | Paralelo |
| Chimalapa | Chimalapa | 17 | 42 | 3 | D-Paralelo |

CUADRO No. 2.8
INFORMACION CLIMATOLOGICA DE LA REGION "D"

| PARAMETRO | ESTACION LLUVIOSA | ESTACION SECA |
|---------------------------|--|--|
| DURACION | MAYO-OCTUBRE | NOVIEMBRE-ABRIL |
| VIENTO | Viento del suroeste desde el mar con velocidades dominantes en la zona de la llanura costera de 9.73 km/h y en la zona media 4.7km/h, ambos son promedio del período. | Alisios del norte con rumbo dominante noreste y una velocidad en las zonas de la llanura de 11.3km/h y en la zona media de 6.38km/h ambos son promedio del período. |
| HUMEDAD RELATIVA DEL AIRE | Zona de la llanura costera 80%, zona media y de montaña los valores de 82 y 84% respectivamente. | Zona de la llanura costera 70%, zona media y de montaña el valor de 71% en ambas zonas. |
| TEMPERATURA | Temperatura media de 17°C en la zona de montaña, 24.4°C y 27°C en las zonas medias y de la llanura. | Temperatura media de 15.7°C en la zona de montaña, 24.2°C y 26.5°C en las zonas medias y la llanura costera. |
| LUZ SOLAR | En la zona de la llanura costera y media los valores de 7.5 hs/día y 5.1 hs/día en la zona montañosa. | En la zona de la llanura costera y media los valores de 9.7 hs/día y 7.0 hs/día en la zona montañosa. |
| PRECIPITACION | Lluvia cenital con máximos en los meses de junio y sept. con valores de 318 y 291mm en la llanura costera , 465 y 435mm en la zona montañosa, temporales en sept. y oct. | La mayoría de los días sin precipitación o con precipitación de carácter convectivo y local, con valores de 54 y 79 en el mes de abril para la zona de la llanura costera y la zona montañosa. |
| FENOMENOS ESPECIALES | Ocurrencia de temporales con lluvias persistentes de 3 a 4 días, período de máxima sequía de 60 días, de más de 9 días en oct. | Ocurrencia de nortes ramales de "Norther" que soplan sobre las montañas de Honduras. |

REGION "E"

La región E comprende las pequeñas cuencas situadas entre las cordillera del Bálsamo y la costa del Océano Pacífico; teniendo un área de 1146km², que representa un 5% del territorio nacional. Se localiza en los departamentos de Sonsonate, La Libertad y La Paz. Las características principales y la información climatológica de las cuencas que conforman la región E se detalla a continuación.

CUADRO No. 2.9
CARACTERISTICAS FISICAS PRINCIPALES DE LA REGION "E"

| Cuenca | Nombre del Rio | Longitud del Cauce (km) | Area (km ²) | No. de Orden | Tipo de Drenaje |
|----------------|----------------|-------------------------|-------------------------|--------------|-----------------|
| Mandinga | Mandinga | 12 | 46.5 | 3 | Dendrítico |
| Pululuya | Pululuya | 19 | 52.3 | 3 | Dendrítico |
| Apancoyo | Apancoyo | 21 | 91 | 3 | Dendrítico |
| Acachapa | Acachapa | 25 | 92 | 3 | Dendrítico |
| Sihuapilapa | Sihuapilapa | 10 | 12.6 | 1 | Dendrítico |
| Mizata | Mizata | 21 | 31.5 | 3 | Dendrítico |
| La Perla | La Perla | 21 | 84.7 | 3 | Dendrítico |
| Shutia | Shutia | 8 | 10.5 | 2 | D-Paralelo |
| Sunzal | Sunzal | 19 | 49.1 | 3 | D-Paralelo |
| Majahual | Majahual | 12 | 28.5 | 2 | D-Paralelo |
| Comasagua | Comasagua | 20 | 78.3 | 2 | Paralelo |
| Chilama | Chilama | 25 | 76.5 | 4 | Paralelo |
| Amayo | Amayo | 16 | 48 | 2 | Paralelo |
| Aquiquisquillo | Aquiquisquillo | 20 | 30 | 3 | Paralelo |
| Huiza | Huiza | 27 | 146 | 3 | Paralelo |
| Tihuapa | Tihuapa | 25 | 94.9 | 4 | Paralelo |

**CUADRO No. 2.10
INFORMACION CLIMATOLOGICA REGION "E"**

| PARAMETRO | PERIODO LLUVIOSO | PERIODO SECO |
|-----------------------------|---|---|
| DURACION | MAYO-OCTUBRE | NOVIEMBRE-ABRIL |
| TEMPERATURA | La temperatura máxima absoluta es de 34.4°C en el mes de mayo y mínimo durante la noche de 12°C en el mes de octubre. Una temperatura promedio mensual de 21.2°C y valores máximos y mínimos de 21.7 y 20.7°C en los meses de mayo y octubre. | Con temperatura media mensual de 20.2°C y valores extremos de 21.7 y 19.4°C en los meses de abril y enero. La temperatura máxima absoluta de 34.8°C en el mes de marzo y abril y un mínimo de 7.9°C en el mes de enero. |
| VIENTO | La dirección predominante sureste, con una velocidad de 5.33km/h con extremos de 7 y 4 km/h como máximo y mínimo. | Con una velocidad de 6km/h, extremos de 11 y 2 km/h, con una dirección dominante este, cambiando a norte durante ciertos períodos. |
| NUBOSIDAD | Nubosidad promedio de 6.2 décimos de la bóveda celeste con valores de 7 y 5 décimas como máximo y mínimo. | Con un valor medio de 4 décimos de la bóveda celeste y valores de 6 y 3 unidades como máximo y mínimo. |
| LUZ SOLAR | Con un valor promedio de 7 hs/día, un máximo de 8.6 hs/día en el mes de abril y un mínimo en el mes de septiembre de 6.1 hs/día. | Con valores extremos de 10.1 y 8.8 hs/día en los meses de enero y nov. respectivamente, con un promedio de 9.5 hs/día. |
| HUMEDAD RELATIVA | La humedad media mensual de 81.8% y un mínimo de 78% en el mes de julio y un máximo de 85% en el mes de octubre. | Con un promedio de 72.5%, valores extremos de 80 y 66% en los meses de nov. y enero. |
| FENOMENOS ESPECIALES | Dentro de estos fenómenos se puede mencionar el defecto de la canícula durante el mes de junio, el cual es de poca relevancia ya que se produce en un período de 5 a 6 días máximo. Otros fenómenos son los temporales que ocurren en los meses de junio y sept. que corresponde con las máximas húmedas disponibles. | Lluvias convectivas durante este período de carácter local y de corta duración. |

REGION "F"

La región "F" está constituida por la vertiente costera, desde el estero del río Guayabo en el extremo oriental hasta la divisoria de las cuencas de los ríos Comalapa y Tihuapa en el extremo occidental, el límite norte es la divisoria de las aguas que drenan al lago de Ilopango y el río Jiboa y los que drenan al río Lempa.

La región está ubicada en los departamentos de la Paz y San Vicente, San Salvador y Cuscatlán y ocupa una superficie de 1,717Km² que representan un 8% de territorio nacional

CARACTERISTICAS FISICAS.

Los cauces de la zona pueden considerarse de cuarto orden, sus longitudes oscilan entre 50 y 42 kms. El drenaje toma forma radial, la elevación media de la región es de 238.1 msnm y la pendiente media es de 10.8%.

La información climatológica correspondiente a la región F se describe a continuación:

**CUADRO No. 2.11
INFORMACION CLIMATOLOGICA REGION "F"**

| PARAMETRO | ESTACION LLUVIOSA | ESTACION SECA |
|-----------------------------|--|--|
| DURACION | MAYO-OCTUBRE | NOVIEMBRE-ABRIL |
| VIENTO | Viento del suroeste desde el mar, con velocidades dominantes de 5.6 km/h y 76.3 km/h como media y máxima. | Alisios del norte con un rumbo dominante noreste y velocidades de 6.5 km/h como media y máxima. |
| FENOMENOS ESPECIALES | Ocurrencia de temporales con lluvias persistentes de 3 a 6 días; períodos máximos de sequía de 60 días. | Ocurrencia de nortes ramales de "norther" que soplan desde las montañas de Honduras. |
| NUBOSIDAD | Gran nubosidad de 7 y 10 unidades de la bóveda celeste. | 4 y 10 unidades de la bóveda celeste, nubosidad reducida. |
| LUZ SOLAR | El promedio mensual es de 7.6 hs/día con valores extremos de 8.4 y 6.8 hs/día como máximo y mínimo mensual. | Promedio mensual de 9.4 hs/día como máximo y mínimo mensual. |
| PRECIPITACION | Lluvia cenital con máximo en julio y sept. y temporales en octubre y sept. | Mayoría de los días sin precipitaciones locales de tipo convectivo y de corta duración. |
| TEMPERATURA | Temperatura máxima absoluta en el mes de mayo de 42.4°C y mínima durante la noche de 15.6°C en octubre. Temperatura media mensual máxima de 35°C y 21.6°C de mínima. | Temperatura máxima absoluta en el mes de abril de 40.8°C y mínima de 10.6°C en el mes de enero. Temperatura media mensual de 36.2°C y 19.2°C como mínima y máxima. |
| HUMEDAD RELATIVA | Humedad media mensual de 80% y mínima de 27.2%. | Humedad media mensual de 66.5% y mínima de 17%. |

REGION "G"

La región G está ubicada en el departamento de Usulután y tiene un área de 958 km², que representa un 5% del territorio nacional. Comprende la Bahía y la Península de San Juan del Gozo. (Ver cuadro No. 2.12). La información climatológica de la región G se describe en el cuadro No. 2.13.

CUADRO No. 2.12
CARACTERISTICAS FISICAS PRINCIPALES DE LA REGION "G"

| Cuenca | Nombre del Rio | Longitud del Cauce (km) | Area (km ²) | Tipo de Drenaje |
|---------------------------|---------------------------|----------------------------------|----------------------------|-----------------------|
| El Espino-Los Lagartos | El Espino-Los Lagartos | 12 | 151 | Diseño en enrejado |
| Potrero | Potrero | 26 | 70.4 | Dendrítico |
| El Bebedero | El Bebedero | 8 | 11.1 | Dendrítico |
| San Lázaro | San Lázaro | 18 | 53.5 | Dendrítico |
| Los Limones | Los Limones | 5 | 37.5 | Dendrítico |
| Roquente | Roquente | 4 | 3.6 | Dendrítico |
| El Paso | El Paso | 11 | 59.2 | Dendrítico |
| El Tercio ó El Coyol | El Tercio ó El Coyol | 16 | 125.9 | Dendrítico-Radial |
| La Carrera | La Carrera | 6 | 26 | Paralelo |
| La Poza | La Poza | 18 | 58 | Dendrítico |
| San Dionisio | San Dionisio | 4 | 10.9 | Caprichoso |
| El Molino | El Molino | 18 | 53.5 | Dendrítico-Radial |
| Zona Estero | Zona Estero | 2 | 43.5 | Caprichoso |

**CUADRO No. 2.13
INFORMACION CLIMATOLOGICA REGION "G"**

| PARAMETRO | ESTACION LLUVIOSA | ESTACION SECA |
|-----------------------------|---|---|
| DURACION | MAYO-OCTUBRE | NOVIEMBRE-ABRIL |
| VIENTO | Viento del sur-oeste desde el mar con velocidades de 7km/h promedio y 7.83Km/h como máximo. | Alisios del norte con rumbo dominante norte, velocidad media de 5km/h y máximo de 6.9Km/h. |
| NUBOSIDAD | Nubosidad media 5 y 6 unidades de la bóveda celeste. | Nubosidad reducida de 2.5 y 10 unidades de la bóveda celeste. |
| LUZ SOLAR | Promedio mensual de 6.7hs/día con valores extremos de 7.8 y 5.7hs/día como máximo y mínimo. | Promedio mensual de 9hs/día, con valores extremos de 9.7 y 8.2hs/día como máximo y mínimo. |
| HUMEDAD RELATIVA | El Promedio mensual es de 80.5% con valores máximos y mínimos de 85 y 72% respectivamente. | Promedio mensual de 69% con valores de 80 y 64% como máximo y mínimo respectivamente. |
| TEMPERATURA | Temperatura máxima absoluta de 32.4°C en el mes de julio y mínima de 12.8°C en el mes de julio. Valores extremos mensuales de 24.5 y 18°C como máximos y mínimos. | Temperatura máxima absoluta de 35.4°C en el mes de marzo y de 11°C en el mes de diciembre como mínimo absoluto. Valores extremos mensuales de 30.8 y 16.2°C como máximo y mínimo. |
| FENOMENOS ESPECIALES | Ocurren temporales con lluvia persistente de 3 a 6 días especialmente en el mes de octubre, existen períodos caniculares en los meses de julio y agosto; en el mes de mayo se presentan lluvias de tipo orográfico. | Ocurrencia de heladas en los meses de dic. y enero en la parte alta, lluvias esporádicas de tipo convectivo en los meses de abril y marzo, de corta duración. |
| EVAPOTRANSPIRACION | La evapotranspiración potencial es de 595mm aproximadamente con extremos de 160 en el mes de septiembre. | En la estación seca la evapotranspiración potencial es de 864mm con máximos y mínimos de 207mm en marzo y 78mm en noviembre. |
| PRECIPITACION | Lluvias de tipo cenital con máximos en julio y sept., temporales en octubre. | La mayoría de los días sin precipitaciones y son de tipo convectivo y locales de corta duración. |

Faint, illegible text at the top of the page, possibly a header or introductory paragraph.

Section header or a line of text in the middle of the page.

Main body of faint, illegible text, appearing to be several paragraphs of a document.

REGION "H"

La región H comprende la cuenca del río Grande de San Miguel, tiene un área de 2,250km² que representa el 11% del territorio nacional y está localizada en los departamentos de San Miguel, Morazán y Usulután. Las características principales y la información climatológica de la región H se describe a continuación

La cuenca del río Grande de San Miguel se puede dividir en tres zonas: Alta, media y baja.

CUADRO No. 2.14
CARACTERISTICAS FISICAS PRINCIPALES DE LA REGION "H"

| Cuenca | Nombre del Rio | Longitud del Cauce (km) | Area (km ²) | No. de Orden | Tipo de Drenaje |
|--------|---------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------|-----------------|
| ALTA | Villerías | 29 | 225.7 | 3 | Dendrítico |
| | Las Cañas | 27 | 137.1 | 4 | Dendrítico |
| | San Esteban | 18 | 83.2 | 2 | Dendrítico |
| | San Diego | 13 | 47.3 | 2 | Dendrítico |
| | San Francisco | 26.5 | 108.6 | 2 | Dendrítico |
| | Seco | 36 | 317 | 4 | Dendrítico |
| | Yamabal | 20 | 57.2 | 2 | Dendrítico |
| | Taisihuat | 21 | 97.9 | 2 | Dendrítico |
| MEDIA | La Presa | 13 | 56.3 | 2 | R-Dendrítico |
| | Papalón | 10 | 60 | 2 | R-Dendrítico |
| | Huiscoyol | 14 | 49 | 2 | R-Dendrítico |
| | Desague-Laguna | 15 | | | Caprichoso |
| | San Juan | | | | Caprichoso |
| | San Antonio | 19 | 161.5 | 3 | Dendrítico |
| | Hoja de Sal | 18.5 | 39.3 | 1 | Dendrítico |
| | Brazo del Gde. Sn. Miguel | 12 | 24 | 1 | Dendrítico |
| BAJA | Ereguayquín | 20 | 133.3 | | R-Dendrítico |
| | Zope | 16 | 69.3 | | R-Dendrítico |

CUADRO No. 2.15
INFORMACION CLIMATOLOGICA DE LA REGION "H"
ESTACION BASE: SAN MIGUEL, SAN FCO. GOTERA Y USULUTAN

| PARAMETRO | ESTACION LLUVIOSA | ESTACION SECA |
|-----------------------------|--|--|
| DURACION | MAYO-OCTUBRE | NOVIEMBRE-ABRIL |
| VIENTO | Viento dominante de 95 km/h y un máximo de 12 km/h con dirección dominante sur variando a suroeste. | Viento dominante de 105km/h y un máximo de 16km/h con dirección dominante norte variando al noroeste. |
| NUBOSIDAD | La nubosidad media mensual es de 5.5 décimas de la bóveda celeste con extremos de 8.3 en sept. y 5.5 décimas en mayo. | La nubosidad media mensual es de 3.6 décimas de la bóveda celeste con extremos de 5.1 en nov. y 2.4 en diciembre. |
| LUZ SOLAR | Con un promedio mensual de 7.5 hs/día con valores extremos de 8.2 hs/día en el mes de junio. | Con un promedio mensual de 9.2 hs/día, con valores extremos de 9.9 y 8.2 hs/día en los meses de febrero y noviembre. |
| HUMEDAD RELATIVA | La humedad relativa media mensual es de 78.3%, con valores extremos de 84 y 77%. | Con un promedio mensual de 69.9% y extremos de 86% y 59% . |
| TEMPERATURA | La temperatura media mensual es de 24.5°C, con extremos en el mes de mayo de 26.5°C y de 23°C en el mes de octubre. Los valores extremos diarios durante la estación son de 32°C y 21°C. | Con una temperatura media mensual de 24.2°C, extremos de 27.7°C y 21.3°C en los meses de abril y dic. respectivamente, valores máximos y mínimos diarios de 38.6°C en el mes de marzo y 15.2°C en el mes de febrero. |
| PRECIPITACION | Con valores extremos de 360 y 310mm en los meses de sept. y junio y mínimos de 193 y 206mm en los meses de mayo y julio. | La mayoría de los días sin precipitaciones, produciéndose algunas de carácter convectivo local, con valores de 45 y 41mm en los meses de nov. y abril; lloviendo más en la zona costera de Usulután. |
| EVAPOTRANSPIRACION | La evapotranspiración potencial es de 579mm , con un valor máximo de 110mm en julio. | La evapotranspiración potencial es de 460mm, con un valor máximo de 100mm en el mes de noviembre. |
| FENOMENOS ESPECIALES | Temporales en los meses de sept. y junio, canículas prolongadas en los meses de mayo, julio y agosto con duración hasta de 60 días. | Lluvias de tipo convectivo especialmente en la región media de la cuenca, pero con lluvias menores de 1mm. |

REGION "I"

La región I comprende las pequeñas cuencas entre las montañas del Jucuarán-Conchagua y el Océano Pacífico, con un área de 804 km² que representa el 4% del territorio nacional y se localiza en los departamentos de San Miguel y La Unión. (Ver cuadro No. 2.16). La información climatológica correspondiente a dicha región es la que se muestra en el cuadro No. 2.17.

CUADRO No. 2.16
CARACTERISTICAS FISICAS PRINCIPALES DE LA REGION "I"

| Cuenca | Nombre del Río | Longitud del Cauce (km) | Area (km ²) | No. de Orden | Tipo de Drenaje |
|---------------|----------------|----------------------------------|----------------------------|-----------------|-----------------|
| El Convento | El Convento | 8 | 9.96 | 2 | Dendrítico |
| El Amatillo | El Amatillo | 3 | 1.8 | 1 | Paralelo |
| El Seco | El Seco | 7 | 16.6 | 2 | D-Paralelo |
| El Emboque | El Emboque | 8 | 28.8 | 4 | Dendrítico |
| San Ramón | San Ramón | 12 | 46 | 5 | Dendrítico |
| El Encantado | El Encantado | 6 | 47 | 3 | Dendrítico |
| Managuara | Managuara | 14 | 62.2 | 3 | Dendrítico |
| El Limón | El Limón | 9 | 33 | 2 | Dendrítico |
| El Nacimiento | El Nacimiento | 10 | 56.9 | 5 | Dendrítico |
| El Jocote | El Jocote | 6 | 9 | 2 | Dendrítico |

**CUADRO No. 2.17
INFORMACION CLIMATOLOGICA DE LA REGION "I"**

| PARAMETRO | ESTACION LLUVIOSA | ESTACION SECA |
|-----------------------------|---|--|
| DURACION | MAYO-OCTUBRE | NOVIEMBRE-ABRIL |
| VIENTO | El viento tiene un rumbo dominante suroeste con una velocidad promedio de 8km/h con extremos de 9.4km/h y 6.8km/h en los meses de mayo y octubre respectivamente. | Durante la estación tiene rumbos diferentes que van de norte a sur pasando por el este lo que hace difícil establecer el rumbo dominante, su velocidad promedio es de 12.8km/h con extremos de 13.1 y 7.7km/h en los meses de febrero y nov. |
| NUBOSIDAD | La nubosidad media mensual es de 5.9 décimas de la bóveda celeste en extremos de 6.8 y 5.0 en los meses de septiembre y mayo. | El valor medio mensual es de 2.8 décimas de la bóveda celeste con extremos de 4.2 y 1.7 en los meses de noviembre y febrero. |
| LUZ SOLAR | Con un promedio mensual de 8.2hs/día con valores extremos de 7.8 y 5.7 hs/día en los meses de julio y septiembre. | El valor medio mensual es de 9.65hs/día y los extremos son de 9.7hs/día en el mes de febrero y 8.6hs/día en los meses de noviembre y abril. |
| HUMEDAD RELATIVA | Con promedios mensuales de 74.5%, con un máximo de 80% en el mes de septiembre período de la lluvias máximas y un mínimo de 70% en los meses de mayo y julio; el primero como inicio de la estación y el segundo efecto de las canículas. | La media mensual es de 59.7% con un máximo en el mes de noviembre de 69% y un mínimo de 56% en el mes de febrero. |
| TEMPERATURA | Temperatura media mensual es de 27.5°C con una máxima de 28.6°C en el mes de mayo y una mínima de 26.6°C en octubre, los valores extremos diarios son de 35.1°C y 22°C en mayo y septiembre. | El promedio mensual de temperatura es de 27.9°C con un máximo en durante el mes de abril de 29.5°C y un mínimo de 26.9°C en el mes de noviembre, los valores extremos diarios son 36.6°C y 21.8°C en abril y diciembre. |
| FENOMENOS ESPECIALES | Temporales en los meses de septiembre a junio, lluvias intensas en octubre . Período canicular prolongado en julio y agosto. Duración de 15 días .Estación seca a mediados de mayo. | Lluvias de tipo convectivo en todas las zonas, de corta duración y poca intensidad. |

REGION "J"

La región J comprende las cuencas de los ríos Goascorán y Sirama, con un área total de drenaje de 3,047km², de los cuales 1,815 km² quedan en área Salvadoreña y representan el 6% del territorio nacional. Las características principales y su respectiva información climatológica de la región J se detalla a continuación. (Ver cuadro No. 2.18 y No. 2.19).

Administrativamente la región se ubica en los departamentos de la Unión y Morazán, en el Salvador, y los de Valle y La Paz en Honduras.

CUADRO No. 2.18
CARACTERISTICAS FISICAS PRINCIPALES DE LA REGION "J".

| Cuenca | Nombre del Río | Longitud del Cauce (km) | Area (km ²) | No. de Orden | Tipo de Drenaje |
|-----------|----------------|-------------------------|-------------------------|--------------|-----------------|
| GOASCORAN | El Sauce | 14 | 345.5 | 3 | Dendrítico |
| | Pasaquina | 51.4 | 327.8 | 4 | Dendrítico |
| | Agua Caliente | 27 | 108 | 3 | Dendrítico |
| | Potagua | 12 | 30 | 2 | Dendrítico |
| | Guajiniquil | 35 | 750 | 3 | Dendrítico |
| | Goascorán | 60 | 420 | 5 | Dendrítico |
| SIRAMA | Ceibilla | 26 | 45 | 2 | Dendrítico |
| | Tizate | 23 | 70 | 2 | D-Caprichoso |
| | Pavana | 20 | 40 | 2 | D-Caprichoso |
| | Sirama | 28 | 173.7 | 3 | D-Caprichoso |

CUADRO No. 2.19
INFORMACION CLIMATOLOGICA DE LA REGION "J"

| PARAMETRO | ESTACION LLUVIOSA | ESTACION SECA |
|----------------------|--|---|
| DURACION | MAYO-OCTUBRE | NOVIEMBRE-ABRIL |
| VIENTO | Vientos del noreste con dos excepciones de vientos del sureste con cambios al suroeste en los meses de mayo a junio y septiembre a octubre, por influencia de centros débiles de bajas presiones en la zona inter-tropical del Golfo de Fonseca. En determinados momentos su circulación es opuesta a los alisios con una velocidad de viento de 10.5 nudos. | Vientos del noreste con una excepción en el mes de noviembre que es viento del sureste con cambios al suroeste. En el período final de abril y principios de mayo cuando el istmo. Centroamericano resulta mayormente caliente que sus mares adyacentes; las brisas marinas del Golfo penetran varios km tierra adentro generando una zona convergente con los vientos alisios, velocidad de 8.5 nudos. |
| PRECIPITACION | Lluvias de tipo cenital con máximo en los meses de junio y sept. , temporales en octubre y con disminuciones en la lluvia durante la estación hasta de 200mm en la zona del Golfo de Fonseca. | Lluvias esporádicas generalmente de tipo convectivo y locales con seis meses de duración en promedio, la estación seca coincide con los anticiclones, el aire proveniente de los mismos llega a la región desprovisto de humedad luego de cruzar todo el territorio Hondureño. |
| TEMPERATURA | Temperatura media anual de 28.5°C ,con valores máximos mensuales de 33 °C como máximo y 24.4 °C como mínimo. | Temperatura media anual de 29 °C valores extremos de 33.7 °C y 24.5 °C como máximo y mínimo con un gradiente vertical de temperatura de 0.85 °C. |
| HUMEDAD RELATIVA | La humedad relativa del aire durante la estación es 74% con valores extremos de 79% y 69% como máximo y mínimo coincidiendo el máximo con el mes de máxima precipitación y el número de días de lluvia. | La humedad relativa es de 64% con extremos de 72 y 60% como valores máximos y mínimos. |
| FENOMENOS ESPECIALES | Merma de lluvia durante el veranillo o canícula, con valores extremos durante el mes de julio y agosto y máximos durante el mes de junio y agosto. | Lluvias convectivas durante los meses de abril y noviembre, con una disminución total de lluvia en el resto de los meses. |

2.5 LA PRECIPITACION

CONCEPTO:

Desde el punto de vista de la Ingeniería Hidrológica, la precipitación es la FUENTE primaria del agua de la superficie terrestre y sus mediciones forman el punto de partida de la mayor parte de los estudios concernientes al uso y control del agua. Al mencionar el término precipitación nos referimos a las cantidades de agua que caen sobre la superficie terrestre en forma de lluvia, granizo, nieve, etc.

2.5.1 FORMACION DE LA PRECIPITACION

La humedad siempre está presente en la atmósfera aún en los días sin nubes. Para que ocurra la precipitación se requiere algún mecanismo que enfríe el aire lo suficiente para que llegue de esta manera a, o cerca del punto de saturación. Los enfriamientos de grandes masas, necesarios para que se produzcan cantidades significativas de precipitación, se logran cuando ascienden las masas de aire. Este fenómeno se lleva a cabo por medio de sistemas convectivos o convergentes que resultan de radiaciones desiguales las cuales producen calentamiento o enfriamiento de la superficie terrestre y la atmósfera, o por barreras orográficas. Sin embargo, la saturación necesariamente no conlleva a la precipitación.

El vapor de agua al condensarse, puede formar núcleos de gotitas de agua o de cristales de hielo, el peso y tamaño de éstas gotitas o cristales es tan pequeño, alrededor de 0.01mm de diámetro que, basta un lento movimiento ascendente del aire

para mantenerlos flotando; pero cuando las condiciones son favorables, el tamaño y peso de las partículas de agua aumentan lo suficiente, para vencer la resistencia del aire y caen a la tierra; una gran cantidad de éstas partículas se evaporan en su recorrido, debido a que el aire situado abajo de la nube no está saturado y sólo aquellas partículas de mayor tamaño son capaces de llegar a la superficie de la tierra, considerándose que el tamaño promedio de éstas últimas es de alrededor de 0.1mm de diámetro.

Para que la precipitación se produzca, es condición esencial que se forme una corriente ascendente del aire y de acuerdo a los factores que intervienen en su formación, la precipitación se clasifica así:

- ◆ **CONVECTIVA:** Son lluvias que se originan por el enfriamiento, debido a la expansión de una masa de aire húmeda cuando éste asciende arrastrado por corrientes convectivas a una capa más alta y de menor presión. La precipitación convectiva es puntual y su intensidad puede variar entre aquella correspondiente a lloviznas ligeras y aguaceros.
- ◆ **OROGRAFICA:** Cuando los accidentes del terreno y la presión del viento obligan a una masa de aire húmedo a elevarse por la ladera de una montaña, con la consiguiente expansión y descenso de temperatura al encontrarse en capas de menor presión.
- ◆ **CICLONICA:** Es debida al conjunto de fenómenos de éste 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.

La precipitación ciclónica puede subdividirse en:

- a) **Frontal:** Resulta del levantamiento de aire cálido a un lado de una superficie frontal sobre aire más denso y frío.

- b) **No Frontal:** Es la precipitación que no tiene relación con los frentes (frente frío y frente cálido).

Como se a visto, la precipitación es el resultado de un gran número de factores como son: El viento, clima, topografía, posición geográfica etc. La precipitación tiene distintas formas: Llovizna, lluvia, escarcha, nieve, bolitas de nieve, granizo, bolas de hielo, cellisca o granos de hielo y granizo pequeño.

- ◆ **Llovizna:** Consiste en pequeñas gotas de agua cuyo diámetro varía entre 0.1 y 0.5mm, las cuales tienen velocidades de caídas tan bajas que ocasionalmente parecen que estuviesen flotando.

- ◆ **Lluvia:** Consiste en gotas de agua líquida en su mayoría con un diámetro mayor de 0.5mm.

- ◆ **Escarcha:** Es una capa de hielo, por lo general transparente y suave, pero que usualmente contiene bolsa de aire, que se forman en superficies expuestas por el congelamiento de agua superenfriada que se ha depositado en forma de lluvia o llovizna.

- ◆ **Nieve:** Está compuesta de cristales de hielo blanco o traslúcidos, principalmente de forma compleja , combinados hexagonalmente y a menudo mezclados con cristales simples; algunas veces los conglomerados forman las capas de nieve, que pueden llegar a tener varios centímetros de diámetro.

- ◆ **Bolitas de nieve:** También llamadas granizo suave, consisten en partículas de hielo redondeadas, blancas u opacas, con una estructura similar a la de las capas de nieve y de 2 a 5mm de diámetro.

- ◆ **Granizo:** Es precipitación en forma de bolas o formas irregulares de hielo, que se producen por nubes convectivas, la mayoría de ellas de tipo cúmulonimbus. Puede ser esférico, cónico o de forma irregular y su diámetro varía entre 5 a más de 125mm.

- ◆ **Bolas de hielo:** Compuestas de hielo transparente o traslúcido. Pueden ser esféricas o irregulares., algunas veces cónicas y por lo regular tienen menos de 5mm de diámetro.

- ◆ **Cellisca o granos de hielo:** Es transparente, en forma de globos; son granos sólidos de hielo formados por el congelamiento de gotas de agua o el recongelamiento de cristales de hielo que se han fundido.

- ◆ **Granizo pequeño:** Está compuesto por lo general de partículas traslúcidas, de bolitas de nieve envueltas en una capa muy delgada de hielo. [Ref. 1]

2.5.2 MEDICION DE LA PRECIPITACION.

Uno de los factores del ciclo hidrológico que se pueden medir con mayor precisión es la precipitación en forma de lluvia; entre los aparatos destinados a tal uso se tienen: El Pluviómetro y El Pluviógrafo.

La cantidad de precipitación que cae sobre una superficie se determina por la altura medida en milímetros, en que dicha precipitación en forma líquida hubiese cubierto el suelo sino se hubiese infiltrado, escurrido o evaporado. Para llevar a cabo la determinación de la altura de la precipitación, se recoge sobre una pequeña parte de la superficie correspondiente dicha precipitación y se mide a intervalos determinados. El valor resultante de la observación se estima como valor promedio para la totalidad del campo bajo observación.

Los Pluviógrafos son aparatos registradores que, además de medir la cantidad de lluvia, indican la intensidad de caída. Se entiende por intensidad de caída los milímetros llovidos en la unidad de tiempo, por ejemplo: Un minuto, una hora, etc.

El Pluviógrafo más conocido es el de Hellman, en el cual el agua de lluvia recogida se dirige a un recipiente dotado de flotador; éste flotador está sólidamente unido a una pluma inscriptora que actúa sobre una faja de papel reticulado. La faja de papel ó banda está colocada sobre un cilindro metálico que, por medio de un aparato de relojería, da una vuelta por día.

Hay varios sistemas usados en los pluviógrafos para medir el agua de lluvia y es por esto que se clasifican según el principio de medición que empleen.

El más usado es el flotador con sifón. (Fig. No. 2.5)

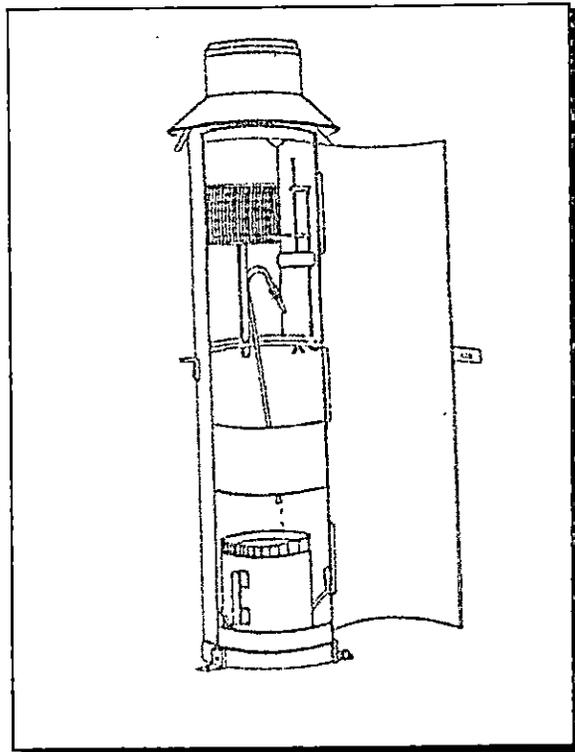


FIGURA NO 2.5: PLUVIÓGRAFO DE FLOTADOR

FUENTE: Almanaque Salvadoreño, 1994

La unidad de medida que se usa es el milímetro, lo que corresponde en volumen a igual número de litros por metro cuadrado. Usualmente las gráficas vienen con divisiones de un milímetro y subdivisiones de 0.1mm.

El registro que se obtiene de un Pluviógrafo se llama PLUVIOGRAMA.

PLUVIOMETRO DE HELLMANN.

Recibe el nombre de Pluviómetro el instrumento destinado a medir la cantidad de lluvia.

El Pluviómetro puede ser usado solo y debe ser empleado como complemento del pluviógrafo. Sirve para calcular el error en el total de lluvia dado por el pluviógrafo y como sustituto para evitar que se pierdan los datos de lluvia en caso de cualquier daño en el pluviógrafo, el cual como todo equipo mecánico puede fallar en cualquier momento, especialmente en su parte de relojería. (Fig. No. 2.6).

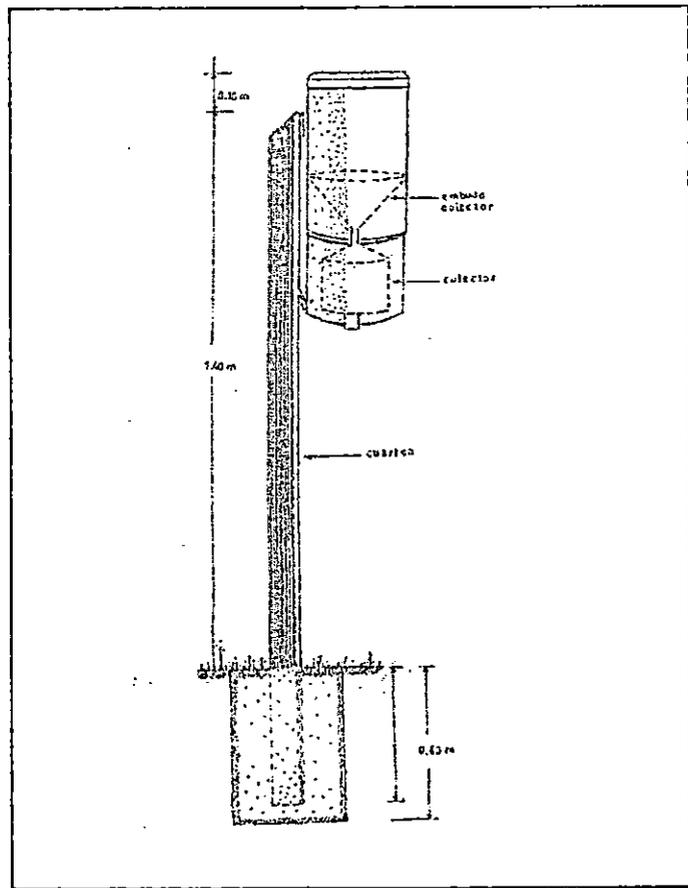


FIGURA No. 2.6: PLUVIOMETRO DE HELLMANN

FUENTE: Almanaque Salvadoreño, 1994

2.5.3 ANALISIS DE LOS DATOS DE PRECIPITACION

Para evitar conclusiones erróneas, es importante dar la interpretación adecuada a la información sobre precipitación, que a menudo no puede ser aceptada sin mayor recelo. El hidrólogo se encuentra a menudo con el problema de analizar e interpretar una gran cantidad y diversidad de datos dispersos, unas veces registros incompletos, muestras poco representativas y otras, con escaso valor informativo. Para, realizar su labor efectiva y eficiente; tiene que emplear los métodos de análisis estadístico.

Los métodos estadísticos pueden definirse como la recopilación, representación, análisis e interpretación de datos numéricos.

2.5.3.1 PRECIPITACION MEDIA

En general, la altura de lluvia que cae en un sitio dado difiere de la que cae en los alrededores aunque sea en sitios cercanos. Los pluviómetros y pluviógrafos únicamente registran la lluvia puntual; es decir, la que se produce en el punto en que está instalado el aparato y, para los cálculos ingenieriles, es necesario conocer la lluvia media en una zona dada, como puede ser una cuenca.

Para calcular la lluvia media de una tormenta dada, existen tres métodos de uso generalizado que se describen a continuación:

♦ **METODO ARITMETICO**

Consiste simplemente en obtener el promedio aritmético de las alturas de precipitación registradas en cada estación usada en el análisis:

$$\bar{h}_p = 1/n \sum_{i=1}^n h_{pi}$$

Donde: \bar{h}_p = Altura de precipitación media

h_{pi} = Es la altura de precipitación registrada en la estación "i"

n = Número de estaciones bajo análisis.

Este método es el más simple de todos, 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 registradas; pues ello, es útil únicamente en zonas con topografía muy suave y condiciones atmosféricas muy uniformes, o bien para tener sólo una idea aproximada de la altura de precipitación media.

♦ **POLIGONOS DE THIESSEN**

Este método consiste en lo siguiente: Se unen mediante líneas rectas dibujadas en un plano de la cuenca las estaciones más próximas entre sí. Con ello se forman triángulos en cuyos vértices están las estaciones pluviométricas. Luego se trazan líneas rectas que bisecten los lados de los triángulos; por geometría elemental, las líneas correspondientes a cada triángulo convergerán en un solo punto.

Cada estación pluviométrica quedará rodeada por las líneas rectas que forman los llamados *Polígonos de Thiessen* (Fig. No. 2.7); y, en algunos casos, en parte , por el parteaguas de la cuenca.

El área encerrada por los polígonos de Thiessen y el parteaguas, será el área de influencia de la estación correspondiente.

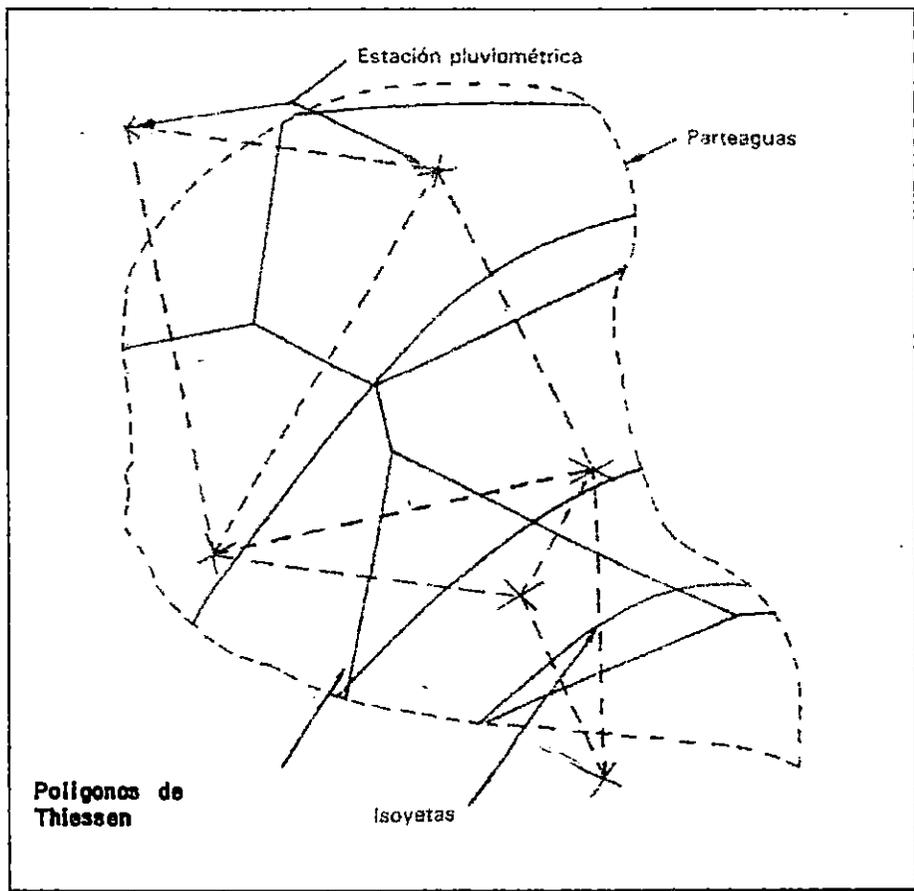


FIGURA No. 2.7: POLIGONOS DE THIESSEN Y CURVAS ISOYETAS

FUENTE: Aparicio Mijares, Francisco Javier.
Fundamentos de Hidrología de Superficie

La precipitación media se calcula entonces como un promedio pesado de las precipitaciones registradas en cada estación, usando como peso el área de influencia correspondiente:

$$\bar{h}_p = 1/A_t \sum_{i=1}^n A_i h_{pi}$$

Donde:

A_i = Area de influencia de la estación "i"

A_t = Area total de la cuenca.

Generalmente se utiliza el método de los polígonos de Thiessen cuando el espaciamiento es irregular y tratándose de zonas con escasos accidentes topográficos.

♦ METODO DE LAS ISOYETAS

Este método consiste en trazar, con la información registrada en las estaciones, líneas que unen puntos de igual altura de precipitación llamadas *isoyetas* (Fig. No. 2.7), de modo semejante a como se trazan las curvas de nivel en topografía.

La precipitación media se calcula en forma similar al método de los polígonos de Thiessen, sólo que el peso en éste caso es el área A_i entre cada dos isoyetas y el parteaguas de la cuenca y la cantidad que se pesa es la altura de precipitación promedio entre las dos isoyetas \bar{h}_{pi} ; así:

$$\bar{h}_p = 1/At \sum_{i=1}^n (\bar{h}_{pi} A'_i)$$

Donde :

n' = Número de áreas.

A'_i = Areas consideradas

Este método es el más preciso de todos y el más laborioso, pues cada tormenta tiene un plano de isoyetas diferentes.

2.5.3.2 CURVA MASA MEDIA

Cuando se desea conocer la variación en el tiempo de la precipitación media de la cuenca, es necesario determinar una curva masa media de precipitación. Esta curva se construye aplicando el Método Aritmético ó el de los Polígonos de Thiessen a las alturas de precipitación acumuladas en cada estación para diferentes tiempos. El resultado es una curva masa media y se puede refinar calculando la precipitación media de toda la tormenta con el método de las Isoyetas y multiplicando cada ordenada de la curva masa media por el factor de ajuste:

$$Fa = \bar{h}_{pis} / \bar{h}_{po}$$

Donde:

\bar{h}_{pis} = Altura de precipitación media de toda la tormenta calculada con el método de las isoyetas.

\bar{h}_{po} = La misma altura calculada con el método aritmético ó el de los polígonos de Thiessen.

Con esto se obtiene una curva llamada "*curva masa media ajustada*".

Para construir dicha curva masa media ajustada, todos los valores de h_p (precipitación media) se multiplican por el factor de ajuste F_a .

2.5.3.3 DEDUCCION DE DATOS FALTANTES

Es frecuente que en un registro de precipitación falten los datos de un cierto período, debido a la ausencia del operador o fallas del aparato registrador. En éstos casos se pueden estimar los datos faltantes si se tienen registros simultáneos de algunas estaciones situadas cerca de la estación en cuestión y uniformemente repartidas. Una forma de hacerlo es correlacionar las precipitaciones medidas en una estación cercana o el promedio de las medidas en varias estaciones circundantes con la registrada en la estación en estudio. Si la correlación es aceptable, bastaría conocer la precipitación en la estación más cercana, o bien, la precipitación media en las estaciones circundantes consideradas en los días en cuestión para deducir los datos faltantes.

2.5.3.4 AJUSTE DE LOS REGISTROS DE PRECIPITACION POR CAMBIOS EN LAS CONDICIONES DE MEDICION.

Cuando en una estación pluviométrica tiene lugar algún cambio en las condiciones de medición, por ejemplo, cambios de operador, de localización o de las condiciones adyacentes, las tendencias del registro sufren normalmente alteraciones que pueden llegar a ser importantes en cuanto a su no homogeneidad. Para detectar y corregir éstas alteraciones se usa una técnica llamada *CURVA DOBLE MASA*, que se basa en observaciones hechas en el sentido de que la precipitación acumulada

media para varias estaciones no es muy sensible a cambios en una de ellas, debido a que muchos de los errores se compensan, mientras que la lluvia acumulada de una estación particular se afecta de inmediato ante la presencia de cambios importantes.

Si en una gráfica se ubica en un eje la precipitación anual acumulada media de varias estaciones circundantes a la estación en estudio, y en el otro eje se coloca la lluvia anual acumulada de la estación en cuestión se obtiene una línea recta siempre que en ésta no hayan existido cambios o no sean importantes; en caso contrario, la línea cambia de pendiente en el año a partir del cual la estación comenzó a operar en condiciones diferentes.

En la gráfica mostrada a continuación (Fig. No. 2.8), se observa que hubo un cambio a partir del año 1976. Para que los datos registrados en la estación en todos los años sean consistentes, los registros anteriores al año en mención (1976) se pueden corregir multiplicándolos por el factor de ajuste:

$$Fa = A / B = 0.83 / 0.63 = 1.32$$

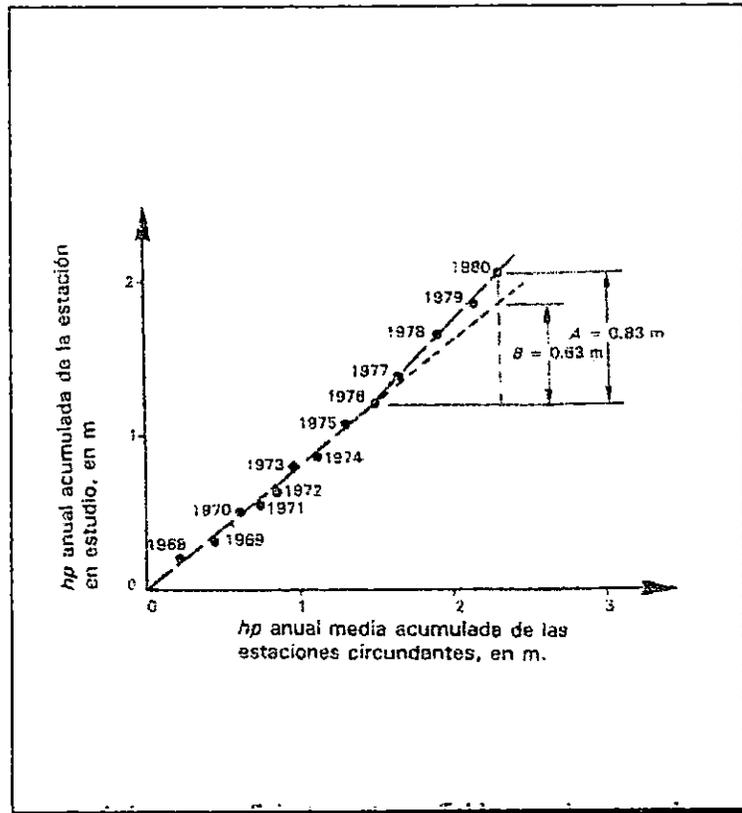


FIGURA No.2.8: AJUSTES DE REGISTROS DE PRECIPITACION

FUENTE: Aparicio Mijares, Francisco Javier.
Fundamentos de Hidrología de Superficie.

Para que el ajuste sea confiable, es conveniente que el número de estaciones circundantes usadas no sea menor de diez. Si en la zona en estudio hay variaciones muy apreciables de la precipitación en cada época del año, es conveniente hacer ajustes por separado para cada estación (por ejemplo, se puede hacer un ajuste para la época de lluvia y otro para la época de sequía).

2.5.3.5 CURVAS INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA (I-D-F)

Proporcionan datos de precipitación para fines hidrológicos, tales como la conservación del suelo contra la erosión, análisis de máximas crecidas y en diseño de obras hidráulicas, como: Puentes, bóvedas, aliviaderos, desagües, etc.; que precisan información relativa a cantidad de lluvia de varias frecuencias y para duraciones específicas.

La relación entre intensidad, duración, frecuencia en cualquier lugar puede determinarse a partir de los análisis de los registros de lluvia de esa estación.

El número de años en que, en promedio, se presenta un evento, se llama *período de retorno*, *intervalo de recurrencia* o simplemente frecuencia. Para asignar períodos de retorno a una serie de datos conviene usar la siguiente fórmula:

$$T = (n+1) / m$$

Donde:

m = Número de orden en una lista de mayor a menor de los datos

n = Número de datos

T = Período de retorno.

Si F es la probabilidad de que ocurra un evento en cualquier año: $F = 1 / T$,
Luego, la probabilidad de que dicho evento no ocurra en un año cualquiera es: $F = 1 - (1/T)$

Si se supone que la no ocurrencia de un evento en un año cualquiera es independiente de la no ocurrencia del mismo en los años anteriores y posteriores, entonces la probabilidad de que el evento no ocurra en "n" años sucesivos es:

$$\bar{F} \bar{F} \bar{F} \dots \bar{F} = \bar{F}^n = (1 - 1/T)^n$$

Por lo tanto, la probabilidad de que el evento ocurra al menos una vez en "n" años sucesivos es:

$$R = 1 - \bar{F}^n = 1 - [1 - (1/T)]^n$$

"R" es llamada *Riesgo* en la teoría probabilística. Con éste parámetro es posible determinar cuáles son las implicaciones de seleccionar un período de retorno dado para una obra que tiene una vida útil de "n" años.

Para la determinación de las curvas I-D-F, los datos de intensidad se presentan por duración y año, se ordenan dichos datos en orden de magnitud decreciente, es decir, de mayor a menor, se calcula la frecuencia o probabilidad de ocurrencia y posteriormente se grafican éstos valores en papel probabilístico Gumbel tipo I, finalmente los datos de intensidad de diseño se grafican en papel semilogarítmico contra la duración de las tormentas en minutos.

2.5.4 LA PRECIPITACION EN EL SALVADOR

En nuestro medio se entiende por precipitación las cantidades de agua caídas en forma de lluvia. El rango de variación de la precipitación es de 1,300mm (en la costa) a 2,500mm (en las alturas). En la mayor parte del país en la segunda mitad de abril, comienza normalmente la transición seca lluviosa. Usualmente el mes registra de 4 a 5 días con lluvia. La variabilidad de las cantidades de lluvia caídas durante el mes es muy grande, ya que hay días en que no se registra ninguna precipitación y los hay en que la precipitación ha alcanzado hasta 525mm.

En mayo comienza la estación lluviosa asociada a las "Ondas de los Estes", las cuales son zonas de fuerte inestabilidad que se trasladan del este al oeste atravesando nuestro país y generando tormentas eléctricas y lluvias en forma de chubascos y aguaceros.

La estación lluviosa comienza en la región sur-oriental dos o tres semanas más tarde que en las zonas central y nor-occidental, y ello tiene que ver con la disposición de los sistemas montañosos que favorecen las lluvias por ascenso orográfico en las dos últimas regiones. En los primeros quince días del mes de las "Ondas de los Estes", aún no se presentan perfectamente definidas y toda la lluvia en ese período es marcadamente orográfica.

En el mes de junio se produce el primer máximo de actividad lluviosa. Las lluvias en junio se ven incrementadas a causa de la combinación de los dos fenómenos más importantes en la producción de lluvia en los trópicos: Las Ondas de los Estes y La Zona de Convergencia Intertropical (ZCIT). La ZCIT efectúa su primera incursión a nuestra área en el mes de junio propiciando las situaciones atmosféricas denominadas "temporales"; que pueden tener una duración de hasta seis días.

En el mes de julio, las cantidades de precipitación son generalmente menores que las ocurridas en junio, en la mayor parte del país, debido aparentemente al alejamiento en éste mes de la ZCIT de nuestra área. A partir de la segunda década de julio, frecuentemente se manifiestan las "canículas" (Ver Fig. No. 2.9), que no son sinónimo de sequía, sino más bien una situación con actividad lluviosa, sobre todo diurna notablemente disminuida, combinada con períodos completamente secos de

duración variable. Estos periodos pueden durar ocasionalmente hasta más de 30 días consecutivos.

El período canicular más severo fue en el año 1972, que comenzó el 26 de junio y duró hasta el 18 de julio con 26 días secos, continuando desde el 29 de julio hasta el 14 de agosto. Fenómeno que acentuó un poco más puesto que los meses de septiembre y octubre de ese año tuvieron menos lluvia que lo normal en casi toda la república.

En el mes de agosto, las lluvias continúan concentrándose en las horas nocturnas y se considera que las canículas hagan acto de presencia en este mes. El mes de septiembre es normalmente el más copioso del año y puede deberse a que el ZCIT se encuentra mucho más cerca de nuestra área en septiembre que en junio, lo cual le permite incursionar con más facilidad en la región costera del pacífico y por lo tanto, propiciar precipitaciones de mayor magnitud, manifestándose así los "temporales". En el mes de octubre se inicia la transición lluviosa-seca. [Ref. 3]

Los períodos de transición y las estaciones tienen una duración bien definida . Según observaciones verificadas en la estación meteorológica de San Salvador durante más de 50 años se han calculado las siguientes fechas límites para los distintos períodos (Cuadro No. 2.20).

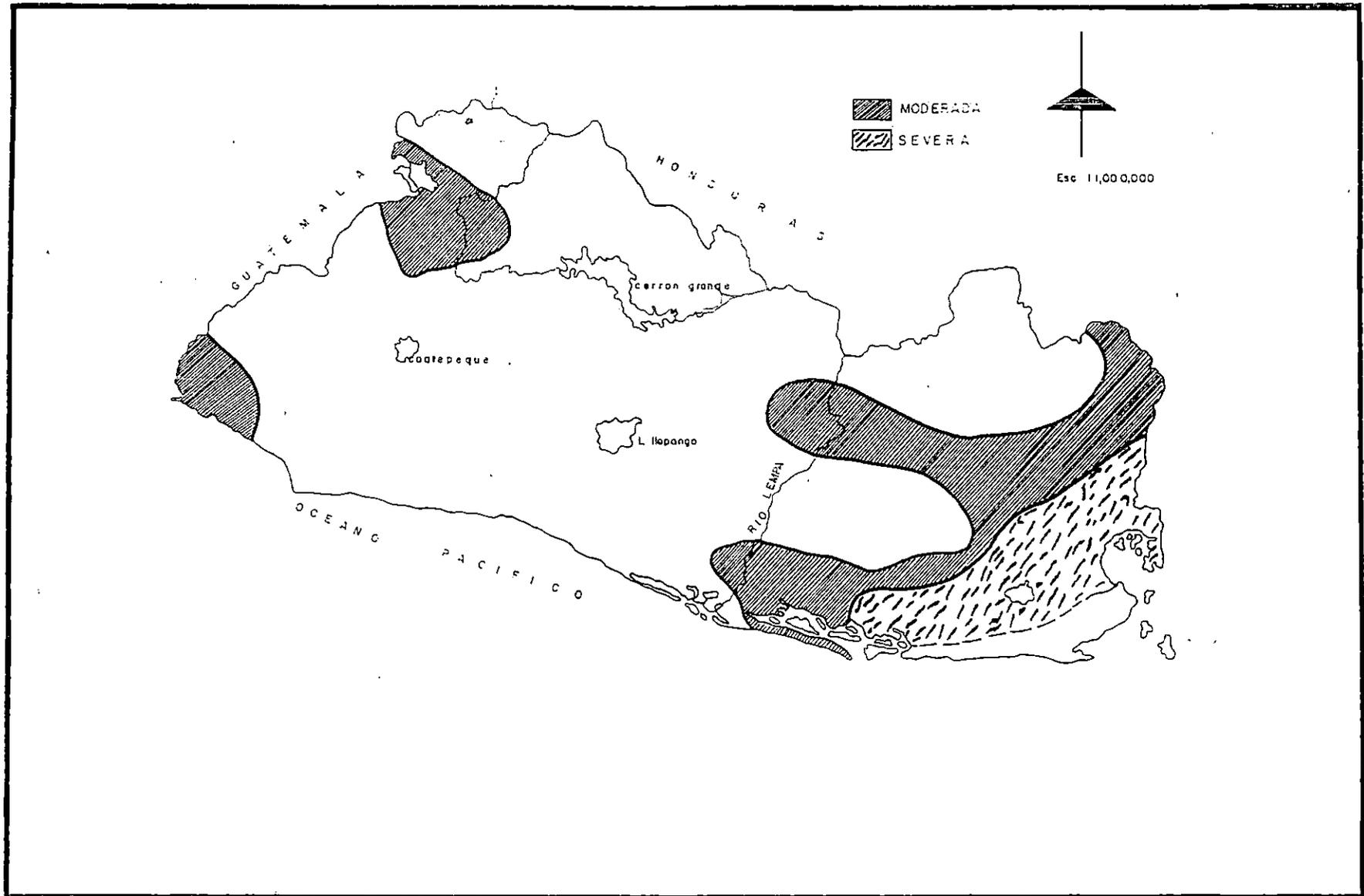


FIGURA No. 2.9: ZONAS CANICULARES EN EL SALVADOR.

FUENTE: Plan Maestro de Desarrollo y Aprovechamiento de los Recursos Hídricos.
Noviembre de 1980.

CUADRO No. 2.20
PERIODOS DE TRANSICION Y ESTACIONES.

| EPOCA DEL AÑO | DURACION | | PROMEDIO | |
|------------------------------|--------------------|--------------------|------------|-------------|
| | PRINCIPIO | FINAL | DIAS | SEMANA S |
| Estación Seca | 14 de noviembre | 19 de abril | 157 | 22.5 |
| Transición Seca- Lluviosa | 20 de abril | 20 de mayo | 31 | 4.5 |
| Estación Lluviosa | 21 de mayo | 16 de octubre | 149 | 21 |
| Transición Lluviosa- Seca | 17 de octubre | 13 de noviembre | 28 | 4 |
| TOTALES | | | 365 | 52 |

FUENTE: Plan Maestro de Desarrollo y Aprovechamiento de los Recursos Hídricos.
PLAMDARH, Mayo 1982

La precipitación promedio anual en todo el país es de 1850 mm y la distribución por regiones hidrográficas se presenta a continuación (Ver Cuadro No. 2.21)

**CUADRO No. 2.21
PRECIPITACIONES ANUALES MAXIMAS Y MINIMAS POR REGION
HIDROGRAFICA.**

| REGION | PRECIPITACION ANUAL(MM) | PRECIPITACION MAXIMA | PRECIPITACION MINIMA | VOLUMEN M³ X10⁶ |
|-----------------|------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|--|
| A | 1,826 | 2,421 | 1,491 | 33,317 |
| B | 1,445 | 1,793 | 1,089 | 3,051 |
| C | 1,945 | 2,409 | 1,550 | 1,280 |
| D | 1,985 | 2,629 | 1,413 | 1,735 |
| E | 1,889 | 2,554 | 1,224 | 2,165 |
| F | 1,915 | 2,640 | 1,338 | 3,018 |
| G | 1,882 | 2,658 | 1,238 | 1,325 |
| H | 1,663 | 2,028 | 1,309 | 3,741 |
| I | 1,723 | 1,950 | 1,580 | 1,384 |
| J | 1,858 | 2,710 | 1,306 | 5,662 |
| PROMEDIO | 18,131 | 2,379 | 1,354 | 56,678 |

FUENTE: Plan Maestro de Desarrollo y Aprovechamiento de los Recursos Hídricos
PLAMDARH: MAYO 1982

La región de mayor precipitación media es la "D", pues en ella inciden las precipitaciones de los volcanes de Santa Ana e Izalco. Las regiones de menor precipitación media son la "B" y "H", lo que se explica por la influencia de las canículas en esa área.

2.6 EVAPORACION /

EVAPORACION: 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 su superficie, a estado gaseoso y se transfiere a la atmósfera.

La evaporación se produce básicamente por el aumento de energía cinética que experimentan las moléculas de agua cercanas a la superficie de un suelo húmedo o una masa de agua, producido por la radiación solar, el viento y las diferencias en presión de vapor.

A pesar de que continuamente existe un intercambio de moléculas de agua hacia y desde la atmósfera, la definición hidrológica de evaporación está restringida a la tasa neta de transporte de vapor hacia la atmósfera.

Este cambio de estado necesita de un intercambio de calor de aproximadamente 600 calorías por cada gramo de agua evaporada. Para que se mantenga la temperatura de la superficie, éstas grandes cantidades de calor deben ser suministradas por radiación y, conducción de la capa de aire en contacto, o a costa de la energía almacenada por debajo de la superficie.

El intercambio de moléculas descrito se forma en una pequeña zona situada junto a la superficie del agua (Fig. No. 2.10). La evaporación será igual a la cantidad de agua que logre salir de la zona de intercambio. Si e_w es la presión de vapor

existente en la zona de intercambio, e_a la presión de vapor del aire que se tiene en un tiempo dado y e_s la presión de vapor de saturación, se pueden presentar dos casos:

- $e_s > e_w$ (en éste caso se produce evaporación mientras $e_a < e_w$)
- $e_s < e_w$ (en éste caso cesa la evaporación cuando e_a alcanza el valor de e_s ; a pesar de que aún existe un gradiente de presión de vapor entre la zona de intercambio y la atmósfera).

La tasa de evaporación varía dependiendo de factores meteorológicos y de la naturaleza de la superficie evaporante.

Todas la superficies expuestas a la precipitación, tales como vegetación, edificios, calles pavimentadas, son superficies potenciales de evaporación. [Ref.1 y 2]

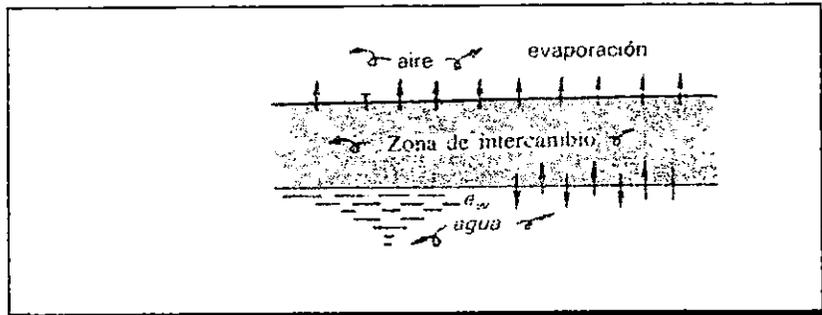


FIGURA No.2.10: ZONA DE INTERCAMBIO

FUENTE: Aparicio Mijares, Francisco Javier.
Fundamentos de Hidrología de Superficie.

2.7 TRANSPIRACION

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.

Del agua absorbida por el sistema de raíces de una planta, sólo una porción minúscula permanece en los tejidos de la misma; virtualmente, toda el agua retorna a la atmósfera en forma de vapor, debido a la transpiración. Este proceso constituye una fase importante del ciclo hidrológico debido a que es el mecanismo principal por medio del cual el agua precipitada sobre la superficie de la tierra regresa a la atmósfera. Al estudiar el balance hídrico de una cuenca hidrográfica, es difícil separar los términos *evaporación y transpiración*, razón por la cual en ingeniería ambos factores se tratan como uno solo.

La relación entre el agua transpirada y el agua utilizada para formar la materia de la planta es muy grande, y alcanza valores de 800 o más.

La tasa de transpiración es en general independiente del tipo de planta, siempre y cuando existan cantidades adecuadas en el suelo y que la superficie esté cubierta totalmente por vegetación. Dado que la fotosíntesis depende en alto grado de la radiación recibida, cerca del 95% de la transpiración diaria ocurre durante el día, comparada con un 75% a 90% de la evaporación del suelo. El crecimiento de las plantas cesa cuando la temperatura disminuye hasta cerca de los 4°C y la transpiración es entonces muy pequeña.

El rango de humedad del suelo entre la capacidad de campo y el punto de marchitez (agua disponible) es una medida de máxima cantidad de agua disponible para las plantas.

El agua disponible varía con el tipo de suelo, en un rango que va desde 0.5mm/cm de profundidad para arenas hasta más de 2mm/cm de profundidad para arcillas limosas.

Como no es posible medir las pérdidas por transpiración para un área apreciable en condiciones naturales, la determinación de la transpiración están restringidas a estudios de muestras pequeñas en condiciones de laboratorio. La mayoría de las medidas se llevan a cabo en un FITOMETRO (Recipiente grande lleno de suelo en el cual se siembran una o más plantas). [Ref.2]

2.8 EVAPOTRANSPIRACION ✓

EVAPOTRANSPIRACION: Es la combinación de Evaporación y Transpiración. Al estudiar el balance hídrico de un área de drenaje, el interés principal radica en la determinación de las pérdidas de agua totales (o evapotranspiración), la evaporación de la superficie de agua, suelo, hielo y de cualquier otra superficie más la transpiración.

El conocimiento de la evapotranspiración o uso consuntivo (combinación de la evapotranspiración y el agua que las plantas retienen para su nutrición) es un factor

determinante en el diseño de sistemas de riego, incluyendo las obras de almacenamiento, conducción, distribución y drenaje.

Existen dos métodos para el cálculo del uso consuntivo o evapotranspiración:

- ◇ Método de Thornthwaite
- ◇ Método de Blaney-Criddle

El primero por tomar en cuenta sólo la temperatura media mensual, arroja resultados estimativos que pueden usarse únicamente en estudios preliminares o de gran visión, mientras el segundo, es aplicable a casos más específicos.

2.8.1 METODO DE THORNTWAITE

Este método, desarrollado en 1944, calcula el uso consuntivo mensual como una función de las temperaturas medias mensuales mediante la fórmula:

$$U_j = 1.6 k_a (10T_j / I)^a$$

Donde:

U_j = Uso consuntivo del mes j, en cms.

T_j = Temperatura media en el mes j, en °C

a, I = Constantes

K_a = Constante que depende de la latitud y el mes del año, [Ref. 1]

Las constantes I (Índice de eficiencia de temperatura) y "a" se calculan de la siguiente manera:

$$I = \sum_{j=1}^{12} i_j$$

Donde: $i_j = (T_j / 5)^{1.514}$

j = Número de mes

$$a = 675 \times 10^{-9} I^3 - 771 \times 10^{-7} I^2 + 179 \times 10^{-4} I + 0.492$$

2.8.2 METODO DE BLANEY - CRIDDLE

En éste método se toma en cuenta, además de la temperatura y las horas de sol diarias, el tipo de cultivo, la duración de su ciclo vegetativo, la temporada de siembra y la zona.

El ciclo vegetativo de un cultivo, es el tiempo que transcurre entre la siembra y la cosecha y, por supuesto, varía de cultivo a cultivo.

Si se desea estimar la evapotranspiración durante el ciclo vegetativo completo, se emplea la fórmula siguiente:

$$E_t = K_g F$$

Donde:

E_t = Evapotranspiración durante el ciclo vegetativo, cms.

F = Factor de temperatura y luminosidad

K_g = Coeficiente global de desarrollo

Los valores de K_g varían entre 0.5 y 1.2. El factor de temperatura y luminosidad F se calcula como:

$$F = \sum_{i=1}^n f_i$$

Donde:

n = Número de meses que dura el ciclo vegetativo

$f_i = P_i [(T_i + 17.8) / 21.8]$

P_i = Porcentaje de horas de sol del mes i con respecto al año

T_i = Temperatura media del mes i en °C

Cuando la zona en cuestión es árida, los valores de f_i se multiplican por un factor de corrección K_{g_i} que se calcula así:

$$K_{g_i} = 0.03114 T_i + 0.2396$$

2.9 ESCORRENTIA ✕

El escurrimiento 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. Conviene dividir éstos caminos 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 infiltrando e incluso se evapora en pequeñas cantidades. Una vez que llega a un cauce bien definido se convierte en ESCURRIMIENTO EN CORRIENTES.

El flujo sobre el terreno, junto con el escurrimiento en corrientes, forma el **escurrimiento superficial**.

Una parte del agua de precipitación que se infiltra escurre cerca de la superficie del suelo y más o menos paralelamente a él. A ésta parte del escurrimiento

se le llama **escurrimiento sub-superficial**; La otra parte que se infiltra hasta niveles inferiores al freático, se denomina **escurrimiento subterráneo**.

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 tan 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. [Ref. 1 y 2]

COEFICIENTE DE ESCORRENTIA.

Un factor que puede emplearse, para encontrar correlación entre dos cuencas hidrográficas, es la determinación del coeficiente de escorrentía, que representa directamente la relación que existe entre las condiciones de lluvia y los caudales en la cuenca. Se calculan los gastos medios anuales, a partir de la información obtenida en los pluviogramas. Estos gastos se trasladan a milímetros de altura, equivalentes sobre

el área drenada hasta la estación de aforos. El coeficiente de escorrentía se obtiene de la expresión siguiente:

$$C = Q_t / P_t$$

Donde:

Q_t = Caudal total anual (mm)

P_t = Precipitación total anual (mm) ×

2.9.1 HIDROGRAMA. ✓

HIDROGRAMA: Es el gráfico de nivel o caudal contra el tiempo. Si se mide el gasto (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*..

Aunque las formas de los hidrogramas producidos por tormentas particulares varían no sólo de una cuenca a otra, sino también de tormenta a tormenta, es posible, en general, distinguir las partes que componen un hidrograma (Fig. No. 2.11)

A: 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 cesó de llover, dependiendo de varios factores, entre los que se pueden mencionar: El tamaño de la cuenca, su sistema de drenaje y suelo, la intensidad y duración de la lluvia, etc.

B: *Pico*. Es el gasto máximo que se produce por la tormenta. Con frecuencia el punto más importante de un hidrograma para fines de diseño.

C: *Punto de inflexión*. En este punto es aproximadamente cuando termina el flujo sobre el terreno, y, lo que queda de agua en la cuenca escurre por los canales y como escurrimiento subterráneo.

D: *Final del escurrimiento directo*. De aquí en adelante el escurrimiento es sólo de origen subterráneo. Normalmente se acepta como el punto de mayor curvatura de la curva de recesión.

T_p : *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. Es, entonces, 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 partir del punto de inflexión, es una curva de vaciado de la cuenca. [Ref.1]

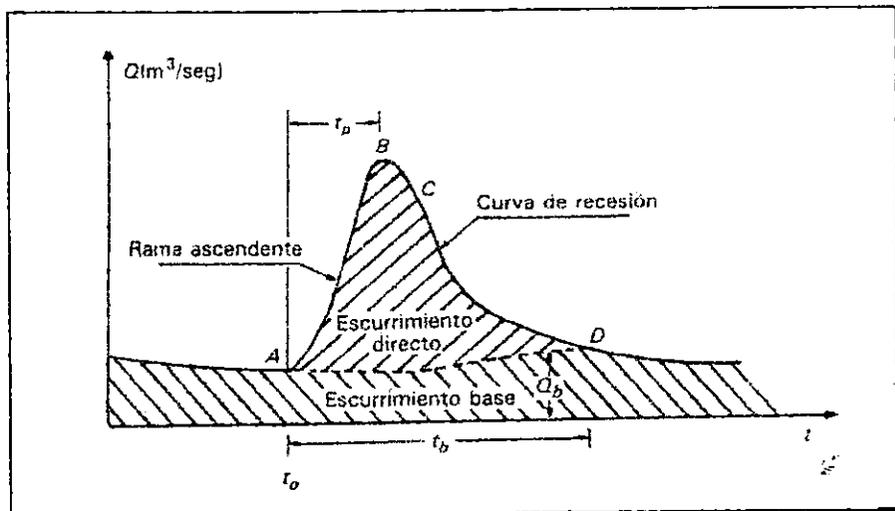


FIGURA No. 2.11: HIDROGRAMA AISLADO

FUENTE: Aparicio Mijares, Francisco Javier.
Fundamentos de Hidrología de Superficie.

2.9.1.1 HIDROGRAMA UNITARIO.

El hidrograma de salida de una cuenca pequeña es la suma de los hidrogramas elementales de todas las sub-áreas de la cuenca modificados por el efecto del tiempo de viaje a través de la cuenca y el almacenamiento de los cauces de la corriente. Puesto que las características físicas de la cuenca forma, tamaño, pendiente, etc. son constantes, podría esperarse una similitud considerable en la forma de los hidrogramas resultantes de tormentas con características similares.

Esta es la esencia del hidrograma unitario, tal como lo propuso Sherman. El hidrograma unitario es un hidrograma típico para la cuenca.

Se define como el hidrograma de escurrimiento directo que se produce por una lluvia efectiva o en exceso de lámina unitaria, duración d_e y repartida uniformemente en la cuenca. Se llama *hidrograma unitario* puesto que, por conveniencia, el volumen de escurrimiento bajo el hidrograma se ajusta generalmente a 1cm o 1 pulg.

Sería erróneo inferir que un hidrograma típico bastaría para una cuenca; aún cuando las características físicas de ésta permanezcan relativamente constantes; las características variables de las tormentas producen cambios en las formas de los hidrogramas resultantes.

La duración asignada a un hidrograma unitario debe ser la duración de lluvia que produce escorrentía significativa, determinada mediante la inspección de los datos horarios de lluvia.

El mejor hidrograma unitario es aquel que se obtiene a partir de una tormenta de intensidad razonablemente uniforme, de una duración deseada y de un volumen de escorrentía cercano o mayor a 1cm.

El primer paso para obtener un hidrograma unitario (Fig. No. 2.12), consiste en separar el flujo base de la escorrentía directa. Inmediatamente, se procede a determinar el volumen de escorrentía directa; y las ordenadas del hidrograma de escorrentía directa se dividen por la profundidad de precipitación efectiva. Las ordenadas ajustadas forman el hidrograma unitario.

El método del hidrograma unitario fue desarrollado originalmente por Sherman en 1932 y está basado en las siguientes hipótesis:

a) Tiempo base constante: Para una cuenca dada, la duración total de escurrimiento directo o tiempo base es la misma para todas las tormentas con la misma duración de lluvia efectiva,

del volumen total escurrido. Todo hidrograma unitario está ligado a una duración de la lluvia en exceso.

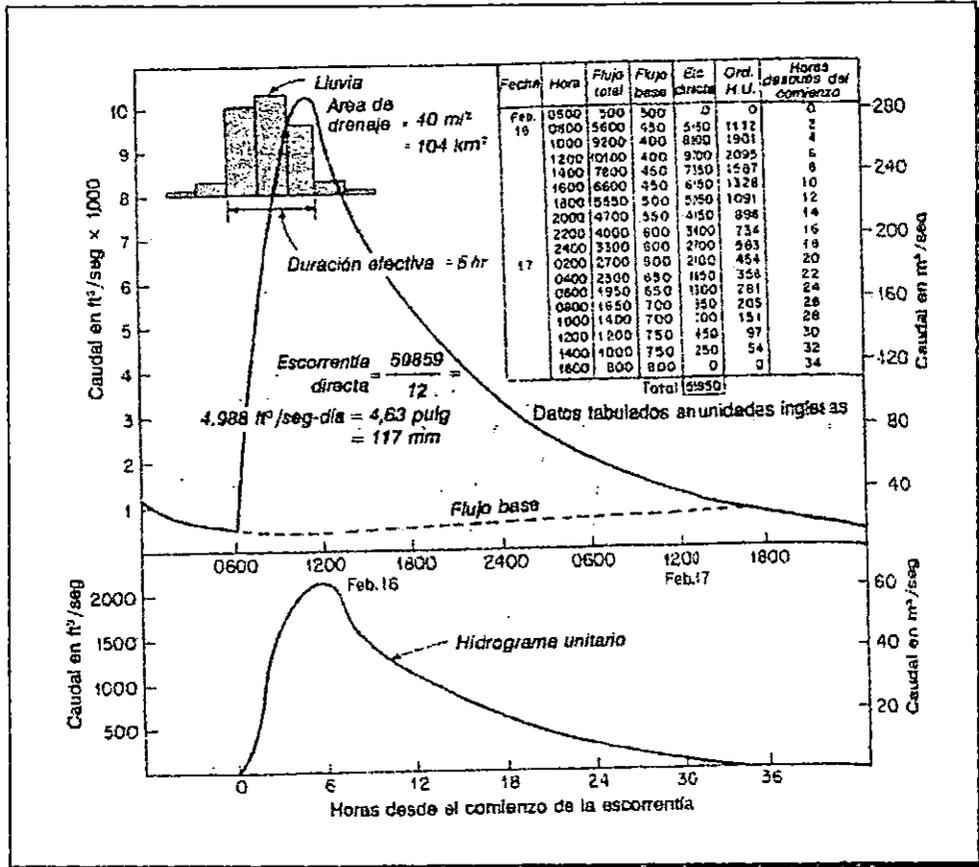


FIGURA No. 2.12: DESARROLLO DE UN HIDROGRAMA UNITARIO.

FUENTE: Linsley - Kohler - Paulus
Hidrología para Ingenieros

b) *Linealidad o proporcionalidad*: Las ordenadas de todos los hidrogramas de escurrimiento directo con el mismo tiempo base, son directamente proporcionales al volumen total de escurrimiento directo, es decir al volumen total de lluvia efectiva (Fig. No. 2.13).

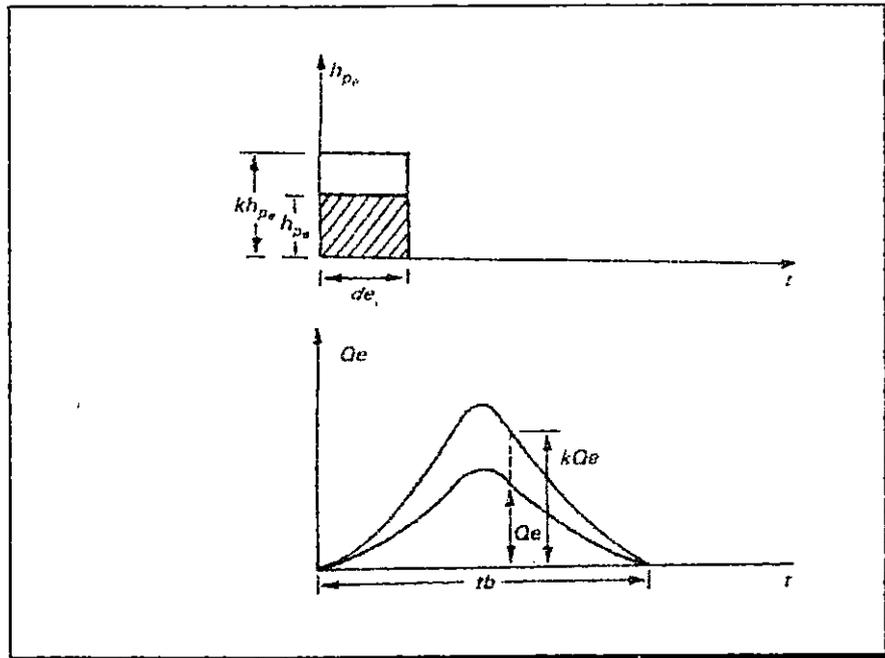


FIGURA No. 2.13: LINEALIDAD O PROPORCIONALIDAD.

FUENTE: Aparicio Mijares, Francisco Javier
Fundamentos de Hidrología de Superficie

c) *Superposición de causas y efectos*: El hidrograma que resulta de un período de lluvia dado puede superponerse a hidrogramas resultantes de períodos lluviosos precedentes (Fig. No. 2.14).

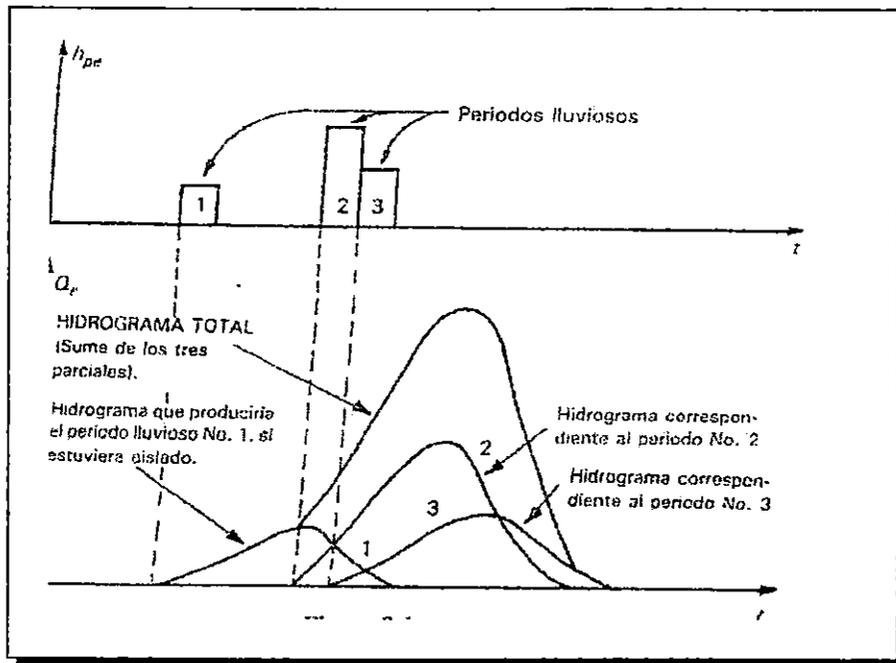


FIGURA No. 2.14: SUPERPOSICION DE CAUSAS Y EFECTOS

FUENTE: Aparicio Mijares, Francisco Javier
Fundamentos de Hidrología de Superficie

2.9.1.2 HIDROGRAMA SINTETICO.

Para usar el método del hidrograma unitario, siempre es necesario contar con al menos un hidrograma medido a la salida de la cuenca, además de los registros de precipitación. Sin embargo, la mayor parte de las cuencas no cuentan con una estación hidrométrica o bien con los registros pluviográficos necesarios. Por ello, es conveniente contar con métodos con los que puedan obtenerse hidrogramas unitarios usando únicamente datos de características generales de la cuenca. Los hidrogramas unitarios así obtenidos se denominan *sintéticos*.

Debido a su importancia se han desarrollado una gran cantidad de hidrogramas unitarios sintéticos, entre ellos :

- ◆ *Método de Chow.*
- ◆ *Hidrograma unitario triangular.* desarrollado por Mockus
- ◆ *Hidrograma unitario adimensional.*

◆ MÉTODO DE CHOW

Chow desarrolló un método para el cálculo del gasto de pico de hidrogramas de diseño de alcantarillas y otras estructuras de drenaje pequeñas. Este método sólo proporciona el gasto de pico y es aplicable a cuencas no urbanas con un área menor de 25 km².

El gasto de pico Q_p de un hidrograma de escurrimiento directo puede expresarse como el producto de la altura de precipitación efectiva P_e por el gasto de pico de un hidrograma unitario q_p ; así:

$$Q_p = q_p p_e$$

El gasto de pico del hidrograma unitario , q_p , se expresa como una fracción del gasto de equilibrio para una lluvia con intensidad $I = 1\text{mm}/d_e$, así:

$$q_p = (1\text{mm}/d_e) A_c Z$$

Donde Z es la fracción mencionada que se denomina factor de reducción de pico. Si A_c se expresa en km² y d_e en horas, se obtiene:

$$q_p = (0.278 A_c / d_e) Z$$

Donde q_p está en $m^3/s/mm$. Luego se obtiene para el gasto de pico Q_p , la siguiente expresión:

$$Q_p = (0.278Pe Ac / d_e) Z$$

El factor de reducción de pico Z se calcula, según Chow, como una función del tiempo de retraso (Tiempo que transcurre del centro de masa de la precipitación al pico del hidrograma) y de la duración en exceso d_e , así:

$$t_r = 0.005 [L / \sqrt{S}]^{0.64}$$

Donde:

- L = Longitud del cauce principal (mts.)
- S = Pendiente en porcentaje (%)
- t_r = Tiempo de retraso (horas)

Para aplicar éste método es muy conveniente tener los datos de precipitación en forma de curvas I-D-F. Así, para el período de retorno adecuado al problema se calcularían los picos correspondientes a varias duraciones y se escogería el mayor para el diseño.

♦ HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

Mockus desarrolló un hidrograma unitario sintético de forma triangular (Fig. No. 2.15). De la geometría del hidrograma unitario, se determina el gasto de pico como:

$$q_p = 0.555A / t_b$$

Donde :

A = Area de la cuenca en km^2

t_b = Tiempo de pico en horas

q_p = Gasto de pico en $\text{m}^3/\text{s}/\text{mm}$

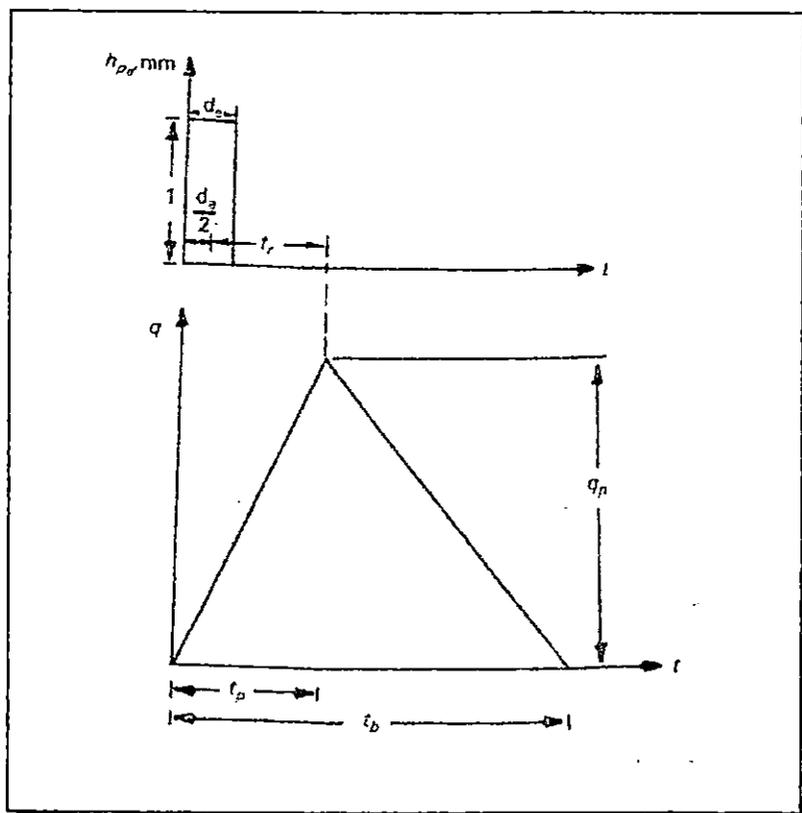


FIGURA No. 2.15: HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR.

FUENTE: Aparicio Mijares, Francisco Javier
Fundamentos de Hidrología de Superficie.

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

$$t_b = 2.67 t_p$$
$$t_p = (d_e / 2) + t_r$$

Donde:

d_e = duración en exceso

t_r = Tiempo de retraso, el cual se estima mediante el tiempo de concentración t_c , así:

$$t_r = 0.6 t_c$$

La duración en exceso " d_e " con la que se tiene mayor gasto de pico, se calcula de la siguiente manera:

$$d_e = 2 \sqrt{t_c} \quad (\text{Para cuencas grandes})$$

$$d_e = t_c \quad (\text{Para cuencas pequeñas})$$

De lo anterior se obtiene la expresión para calcular el gasto de pico:

$$q_p = 0.208A / t_p$$

Donde: $t_p = \sqrt{t_c + 0.6 t_c}$

◆ HIDROGRAMA UNITARIO ADIMENSIONAL

En la mayoría de los casos, es suficiente con las características de un hidrograma unitario triangular para propósitos prácticos. Sin embargo, si la extensión de la curva de recesión del hidrograma afecta el diseño, puede usarse un hidrograma curvilíneo. La figura No. 2.16 muestra un hidrograma unitario adimensional, obtenido a partir de varios hidrogramas registrados en una gran variedad de curvas .

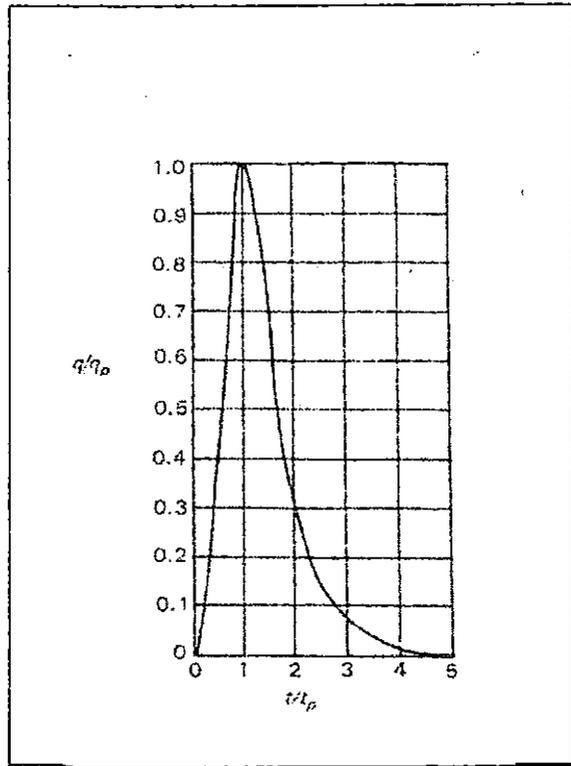


FIGURA No. 2.16: HIDROGRAMA UNITARIO ADIMENSIONAL.

FUENTE: Aparicio Mijares, Francisco Javier
Fundamentos de Hidrología de Superficie.

Para obtener un hidrograma unitario a partir de la figura mostrada,, para una cuenca en particular, basta con multiplicar las ordenadas por el gasto de pico $q_p = 0.208A / t_p$ y las abscisas por el tiempo de pico $t_p = (d_o / 2) + t_r$

2.9.1.3 CURVAS S.

El hidrograma de escurrimiento directo que se produce con una tormenta cuyo *hietograma* (Representación gráfica de la lluvia en donde se muestran las fluctuaciones de su intensidad en mm/hr en función del tiempo en horas ó días). Está

formado por un número muy grande de barras, cada una con duración d_e y altura de precipitación efectiva de 1mm (Fig. No. 2.17) es llamado *Curva S*.

Esta curva es un hidrograma formado por la superposición de un número de hidrogramas unitarios suficiente para llegar al gasto de equilibrio; es decir :

$$Q_e = IA_c = [1\text{mm}/d_e]A_c$$

Donde :

- Q_e = Gasto de equilibrio
- I = Intensidad de la lluvia
- A_c = Area de la cuenca
- d_e = Duración efectiva

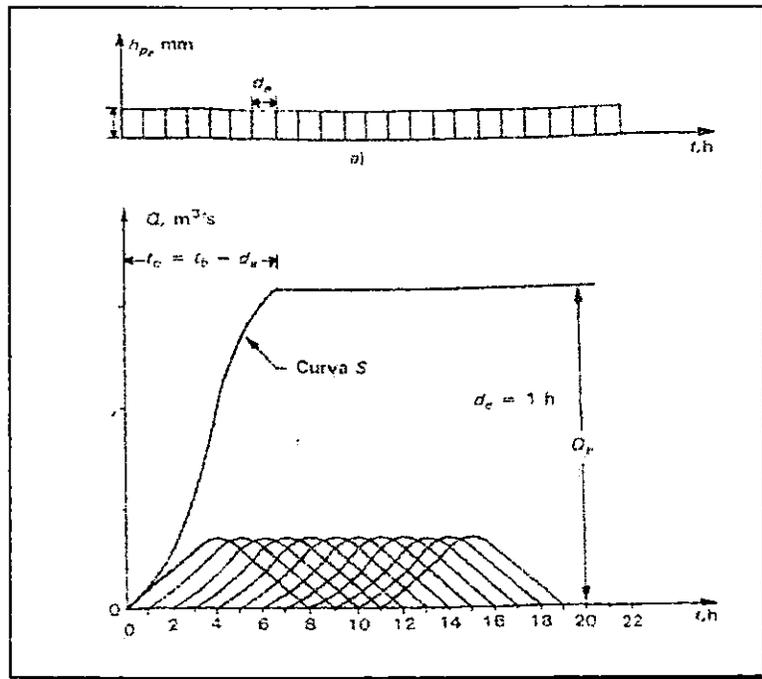


FIGURA No. 2.17 CURVAS "S"

FUENTE: Aparicio Mijares, Francisco Javier
Fundamentos de Hidrología de Superficie.

2.9.2 RECURSOS SUPERFICIALES EN EL SALVADOR

Del territorio de El Salvador fluye superficialmente al mar durante el año un volumen medio de $17,800 \times 10^6 \times \text{m}^3$, de los cuales $15,000 \times 10^6 \times \text{m}^3$ escurren durante la estación húmeda y $2,800 \times 10^6 \times \text{m}^3$ durante la estación seca. Del volumen anual escurredo, el 62% se desaloja a través del río Lempa.

En los principales lagos y lagunas se cuenta con una recarga anual neta de $153.4 \times 10^6 \times \text{m}^3$, distribuidos así:

CUADRO No. 2.22
RECURSOS SUPERFICIALES EN LOS PRINCIPALES LAGOS Y LAGUNAS DE EL SALVADOR.

| Lagos y lagunas | Area del espejo(km ²) | Variación anual entre niveles máx. y mín. | Volumen en m ³ x 10 ⁶ |
|--------------------|-----------------------------------|---|---|
| Lago de Coatepeque | 24.8 | 0.97 | 24.06 |
| Lago de Ilopango | 70.5 | 0.94 | 66.27 |
| Laguna de Olomega | 22.8 | 1.89 | 43.09 |

FUENTE: Plan Maestro de Desarrollo y Aprovechamiento de los Recursos Hídricos PLAMDARH: Mayo 1982

Para las aguas embalsadas artificialmente se puede considerar un volumen útil de $1,715 \times 10^6 \times \text{m}^3$, distribuidos en los embalses construidos sobre el río Lempa.

EVALUACION DE LA ESCORRENTIA MENSUAL.

La cuenca del río Lempa aporta el 63.3 % de la escorrentía total anual de todas las regiones equivalentes a un caudal medio anual de $357 \text{ m}^3/\text{seg.}$, siguiéndole

en importancia las cuencas del río Grande de San Miguel (región "H") y las cuencas de los ríos Goascorán y Sirama (región "J") con el 6.54% y 6.25%, lo que representa un caudal promedio anual de 36.8 y 35.25 m³/seg. respectivamente.

Las regiones más pobres en recursos superficiales son: Las "I", "E" y "C" que representan el 1.62%, 2.03% y 2.07% de los recursos superficiales disponibles en todo el país.

El volumen anual escurrido durante la estación húmeda es el 84.3% de toda la escorrentía total de todo el país.

La escorrentía es también bastante escasa en la región "G" , en donde durante el mes de marzo baja a 0.65 m³/seg. lo que, combinado con el hecho de que es una de las regiones con mayores suelos aptos para riego, extremará la dependencia de aguas subterránea o externas a la zona.

En el mes de mayo se nota un sustancial incremento de escorrentía en las regiones "H" y "J", con una respuesta inmediata al inicio de la estación lluviosa, especialmente en la cabecera de las regiones.

En el mes de junio, en las regiones de la parte oriental del país se nota el poco aumento de escorrentía a pesar de ser el mes más lluvioso, probablemente por existir un pequeño retraso de las lluvias en ésta área. No así, en la parte central y occidental del país (regiones "B", "C", "D" y "E") en donde se nota un incremento promedio de caudal del 23.4% respecto al caudal del mes de mayo.

En los meses de julio y agosto el caudal disminuye casi un 50% respecto al caudal del mes de junio y un 26% respecto al mes de mayo, especialmente en la región oriental del país, como efecto directo de la canícula que afecta toda el área. El mes de septiembre es el de mayor escorrentía en toda la república, como efecto resultante del grado de saturación de los suelos, que hace que un gran porcentaje de la precipitación se convierta en escorrentía y del aumento de la precipitación.

En el mes de octubre se comienza a sentir ya la recesión de los caudales de los ríos como consecuencia de la disminución de la precipitación. Durante los meses de la estación seca los caudales circulantes en los cauces son producto del volumen almacenado en las respectivas cuencas y no se notan ya grandes diferencias entre unos meses y otros.

En el mes de abril, en la mayoría de regiones, se comienza a sentir la influencia de las primeras lluvias que, aunque son esporádicas y de corta duración, contribuyen en una forma directa a la generación de escorrentía. [Ref. 3]

✗ 2.9.3 DETERMINACION DE AVENIDAS. ✓

2.9.3.1 CONCEPTO DE AVENIDA.

Se entiende por avenida al estado que tiene una corriente de agua en el momento en que su caudal, que ha estado aumentando, pasa a ser mayor que cierto valor específico. Este valor específico es una cantidad fijada que puede ser:

- ◆ *El caudal medio anual*
- ◆ *Un múltiplo del caudal medio anual*
- ✓ ◆ *Un caudal con una probabilidad de ocurrencia.*

El caudal de una avenida es importante para estudiar el diseño de cualquier obra hidráulica que se quiera construir en algún lugar de una cuenca. A éste lugar se le llamará el punto bajo estudio y las avenidas a predeterminarse serán las que ocurran en ese lugar. Además por avenida se entenderá, el caudal máximo que puede alcanzar dicho evento, o sea lo que se le puede llamar también avenida máxima.

Una avenida llega a su valor máximo, cuando al punto bajo estudio concurren el mayor número de partículas de agua, siendo éste número función del tiempo de duración de la lluvia, de la intensidad de la misma y de la configuración de la cuenca.

El tiempo de concentración de una cuenca se define como *"el tiempo que tarda ✓ una partícula de agua en recorrer la distancia entre el punto más alejado de la cuenca y el punto bajo estudio."*

FACTORES QUE AFECTAN UNA AVENIDA MAXIMA

Los factores que afectan las avenidas pueden clasificarse en dos grupos que son:

- ◆ *Factores climáticos*
- ◆ *Factores fisiográficos*

Los factores climáticos son aquéllos que dependen de condiciones meteorológicas, especialmente de la precipitación. Entre éstos factores podemos mencionar:

- *Intensidad de la precipitación.* Mientras más intensa sea una lluvia se producirá una avenida mayor y viceversa.
- *Duración de la precipitación.* Una lluvia que dure más tiempo que otra, producirá una avenida mayor, siempre que la duración sea igual o menor al tiempo de concentración de la cuenca.
- *Distribución espacial de la precipitación en la cuenca.* Esto se refiere a la cantidad de precipitación así como a su concentración dentro del espacio físico denominado cuenca.
- *Dirección del movimiento de la precipitación.* Si la lluvia se dirige al punto bajo estudio, la avenida será mayor.
- *Precipitaciones anteriores.* Si ha llovido mucho anteriormente, la humedad del suelo será mayor, la infiltración será menor y, por lo tanto, la avenida será mayor.

Los factores fisiográficos son aquéllos que dependen de las características físicas de la cuenca bajo estudio. Entre éstos factores podemos mencionar:

- *Extensión de la cuenca.* A mayor extensión del área tributaria, las avenidas tenderán a ser mayores por el efecto físico del área.
- *Forma de la cuenca.* Si la forma de la cuenca tiende a ser circular, las avenidas serán mayores que si la cuenca tendiera a una forma alargada.
- *Pendiente de las vertientes.* Esto está en relación directa con la velocidad de propagación de la crecida, a mayor pendiente, el agua escurre más rápido, y la infiltración será menor produciéndose mayores avenidas que si la pendiente de las vertientes fuera menor.
- *Uso de la tierra.* En terrenos cultivados o en áreas construidas, la tierra está en condiciones no naturales puesto que en las áreas urbanas hay un aumento de áreas impermeables y en las áreas cultivadas con mal manejo generalmente se reduce la infiltración y ocurre un aumento de los volúmenes de escorrentía superficial, lo que produce mayores avenidas.
- *Permeabilidad del suelo.* Este es un elemento que está en relación directa con la facilidad o dificultad del suelo para retener o soltar agua.

IMPORTANCIA DEL ESTUDIO DE LAS AVENIDAS.

La importancia de la predeterminación de una avenida es más evidente, ya que son de sobra conocidos los efectos destructivos que causan al inundar grandes extensiones cultivadas, áreas construidas u obras hidráulicas produciendo grandes pérdidas en bienes materiales, y, a veces provocando la muerte de personas.

Entre las obras cuyo diseño depende de la influencia de una avenida, podemos mencionar: Puentes, depósitos de almacenamiento de agua, presas, desagües de poblaciones, drenajes de carreteras, canales, alcantarillas, vertederos, protectores de avenidas, etc.

En un análisis de predeterminación de avenidas por cualquier método que se emplee, generalmente se obtiene una estimación del caudal máximo que tiene una determinada probabilidad de ocurrir y por tanto un período de cierto número de años; denominada período de diseño.

La determinación de la magnitud de el período de diseño, es un problema sumamente delicado y depende, más que todo del peligro al que están sujetas vidas humanas y propiedades en casos de que la obra falle.

Las crecidas pueden ser agrupadas en consideración a las causas que las engendran, en tres clases:

- ◆ *Crecidas por lluvia.*
- ◆ *Crecidas por fusión de nieve.*
- ◆ *Crecidas por almacenamiento y fusión.*

Los caudales de crecidas no tienen un límite absoluto del que no es posible pasar, sino que siempre podrán producirse crecidas con probabilidad tanto más reducida cuanto mayor sea el caudal.

Una estimación adecuada del caudal de crecidas para el proyecto de una obra es de extrema importancia ya que afecta, no sólo a la obra, sino también a la seguridad y al costo de cualquier estructura que no tenga que ver, en absoluto en el control de la crecida. Si se disminuye demasiado el valor del caudal del proyecto, se corre el riesgo de que no sólo falla totalmente la estructura y los servicios que se esperan de ella, sino que se compromete también la seguridad de las personas y propiedades situadas aguas abajo de ella. y, si por el contrario, se toma un caudal de crecida extraordinariamente grande, dará por resultado una inversión elevada que puede afectar la factibilidad económica de un proyecto.

En el estudio de frecuencia de crecidas para dimensionar las obras, debe tenerse en cuenta la posibilidad de que se produzcan víctimas, en cuyo caso deben imponerse valores más elevados de caudal de crecidas para el que se han de dimensionar las obras.

Si un fallo en la obra puede causar pérdidas de vidas humanas o cuantiosos daños materiales, al margen de los daños propios de la obra, entonces debe operar un alto grado de seguridad con el fin de mantener intacta la obra, aún estando sometida a las más severas crecidas. Al no quedar amenazados vidas y daños cuantiosos, la decisión final estará basada únicamente en razones económicas.

La crecida de proyecto para una obra de gran importancia, que por fallo ocasione pérdidas cuantiosas(vidas, daños excesivos, etc.), debe ser la máxima, pues no debe aceptarse riesgo alguno.

En proyectos de menor importancia no será necesario el cálculo con la crecida máxima, pues la rotura de la estructura no implicaría esas pérdidas antes mencionadas. Al escoger una crecida menor a la máxima probable, se acepta un riesgo motivado por consideraciones económicas; es decir, no se ignoran las condiciones de seguridad totalmente, sino que prevalecen las consideraciones de tipo económico.

La importancia económica de la predeterminación de caudal máximo probable de las crecidas de un curso de agua, en un punto dado es evidente por razón de los efectos destructivos y la necesidad de calcular ciertas obras apropiadas con vistas a esa posibilidad; la luz de los puentes, las dimensiones de los aliviaderos de crecidas o vertederos de las presas, la altura de los diques de protección contra la inundación, etc., son esencialmente determinados por la crecida probable a que esas obras deberán hacer frente habida cuenta de ciertas consideraciones de economía óptima.

2.9.3.2 METODOS PARA LA DETERMINACION DE CRECIDAS

Los métodos empleados para la determinación de eventos máximos, como son los caudales máximos se pueden enumerar como siguen :

- ◆ *Método Empírico*
- ◆ *Método Hidrometeorológico*
- ◆ *Método Estadístico*
- ◆ *Método Directo.*

METODOS EMPIRICOS

Los métodos empíricos son procedimientos que se basan en informaciones de orden general que se obtienen de corrientes de agua ya estudiadas ya sea de la misma cuenca o de otras.

Son aplicaciones solamente a cuencas cuyas características son similares a las que sirvieron para deducirlos y aún en este caso deben aplicarse con mucho cuidado . La ventaja de estos métodos es que son de fácil y rápida aplicación.

Algunos de estos métodos son los siguientes:

- ◆ Avenidas Históricas
- ◆ Curvas Envolventes
- ◆ Fórmulas Empíricas.

AVENIDAS HISTORICAS:

Este método de predeterminación de avenidas consta de tres pasos que son:

- Determinación de la altura de agua máxima alcanzada por la corriente.
- Estimación de la avenida máxima observada
- Estimación de la avenida máxima posible.

La determinación de la máxima altura de agua alcanzada por una corriente en el pasado, se logra por uno o varios de los siguientes procedimientos:

- Buscar señales que han dejado grandes avenidas, generalmente son obras construídas en el río: Puentes, muros, etc.

- Preguntando a los habitantes del lugar sobre las mayores alturas de las cuales tengan referencia.
- Buscar en archivos o crónicas locales, algún dato referente a grandes avenidas pasadas.

Una vez determinada la altura máxima, se estima la avenida máxima por medio de la conocida fórmula: $Q = AV$.

El valor del área A de la sección de la corriente, lo obtenemos a partir de la altura máxima y en la misma forma como se hace en aforos. El valor de la velocidad V de la corriente se puede obtener de la siguiente fórmula:

$$V = \sqrt{V_o^2 + 2gh}$$

De ésta expresión se obtiene el valor de la velocidad de la avenida en su paso por el puente. El valor de h se obtiene directamente del terreno y el de V_o se asume en base a datos de experiencia. Un valor corriente de V_o estaría entre 2.5 y 3.5 mts/seg. Sin embargo, su valor puede afinarse un poco más por tanteos midiendo el área A_o (Sección donde la velocidad es V_o) y calculando V_o de la expresión: $A_v = A_o V_o$.

Para estimar la máxima avenida posible en el futuro, se toma la avenida máxima observada y se le afecta de un factor de seguridad cuyo valor depende de la confianza que se les tenga a los datos obtenidos, de la amplitud de los períodos considerados y de la variación del régimen de agua.

CURVAS ENVOLVENTES.

Este método consiste en trazar en un gráfico y en papel logarítmico los caudales de avenidas máximas que se han estimado o calculado en función del área de las cuencas que los producen. Se obtiene así una gran cantidad de puntos que no pasan de cierta zona del gráfico, la cual se puede limitar en su parte superior por una línea, generalmente recta, que se llama *curva envolvente*.

Las gráficas de curvas envolventes se pueden formar también con el caudal específico, tomando en entonces la curva envolvente una pendiente contraria (negativa).

Un caudal de avenidas se predetermina entrando en el gráfico con el área de la cuenca bajo estudio y determinando el caudal que le corresponde en la curva envolvente.

Este método únicamente da el valor de una posible avenida sin indicar su probabilidad de ocurrencia. No toma en cuenta las características físicas de la cuenca con excepción de su área. Por lo tanto, debe aplicarse con mucho cuidado, evitando en lo posible su uso en regiones hidrológicamente no homogéneas.

FORMULAS EMPIRICAS.

Las fórmulas empíricas surgieron de la necesidad de estimar avenidas de ríos donde, prácticamente, no se tenían el número de datos suficientes para efectuar un cálculo de confianza y donde se podían aplicar con un buen margen de seguridad, sin

poner en peligro vidas humanas ni aumentar excesivamente los costos de ingeniería civil.

Estas fórmulas están en función de las principales características de las cuencas y tienen coeficientes que toman en cuenta las demás características.

Con el objeto de facilitar el estudio, las fórmulas se dividen según el factor que toman en consideración; así:

- ◆ Fórmulas en función del área de la cuenca
- ◆ Fórmulas en función de varios factores de la cuenca
- ◆ Fórmulas en función de la frecuencia de las avenidas.

Fórmulas en función del área de la cuenca:

| | |
|-------------------------------------|----------------------------|
| Fórmulas de las curvas envolventes: | $Q = CA^\alpha$ |
| Fórmula de Fanning: | $Q = 2.5A^{5/6}$ |
| Fórmula de Dickens: | $Q = 6.9A^{3/4}$ |
| Fórmula de Ryves: | $Q = 8.5A^{2/3}$ |
| Fórmula de Valentini: | $Q = 27 \sqrt{A}$ |
| Fórmula de Ganguillet: | $Q = 25A / (5 + \sqrt{A})$ |
| Fórmula de Gutmann: | $Q = 2832A / (96 + A)$ |

Fórmulas en función de varios factores de la cuenca:

| | |
|-----------------------|--------------------------------------|
| Fórmula de Possenti: | $Q = \lambda Hm / L (A_m + A_p / 3)$ |
| Fórmula de Paladini : | $Q = \lambda (1/0.0864) HmA$ |

Fórmula en función de la frecuencia de las avenidas:

Fórmula de Fuller: $Q(T) = Q_1(1+0.8 \log T) [1+(2.66/A^{0.3})]$

Las fórmulas empíricas no se deben usar a menos de que no se tenga otra forma de predeterminar una avenida. Su aplicación ha dado lugar en muchos casos a sub-evaluaciones de caudales que han provocado accidentes serios.

+ METODOS HIDROMETEOROLOGICOS

Los métodos hidrometeorológicos son aquellos que permiten predeterminar avenidas analizando datos de lluvia y algunas características físicas de la cuenca, su aplicación sólo se puede hacer cuando se ha adquirido previamente, ya sea experimentalmente o por análisis de casos análogos, un buen conocimiento de la distribución de los grandes aguaceros precipitados en la cuenca para poder determinar la intensidad que produce la avenida máxima así como la probabilidad de ocurrencia, tanto del aguacero como de la avenida que produce. Los métodos más aplicables son:

- ◆ Fórmula Racional
- ◆ Método de las Isocronas
- ◆ Hidrograma Unitario

De lo anteriormente expuesto se deduce que los métodos hidrometeorológicos se aplican cuando se dispone de datos de lluvia (método racional), o bien, cuando se dispone de datos de lluvia y de avenidas reales (hidrograma unitario) y el método de las Isocronas que no es más que una modificación en la aplicación de la fórmula racional.

FORMULA RACIONAL

Esta fórmula establece una relación entre el caudal en función del área de la cuenca y la intensidad de lluvia, a pesar de ser fórmula, se considera como un método, dado que por su estructura es aplicable en condiciones climatológicas propias del lugar estudiado.

La fórmula se enuncia así:

$$Q = 16.67CIA$$

Donde: Q = Caudal máximo instantáneo (m³/seg).

C = Coeficiente de Escorrentía (adimensional).

I = Intensidad de lluvia (mm/min.)

A = Area de la Cuenca (Km²)

METODO DE LAS ISOCRONAS.

Para desarrollar éste método hay que tomar en cuenta dos variables importantes: Intensidad de la precipitación y la Velocidad de propagación de la onda de crecidas, ésta última suele suponerse constante e independiente de la intensidad, para la fijación de los valores de la velocidad de propagación de la onda, se utilizan datos directos o son estimados por fórmulas empíricas, métodos estadísticos o por comparación con otras cuencas con características similares.

En cuanto a la duración de la lluvia, los valores máximos de crecidas corresponden a eventos lluviosos cuya duración sea del orden del tiempo de concentración. Se suele hacer además la hipótesis de que las lluvias más desfavorables pueden ocurrir en cualquier zona de una región y que las crecidas se propagan con velocidad constante a lo largo de los cauces.

Para aplicar el método de las Isocronas es necesario descomponer la superficie de la cuenca en un cierto número de sectores, limitado por líneas (Isocronas) en las que una gota de agua tarda en llegar tiempos sucesivos de valor t , $2t$, $3t$, siendo t la unidad de tiempo considerada.

El intervalo de tiempo de separación entre Isocronas debe calcularse para que el número de zonas delimitadas sea cinco, como mínimo. Una vez fijado el intervalo, se definen o calculan las longitudes de los cauces principales y el mayor número de cauces secundarios, hasta obtener el número suficiente de puntos para encajar las curvas Isocronas, que se trazan con los siguientes criterios:

- ◆ Las Isocronas cortan ortogonalmente a los cauces, presentando su concavidad hacia aguas abajo.
- ◆ Las Isocronas cortan a las divisorias, formando ángulo agudo hacia aguas arriba.
- ◆ Si una Isocrona llega a una divisoria parcial o total, sigue por la divisoria hasta encontrar la misma Isocrona de la cuenca contigua.

El método a aplicar será el de las Isocronas, dado que éste demanda de cierta información que es de fácil adquisición, al contrario del hidrograma unitario.

INFORMACION REQUERIDA PARA EL METODO DE LAS ISOCRONAS.

La información básica de que se debe disponer para estimar una crecida es la siguiente:

- ◆ Información de intensidades máximas, mapas con información topográfica, que permitan la delimitación de la zona de recogimiento, así como la definición de los principales cauces y poder efectuar su evaluación.
- ◆ Mapas que definan el comportamiento de las lluvias en los meses húmedos, además debe disponerse de información de las condiciones geológicas y de vegetación de la zona, así como de datos de aforo o caudales máximos registrados, información que resulta indispensable para la aplicación de la metodología.

- ♦ El mapa hidrográfico de la zona se utiliza para calcular el tiempo de concentración del área de interés, así como la longitud de los diferentes cauces por medio de los cuales podemos determinar los intervalos entre las curvas Isocronas.

Conocido el tiempo de concentración de la cuenca se podrá determinar o establecer el tiempo de duración de la lluvia.

Es importante también para efecto de revisión del dato a generar, disponer de valores de caudales máximos de alguna estación hidrométrica a fin de dar un dictamen de la bondad de la metodología utilizada.

Además, se debe establecer cuál será el período de diseño a ser utilizado.

SECUENCIA DE CALCULO:

El procedimiento a seguir para la estimación del caudal máximo con el que tendría que diseñarse la obra de paso para un período de retorno de 15 años es:

1- PROCEDIMIENTO PARA EL ESTABLECIMIENTO DE LAS LÍNEAS ISOCRONAS.

Como se menciona anteriormente las líneas Isocronas son aquellas que delimitan cierto número de sectores, en las que una gota de agua tarda en llegar tiempos sucesivos de valor t , $2t$, etc. al punto considerado, por lo cual es de interés la determinación del tiempo de concentración mediante la siguiente fórmula de aplicación:

$$t = (0.87L^3 / H)^{0.385}$$

Donde: L = Longitud máxima de la cuenca en Km.

H = Diferencia de nivel entre el punto más alto y el de estudio, en mts.

t = Tiempo de concentración en horas.

Posteriormente se estima la velocidad de propagación de la onda que se puede calcular partiendo de la ley física:

$$V = d / t$$

V = Velocidad

d = Distancia

t = Tiempo

La velocidad de propagación es importante para el trazado de las curvas Isocronas; ya que en un plano éstas podrán ser dibujadas partiendo de la longitud del recorrido y de la velocidad.

Para efecto de trazado de las curvas Isocronas, el tiempo de concentración se divide en cinco partes como mínimo, luego el tiempo resultante en minutos se multiplica por la velocidad máxima dando un valor de longitud que correspondería a ese intervalo de tiempo. Obteniéndose una serie de puntos en diferentes cauces, los que son unidos por medio de trazos que permiten definir el diagrama de curvas como se muestra en la (Fig. No. 2.18)

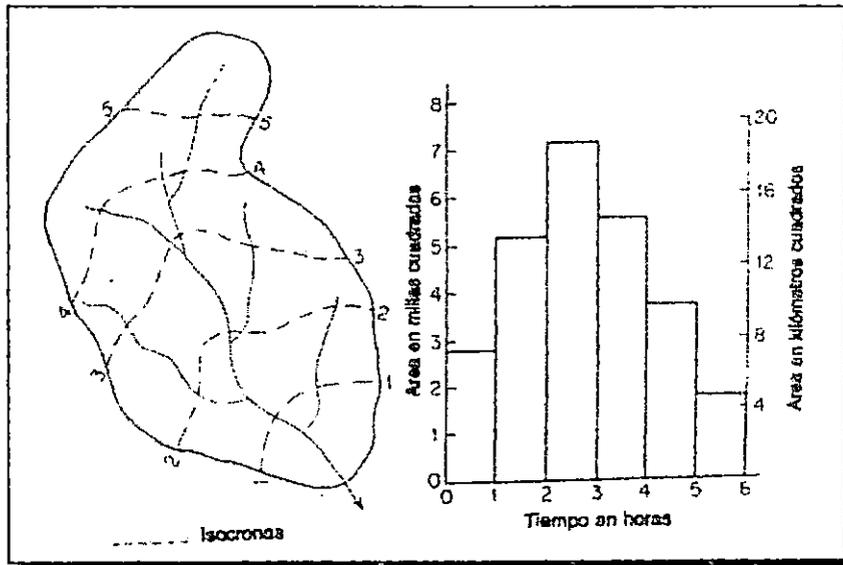


FIGURA No. 2.18: LINEAS ISOCRONAS.

FUENTE: Linsley - Kohler - Paulus
Hidrología para Ingenieros

2- PROCEDIMIENTO PARA LA DETERMINACION DE LOS COEFICIENTES DE ESCORRENTIA.

El coeficiente de escorrentía está en función de tres variables: La cobertura vegetal, tipo de suelo y la pendiente del terreno.

Para facilidad de interpretación y cálculo del coeficiente de escorrentía se elaboró una familia de curvas para las diferentes condiciones.

Las condiciones del tipo de terreno están definidas en función de la permeabilidad del mismo, éstas se determinarán en base a un mapa geológico de la región.

La evaluación de la cobertura vegetal se realiza mediante un mapa de uso del suelo a nivel nacional, generalmente a escala 1:200,000 elaborado por la división de cuencas hidrográficas del instituto salvadoreño de recursos naturales, el cual permite obtener una información bastante aproximada de la cobertura vegetal.

3- PROCEDIMIENTO PARA OBTENER LOS VALORES DE INTENSIDAD PARA CADA SECTOR DE AREA ENTRE ISOCRONAS.

Para poder determinar la intensidad es necesario contar con una red de estaciones pluviográficas, lo que interesa dentro del procedimiento es la obtención de la intensidad de la lluvia para una probabilidad determinada y por consiguiente para un período de retorno.

El objetivo del calculo es el de determinar la función de distribución de los valores extremos para lo cual se utiliza la función de Gumbel dado que es ley estadística aplicable a valores extremos, además existe la facilidad de que sus parámetros pueden ser calculados gráficamente, mediante el ploteo de los pares de puntos ordenados de intensidad en mm/min. y la frecuencia empírica en un papel especial (Gumbel) donde se puede trazar en base a la nube de puntos una tendencia que casi siempre es una recta, de tal manera que con esa tendencia extrapolamos los valores de intensidad para el período de retorno deseado, ya que el papel cuenta con esta variable en la parte superior del mismo.

4- CALCULO DE CAUDALES POR SECTOR

Obtenida toda la información necesaria para la aplicación de la fórmula racional en cada sector de área entre cada isocrona ya que se conoce el valor de coeficiente de escorrentía, la intensidad y el área, pudiéndose calcular el respectivo caudal aplicando la fórmula racional que puede expresarse así:

$$Q = 16.67 CIA$$

donde, Q está dado en m^3/s , I en mm/min, C es un coeficiente adimensional y el área en Km^2 .

HIDROGRAMA UNITARIO.

Es un método que trata de establecer un modelo de orden lineal por medio del cual se puede determinar el caudal en función de la cantidad de lluvia precipitada, asumiendo ó considerando que las pérdidas por infiltración se mantienen constantes.

Para la calibración de dicho modelo se hace necesario el conocimiento de datos de caudales instantáneos, así como del tipo de aguaceros que los produce, por lo que su aplicación tiene ciertas limitaciones ya que sin información de base es prácticamente imposible su aplicación. (Ver Apartado 2.9.1) ✕

2.10 TRANSITO DE AVENIDAS.

DEFINICION.

El tránsito de avenidas es la técnica hidrológica para calcular el efecto del almacenamiento en un canal sobre la forma y movimiento de una onda de avenida. dado el caudal en un punto aguas arriba, el proceso de tránsito puede utilizarse para calcular el caudal en un punto aguas abajo.

2.10.1. EL FENOMENO

La precipitación es solamente uno de los varios parámetros que contribuyen a la magnitud de las avenidas que se encuentran en un sitio determinado. Otros parámetros importantes incluyen el tamaño del área del terreno de donde se recoge la precipitación, la forma de ésta área y la pendiente promedio a lo largo del canal principal; por el que se conduce el agua de lluvia al sitio que se considera. El tipo de terreno(permeable o impermeable), los cultivos, el uso de la tierra y factores similares, todos contribuyen a la magnitud relativa de la avenida. Es importante comprender que para cuencas pequeñas, el factor principal, después del tamaño del área de drenaje, es la intensidad de la precipitación; en segundo lugar la pendiente del canal principal. Para cuencas grandes , la variable más importante después del tamaño del área de drenaje, es la pendiente del canal principal, seguida por la intensidad de precipitación.

Dado el caudal en un punto aguas arriba, el proceso de tránsito puede utilizarse para calcular el caudal en un punto aguas abajo. El almacenamiento

hidráulico no sólo ocurre dentro de un canal o en un embalse, sino también en el movimiento mismo del agua sobre la superficie del terreno. Los métodos de tránsito pueden aplicarse para calcular el hidrograma que resultará de un patrón específico de lluvias de exceso. [Ref. 2]

2.10.2. TRANSITO DE AVENIDAS A TRAVES DE EMBALSES.

Un embalse, en el cual el caudal es una función de las elevaciones del nivel de agua, ofrece el caso más simple para el tránsito de avenidas. Un embalse puede tener en general compuertas no controladas y/o un vertedero libre. Los embalses con compuertas y vertederos controlados pueden analizarse como los primeros si se supone que los controles están abiertos en una posición fija. Los datos disponibles para el análisis del embalse son las curvas de almacenamiento vrs. elevación y de elevación vrs. descarga (Fig. No. 2.19).

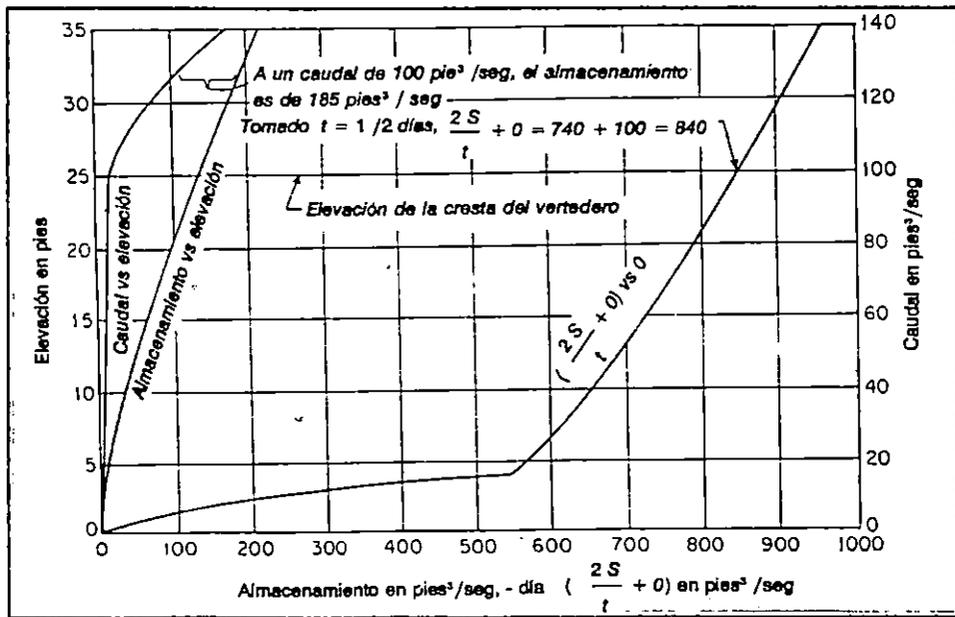


FIGURA No. 2.19: CURVAS DE TRANSITO PARA UN EMBALSE TIPICO.

FUENTE: Linsley - Kohler - Paulus
Hidrología para Ingenieros

Para dar una forma más conveniente para el tránsito hidrológico de avenidas, generalmente se dice que el promedio de los flujos al comienzo y al final de un intervalo pequeño de tiempo t es igual al flujo promedio durante ese período, se puede escribir:

$$\left[\frac{(I_1 + I_2)}{2} \right] t - \left[\frac{(O_1 + O_2)}{2} \right] = S_2 - S_1 \quad (\text{Ec. 4.1})$$

Donde: I = Caudal afluente

O = Caudal que sale

S = Almacenamiento

t = Tiempo de tránsito

1 y 2 Condiciones al principio y al final del tramo especificado del río.

Luego la ecuación anterior puede transformarse en:

$$I_1 + I_2 + (2S_1 / t - O_1) = 2S_2 / t + O_2 \quad (\text{Ec. 4.2})$$

La solución de la ecuación anterior requiere una curva de tránsito que indique el valor de $2S / t + O$ contra los valores de O , (Fig. No. 2.19). Todos los términos del lado izquierdo de la ecuación son conocidos y el valor de $2S_2 / t + O_2$ puede ser calculado; el valor de O_2 se obtiene entonces de la curva de tránsito.

Si las compuertas se fijan en una sola posición de manera que descarga sea una función de la altura del nivel de agua, la solución requiere una familia de curvas $2S/t + O$ para diferentes aberturas de las compuertas.

2.10.3 TRANSITO DE AVENIDAS EN CAUCES NATURALES.

El tránsito en canales naturales es complicado por el hecho de que el almacenamiento no es una función única de las salidas. Esto puede ilustrarse cuando se colocan en un gráfico los valores de almacenamiento calculados en la Fig. No. 2.20, contra las salidas simultáneas de caudal.

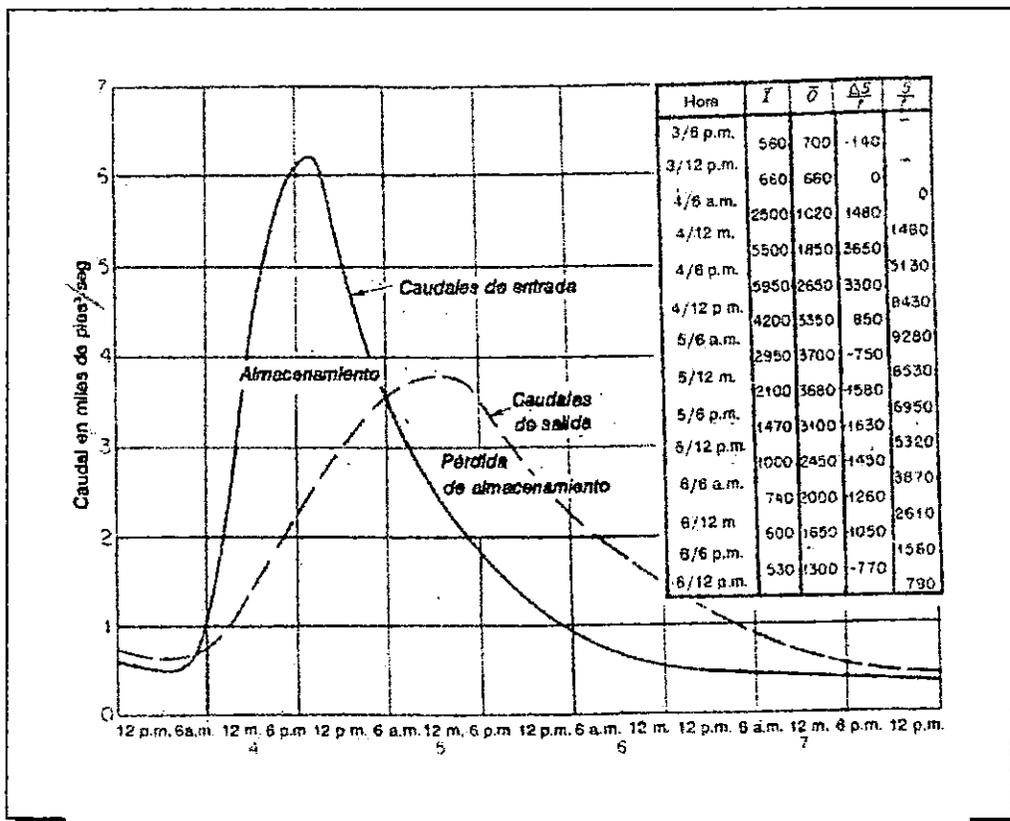


FIGURA No. 2.20: CALCULO DEL ALMACENAMIENTO EN UN CANAL.

FUENTE: Linsley - Kohler - Paulus
Hidrología para Ingenieros

La curva resultante es usualmente un lazo ancho que indica mayor almacenamiento para una salida dada durante niveles ascendentes del río que durante niveles descendentes (Fig. No. 2.21).

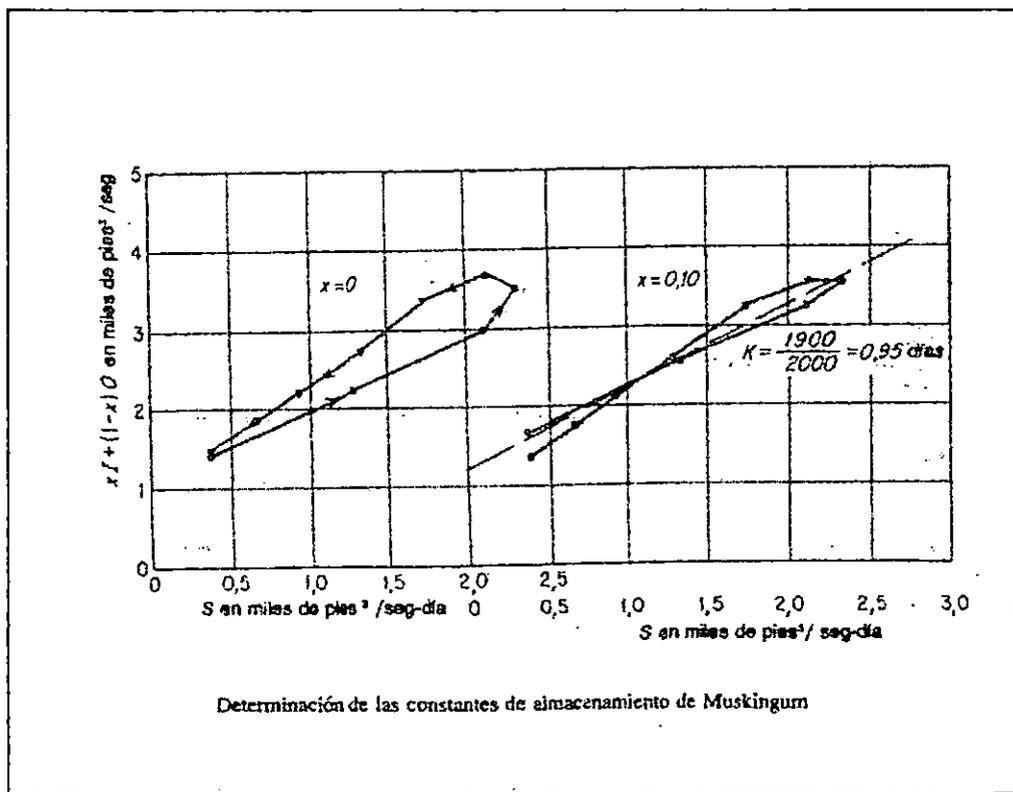


FIGURA No. 2.21: DETERMINACION DE LAS CONSTANTES DE ALMACENAMIENTO.

FUENTE: Linsley - Kohler - Paulus
Hidrología para Ingenieros

La razón es obvia si se consideran los diferentes perfiles de la superficie del agua que existen durante el período de tránsito de una onda de avenida (Fig. No. 2.22).

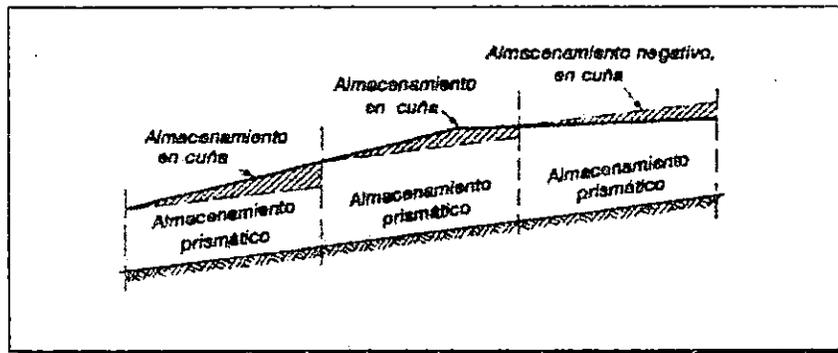


FIGURA No. 2.22: PERFILES POSIBLES DE LA SUPERFICIE DEL AGUA EN UN CANAL

FUENTE: Linsley - Kohler - Paulus
Hidrología para Ingenieros

El almacenamiento bajo una línea paralela al fondo del canal se llama almacenamiento prismático; entre ésta línea y el perfil real de la superficie del agua se halla el almacenamiento en cuña. Durante los niveles ascendentes puede existir una cantidad considerable de almacenamiento en cuña antes de que se produzcan aumentos apreciables en las salidas del tramo en cuestión. Durante los niveles decrecientes las entradas al tramo descienden más rápidamente que las salidas y el almacenamiento en cuña se hace negativo. El proceso de tránsito en un río requiere una relación de almacenamiento que produzca adecuadamente el almacenamiento en cuña.

2.10.4 TRANSITO DE AVENIDAS POR EL METODO ANALITICO.

Una expresión para el almacenamiento en un tramo de un río es:

$$S = a / b [X I^{m/n} + (1-X) O^{m/n}] \quad (\text{Ec. 2.3})$$

Donde a y n son constantes de la relación media de niveles vrs. descargas para el tramo, $q = a g^n$ y b , m son constantes en la relación media de niveles vrs. almacenamiento para el tramo, $S = b g^m$. En un canal rectangular uniforme, el almacenamiento varía con la primera potencia del nivel ($m=1$) y la descarga varía con la potencia $5/3$ del nivel (de acuerdo a la fórmula de Manning). En un canal natural con planicies de inundaciones el exponente "n" puede aproximarse a 1, o ser menor que 1. La constante "x" expresa la importancia relativa de las entradas y salidas al tramo, en el almacenamiento del mismo. Para un embalse simple $x=0$ (las entradas no tienen efecto); si las entradas y las salidas fueran igualmente importantes "x" sería igual a 0.5. Para la mayoría de los ríos "x" está entre 0 y 0.3, con un valor medio de aproximadamente 0.20.

El método Muskingun supone que $m/n = 1$ y hace $b/a = k$ de modo que la ecuación anterior se transforma en:

$$S = K [X I + (1-X) O] \quad (\text{Ec. 2.4})$$

La constante K , conocida como la constante de almacenamiento, es la relación entre almacenamiento y descarga, y tiene dimensiones de tiempo.

Los valores de K y X pueden ser estimados haciendo un gráfico de S contra $XI + (1-X)O$ para varios valores de X (Fig. No. 2.21).

Si la Ec. 2.4 se utiliza para reemplazar S en la Ec. 2.1 y se hacen las simplificaciones necesarias, se obtiene:

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1 \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Donde: $C_0 = (KX - 0.5t) / (K - KX + 0.5t)$ (Ec. 2.5-a)

$$C_1 = (KX + 0.5t) / (K - KX + 0.5t) \quad (\text{Ec. 2.5-b})$$

$$C_2 = (K - KX - 0.5t) / (K - KX + 0.5t) \quad (\text{Ec. 2.5-c})$$

Combinando las ecuaciones (2.5-a), (2.5-b), (2.5-c), se obtiene:

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1 \quad (\text{Ec. 2.5-d})$$

En estas ecuaciones "t" es el período de tránsito en las mismas unidades de K. Con los valores de K, X, y t establecidos, se pueden calcular los valores de C_0 , C_1 , C_2 .

La operación de tránsito es simplemente una solución de la Ec. 2.5 con los valores de O_2 de un período transformándose en los valores de O_1 del período siguiente. El cuadro No. 2.23 ilustra un cálculo típico.

CUADRO No. 2.23

APLICACION DEL METODO MUSKINGUM

Basado en $K = 11h$, $t = 6h$, $x = 0.13$; por tanto $C_0 = 0.124$,
 $C_1 = 0.353$ y $C_2 = 0.523$; los valores conocidos al comienzo
 del tránsito se indican en tipo oscuro

| Fecha | Hora | I, Pie ³ /seg | $C_0 I_2$ | $C_1 I_1$ | $C_2 O_1$ | O, Pie ³ /seg |
|-------|------------|--------------------------|-----------|-----------|-----------|--------------------------|
| 1 | 6 A.M | 10 | ... | ... | ... | 10 |
| | Mediodía | 30 | 3.7 | 3.5 | 5.2 | 12.4 |
| | 6 P.M | 68 | 8.4 | 10.6 | 6.5 | 25.5 |
| | Medianoche | 50 | 6.2 | 24.0 | 13.3 | 43.5 |
| 2 | 6 A.M | 40 | 5.0 | 17.7 | 22.7 | 45.4 |
| | Mediodía | 31 | 3.8 | 14.1 | 23.7 | 41.6 |
| | 6 P.M. | 23 | 2.9 | 10.9 | 21.8 | 35.6 |

FUENTE: Linsley - Kohler - Paulus
 Hidrología para Ingenieros

2.11. AGUAS SUBTERRANEAS.

DEFINICION.

El agua subterránea es el agua que se encuentra en la zona de saturación, de la cual se alimentan los pozos, manantiales y la escorrentía de agua subterránea.

2.11.1 GENERALIDADES.

Las formaciones de agua subterránea en El Salvador, pueden vincularse a las tres principales zonas estructurales: La parte de las sierras del norte , la zona de la depresión central y los macizos y planicies de la costa del Pacífico.

La zona de las sierras del norte están constituidas esencialmente por formaciones terciarias relativamente impermeables y por formaciones más antiguas. Las tasas de infiltración son bajas y el agua infiltrada surge en forma de numerosos manantiales, generalmente pequeños. Un número reducido de planicies y valles aluviales, bastante pequeños, contienen acuíferos más continuos. Al subsuelo de otras planicies, compuestas mayormente por piroclásticos, se aplica mejor el nombre de *Acuitardo*. En general es una zona de pobres perspectivas en cuanto a agua subterránea. Los acuíferos correspondientes a éstas zonas son:

A-1: El acuífero de singüil

A-2: Acuífero texistepeque

A-4: Acuífero aguilaes

H-6: Acuífero chapelique

J-1: Acuífero al este de pasaquina

En la zona de depresión central, la sierras y macizos volcánicos jóvenes están conformados en gran medida por materiales volcánicos sumamente permeables y constituyen importantes cuencas subterráneas de captación, localizadas en los departamentos de : Santa Ana, San Salvador, San Vicente, San Miguel y otras. El

drenaje natural se hace a través de manantiales y de infiltraciones a ríos que originan importantes caudales básicos.

Los acuíferos correspondientes a esta zona son:

A-3: Acuífero Santa Ana-Chalchuapa- Atiquizaya

A-5: Acuífero Coatepeque

A-6: Grupo de acuíferos San Salvador

A-7: Acuífero Ilopango norte

A-8: Acuífero San Vicente

A-9: Aluvión río Iempa

B-1: Acuífero Atiquizaya-Chalchuapa

D-1: Acuífero volcánico Izalco

D-3: Acuífero San Julián

F-2: Acuífero San Vicente

F-3: Acuífero Ilopango

H-3: Acuífero San Miguel

H-5: Acuífero Quelepa

Macizos y planicies de la costa del Pacífico. La zona de las sierras del sur (Macizo Bálsamo) está estructurada por rocas muy impermeables, con ciertas excepciones locales. De lado del Pacífico, éste macizo está flanqueado por varias planicies costeras que contienen acuíferos de proporciones, configuración y espesor diversos por lo que varían también las perspectivas de explotación.

Los acuíferos correspondientes de esta zona son: [Ref. 3]

C-1: Acuífero costero Paz-Acajutla

D-2: Acuífero del Valle de Sonsonate

E-1: La Libertad Comalapa

E-3: Acuífero Renderos

F-1: Acuífero costero La Libertad-Lempa

G-1: Acuífero costero Lempa-Usulután

H-1: Acuífero Volcánico de Usulután

H-2: Acuífero de la cuenca de Jocotal

H-4: Acuífero del valle de Olomega

I-1: Acuífero La Unión

Las características de las unidades Hidrogeológicas de las rocas son: La capacidad para admitir, almacenar y transmitir agua.

En los principales acuíferos del país las direcciones principales del flujo subterráneo son: En los acuíferos costeros la dirección predominante del flujo subterráneo es Norte-Sur, por lo que parte del flujo subterráneo llega al mar, mientras que los acuíferos ubicados en la fosa central, el flujo subterráneo predominante es Sur-Norte, alimentando a regiones vecinas.

A continuación se describen las Unidades Hidrogeológicas en que se ha dividido el país:

◆ **SEDIMENTOS ALUVIONALES RECIENTES:**

Esta unidad está constituida por materiales volcánicos re TRABAJADOS cuya granulometría varía de gruesa a fina. Estos materiales están formados por gravas, limos, arcillas y a veces contienen materia orgánica. Pueden estar intercalados con piroclásticos depositados en medio húmedo.

La permeabilidad va de alta a baja, dependiendo de su grado de limpieza o contenido de arcilla y su infiltración puede variar entre un 15% y un 30% de la precipitación.

Los sedimentos aluvionales recientes constituyen los principales depósitos de agua subterránea, ya que por sus características hidrogeológicas son capaces de almacenar y transmitir volúmenes considerables de agua subterránea.

◆ **LAVAS RECIENTES (HISTORICAS) Y CUATERNARIAS.**

Esta Unidad Hidrogeológica está constituida por lavas que se encuentran inalteradas y sanas, presentando superficie escoriácea, vesicular y a menudo están diaclasadas, fisuradas o fracturadas, características que determinan la capacidad de la roca para admitir y transmitir volúmenes considerables de agua subterránea.

En general, las superficies cubiertas por las lavas constituyen excelentes áreas de recarga para alimentar los acuíferos, ya que suelen tener diaclasas que favorecen la infiltración.

Se considera que en estas lavas puede infiltrarse entre el 60% y el 40% de la precipitación.

♦ **PIROCLASTICOS Y TOBAS CUATERNARIAS.**

Esta unidad está constituida por una alternancia de piroclásticos y tobas de granulometría y grado de compactación variado. Aunque cada estrato puede ser impermeable, la alternancia estratigráfica favorece la formación de acuíferos, así como el diferente grado de compactación de los materiales y las fracturas o grietas de las tobas endurecidas. La tasa de infiltración en los materiales de esta unidad van del 20% al 5%.

♦ **SEDIMENTOS ALUVIONALES ANTIGUOS.**

Estos sedimentos aluvionales antiguos están constituidos por arenas, limos y arcillas, con diferente grado de compactación o cementación, de lo que, en parte, depende de la permeabilidad, que va de baja a muy baja, presentando una tasa de infiltración no mayor del 12%.

♦ **LAVAS ANTIGUAS.**

Esta formación está constituida por flujos de lavas antiguas (plio-pleistocénicas) en los que la superficie escoriácea, fracturada o diaclasada han sufrido alteración por la meteorización, disminuyendo la permeabilidad de éstas, siendo su tasa de infiltración del 12%.

♦ AGLOMERADOS Y LAVAS TERCIARIAS.

El elemento constitutivo principal de esta unidad son los aglomerados, que generalmente se encuentran intercalados con flujos de lava masiva, lahars, tufitas y parcialmente cubiertos por piroclásticos. Esta unidad se caracteriza por su estado masivo y compacto, además de un alto contenido de arcilla, lo que redundo en su baja capacidad para admitir agua, presentando permeabilidad baja o nula, aunque puede ser mayor en las áreas donde los materiales están fracturados. La tasa de infiltración de estos materiales es del 5%. [Ref. 3]

2.11.2. LA INFILTRACION.

DEFINICION.

La infiltración es el paso del agua a través de la superficie del suelo hacia el interior de la tierra. Aún cuando existe una diferencia con la percolación, que es el movimiento del agua dentro del suelo, los dos fenómenos están relacionados íntimamente, puesto que la infiltración no puede continuar libremente sino cuando la percolación ha removido el agua de las capas superiores del suelo. La permeabilidad del suelo es activada por medio de canales no capilares a través de los cuales drena el agua por gravedad desde la superficie hasta el nivel del agua subterránea, siguiendo la trayectoria de menor resistencia. La tasa de infiltración en las primeras etapas de una tormenta es menor si los espacios capilares han sido llenados previamente por una tormenta. [Ref. 2]

La tasa máxima a la cual puede penetrar agua a un suelo en un sitio en particular y bajo una serie dada de condiciones, se llama *capacidad de infiltración*. La tasa real de infiltración f_i es únicamente igual a la capacidad de infiltración f_p cuando la tasa de abastecimiento i_s (intensidad de la lluvia menos la tasa de retención) es igual o mayor que f_p . Conceptos teóricos consideran que las tasas reales de infiltración son iguales a la tasa de abastecimiento cuando i_s es menor o igual que f_p y son iguales a f_p en los demás casos (Fig. No. 2.23).

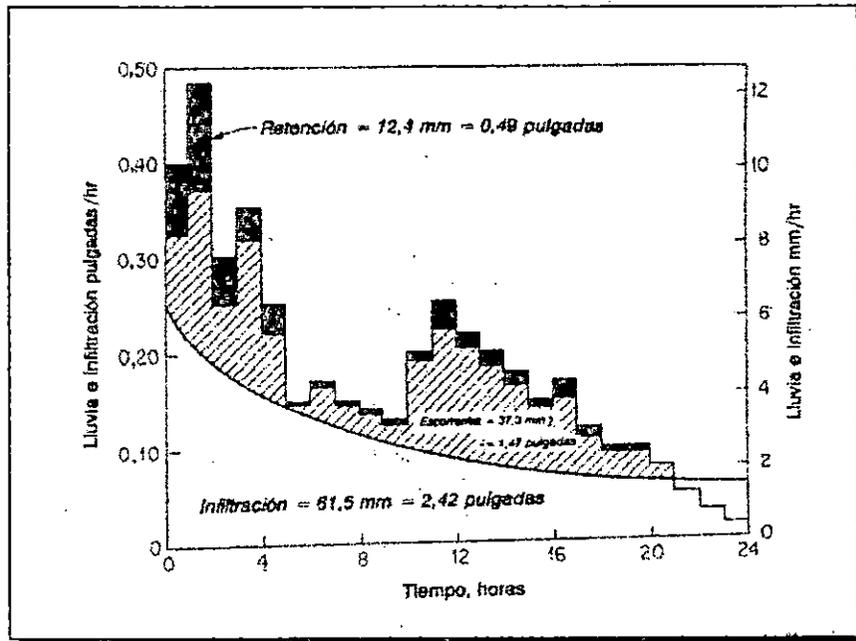


FIGURA No. 2.23: SEPARACION SIMPLE DE INFILTRACION Y ESCORRENTIA.

FUENTE: Linsley - Kohler - Paulus
Hidrología para Ingenieros.

La capacidad de infiltración está controlada por la permeabilidad del suelo y su valor se calcula mediante la ecuación:

$$f_p = [(bt^{-1/2}) / 2] + a$$

Integrando la ecuación anterior con respecto al tiempo se obtiene la cantidad acumulada de infiltración F al cabo del tiempo t así:

$$F = bt^{1/2} + at$$

a y b son constantes empíricas.

La capacidad de infiltración depende de muchos factores tales como el tipo de suelo, el contenido de humedad, el contenido de materia orgánica, la cobertura vegetal y la estación del año. [Ref. 2]

2.11.2.1 LA INFILTRACION EN EL SALVADOR.

Tomando en cuenta el rendimiento hidrológico de los suelos en El Salvador y su capacidad de escurrimiento o infiltración, los suelos se dividen de la siguiente manera:

♦ **Zonas de infiltración mínima y escorrentía máxima.**

Representa aproximadamente un 57% de todo el territorio salvadoreño. La contribución de esta zonas a los acuíferos es prácticamente nula, ya que el área está cubierta por materiales impermeables como lavas andesíticas y basálticas, riolitas andesíticas y piroplásticos.

◆ Zona de Infiltración y escorrentía media.

Son zonas de regular potencial de escorrentía e infiltración aquéllas áreas constituidas por una mezcla de materiales de diferentes estructuras, que pueden ir desde aluviones re TRABAJADOS hasta piroclásticos y lavas andesíticas, por lo que no es fácil clasificarlos, bien desde el punto de vista de su capacidad para dar agua o para almacenarla.

◆ Zonas de buen potencial de infiltración en llanuras.

Representan aproximadamente el 20% de todo el territorio salvadoreño y están constituidas por elementos aluvionales re TRABAJADOS, formando parte de la planicie costera. Estos suelos tienen un coeficiente de infiltración del 20% aproximadamente.

◆ Zonas de buen potencial de infiltración en pendientes medias.

Representan aproximadamente un 3% de todo el territorio salvadoreño y están agrupadas especialmente en aquellas áreas cercanas a los suelos de máxima infiltración y mínima escorrentía, es decir, en las faldas de los volcanes jóvenes que conforman la cadena volcánica costera.

◆ Zonas de máximo potencial de infiltración y escorrentía mínima.

Está constituida por volcanes jóvenes de la cordillera costera, tales como Santa Ana, San Salvador, San Vicente, Usulután-Tecapa y el volcán de San Miguel, que son excelentes zonas de recarga para los acuíferos existentes en el área baja. Estos suelos están formados por lavas andesíticas-basálticas y corrientes de lavas basálticas, generalmente fisuradas y con grado de consolidación baja. El

coeficiente de infiltración es del 40% aproximadamente, lo que da idea de su capacidad como área de recarga.

◆ Zonas inundables.

Se localizan especialmente en las desembocadura de los ríos, siendo la más importante la situada en la desembocadura del río Lempa, a partir de San Marcos Lempa. Otra área importante es la del río Grande de San Miguel, especialmente alrededor de la Laguna de Olomega y el final de su recorrido en el sector de San Dionisio - Las Conchas. [Ref. 3]

2.11.3 PROPIEDADES DEL MEDIO POROSO.

La cantidad de espacios vacíos en un material se llama *Porosidad* y cuantitativamente se puede expresar en porcentajes, que del volumen total es el volumen de intersticios. La porosidad depende tanto del tamaño, forma, variedad de los componentes y acondicionamiento de los mismos en un material dado.

La porosidad de un material puede variar desde menos 1% a más del 50%. Consideraciones de tipo general han establecido como grande una porosidad mayor del 20%, mediana entre 5% y 20% y pequeña menor 5%.

Entre las propiedades del medio poroso están:

- ◆ *Coefficiente de Permeabilidad*: Es la razón de flujo en galones/día, a través de una sección transversal de 1 pie cuadrado de área, con un 'gradiente hidráulico del ciento por ciento y a una temperatura de 60°F.

La permeabilidad en el campo puede determinarse mediante un pozo de bombeo y uno o varios de observación, midiendo los abastecimientos del agua en los pozos de observación durante el bombeo; matemáticamente se obtiene:

$$P = vi$$

En donde: P = Permeabilidad en unidades de longitud/tiempo

v = Velocidad en unidades de longitud/tiempo

i = Gradiente hidráulico adimensional.

- ♦ *Coefficiente de Transmisibilidad:* Es la razón de flujo de agua en unidades cúbicas/día, a través de una faja vertical de acuífero de unidades de ancho y de toda la altura del estrato saturado, a un gradiente hidráulico de 100% y a una temperatura de 60°F o 15.5°C. La transmisibilidad es el coeficiente de permeabilidad multiplicado por el espesor del acuífero.

El coeficiente de transmisibilidad puede obtenerse mediante una prueba de bombeo; el gradiente hidráulico por medición en el campo y el espesor del acuífero por medio de perforaciones, matemáticamente se tiene:

$$T = Pm$$

En donde en el sistema métrico: T = Transmisibilidad en m³/día/mt

P = Permeabilidad en mt/día/m²

m = Espesor del acuífero en metros.

- ♦ *Coefficiente de Almacenamiento*: Es el volumen de agua en unidades cúbicas, que se desaloja de una columna vertical del terreno acuífero (supuesta con base la unidad de sección) cuando la presión del agua desciende la unidad. El rendimiento de agua obtenido por escurrimiento en cierto material acuífero se denomina “*Producción Específica*” y se expresa como porcentaje del volumen total del material de donde se escurre. La obtención de éste valor en el campo, al igual que la permeabilidad se obtiene con pruebas de bombeo. En acuíferos no confinados la producción específica es igual al coeficiente de almacenamiento.

El valor del almacenamiento (S) aumenta con la porosidad del terreno, pero disminuye cuanto más finos sean los granos.

En acuíferos no confinados el valor de S oscila entre 0.15 y 0.30, en cambio en acuíferos confinados el valor de S varía entre 5×10^{-3} y 5×10^{-5} . [Ref. 6]

2.11.4. AGUA EN EL MEDIO POROSO.

Los primeros científicos del suelo trataron de definir los diferentes estados del agua en el suelo por medio de puntos de equilibrio. La fig. No. 2.24 indica la no existencia de límites definidos; aún así, los puntos de equilibrio son convenientes para estudiar y discutir la humedad de los suelos. Los dos puntos de mayor interés son la capacidad de campo y el punto de marchitez. *La capacidad de campo* se define como el contenido de humedad una vez que ha cesado el drenaje natural del suelo por gravedad. Colman ha demostrado que la capacidad de campo es esencialmente el agua retenida en el suelo cuando está sometido a una tensión de 1/3 de la atmósfera.

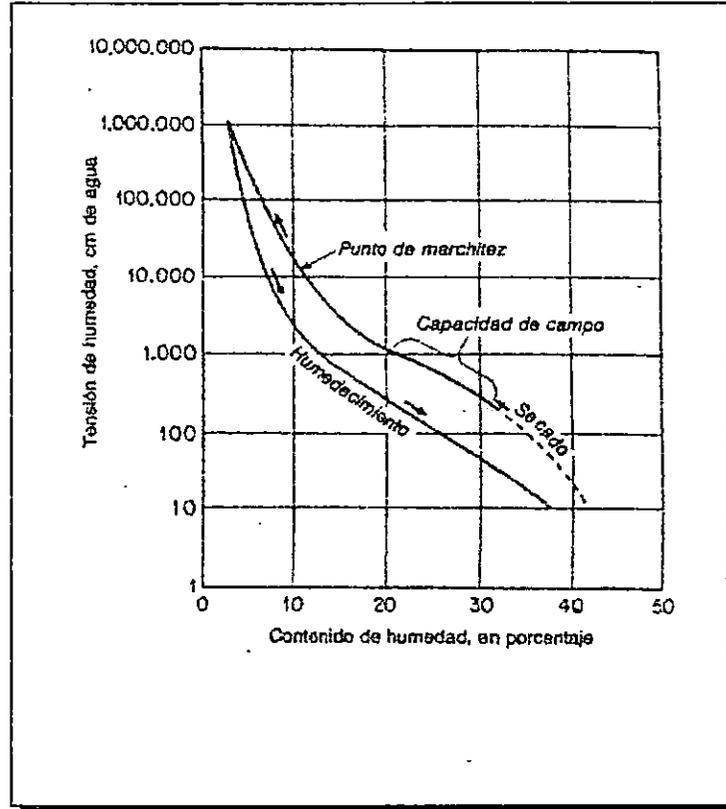


FIGURA No. 2.24: CURVAS DE TENSION DE HUMEDAD PARA UN SUELO TIPICO.

FUENTE: Linsley - Kohler - Paulus
Hidrología para Ingenieros.

El punto de marchitez representa el nivel de humedad del suelo por debajo del cual las plantas ya no pueden extraer más agua. Hoy en día se supone comúnmente que el punto de marchitez equivale al contenido de humedad bajo una tensión de 15 atmósferas. La diferencia entre el contenido de humedad a la capacidad de campo y el contenido de humedad en el punto de marchitez se denomina humedad disponible. Esta diferencia representa la capacidad de almacenamiento útil del suelo y la máxima cantidad de agua disponible para las plantas. [Ref. 2]

2.11.5. MOVIMIENTO DEL AGUA EN EL MEDIO POROSO.

Una vez que el agua está en contacto con el suelo, el agua gravitacional penetra hacia abajo a través de los intersticios más gruesos, mientras que los más pequeños toman agua por capilaridad. A medida que los poros capilares de la superficie se llenan de agua, la tasa de infiltración disminuye. En suelos homogéneos, la infiltración disminuye gradualmente hasta que la zona de aereación es saturada. Normalmente, el suelo es estratificado y las capas inferiores son menos permeables que las capas superficiales; en éste caso, la tasa de infiltración se reduce a la tasa de percolación del estrato menos permeable.

El agua filtrada generalmente se distribuye dentro de las capas superiores del suelo, aportando muy poco al abastecimiento de agua subterránea, a menos de que el suelo sea muy permeable o que la zona badosa sea muy delgada.

El movimiento del agua en el suelo está gobernado por el potencial de humedad, de acuerdo a las siguientes fórmulas:

$$q = -0 K_w (\delta\Lambda / \delta X)$$

Donde q es el flujo por unidad de tiempo a través de la unidad de área, normalmente a la dirección del flujo, X es la distancia a lo largo de la línea de flujo, K_w es la conductividad, y Λ es el potencial.

Una vez que el agua gravitacional ha abandonado el suelo, la componente principal de potencial total es el potencial capilar. La ecuación anterior establece que el flujo va desde las regiones de mayor potencial hacia las regiones de menor

potencial. La determinación cuantitativa de la conductividad es difícil; sin embargo, se ha demostrado que aumenta con el contenido de humedad y disminuye con el tamaño de los intersticios.³

Así, el movimiento capilar disminuye a medida que el suelo se seca y es mínimo en suelos de textura fina.

2.11.6. ACUIFEROS.

En la distribución del agua infiltrada se hizo notar la importancia que tiene la zona de saturación como depósito o reserva de agua subterránea.

Estos depósitos constituyen los acuíferos que pueden definirse como *una formación geológica que es capaz de almacenar agua y lo suficientemente permeable como para poderla explotar.*

Los mejores acuíferos están constituidos principalmente por rocas no consolidadas, tales como grava y arena.

CLASES DE ACUIFEROS.

De acuerdo a la posición que ocupan estas formaciones geológicas, los acuíferos se dividen en dos clases: Acuíferos Artesianos o Confinados y Acuíferos No Artesianos, No Confinados o en Condiciones Libres.

³ FUENTE: Consideraciones Hidrológicas de la Cuenca de San Salvador.
Alvarez Escobar, José Saúl.
Tesis UES 1967.

◆ *Acuíferos Confinados:*

En los acuíferos artesianos el agua que ocupa los poros de la formación se encuentra a una presión hidrostática mayor que la atmosférica, a causa de estar delimitada tanto en la parte superior e inferior por dos estratos impermeables, denominados *Acuicierres*.

La recarga está situada en una zona elevada. Cuando un pozo traspasa el acuicierre, el agua subirá hasta llegar a un punto tal que las presiones existentes en el acuífero se equilibren. Este punto así alcanzado es el nivel hidrostático y la línea que une varios de estos puntos; la superficie piezométrica.

◆ *Acuíferos No Artesianos.*

En esta clase de acuíferos la formación permeable se encuentra sobre una impermeable y el nivel superior del agua recibe el nombre de nivel freático. En estos acuíferos la presión existente es igual a la atmosférica, por eso el nivel estático coincide con el nivel freático.

PRINCIPALES ACUIFEROS EN EL PAIS.

Los principales acuíferos del país se localizan en las regiones Hidrográficas "A", "B", "D", "F", "G" y "H".

Hasta el año de 1980 se tenía registrado que existían en el país 685 pozos, de estos están en uso 415, y 270 se encuentran abandonados por diversas razones. Por medio de los pozos en uso se explotan aproximadamente $149.29 \times 10^6 \times m^3$ anuales, de éstos el 58% se aprovecha para abastecimiento de centros poblados, el 245 se utiliza en el riego de cultivos y el 185 en industrias. [Ref. 3]

2.12. HIDROMETRIA

DEFINICION.

Hidrometría es el proceso mediante el cual puede medirse el caudal que pasa por una determinada sección de un canal natural o artificial.

2.12.1 GENERALIDADES.

El caudal, o flujo de agua, se define como el volumen por unidad de tiempo. El caudal puede medirse o determinarse en cualquier punto de un canal natural o artificial. Sin embargo, es importante que el punto o sección transversal para medir el flujo sea seleccionada cuidadosamente.

Existen métodos directos e indirectos para determinar el caudal. El medidor de velocidad de flujo es la práctica convencional utilizada bajo diversas condiciones del caudal. Los resultados obtenidos con los medidores de velocidad del flujo son generalmente excelentes, excepto cuando el flujo es extremadamente turbulento.

2.12.2 AFOROS EN CURSOS DE AGUA

DETERMINACION DE LA VELOCIDAD.

Los medidores price y otros molinetes miden la velocidad en un punto en la vertical de una sección transversal. La determinación del caudal o vado desde un puente requiere medir la velocidad promedio en una serie de verticales en la sección.

Esta velocidad promedio depende de la profundidad en la vertical y la pendiente del cauce. El promedio puede obtenerse midiendo la velocidad a varias profundidades en la vertical.

El método más común para determinar la velocidad en la vertical es el de dos puntos; éste método utiliza el promedio de velocidad obtenido a dos y ocho décimas de la profundidad bajo la superficie. Normalmente, el resultado obtenido está dentro del 1% de la velocidad promedio verdadera en la vertical.

El método de dos puntos no se utiliza cuando la profundidad es menor de 2.5p (0.76m). El molinete price estaría muy cerca del fondo o de la superficie y los resultados se desviarían de lo correcto. En situaciones donde objetos sumergidos (rocas, arboles) afectan la distribución vertical de la velocidad el método de dos puntos tampoco es confiable. En esos casos es recomendable tomar una tercera observación a 6 décimas de la profundidad y obtener un promedio de las observaciones a 2 y 8 décimas, a su vez promediado con la observación a 6 décimas.

SELECCION DE LA SECCION TRANSVERSAL.

En aquellos casos en que el aforo puede complementarse a vado, el aforador trata de escoger una sección transversal que reúna los siguientes requisitos:

- La sección está localizada en un tramo recto de río o quebrada. La presencia de curvatura en el cauce afecta la distribución de velocidades.
- El fondo del cauce es relativamente uniforme y libre de rocas, plantas acuáticas, troncos u otras obstrucciones que afecten la distribución horizontal de la velocidad.

- El flujo es relativamente uniforme; no existen puntos turbulentos, ni puntos de poca o ninguna velocidad.
- Las velocidades exceden a 0.5p/s (0.15m/s) y las profundidades exceden 2.5p (0.76m). [Ref. 7]

AFORACION.

En la determinación del caudal a vado (una vez seleccionada la sección transversal), el siguiente procedimiento simplifica el trabajo:

- *Determinación del ancho de la sección:* El aforador utiliza una línea o cinta calibrada para medir el ancho de la sección. La cinta se fija a una de las riveras del cauce por medio de un espolón, tornillo agudizado, o una estaca de madera.
- Se procede entonces a extender la línea o cinta a lo ancho del cauce. Un aforador experimentado siempre comienza desde el lado opuesto a la localización de su equipo o estación. Esta medida previsoramente le permitirá regresar al lado correcto del río en la eventualidad de un aumento considerable en el caudal cuando el aforo está avanzando. La línea se coloca perpendicular al flujo del río. Si la cinta es colocada en una posición que no es perpendicular al flujo, las medidas de velocidad incluirán un pequeño error de ángulo que será necesario corregir.
- *Determinación del número de sub-secciones:* Un buen aforo no contiene más del 5% del total de la esorrentía en ninguna de las subsecciones. Esto se puede lograr asegurándose que (en una sección razonablemente uniforme) se tomen entre 25 y 30 subsecciones.

- Normalmente el ancho de las subsecciones no es uniforme. Si la velocidad varía a través de la sección, en las áreas de mayor velocidad la distancia entre subsecciones será menor.
- *Preparación del equipo de aforo:* El próximo paso consiste en preparar el equipo para aforar. El medidor price se instala en la varilla de suspensión, cerciorándose de que el conector del circuito eléctrico esté debidamente asegurado. Esto se prueba haciendo girar el medidor manualmente mientras se escucha por los audífonos hasta obtener un impulso claro del contacto de rotación. Se prepara el cronómetro asegurándose de que responda a los controles de comienzo, cese y devolución.
- *Preparación de las notas del aforo:* Antes de comenzar, el aforador debe obtener la información en el formulario de aforo.
- *El aforo:* Los formularios de anotaciones uniformes facilitan el trabajo del aforo. Inicialmente parecerá un poco complicado, pero con experiencia el aforador procederá sin dificultades.

2.13 POTENCIAL HIDRAULICO DE UNA CUENCA.

2.13.1 BALANCE HIDROLOGICO:

La medida directa de la evaporación en el campo no es factible, al menos en el sentido en el que uno puede medir la profundidad de un río, la precipitación, etc. Como consecuencia de lo anterior, se han desarrollado una variedad de técnicas para deducir o estimar el transporte de vapor desde superficies de agua. El enfoque más obvio requiere mantener un balance de agua. Si se supone que el almacenamiento S , el caudal de entrada I , el caudal de salida O , la infiltración sub-superficial Og y la precipitación P puede medirse, la evaporación E puede calcularse como :

$$E = (S_1 - S_2) + I + P - Og - O \quad (\text{Ec. 2.6})$$

De los factores que es necesario conocer, la infiltración es usualmente el más difícil de evaluar porque se debe estimar indirectamente a partir de niveles de agua subterránea, permeabilidad, etc. En caso de que el volumen de infiltración sea cercano o superior a la evaporación, no es posible obtener datos confiables de la evaporación por éste método. Para períodos en que los caudales de entrada y salida son despreciables, puede aplicarse el balance hidrológico en forma continua, utilizando una relación de nivel de agua contra infiltración. [Ref. 2]

La determinación de la lluvia generalmente no presenta mayor dificultad, siempre y cuando el promedio de las medidas en las orillas sea representativo de las condiciones en el embalse.

Los registradores de niveles de agua son lo suficientemente precisos para determinar los cambios en almacenamientos siempre y cuando se cuente con una relación confiable área-nivel. En algunos casos la variación en el almacenamiento en las orillas puede ser una fuente importante de error para el cálculo de la evaporación mensual, pero generalmente puede despreciarse al estimar la evaporación anual.

El efecto relativo de los errores en los términos de los caudales de entrada y salida varían considerablemente de un lado a otro dependiendo del porcentaje de área sin registro, la confiabilidad de las curvas de calibración y la magnitud relativa de los caudales con respecto a la evaporación. Se considera que los estimativos de caudales con más o menos un 5% de error son normalmente excelentes, y se pueden esperar errores correspondientes para la evaporación en embalses sin mayor caudal de salida. Si la cantidad de agua que circula a través del embalse es grande en comparación con las pérdidas por evaporación, los balances hídricos resultan con una precisión cuestionable.

2.13.2 RECURSOS HIDRAULICOS.

Uno de los problemas básicos en la ingeniería de la explotación de recursos de agua subterránea, es la estimación de la tasa de extracción de agua permisible. Esta cantidad, llamada comúnmente "Producción firme o rendimiento seguro", fue definida por Meinzer como "La tasa al cual se puede extraer agua de un acuífero para uso del hombre, sin reducir el abastecimiento a tal punto que la extracción continuada a dicha tasa resulte económicamente inaceptable". La tasa de producción firme debe reconocerse como una cantidad determinada para un cierto conjunto de condiciones de control y sujeta a cambios como resultado de la variación en las condiciones físicas

o económicas relacionadas con ella. La tasa de extracción posible en un pozo individual o en un conjunto de pozos está sujeta a una variedad de factores tales como el tamaño, tipo de construcción y separación entre pozos y también a los parámetros que controlan el flujo de agua hacia el campo de bombeo que se analiza.

PRODUCCION FIRME.

La producción firme de un depósito de agua subterránea está gobernada por muchos factores; uno de los más importantes es el volumen total de agua disponible. Esta limitación hidrológica se expresa generalmente por medio de la ecuación:

$$G = P - Q_s - E_t + Q_g' - \Delta S_g - \Delta S_s \quad (\text{Ec. 2.7})$$

Donde, G es la producción firme, P es la precipitación en el área tributaria del acuífero, Q_s es el flujo por corrientes superficiales de la misma área, E_t es la evapotranspiración, Q_g' es el flujo neto de agua subterránea hacia el acuífero, ΔS_g es el cambio en el almacenamiento de agua subterránea y ΔS_s es el cambio en el almacenamiento superficial.

Si la ecuación se analiza en base a medias anuales, ΔS_s es usualmente cercano a cero. [Ref. 2]

Todos los términos de la Ec. 2.7 están sujetos a cambios artificiales y G sólo se puede determinar considerando las condiciones con relación a cada uno de los factores. Las operaciones de recarga artificial afectan el valor de Q_s ; las derivaciones

para irrigación a partir de los ríos dentro del área de recarga natural pueden aumentar la evapotranspiración. El descenso de la tabla de agua producido por bombes puede aumentar el influjo de agua subterránea (o reducir los caudales efluentes de agua subterránea) y puede también convertir ríos efluentes en ríos afluentes con relación al acuífero.

La extracción permanente y sostenida de agua subterránea de un depósito se denomina Explotación, con el mismo sentido con que se aplica éste término en minería. Si el almacenamiento en el acuífero es pequeño, toda explotación excesiva puede resultar desastrosa para las economías que dependen del agua de depósito.

El incremento anual de agua explotada, ΔS_g de la Ec. 2.7 aumenta la producción. Por esta razón, dicha ecuación no puede considerarse como una ecuación de equilibrio propiamente dicha, ni puede utilizarse en base a medias anuales; solamente puede resolverse en base a hipótesis específicas para un período definido de años.

Los factores que controlan las hipótesis utilizadas para resolver la Ec. 2.7 son primordialmente económicos. Si los niveles de la tabla de agua del acuífero se reducen, el costo de bombeo se incrementa. Teóricamente existe un nivel de la tabla de agua para el cual el costo de bombeo iguala el valor del agua bombeada y por debajo del cual no se debe reducir el nivel freático. En la práctica, el aumento en costo se transfiere al usuario y no se alcanza nunca un nivel mínimo. La excesiva disminución del nivel freático puede producir contaminación del acuífero por la afluencia de aguas indeseables. Este peligro prevalece especialmente cerca de la costa, donde puede ocurrir intrusión salina causada por el agua del mar. [Ref. 2]

CAPITULO III

ESTUDIO HIDROLOGICO BASICO DE LA CUENCA DEL RIO SAN JOSE.

3.0 INTRODUCCION

El análisis hidrológico es el primer paso fundamental en la planeación, diseño y operación de proyectos hidráulicos. En la fase de planeación y diseño, el análisis se dirige básicamente a fijar la capacidad y seguridad de estructuras hidráulicas.

Las dimensiones físicas o la capacidad de conducción de una estructura hidráulica, se determinan de acuerdo con los volúmenes y gastos que se deseen almacenar, controlar o transmitir. En este sentido, se requieren estudios hidrológicos que definan los niveles probables del agua, así como la duración y cambios en el tiempo de dichos niveles; para el control y aprovechamiento del agua.

En este capítulo se desarrollará a manera de ejemplo práctico el estudio hidrológico básico de la cuenca del Río San José ubicado en la zona occidental del país, específicamente en el Departamento de Santa Ana.

Para la selección de la cuenca a la que se realizará un estudio hidrológico es importante contar con los registros de datos de intensidades máximas de lluvia, caudales máximos instantáneos, registros de aforos y, quizá más importante aún, con una estación hidrométrica a la salida de la cuenca; todas estas condiciones las cumple la cuenca del río San José, razón por la cual se ha escogido, para efectuarle el estudio hidrológico básico y poder determinar el caudal máximo para estudiar el diseño de alguna obra hidráulica que se requiera construir en algún lugar de la cuenca.

3.1 GENERALIDADES DE LA CUENCA DEL RIO SAN JOSE

UBICACION GENERAL

- ♦ Zona Occidental
- ♦ Departamento de Santa Ana

UBICACION PARTICULAR

La Cuenca del río San José se localiza al Norte del Departamento de Santa Ana entre los 14°18' y 14° 25' latitud Norte y los 89°25' longitud Oeste, drena permanentemente las aguas de la zona montañosa del Cerro Miramundo y las aguas de la zona baja, aledañas a la Ciudad de metapán que son incorporadas al río en la época lluviosa por los afluentes principales, Quebrada Las Margaritas y Hacienda Vieja.

POBLACIONES

Entre las poblaciones más importantes que encierra la cuenca del Río San José están: Metapán, Cantón y Caserío El Capulín, Las Margaritas, Cantón Majaditas, Las Experiencias, Hacienda San Jorge, Finca San Francisco y Hacienda San José Ingenio.

VIAS DE COMUNICACION

La red de comunicación vial está representada por la carretera asfaltada CA2 que la atraviesa de Sur a Norte con rumbo hacia la frontera de Guatemala, teniendo además calles balastradas y caminos de tierra transitables todo el año, además, es atravesada por un tramo de ferrocarril al costado Sur Poniente de la Ciudad de Metapán.

ELEVACIONES

Elevación Máxima de la cuenca : 2170 msnm

Elevación Mínima de la cuenca : 450 msnm

CLIMATOLOGIA

Las bajas temperaturas ocurridas arriba de los 1200 msnm, producen condensación de las masas de aire en contacto con las superficies frías, resultando de ello el rocío. Las neblinas intensas ocurridas en zonas de poco brillo solar forman gotas que se adhieren a la superficie de los árboles produciendo agua que escurre y se incorpora lentamente en la superficie del suelo saturado.

La evaporación en la cuenca varía de los 1600 mm, valor promedio anual en Metapán y en zonas aledañas; a menos de 1300 mm en las partes elevadas de la misma (Planes de Montecristo).

La precipitación se distribuye cubriendo áreas no muy grandes, estableciéndose cierta homogeneidad lluviosa (1200 msnm) hacia el Cerro Miramundo, y en el área restante el foco principal de concentración de lluvia se encuentra en Metapán y sus alrededores.

Los vientos que se registran tienen dirección Nor-Este, aunque también ocurren en ciertas épocas, vientos fríos provenientes del Norte (Golfo de México).

En la cuenca se presentan lluvias irregulares típicas de zonas topográficas accidentadas, en las cuales fuertes tormentas cubren áreas pequeñas; en el período seco

las lluvias esporádicas que ocurren se originan por las condiciones del clima y topografía muy particulares del área.

En el cuadro que se muestra a continuación se presentan algunas variaciones climáticas de la Cuenca del Río San José, considerando una zona baja (B) a menos de los 900 msnm y una zona alta (A) por encima de esa elevación

CUADRO No.3.1
VARIACIONES CLIMATICAS DE LA CUENCA DEL RIO SAN JOSE

| PARAMETROS | ZONA B | ZONA A |
|-----------------------------|-------------|---------------|
| Temperatura media anual | 24°C | 16°C |
| Humedad relativa del aire | 70% | 86% |
| Promedio anual de luz solar | 8 horas/día | 6.5 horas/día |
| Dirección del Viento | N | N-E |
| Velocidad del viento | 20Km/hora | 25Km/hora |

FUENTE: ESTUDIO PRELIMINAR DE LA CUENCA DEL RIO SAN JOSE
Biblioteca de la Dirección General de Recursos Naturales, MAG.

Esta serie de parámetros indican claramente el origen del escurrimiento continuo en la parte más elevada de la cuenca y se pueden sintetizar en:

- ◆ Temperaturas bajas
- ◆ Bajo promedio diario de brillo solar
- ◆ Bajos valores de evapotranspiración

Estos fenómenos producen fuertes escorrentías cuando no existen áreas boscosas que retengan suelos orgánicos, grandes áreas están deforestadas, permitiendo escumimientos rápidos, los suelos son poco profundos y la roca madre es impermeable, la topografía es muy accidentada.

VEGETACION

Esencialmente se identifican especies arbustivas y arbóreas representadas localmente por: Almendro de río, Madrecacao, Conacaste, Chuparniel, Siete pellejos, San Andrés, Tambor, Barillo, Sangre de chucho, Espino Blanco, Izcanal, Tihuilote, Mango Llano, Aceituno, Pito, Copinol, Carao, Manzana Rosa, Matazano, Ciprés, etc.

USO DEL SUELO

El uso del suelo se restringe a pocos usos productivos, sobresaliendo entre ellos la Ganadería, los cereales, cultivos hortícolas, pastos naturales asociados con arbustos y matorrales, cultivos de granos básicos, café, etc.

GEOLOGIA

Presenta formaciones geológicas de las más antiguas del país (jurásico-cretácico) donde sobresalen las series de rocas calizas, caracterizadas por la presencia de conglomerados de cuarzo, arenisca, siltitas y lutitas con vulcanitas básicas intermedias subordinadas, así como calizas rojas, calizas oscuras densas y calizas margosas con superposiciones de calcilutitas.

DESCRIPCION FISICA DE LA CUENCA

La Cuenca presenta una forma sumamente peculiar, la parte más angosta se localiza en la zona más elevada de la misma, ampliándose hacia la desembocadura del río San José. A pesar de tener únicamente 53.283 Km² de área, presenta grandes diferencias de elevación, con muy variada cobertura vegetal y diferentes usos de la tierra.

Los accidentes topográficos son numerosos y requieren especial atención tanto en la cabecera del Río San José como en muchas de la quebradas de la zona baja y al Sureste de Metapán.

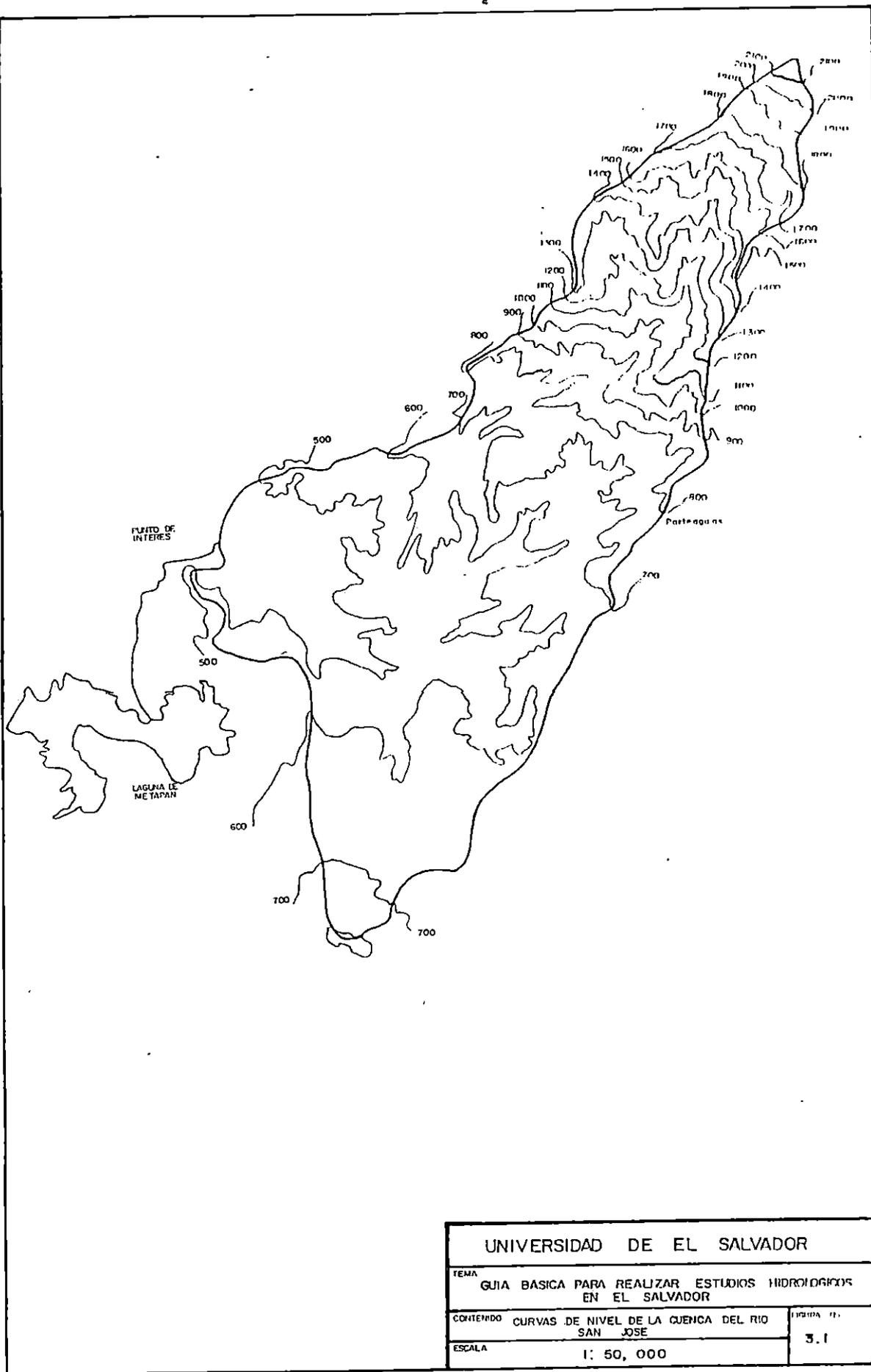
3.2 CARACTERISTICAS FISICAS DE LA CUENCA

TRAZO DE PARTE-AGUAS

El parte-aguas de la cuenca está perfectamente identificado en casi todo su perímetro, a excepción de la zona Sur-Este, en la cual se observan drenajes de dirección caprichosa y no bien definidos (Fig. No.3.1)

AREA DE LA CUENCA

Utilizando los cuadrantes cartográficos en escala 1:50,000, se hizo uso de un instrumento electrónico conocido como Planímetro; al que se le indica las escalas horizontales y verticales, así como las unidades en que se requiere calcular el área, este aparato da en forma directa las lecturas.



| | | |
|----------------------------|--|------------|
| UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR | | |
| TEMA | GUIA BASICA PARA REALIZAR ESTUDIOS HIDROLOGICOS EN EL SALVADOR | |
| CONTENIDO | CURVAS DE NIVEL DE LA CUENCA DEL RIO SAN JOSE | FIGURA N.º |
| ESCALA | 1: 50, 000 | 3.1 |

Con el planímetro a partir del punto de interés o cualquier otro punto, haciendo el recorrido en forma cuidadosa por el parteaguas en sentido horario y llegando al punto de inicio, se obtiene el área. Para una mayor exactitud se obtendrán tres lecturas representativas y se promediarán.

En esta cuenca se obtuvo un área de 53,283 Km², de la misma forma se prosiguió a calcular las áreas entre curvas.

LONGITUD DEL CAUCE MAS LARGO

Para fines de estudio interesa la longitud del cauce más largo y no la del cauce principal, en este caso el cauce principal que es el Río San José sumado a la Quebrada El Sesteadero, forman la longitud del cauce más largo.

Utilizando el instrumento llamado Curvímetro, se coloca la aguja en cero y partiendo del punto de interés, siguiendo el recorrido del cauce en forma cuidadosa para lograr mayor precisión hasta llegar al origen del tributario, se obtiene la lectura en la escala indicada en el cuadrante.

Para obtener una mayor exactitud se toman tres lecturas representativas y se promedian; obteniéndose una longitud de: $L_c = 15.5$ Kms.

PERIMETRO DE LA CUENCA

Utilizando el Curvímetro y recorriendo los bordes del Parteaguas en forma cuidadosa, se obtiene el perímetro con un valor de: $P = 41.1$ Km.

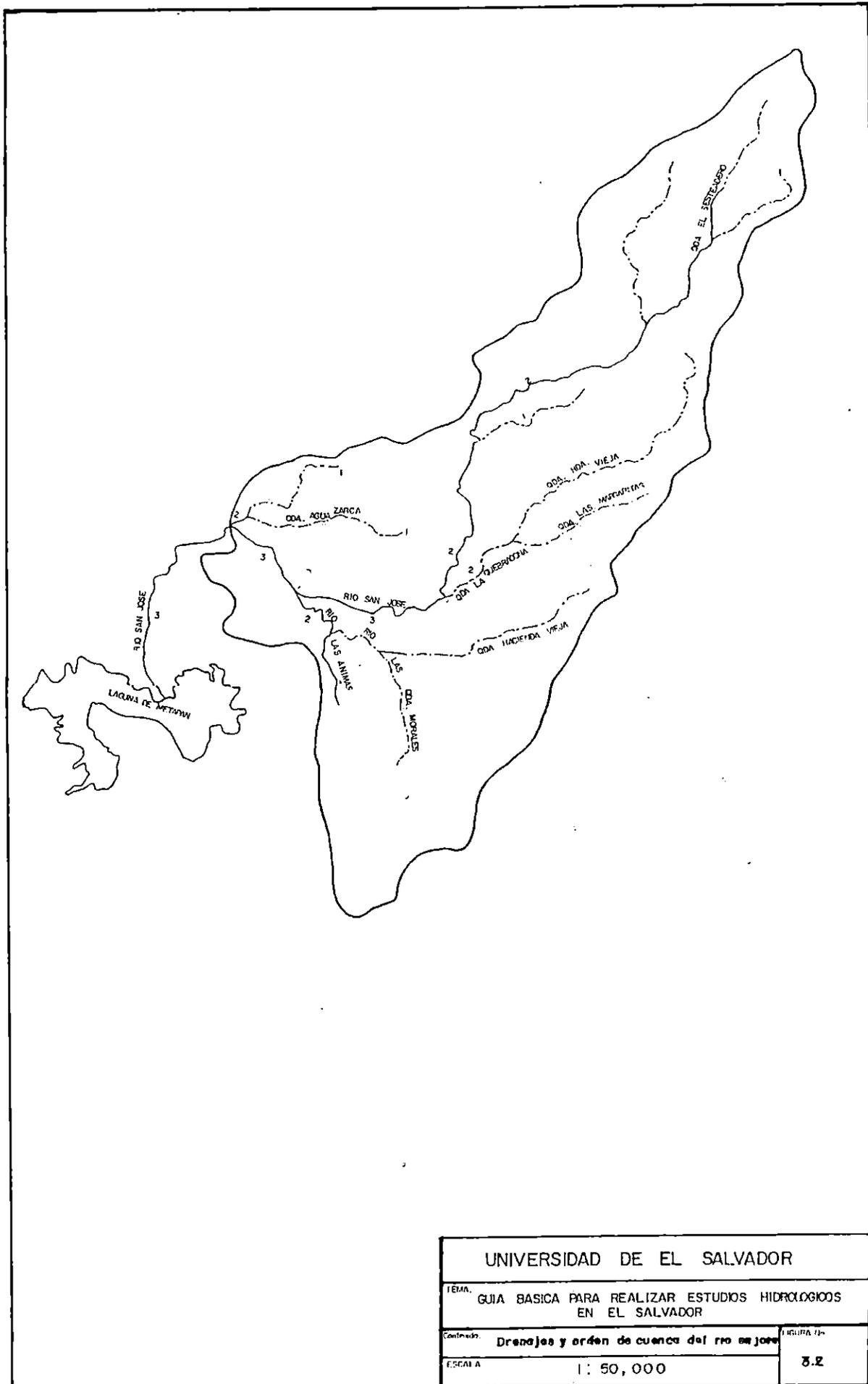
ORDEN DE LAS CORRIENTE

Se determina como se muestra en la fig. No.3.2. Una corriente de orden 1 es un tributario sin ramificaciones, una de orden 2 tiene sólo tributarios de primer orden. Dos corrientes de orden 1 forman una de orden 2, dos corrientes de orden 3 forman una de orden 4; pero, una corriente de orden 2 y una de orden 3 forman otra de orden 3. El orden de la cuenca es el mismo que el de la corriente principal en su salida, por lo tanto, la cuenca del Río San José es de orden 3, por lo que se considera de una respuesta media ante una determinada precipitación.

DRENAJE DE LA CUENCA

Es la mayor o menor facilidad que presenta una cuenca hidrográfica para evaluar las aguas provenientes de fuertes lluvias . En la cuenca del río San José solamente se presenta un cauce permanente de importancia y es el Río San José, los afluentes más largos son quebradas y pequeños manantiales que escurren en la época lluviosa, aunque los últimos permanecen cierto tiempo aún después de finalizada ésta estación.

Partiendo del punto más elevado de la cuenca y siguiendo el cauce del Río San José, se encuentra que la ramificación de los drenajes llegan al cauce principal, en ángulo menor de 90° y son desarrollados por las laderas excepcionalmente empinadas, dando así lugar a un "Diseño Dentrítico".



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

TEMA. GUÍA BÁSICA PARA REALIZAR ESTUDIOS HIDROLÓGICOS EN EL SALVADOR

CONTENIDO. Drenajes y orden de cuenca del río San José

FIGURA 12-

ESCALA 1 : 50,000

3.2

INDICES QUE MIDEN EL SISTEMA DE DRENAJE:

Otros indicadores del grado de bifurcación de una cuenca son la Densidad de corrientes (Ds), definida como el número de corrientes perennes e intermitentes por unidad de área, y la densidad de drenaje Dd, definida como la longitud de corrientes por unidad de área.

$$Ds = Ns/A$$

$$Ds = 20 / 53.28$$

$$Ds = 0.52 \text{ corrientes/Km}^2$$

Donde:

A = Area de la cuenca

Ns= Numero de Corrientes

Ls= Longitud de Corriente

$$Dd = Ls/A$$

$$Dd = 44.25 / 53.28$$

$$Dd = 1.41 \text{ Km/Km}^2$$

Donde:

A = Area de la cuenca

Ns= Número de corrientes

Ls= Longitud de corriente

Estos índices indican que el sistema de drenaje evacuará con facilidad el agua proveniente de fuertes lluvias.

ELEVACION MEDIA

La elevación media de una cuenca es un factor que afecta la temperatura y la precipitación, pues la variación de la temperatura va a influir en la variación de pérdidas de agua por evaporación.

Los métodos a utilizar para el cálculo de elevación media son los siguientes:

a) METODO DE LA CURVA HIPSONOMETRICA: Para calcular la elevación media (E_m) mediante éste método se toma como intervalo de las curvas de nivel a cada 100 metros y se calcula el área entre dichas curvas, las cuales darán un porcentaje del área total; éstos porcentajes serán acumulados partiendo de las áreas parciales resultantes entre las curvas de mayor elevación hacia las curvas de menor elevación (Cuadro No.3.2). Luego éstos datos se plotean en papel milimetrado teniendo en el eje de las abscisas los porcentajes de áreas acumuladas y en el eje de las ordenadas la elevación media entre curvas de nivel .

La elevación media por éste método es la ordenada que corresponde al 50% de las áreas acumuladas, en éste caso E_m es igual a 810 msnm (Fig. No.3.3)

CUADRO No. 3.2
CALCULO PARA LA CURVA HIPSOMETRICA

| ELEVACION (M.S.N.M) | AREA ENTRE CURVA | % DE AREA | AREAS ACUMULADAS |
|-----------------------------|------------------|-----------|------------------|
| 2200 - 2100 | 0.05 | 0.09 | 0.09 |
| 2100 - 2000 | 0.225 | 0.42 | 0.51 |
| 2000 - 1900 | 0.408 | 0.77 | 1.28 |
| 1900 - 1800 | 0.625 | 1.17 | 2.45 |
| 1800 - 1700 | 0.825 | 1.55 | 4.00 |
| 1700 - 1600 | 0.92 | 1.72 | 5.72 |
| 1600 - 1500 | 0.99 | 1.86 | 7.58 |
| 1500 - 1400 | 1.25 | 2.35 | 9.93 |
| 1400 - 1300 | 1.342 | 2.52 | 12.45 |
| 1300 - 1200 | 1.82 | 3.42 | 15.87 |
| 1200 - 1100 | 1.575 | 2.96 | 18.83 |
| 1100 - 1000 | 1.408 | 2.64 | 21.47 |
| 1000 - 900 | 1.498 | 2.81 | 24.28 |
| 900 - 800 | 2.34 | 4.39 | 28.67 |
| 800 - 700 | 5.772 | 10.83 | 39.50 |
| 700 - 600 | 14.96 | 28.08 | 67.58 |
| 600 - 500 | 11.635 | 21.84 | 89.42 |
| 500 - 400 | 5.64 | 10.58 | 100.00 |
| At = 53.283 Km ² | | | |

*At = 100%
0.3 → 4*

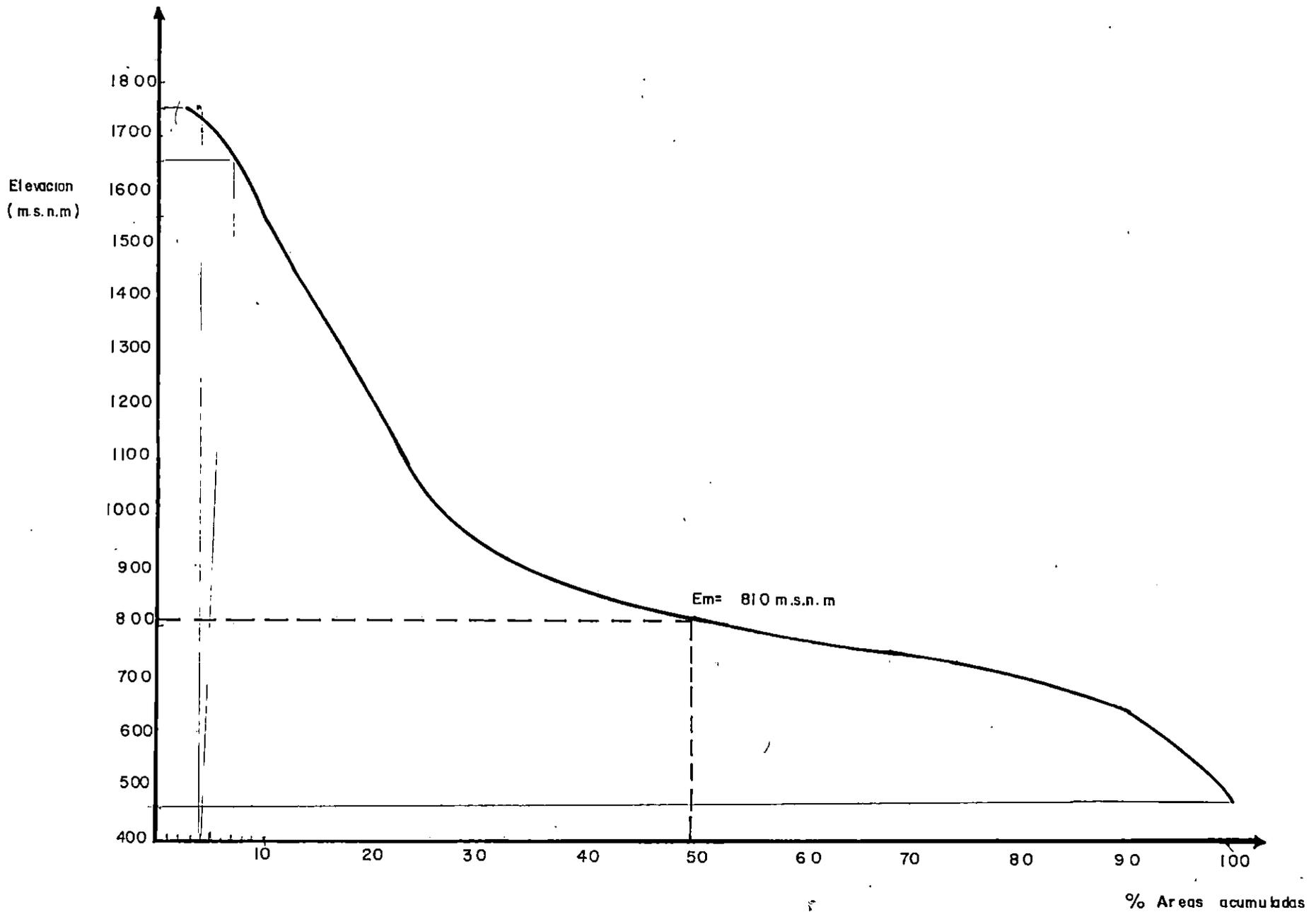


FIG. 33: CURVA HIPSOMETRICA.

b) Calculo de la elevación media por la siguiente fórmula:

$$Em = \frac{\sum Ac \cdot Em}{At} \quad (Ec.3.1)$$

Donde:

Em = Elevación media (msnm)

Ac = Area entre dos curvas de nivel (Km²)

At = Area de la cuenca (Km²)

em = Elevación media entre dos curvas de nivel sucesivas

Para calcular la elevación media utilizando éste método, se mide el área de la cuenca en pares de contornos ó curvas de nivel sucesivas y se calcula la elevación media entre curvas de nivel efectuando luego el producto Ac.em como se muestra en el cuadro No.3.3.

CUADRO No. 3.3
CALCULO DE LA Em POR LA ECUACION 3.1

| ELEVACION (M.S.N.M) | AREA ENTRE CURVA Ac(Km ²) | ELEVACION MEDIA (Em) | Ac * Em |
|-----------------------------|---|-------------------------|--------------------------|
| 400 - 500 | 5.64 | 450 | 2679.0 2538.0 |
| 500 - 600 | 11.635 | 550 | 6399.25 |
| 600 - 700 | 14.96 | 650 | 9724.0 |
| 700 - 800 | 5.772 | 750 | 4329.0 |
| 800 - 900 | 2.34 | 850 | 1989.0 |
| 900 - 1000 | 1.498 | 950 | 1423.1 |
| 1000 - 1100 | 1.408 | 1050 | 1478.4 |
| 1000 - 1200 | 1.575 | 1150 | 1811.25 |
| 1200 - 1300 | 1.820 | 1250 | 2275.0 |
| 1300 - 1400 | 1.342 | 1350 | 1811.70 |
| 1400 - 1500 | 1.25 | 1450 | 1812.50 |
| 1500 - 1600 | 0.99 | 1550 | 1534.5 |
| 1600 - 1700 | 0.92 | 1650 | 1518.0 |
| 1700 - 1800 | 0.825 | 1750 | 1443.75 |
| 1800 - 1900 | 0.625 | 1850 | 1156.25 |
| 1900 - 2000 | 0.408 | 1950 | 795.6 |
| 2000 - 2100 | 0.225 | 2050 | 461.25 |
| 2100 - 2200 | 0.05 | 2135 | 106.75 |
| At = 53.283 Km ² | | | 42,748.30) |

Sustituyendo en la Ecuación 3.1 se obtiene:

$$Em = 42,748.30 / 53.283$$

$$Em = 802.30 \text{ msnm}$$

Para nuestro estudio se utilizará el valor obtenido en el literal b. ($Em = 802.30$), que a nuestro juicio es más confiable.

PENDIENTE MEDIA

Es una de las características físicas hidrológicas más importantes de la cuenca, ya que rige el drenaje. La pendiente media está relacionada con los procesos de infiltración, escorrentía, humedad del suelo, alimentación de cursos de agua, etc. El valor de la pendiente controla el tiempo de concentración que es de mucha importancia para conocer las magnitudes de las crecidas.

La pendiente media de la cuenca se calcula por la siguiente expresión:

$$S_m = \sum L.D / A_c \quad (\text{Ec. 3.2})$$

Donde:

S_m = Pendiente media

$\sum L$ = sumatoria de todas las longitudes de las curvas de nivel (Kms)

D = Intervalo entre dos curvas de nivel consecutivas. (Kms)

A_c = Area de la cuenca (Km^2)

La longitud de curvas se calculó con el Curvímetro y se obtuvo :

CUADRO No. 3.4.
LONGITUD DE CADA CURVA

| | | | |
|--------|----------|--------|--------|
| C-500 | 16.50 Km | C-1300 | 6.6 Km |
| C-600 | 32.00 Km | C-1400 | 6.0 Km |
| C-700 | 16.40 Km | C-1500 | 4.2 Km |
| C-800 | 9.6 Km | C-1600 | 4.0 Km |
| C-900 | 6.5 Km | C-1700 | 3.8 Km |
| C-1000 | 5.8 Km | C-1800 | 1.9 Km |
| C-1100 | 6.0 Km | C-1900 | 1.3 Km |
| C-1200 | 6.1 Km | C-2000 | 1.1 Km |
| | | C-2100 | 0.5 Km |

$\Sigma L = 128.3 \text{ Km}$

La pendiente indica que el agua escurre tan rápido dando como resultado una infiltración mínima.

Sustituyendo en la Ec. 3.2 se tiene:

$$S_m = (128.3 \times 0.10) / 53.283$$

$$S_m = 24\%$$

FACTOR DE FORMA DE LA CUENCA

La forma de la cuenca hidrológica afecta los hidrográmas de esorrentía y las tasas de flujo máximo.

El factor de forma es adimensional y sus valores son mayores o iguales a uno y se relacionan únicamente con la forma de la cuenca.

Entre más se acerque al valor de uno, la cuenca tendrá forma circular, y por lo tanto, habrá mejor aprovechamiento de la precipitación.

El coeficiente de compacidad "Kc" está dado por la expresión:

$$Kc = 0.28 Pe / \sqrt{A} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

Donde: Kc = Coeficiente de compacidad

Pe = Perímetro de la cuenca (Kms)

A = Area de la cuenca (Km²)

Si Kc = 1: La cuenca es redonda

Si Kc > 1: La cuenca es ovalada

Luego:

$$Kc = 0.28 (41.10) / \sqrt{53.283}$$

$$Kc = 1.58$$

De lo anterior se deduce que la cuenca es ovalada ya que Kc > 1

X 3.3 DETERMINACION DEL CAUDAL MAXIMO

La selección del caudal máximo a admitir en un proyecto de obra hidráulica implica, en cada caso particular, el balance de los costos inmediatos y ciertos, de las necesidades para tal o cual aumento del caudal máximo escogido y la reducción correlativa de los daños generalmente difíciles de estimar, provocados por una subestimación de la crecida catastrófica.

El cálculo de nivel de agua de una creciente es necesario por que este delimita la planicie de inundación y determina la altura requerida para estructuras tales como puentes y diques; el cálculo de los caudales de creciente también es importante, porque el caudal determina el nivel del agua.

La importancia en la predeterminación de una crecida es evidente ya que son de sobra conocidos los efectos destructivos que causan al inundar grandes extensiones cultivadas, áreas construidas u obras hidráulicas, produciendo grandes pérdidas en bienes materiales y, a veces, provocando la muerte de personas.

Entre las obras cuyo diseño depende de la influencia de una crecida están: puentes, depósitos de almacenamiento de agua, presas, desagües de poblaciones, drenajes de carreteras, canales, alcantarillas, etc.

En el caso de obras de paso (puentes, bóvedas, etc.), la predeterminación de una crecida sirve para establecer su libramiento mínimo y la resistencia que deben tener sus sub-estructuras para no fallar ante el empuje de las aguas.

3.3.1 METODOS PARA LA DETERMINACION DEL CAUDAL MAXIMO

Existe una gran cantidad de métodos para predeterminar crecidas. Se diferencian en el procedimiento a seguir y en los datos que utilizan. Ninguno de los métodos es completamente satisfactorio; generalmente los datos que se poseen son de poca exactitud, y a veces incompletos, cuando se van a diseñar ciertas obras importantes, para obtener resultados más seguros o para chequear valores, se predeterminan crecidas por medio de la aplicación de dos o más métodos que utilizan conceptos diferentes.

En este caso el método que se utilizará para el cálculo de la Avenida máxima en el diseño de una obra de paso será el Método Hidrometeorológico, citado en el capítulo II; por que permite analizar datos de lluvia y algunas características físicas de la cuenca.

✕ Los métodos hidrometeorológicos se aplican cuando se dispone de datos de frecuencia de lluvias (Fórmula Racional) o bien cuando se dispone de datos de frecuencia de lluvias y de avenidas (Método del Hidrograma Unitario) y el Método de las Isocronas que no es más que una ampliación en la aplicación de la Fórmula Racional. ✕

Como ya se mencionó en el capítulo II, las grandes avenidas son causadas en nuestras latitudes por fuertes aguaceros. Por lo tanto los métodos hidrometeorológicos atacan el problema de la predeterminación de crecidas desde su origen.

† El método por el cual se obtendrá el valor de Caudal Máximo es el de la Ecuación Racional que se expresa por la fórmula:

$$Q = 16.67 CIA$$

(Ec. 3.4)

Donde:

Q = Caudal (m^3 / seg)

C = Coeficiente de escorrentía (adimensional)

I = Intensidad de diseño (mm/min)

A = Area de la cuenca (Km^2)

3.3.2 ANALISIS DE LA PRECIPITACION

Se deben analizar todos los registros de precipitación que sobre la cuenca se dispongan; de preferencia aquellos en que se tengan registros de más larga duración. Se debe considerar siempre una o más estaciones en que se supongan los registros confiables.

Para el estudio hidrológico de la cuenca del río San José se obtuvieron registros de precipitación e intensidades máximas de lluvia de las siguientes estaciones pluviográficas: Planes de Montecristo, La Majadita y Güija.

Las estaciones se ubican en los cuadrantes cartográficos mediante las coordenadas geográficas proporcionadas para tal efecto, luego se definen las áreas de influencia para cada estación mediante el método de los Polígonos de Thiessen (citado en el capítulo anterior).

Dichas estaciones pluviográficas deben encontrarse dentro o cerca del área de estudio, no deberán estar alejadas a más de 20 Km del parteaguas.

3.3.3 TIEMPO DE CONCENTRACION

Se define como el tiempo que tarda el agua precipitada en pasar del punto más alejado hasta la salida de la cuenca.

En función de varias características físicas de la cuenca, se determina el tiempo de concentración (T_c) utilizando la Ecuación siguiente: [Ref. 1]

$$T_c = \frac{\sqrt{A_c} + 1.5L_c}{0.85\sqrt{E_m}} \quad (\text{Ec. 3.5})$$

Donde: T_c = Tiempo de concentración (Hrs) ✓

A_c = Area de la cuenca (Km^2)

L_c = Longitud del cauce más largo (Km)

E_m = Elevación media (msnm)

Los datos obtenidos para el cálculo del T_c del Río San José son los siguientes:

$A_c = 53.283 \text{ Km}^2$

$L_c = 15.5 \text{ Km}$

$E_m = 802.30 \text{ msnm}$

Sustituyendo los datos en la ecuación 3.5 se tiene :

$$T_c = \frac{\sqrt{53.283} + 1.5(15.5)}{0.85\sqrt{802.30}}$$

$T_c = 1.26 \text{ horas}$

$T_c = 76.13 \text{ Min.}$

De este valor se deduce que la Fórmula Racional es aplicable al cálculo de caudal máximo ya que, $T_c > 5$ Min.

Con el T_c obtenido de la ecuación 3.5 se define un rango de intensidades para un tiempo próximo menor y un tiempo próximo mayor al valor de tiempo de concentración obtenido; para el caso, $T_c = 76.13$ Min, se selecciona el rango de intensidades entre 45 Min. y 120 min.

3.3.4 PERIODO DE RETORNO

Supóngase que por definición un evento extremo ocurre si una variable aleatoria X es mayor o igual a un caudal máximo X_t . El intervalo de ocurrencia t es el tiempo de ocurrencia de $X > X_t$, por ejemplo, el cuadro No.3.5 muestra el registro de caudales máximos del Río San José, desde los años de 1971 a 1977, que es el único período que tiene registrado el Departamento de Hidrología del Ministerio de Agricultura y Ganadería. (MAG)

**CUADRO No. 3.5
CAUDALES MAXIMOS DEL RIO SAN JOSE
(Registrados en la Estación Hidrométrica Metapán)**

| AÑO | CAUDAL (M ³ /SEG) |
|---------|------------------------------|
| 70 - 71 | 14.700 |
| 71 - 72 | 279.000 |
| 72 - 73 | 64.400 |
| 73 - 74 | 42.300 |
| 74 - 75 | 22.400 |
| 75 - 76 | 25.300 |
| 76 - 77 | 32.423 |

× La magnitud X_t de un evento hidrológico extremo puede representarse como la media μ más una desviación Δ A_{Xt} de la variable respecto a la media así: [Ref. 8]

$$X_t = \mu + A_{Xt} \quad (\text{Ec.3.6})$$

Esta desviación respecto a la media puede igualarse al producto de la desviación estándar "S" y el factor de frecuencia "Kt", es decir:

$$A_{Xt} = K_t \cdot S \quad (\text{Ec. 3.7})$$

Sustituyendo la Ec. 3.7 en Ec. 3.6 se obtiene en forma aproximada:

$$X_t = \mu + K_t \cdot S \quad (\text{Ec. 3.8})$$

Para el factor frecuencia ^{de} Chow dedujo la siguiente expresión :

$$K_t = 0.7796 (0.5772 + \ln (\ln (T/T-1))) \quad \times \quad (\text{Ec. 3.9})$$

Para encontrar un período de retorno adecuado para el diseño de la obra de paso en base a los datos de registros, se hacen varios cálculos hasta obtener un período de retorno T que sea aproximado a 279 M³ /seg.

CUADRO No. 3.6
CALCULO DE LAS ESTADISTICAS DE LOS REGISTROS DE CAUDAL MAXIMO
ANUALES DEL RIO SAN JOSE.

| AÑO | CAUDAL (M ³ /seg) | (Xi - X) ² |
|-----|------------------------------|-----------------------|
| 71 | 14.7 | 2910.6025 |
| 72 | 279.0 | 44247.1230 |
| 73 | 64.4 | 18.0625 |
| 74 | 42.3 | 694.3225 |
| 75 | 22.4 | 2139.0625 |
| 76 | 25.3 | 1879.2225 |
| 77 | 32.4 | 1312.3955 |
| | $\Sigma Xi = 480.523$ | $\Sigma = 53200.791$ |

$$X = 1/n \sum_{i=1}^n Xi$$

$$X = 1/7 (480.523)$$

$$X = 68.65 \text{ M}^3/\text{seg}$$

$$S^2 = 1/(n-1) \sum (Xi - X)^2$$

$$S^2 = 1/6 (53,200.791)$$

$$S = 94.16 \text{ M}^3/\text{seg}$$

Para un T = 25 años:

De ecuación 3.9 se obtiene:

$$Kt = 0.7796 (0.5772 + \ln (\ln(25/24)))$$

$$Kt = 2.04$$

Luego, sustituyendo en ecuación 3.8 :

$$X_t = X + (X_t * S)$$

$$X_t = 68.65 + 2.04 + 94.16$$

$$X_t = 261.07 \text{ M}^3/\text{seg}$$

De igual forma, se obtienen los caudales para diferentes períodos de retomo T como se muestra en la siguiente cuadro:

CUADRO No. 3.7
CALCULO DE CAUDALES PARA DIFERENTES "T"

| PERIODO DE RETORNO (AÑOS) | CAUDAL "X _t " (M ³ /seg) |
|---------------------------|--|
| 10 | 191.47 |
| 15 | 222.55 |
| 20 | 244.31 |
| 25 | 261.07 |
| 30 | 274.71 |
| 35 | 286.21 |
| 40 | 296.14 |
| 45 | 304.89 |
| 50 | 312.71 |

En los análisis de predeterminación de crecidas, generalmente se obtiene una estimación del caudal máximo que tiene una probabilidad de ocurrir en un período de cierto número de años. La determinación de este período de retomo es un problema

sumamente delicado, mientras más grande sea dicho período, la probabilidad de que ocurra una crecida es mayor, los caudales obtenidos serán mayores y las obras a construirse deberán ser más seguras y por lo tanto más caras. Por el contrario, mientras más pequeño sea este período, las obras resultarán de valor económico inferior pero inseguras y hasta peligrosas.

Por lo tanto el Período de Retorno indicado para el estudio hidrológico es $T = 25$ años ya que no presenta sobredimensionamiento en el caudal y es un período "término medio" que ofrece en este caso el máximo de seguridad al costo mínimo posible.

Para la obtención del período de retorno existen datos en base a experiencias obtenidas en el diseño para estructuras de control de agua, tal como se muestra en el cuadro No.3.8.

CUADRO No. 3.8
CRITERIOS DE DISEÑO GENERALIZADO PARA ESTRUCTURAS
DE CONTROL DE AGUA

| TIPO DE ESTRUCTURA | PERIODO DE RETORNO |
|---|-------------------------------|
| ALCANTARILLAS DE CARRETERA Volúmenes de tráfico bajos Volúmenes de tráfico medios Volúmenes de tráfico altos | 5 - 10 10 - 25 50 - 100 |
| PUNTES DE CARRETERAS Sistema secundario Sistema Primario | 10 - 50 50 - 100 |
| AEROPUERTOS Volúmenes bajos Volúmenes medios Volúmenes altos | 5 - 10 10 - 25 50 - 100 |
| DIQUES En fincas Alrededor de ciudades | 2 - 50 50 - 200 |
| PRESAS (Amenaza baja)* Pequeñas Medias Grandes | 50 - 100 100 + - |
| PRESAS (Amenaza Alta)** Pequeñas Medias Altas | - - - |

* Poca probabilidad de pérdidas de vidas.

** Con probabilidad de altas pérdidas de vidas.

FUENTE: Hidrología Aplicada, Autor Ven - Te - Chow
 Editorial McGraw Hill, Primera Edición, 1989

Para determinar cuales son las implicaciones de seleccionar un período de retorno dado para una obra que tiene una vida útil de cierto número de años, se obtiene el valor de R que en teoría probabilística es llamada Riesgo y su valor se calcula mediante la ecuación No.3.10. [Ref.1]

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n \quad (\text{Ec. 3.10})$$

Donde T = Período de retorno

n = vida útil de la estructura (años)

Para T = 25 años y diferentes valores de n se obtiene:

CUADRO No. 3.9
VALORES DE "R" PARA DIFERENTES VALORES DE n

| n (años) | Riesgo (%) |
|----------|------------|
| 10 | 34 |
| 20 | 56.0 |
| 25 | 64 |
| 30 | 71 |

Del cuadro anterior se deduce cuáles son las implicaciones de seleccionar un T=25 años para una obra que tiene una vida útil de 25 años. El riesgo es de 64%, es decir, se tiene una probabilidad del 64% de que la obra falle durante su vida útil, esto debido a que el evento máximo ocurrirá para un periodo de 25 años que coincide con

la vida útil de la estructura ó sea que la probabilidad de que el evento ocurra crece a medida que la vida útil se aproxima al periodo de retorno.

3.3.5 CURVAS INTENSIDAD - DURACION - FRECUENCIA

Para determinar la intensidad de diseño se obtuvo la información de la precipitación en las estaciones pluviográficas: Güija, Planes de Montecristo y La Majadita, cada estación cuenta con 22, 14 y 5 años de información respectivamente (Ver cuadros No.3.10, 3.11 y 3.12)

Teniendo los registros de intensidad de lluvia para una duración determinada como un tiempo de concentración ($T_c = 76.13\text{min.}$) y un periodo de retorno igual a 25 años, se realiza el proceso siguiente:

- Se toman valores de intensidades máximas anuales de lluvia de las estaciones pluviográficas, en el rango de valores de duración de la lluvia del tiempo de concentración. (de 45 min a 120 min).
- Se ordenan los datos de intensidad de lluvia de cada estación, en orden de magnitud decreciente (de mayor a menor).
- Calcular la probabilidad de ocurrencia en porcentaje a partir de la siguiente ecuación: [Ref.1]

$$F = m / n + 1$$

(Ec. 3.11)

Donde: F = Probabilidad de ocurrencia
m = Posición que ocupa una determinada intensidad.
n = número de datos.

Todo esto se tabula como lo muestra el cuadro No. 3.13, 3.14 y 3.15 luego se procede a graficar los datos en papel probabilístico GUMBEL (Fig. No. 3.4, 3.5 y 3.6).

En base a la nube de puntos se traza una tendencia que casi siempre es una recta de tal manera que con esa tendencia interpolamos los valores de Intensidad de Lluvia para el período de retorno deseado ($T = 25$ años), ya que el papel cuenta con esa variable en la parte superior del mismo.

Obteniendo para cada estación cuatro valores de Intensidad de Diseño que corresponden al rango de valores de duración de la lluvia (Cuadro No.3.16); seguidamente estos datos se plotean en papel semilogarítmico, teniendo en el eje de las abscisas los tiempos de duración en minutos y en el eje de las ordenadas las intensidades en mm/min (Fig. No.3.7); luego, con el tiempo de concentración ($T_c = 76.13$ min.) se plotea en la curva correspondiente a cada estación y se lee en las ordenadas la intensidad de diseño para el área de influencia de cada sector la cual fue calculada mediante los polígonos de Thiessen (Fig. 3.11). Los datos calculados se presentan en el cuadro No.3.17.

CUADRO No. 3.11

ESTACION : PLANES DE MONTECRISTO

INDICE : A-31
ELEVACION:1851 m.s.n.m.

UBICACION: 14°23.9' N
89°21.6' W

INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL (ABSOLUTA)
EN MMM/MIN PARA DIFERENTES PERIODOS.

| AÑO | 5 | 10 | 15 | 20 | 30 | 5 | 60 | 90 | 120 |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1971 | 2.64 | 2.40 | 2.28 | 1.98 | 1.67 | 1.24 | 0.94 | 0.63 | 0.56 |
| 1972 | 1.92 | 1.89 | 1.74 | 1.62 | 1.36 | 1.04 | 0.81 | 0.57 | 0.44 |
| 1973 | 1.60 | 1.56 | 1.51 | 1.38 | 0.96 | 0.96 | 0.81 | 0.59 | 0.47 |
| 1974 | 2.28 | 1.96 | 1.88 | 1.79 | 1.46 | 1.22 | 1.01 | 0.76 | 0.63 |
| 1975 | 3.20 | 2.29 | 1.77 | 1.50 | 1.22 | 0.92 | 0.80 | 0.56 | 0.47 |
| 1976 | 2.26 | 1.96 | 1.69 | 1.54 | 1.19 | 0.84 | 0.63 | 0.42 | 0.36 |
| 1977 | 2.68 | 2.30 | 2.17 | 2.03 | 1.55 | 1.17 | 0.89 | 0.76 | 0.33 |
| 1978 | 2.58 | 1.89 | 1.61 | 1.40 | 1.16 | 0.91 | 0.74 | 0.55 | 0.45 |
| 1979 | 3.02 | 2.41 | 2.27 | 2.06 | 1.55 | 1.26 | 1.05 | 0.76 | 0.62 |
| 1980 | 2.80 | 1.96 | 1.66 | 1.54 | 1.20 | 0.81 | 0.72 | 0.54 | 0.42 |
| 1981 | 2.600 | 2.200 | 2.067 | 1.825 | 1.493 | 1.096 | 0.842 | 0.581 | 0.439 |
| 1982 | 3.00 | 2.70 | 2.60 | 2.20 | 1.80 | 1.46 | 1.17 | 0.83 | 0.75 |
| 1983 | 3.00 | 2.73 | 2.42 | 2.36 | 2.04 | 1.74 | 1.56 | 1.03 | 0.82 |
| 1984 | 2.10 | 1.55 | 1.37 | 1.16 | 1.01 | 0.72 | 0.69 | 0.63 | 0.57 |

CUADRO No 3.12

ESTACION : LA MAJADITA
UBICACION: 14°22.8' N
89°23.7' W

INDICE : A-20
ELEVACION :1420 m.s.n.m.

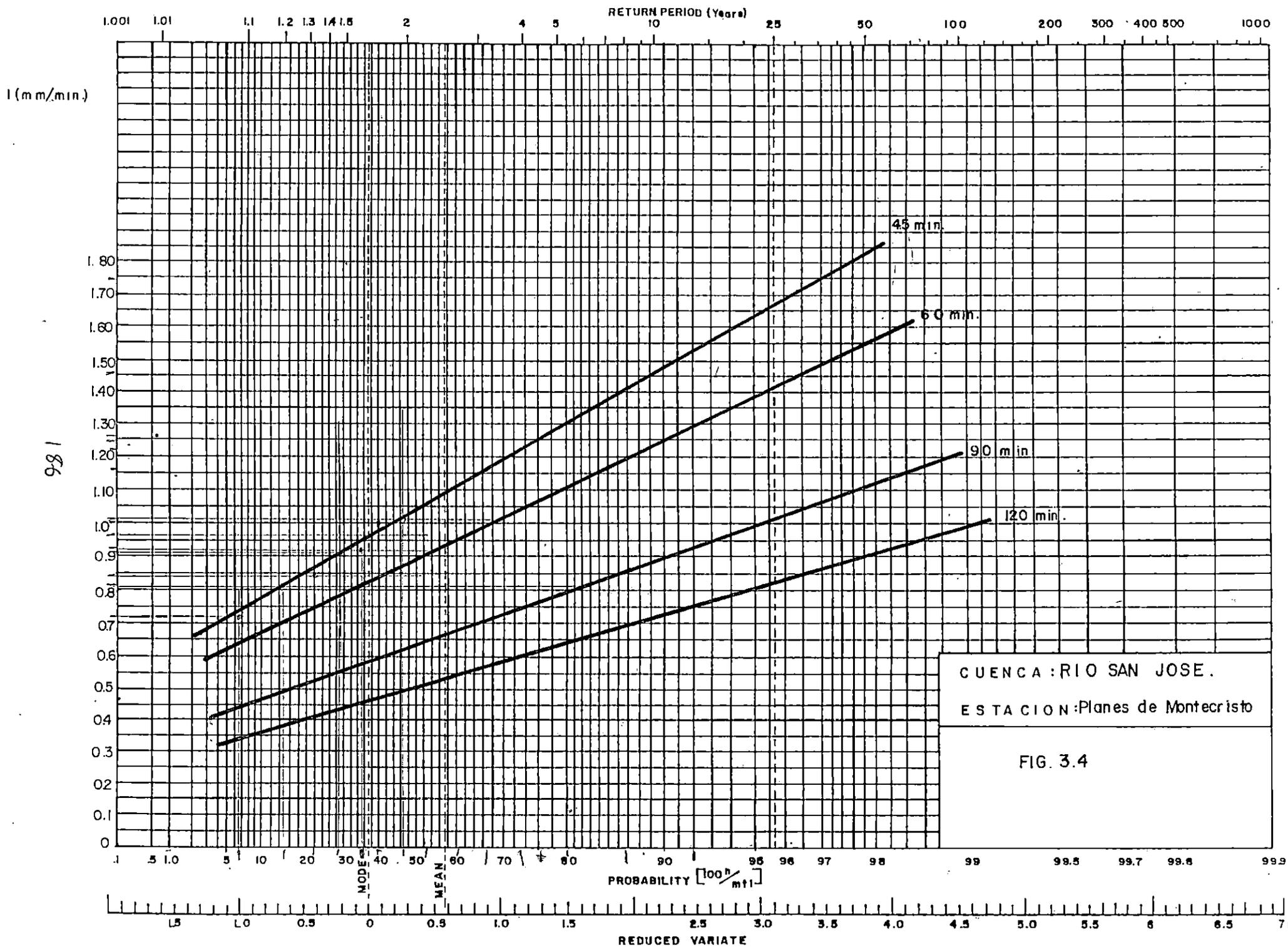
INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL (ABSOLUTA)
EN MM/MIN PARA DIFERENTES PERIODOS.

| AÑO | 5 | 10 | 15 | 20 | 30 | 45 | 60 | 90 | 120 |
|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 1966 | 1.10 | 1.05 | 1.03 | 0.92 | 0.63 | 0.42 | 0.20 | 0.14 | 0.12 |
| 1967 | 3.10 | 2.39 | 1.96 | 1.67 | 1.22 | 0.95 | 0.81 | 0.65 | 0.33 |
| 1968 | 2.18 | 2.03 | 1.61 | 1.43 | 1.26 | 1.13 | 1.08 | 0.92 | 0.72 |
| 1969 | 2.05 | 2.02 | 1.98 | 1.60 | 1.33 | 1.22 | 0.78 | 0.68 | 0.57 |
| 1970 | 2.94 | 2.49 | 2.31 | 2.13 | 1.80 | 1.67 | 1.64 | 1.37 | 1.21 |

CUADRO No. 3.13

CALCULO DE PROBABILIDADES DE LOS REGISTROS DE
INTENSIDADES DE LA ESTACION PLANES DE MONTECRISTO

| ESTACION PLANES DE MONTECRISTO | | | | | INDICE A-31 | |
|--------------------------------|--------------|--------|--------|---------|---|--|
| POSICION | INTENSIDADES | | | | PROBABILIDAD DE OCURRENCIA $F = M/(n+1)$ | PROBABILIDAD DE NO OCURRENCIA $f = 1 - F$ (%) |
| | 45 min | 60 min | 90 min | 120 min | | |
| 1 | 1.74 | 1.56 | 1.08 | 0.82 | 0.067 | 93.3 |
| 2 | 1.46 | 1.17 | 0.83 | 0.75 | 0.133 | 86.7 |
| 3 | 1.26 | 1.05 | 0.76 | 0.63 | 0.200 | 80.0 |
| 4 | 1.24 | 1.01 | 0.76 | 0.62 | 0.267 | 73.3 |
| 5 | 1.22 | 0.94 | 0.76 | 0.57 | 0.333 | 66.7 |
| 6 | 1.17 | 0.89 | 0.63 | 0.56 | 0.400 | 60.0 |
| 7 | 1.096 | 0.842 | 0.63 | 0.47 | 0.467 | 53.3 |
| 8 | 1.04 | 0.81 | 0.59 | 0.47 | 0.533 | 46.7 |
| 9 | 0.96 | 0.81 | 0.581 | 0.45 | 0.600 | 40.0 |
| 10 | 0.92 | 0.80 | 0.57 | 0.44 | 0.667 | 33.3 |
| 11 | 0.91 | 0.74 | 0.56 | 0.439 | 0.733 | 26.7 |
| 12 | 0.84 | 0.72 | 0.55 | 0.42 | 0.800 | 20.0 |
| 13 | 0.81 | 0.69 | 0.54 | 0.36 | 0.867 | 13.3 |
| 14 | 0.72 | 0.63 | 0.42 | 0.33 | 0.933 | 6.7 |



CUENCA : RIO SAN JOSE.
 ESTACION : Planes de Montecristo

FIG. 3.4

981

CUADRO No. 3.14

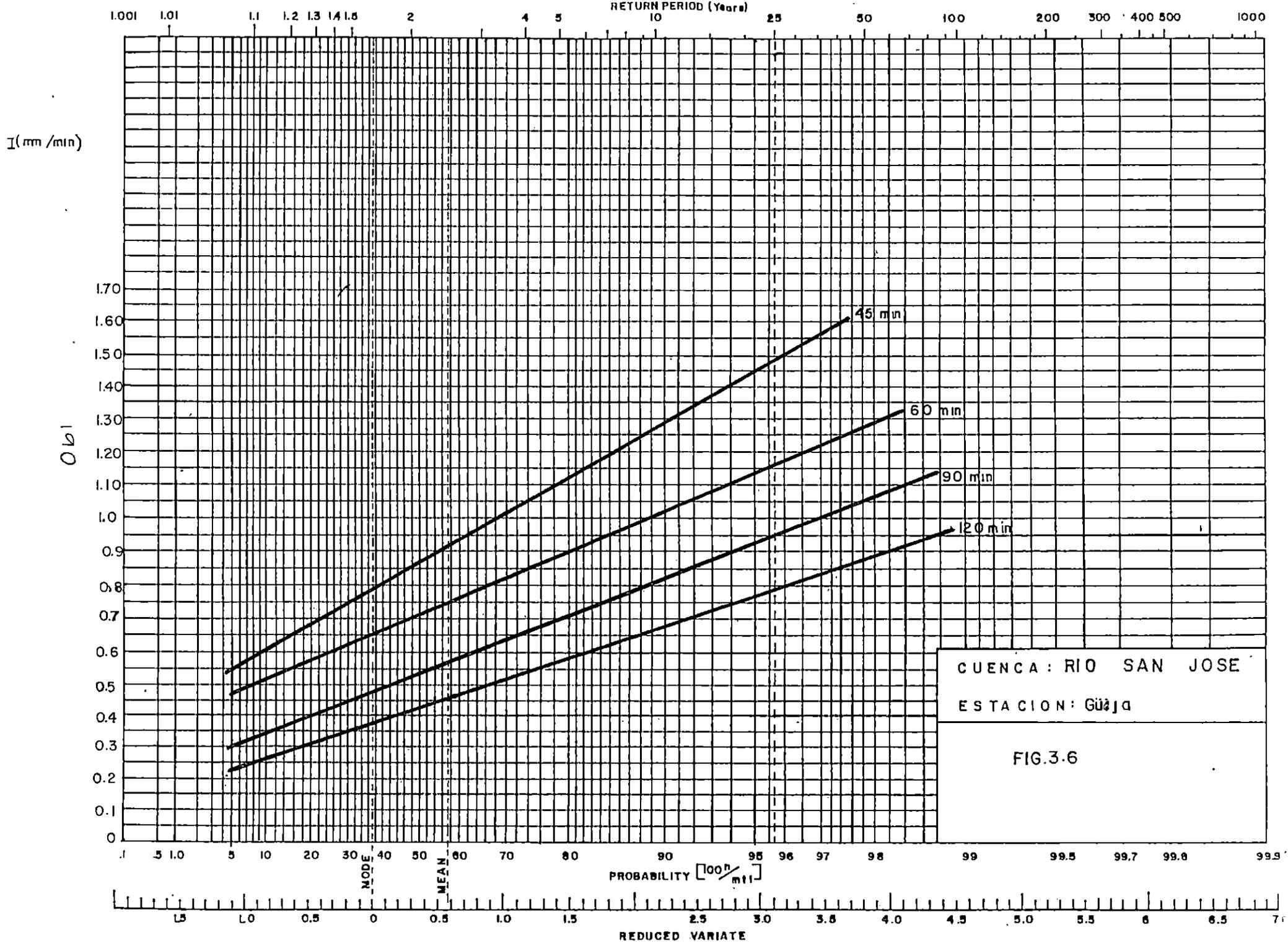
CALCULO DE PROBABILIDADES DE LOS REGISTROS DE INTENSIDADES DE LA ESTACION LA MAJADITA.

| ESTACION LA MAJADITA | | | | | INDICE A-20 | |
|----------------------|--------------|--------|--------|---------|---|--|
| POSICION | INTENSIDADES | | | | PROBABILIDAD DE OCURRENCIA $F = M/(n+1)$ | PROBABILIDAD DE NO OCURRENCIA $f = 1 - F (%)$ |
| | 45 min | 60 min | 90 min | 120 min | | |
| 1 | 1.67 | 1.64 | 1.37 | 1.21 | 0.167 | 83.3 |
| 2 | 1.22 | 1.08 | 0.92 | 0.72 | 0.333 | 66.7 |
| 3 | 1.13 | 0.81 | 0.68 | 0.57 | 0.500 | 50.0 |
| 4 | 0.95 | 0.78 | 0.65 | 0.33 | 0.667 | 33.3 |
| 5 | 0.42 | 0.20 | 0.14 | 0.12 | 0.833 | 16.7 |

CUADRO No. 3.15
CALCULO DEPROBABILIDADES DE LOS REGISTROS
DE INTENSIDADES DE LA ESTACION GÜJUA

| ESTACION GÜJUA | | | | | INDICE A-15 | |
|----------------|--------------|--------|--------|---------|---|--|
| POSICION | INTENSIDADES | | | | PROBABILIDAD DE OCURRENCIA $F = M/(n+1)$ | PROBABILIDAD DE NO OCURRENCIA $f = 1 - F (%)$ |
| | 45 min | 60 min | 90 min | 120 min | | |
| 1 | 1.43 | 1.18 | 0.89 | 0.77 | 0.043 | 95.7 |
| 2 | 1.30 | 1.12 | 0.80 | 0.70 | 0.087 | 91.3 |
| 3 | 1.23 | 1.11 | 0.80 | 0.60 | 0.130 | 87.0 |
| 4 | 1.18 | 1.01 | 0.70 | 0.54 | 0.174 | 82.6 |
| 5 | 1.01 | 0.98 | 0.69 | 0.53 | 0.217 | 78.3 |
| 6 | 0.97 | 0.83 | 0.62 | 0.53 | 0.261 | 73.9 |
| 7 | 0.94 | 0.79 | 0.61 | 0.52 | 0.304 | 69.6 |
| 8 | 0.94 | 0.78 | 0.61 | 0.51 | 0.348 | 65.2 |
| 9 | 0.93 | 0.76 | 0.61 | 0.50 | 0.391 | 60.9 |
| 10 | 0.92 | 0.73 | 0.58 | 0.48 | 0.435 | 56.5 |
| 11 | 0.87 | 0.72 | 0.54 | 0.46 | 0.478 | 52.2 |
| 12 | 0.83 | 0.71 | 0.53 | 0.41 | 0.522 | 47.8 |
| 13 | 0.82 | 0.66 | 0.53 | 0.36 | 0.565 | 43.5 |
| 14 | 0.82 | 0.64 | 0.50 | 0.36 | 0.609 | 39.1 |
| 15 | 0.81 | 0.62 | 0.47 | 0.36 | 0.652 | 34.8 |
| 16 | 0.81 | 0.62 | 0.46 | 0.36 | 0.696 | 30.4 |
| 17 | 0.72 | 0.62 | 0.45 | 0.34 | 0.739 | 26.1 |
| 18 | 0.72 | 0.61 | 0.43 | 0.30 | 0.783 | 21.7 |
| 19 | 0.70 | 0.58 | 0.42 | 0.30 | 0.826 | 17.4 |
| 20 | 0.65 | 0.54 | 0.36 | 0.27 | 0.870 | 13.0 |
| 21 | 0.48 | 0.50 | 0.34 | 0.27 | 0.913 | 8.7 |
| 22 | 0.22 | 0.372 | 0.288 | 0.223 | 0.957 | 4.3 |



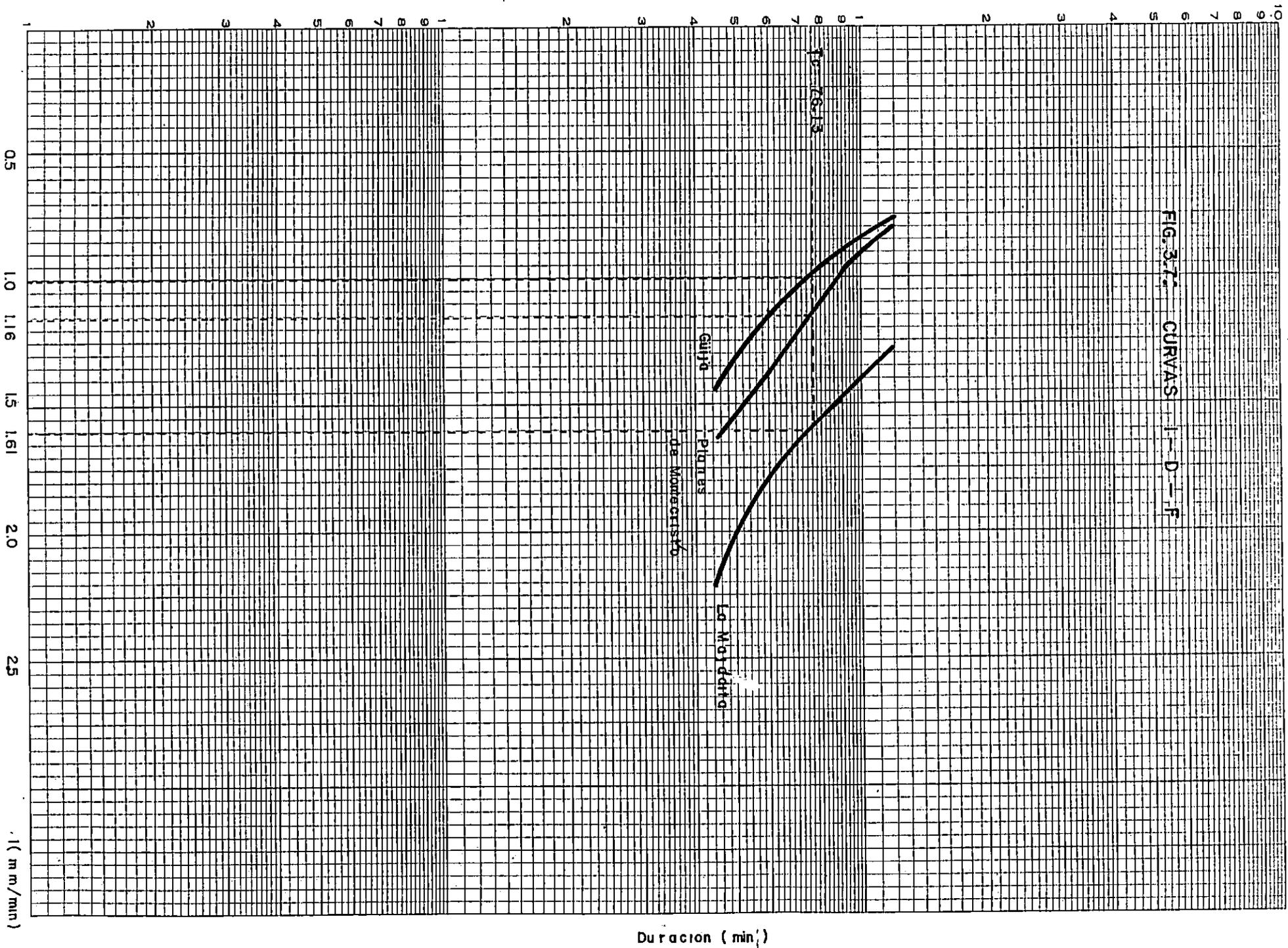


CUADRO No. 3.16
DATOS DE INTENSIDAD DE DISEÑO (PERIODO DE RETORNO
T =25 AÑOS)

| ESTACION | DURACION (MIN) | INTENSIDAD (MM/MIN) |
|-----------------------|----------------|---------------------|
| PLANES DE MONTECRISTO | 45 | 1.630 |
| | 60 | 1.370 |
| | 90 | 0.975 |
| | 120 | 0.800 |
| GÜIJA | 45 | 1.450 |
| | 60 | 1.140 |
| | 90 | 0.940 |
| | 120 | 0.770 |
| LA MAJADITA | 45 | 2.22 |
| | 60 | 1.74 |
| | 90 | 1.48 |
| | 120 | 1.26 |

CUADRO No. 3.17
DATOS DE INTENSIDAD DE DISEÑO
Para cada estación. (Tc = 76.13 Min)

| ESTACION | INTENSIDAD (MM/MIN) |
|-----------------------|---------------------|
| Planes de Montecristo | 1.16 |
| La Majadita | 1.61 |
| Güija | 1.01 |



3.3.6 CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA

Este se determinó en base al Nomograma de Ven-Te-Chow Fig. No. 3.8 donde el coeficiente de escorrentía está en función de tres variables: Tipo de suelo, cobertura vegetal y pendiente del terreno.

Para obtener los valores del coeficiente de escorrentía, que no es más que la relación entre la lluvia escurrida y la lluvia caída, se hace uso del Nomograma de Ven-Te-Chow (Fig. No. 3.8) para lo cual es necesario:

- ◆ Identificar las condiciones del tipo de terreno que están definidas en función de la permeabilidad del mismo, éstas se determinaron en base a un mapa geológico de la región, en este caso, el área de la cuenca del río San José, se identificaron las formaciones geológicas constituidas por materiales de la era terciaria clasificándolo como semipermeable, materiales de la era Mesozoico como impermeables y materiales pertenecientes a la formación Cuscatlán como permeables (Fig. No. 3.9).
- ◆ La evaluación de la cobertura vegetal se realizó mediante un mapa de uso de suelo a nivel nacional a escala 1:50,000 elaborado por la división de Cuencas Hidrográficas del Instituto Salvadoreño de Recursos Naturales, lo que permitió obtener una información bastante aproximada de cobertura vegetal (Fig. No. 3.10).
- ◆ Para el cálculo de las pendientes del terreno se hizo por diferencia de elevaciones entre la longitud del punto de mayor elevación al de menor elevación.

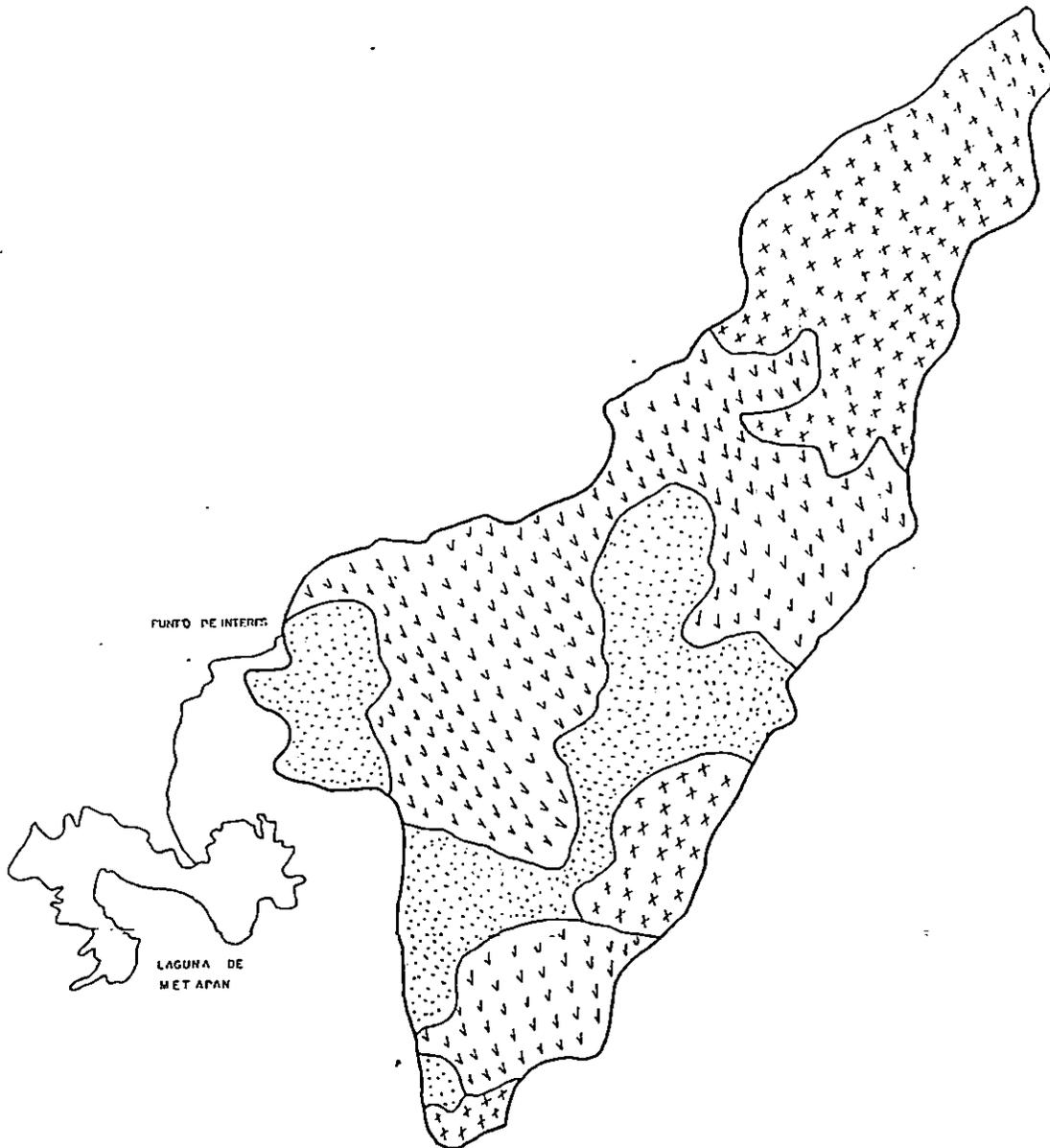
- ♦ La cuenca se dividió en 17 sectores, superponiendo los sectores de estratos geológicos (impermeables, semipermeables y/o permeables), cobertura vegetal y su respectiva intensidad de diseño correspondiente al área de influencia obtenida mediante el trazo de los polígonos de Thiessen (Fig. No. 3.11), a los cuales se les calculó su respectiva pendiente y área. Con la pendiente media se entra al monograma de Ven-te-Chow (Fig. No. 3.8) con una línea horizontal (de izquierda a derecha) la cual debe cortar la línea de cobertura vegetal, luego se traza una línea vertical hacia arriba, donde se leerá el valor de C (Cuadro No. 3.18).

MAPA GEOLOGICO



| SIMBOLOGIA | |
|------------|--|
| Mi'a | FORMACION MORAZAN PROCLASTITAS ACIDAS HASTA INTERMEDIAS, EN LA PARTE BASAL LOCALMENTE EFUSIVAS INTERMEDIAS HASTA INTERMEDIAS ACIDAS. |
| Va | FORMACION VALLE DE ANGELES CONGLOMERADOS DE CUARZO Y CALIZA, ARENSCAS, QUITAS, LUTITAS. |
| Is'm | FORMACION TODOS SANTOS METASEDIMENTOS, METAVULCANITAS. |
| Ci | FORMACION CUSCATLAN PROCLASTITAS ACIDAS, EPICLASTITAS VOLCANICAS. |
| C3 | FORMACION CUSCATLAN EFUSIVAS BASICAS INTERMEDIAS |

| | |
|--|------------------|
| UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR | |
| TEMA GUIA BASICA PARA REALIZAR ESTUDIOS HIDROLOGICOS EN EL SALVADOR | |
| COORDINADO MAPA GEOLOGICO | ENCUADRE 3. 9 |
| ESCALA 1: 50, 000 | |



SIMBOLOGIA

| | |
|--|----------|
| | CULTIVOS |
| | MATORRAL |
| | ARBOLEDA |

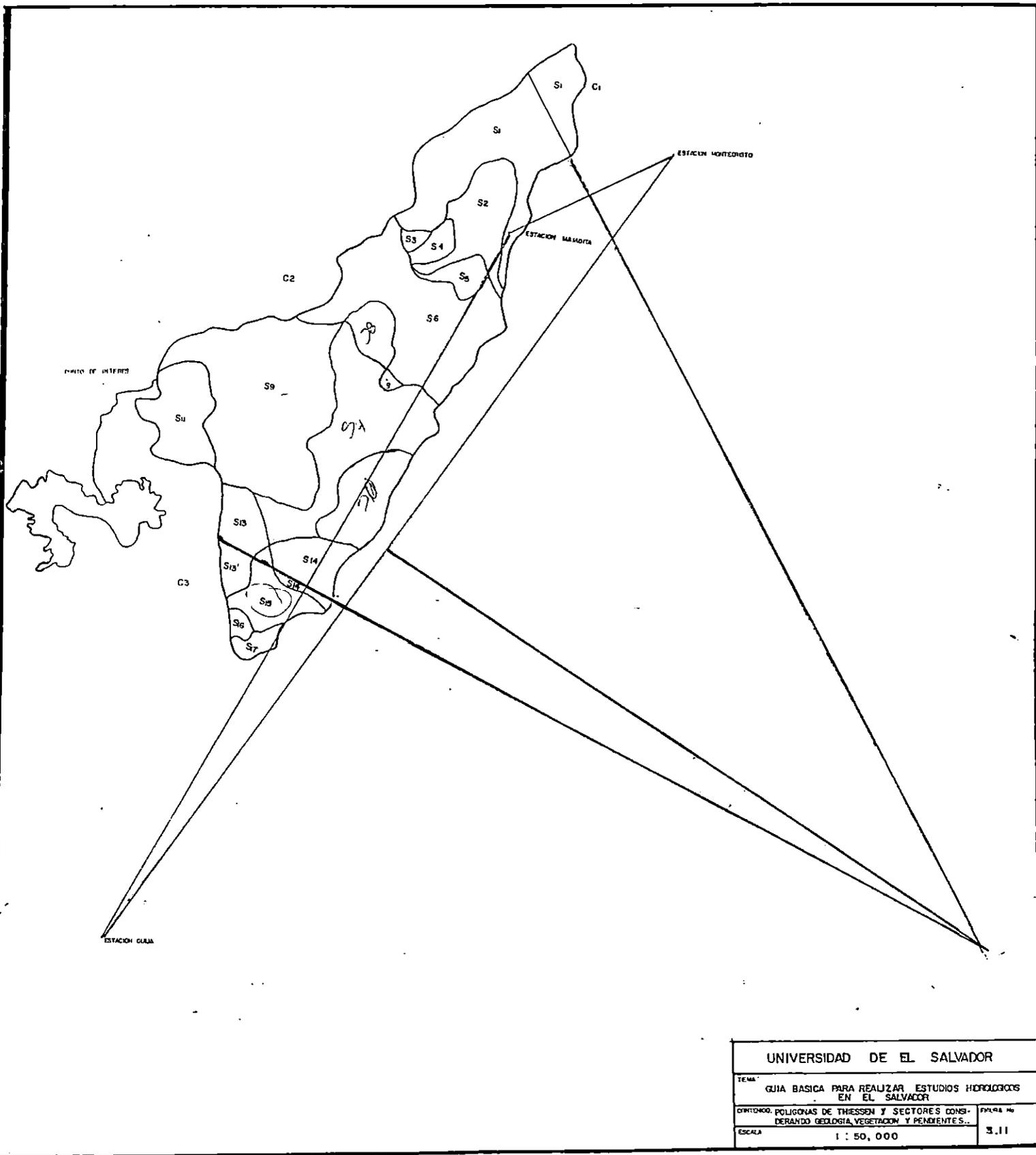
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

TEMA: GUIA BASICA PARA REALIZAR ESTUDIOS HIDROLOGICOS EN EL SALVADOR

CONTENIDO: TIPOS DE SUELOS, (CULTIVOS Y VEGETACION)

FIGURA No. 3.10

ESCALA: 1 : 50, 000



| | | |
|--|------------|------|
| UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR | | |
| TEMA: GUÍA BÁSICA PARA REALIZAR ESTUDIOS HIDROLÓGICOS EN EL SALVADOR | | |
| DIVISION: POLIGONOS DE THIESSEN Y SECTORES CONSIDERANDO GEOLOGIA, VEGETACION Y PENDIENTES... | FIGURA No | 3.11 |
| ESCALA | 1 : 50,000 | |

CIA =

$$\frac{\text{Lump sum}}{\text{with}} \times \frac{\text{Lump sum}}{600} \times \frac{\text{Lump sum}}{1000000} \times \frac{(1000000)^2}{2}$$

3.3.7 CALCULO DE CAUDALES POR SECTOR

Con los datos obtenidos de la tabla anterior y las intensidades de diseño calculadas para cada área de influencia de las estaciones pluviográficas, se procede a medir con el planímetro las áreas que se supone tienen diferentes coeficientes de escorrentía e intensidades de diseño; para determinar los caudales máximos parciales de cada estación, se procede con la ecuación $Q = 16.67 CIA$.

Según se muestra en el cuadro No. 3.19.

**CUADRO No. 3.19
CALCULO DE CAUDAL MAXIMO**

| ESTACION | SECTOR | COEFICIENTE (c) | AREA (A) | INTENSIDAD (I) | CAUDAL (Q) |
|-----------------------|--------|-----------------|--------------------|----------------|------------|
| PLANES DE MONTECRISTO | S1 | 0.370 | 1.6Km ² | 1.16 mm/min | 0.687 |
| LA MAJADITA | S1' | 0.370 | 6.85 | 1.01 | 2.560 |
| | S2 | 0.450 | 3.100 | 1.01 | 1.409 |
| | S3 | 0.420 | 0.325 | 1.01 | 0.138 |
| | S4 | 0.500 | 0.625 | 1.01 | 0.316 |
| | S5 | 0.450 | 0.683 | 1.01 | 0.311 |
| | S6 | 0.465 | 7.850 | 1.01 | 3.687 |
| | S7 | 0.550 | 1.283 | 1.01 | 0.713 |
| | S8 | 0.480 | 0.200 | 1.01 | 0.097 |
| | S9 | 0.149 | 10.130 | 1.01 | 1.645 |
| | S10 | 0.252 | 6.829 | 1.01 | 1.738 |
| | S11 | 0.240 | 3.058 | 1.01 | 0.741 |
| | S12 | 0.08 | 2.841 | 1.01 | 0.229 |
| | S13 | 0.250 | 1.440 | 1.01 | 0.364 |
| | S14 | 0.130 | 1.825 | 1.01 | 0.240 |
| | S15' | 0.151 | 0.125 | 1.01 | 0.019 |
| GÜIJA | S13' | 0.250 | 0.70 | 1.61 | 0.282 |
| | S14' | 0.130 | 0.25 | 1.61 | 0.052 |
| | S15 | 0.151 | 1.70 | 1.61 | 0.413 |
| | S16 | 0.265 | 0.325 | 1.61 | 0.139 |
| | S17 | 0.120 | 0.640 | 1.61 | 0.24 |
| | | | | | ΣQ=15.904 |

Al efectuar la sumatoria de los caudales máximos parciales correspondientes a cada estación tenemos:

$$\Sigma Q = 15.904 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Mediante la ecuación 3.3 se tiene:

$$Q_{\max} = 16.67 \text{ CIA}$$

$$Q_{\max} = 16.67 (15.904)$$

$$Q_{\max} = 265.13 \text{ m}^3/\text{seg}$$

CAPITULO IV

ESTUDIO HIDROLOGICO APLICADO A PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL.

4.0 INTRODUCCION

La Ingeniería Hidrológica tiene como propósito el desarrollo de proyectos que permitan la construcción de obras, que hidráulicamente presenten alta funcionalidad al menor costo. Por lo tanto, el proyectar una obra hidráulica requiere la estimación del Caudal Máximo que llegará a dicha estructura, lo cual permitirá determinar la sección hidráulica de la estructura para garantizar que el caudal estimado cruce a través de ella.

Este capítulo tratará sobre la aplicación del estudio hidrológico a proyectos de Ingeniería Civil tales como: Obras de paso, estudio del drenaje superficial en carreteras, drenaje pluvial urbano, presas y pozos.

4.1 OBRAS DE PASO.

Las obras de paso se construyen para salvar ríos, arroyos, hondonadas, canales de riego, etc. Estas obras pueden clasificarse en términos generales en puentes, cajas y bóvedas que son empleadas para salvar aquellos cauces, cuya sección transversal sea muy ancha o de gran profundidad respecto a la rasante del camino.

En la ubicación del cruce, pueden presentarse dos casos:

- I. Cuando el cauce está perfectamente definido y la ubicación de la obra es evidente.
- II. Cuando el cauce de la corriente, forma meandros y es divagante e indefinido.

La ubicación de una obra de paso, debe hacerse de tal forma que las condiciones naturales del cauce, puedan mantenerse con la menor perturbación posible, por cuanto deberán tomarse en cuenta las consideraciones siguientes:

- I. El cauce debe ser definido y permanente (no divagante).
- II. El cruce debe hacerse en un tramo recto del cauce.
- III. No deben de existir trastornos hidráulicos locales como islas, pozas, socavaciones, erosiones, etc.
- IV. Los talúdes de los márgenes del cauce, deberán ser uniformes, procurando una semejanza de un canal artificial.
- V. El cauce en el punto de cruce, tiene que ser lo más estrecho posible a fin de disminuir los costos de construcción. Esta situación, debe ser tomada en cuenta pero puede no ser determinante.
- VI. El nivel de aguas máximas, para el cual se diseña la obra, debe ser manejado naturalmente por el cauce, sin que éste llegue a ser obligado hidráulicamente a ello.
- VII. El ángulo de cruce, tiene que ser aproximadamente de 90° respecto al eje del camino.
- VIII. Debe de existir suelo adecuado para la cimentación.

En algunas ocasiones, será difícil encontrar sitios que cumplan todos los requisitos anteriores, bajo esta situación, se tendrá que seleccionar el lugar que mejor se adapte a éstos y proyectar obras tendientes a mantener la estabilidad del cauce.

4.1.1 CRITERIOS PARA LA ELECCION DEL TIPO DE OBRA DE PASO.

Una vez establecido el sitio donde se ubicará la obra, es necesario efectuar un análisis de dicho lugar, con el objeto de determinar el tipo de obra de paso a emplear. El estudio local de dicho sitio, debe comprender los aspectos siguientes:

- I. Topografía (curvas de nivel, secciones longitudinales y transversales del cauce, etc.)
- II. Estudio de suelo (clasificación, perfiles estatigráficos, capacidad de soporte, etc.)
- III. alineamiento vertical de la carretera en la zona del cruce.

Además de éstas características, el comportamiento hidrológico del área de la cuenca que drena hacia ese punto, juega un papel muy importante en la elección y dimensionamiento hidráulico de la obra.

Para ésta elección, se busca la forma que mejor se adapte al cruce del cauce natural. En cauces estrechos y profundos que transporten grandes caudales en la época lluviosa, es más conveniente instalar obras estrechas y altas como son las bóvedas.

En zonas planas sin cauces definidos, en donde el agua escurre en grandes volúmenes, pero su altura es pequeña, una obra de cajón es la indicada.

En aquellos casos en que la profundidad y/o ancho del cauce sea extremadamente grandes, y dependiendo de las circunstancias y grado de importancia del camino analizado es recomendable el empleo de los puentes.

4.1.2 METODOLOGIA PARA PREDIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO DE LA SECCION TRANSVERSAL A EMPLEAR.

Para poder efectuar el dimensionamiento hidráulico de la obra de paso seleccionada, se hace necesario establecer la relación existente entre la hidrología y la hidráulica. Esta relación, puede ser obtenida en forma satisfactoria mediante la aplicación de la fórmula de Manning y la fórmula de continuidad, las cuales son:

-Fórmula de Manning

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \therefore R = \frac{A}{Pm}$$

-Fórmula de continuidad

$$Q = V \times A$$

Donde:

V =Velocidad (m/seg.)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

R = Radio hidráulico (m)

A = Área hidráulica (m²)

Pm= Perímetro mojado (m)

S = Pendiente media del cauce en el tramo analizado (m/m)

Q = Caudal que es capaz de conducir dicha sección (m³/s)

Luego sustituyendo la ecuación de continuidad en la fórmula de Manning se tiene:

$$Q = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} A$$

Despejando el factor geométrico $AR^{\frac{2}{3}}$ así:

$$AR^{\frac{2}{3}} = \frac{nQ}{S^{\frac{1}{2}}}; \text{ donde } \frac{nQ}{S^{\frac{1}{2}}} \text{ Es el factor hidráulico de la sección}$$

El factor geométrico puede ser obtenido al conocer el caudal de diseño (Q), el coeficiente de rugosidad de Manning (n) y la pendiente del cauce (S), donde se construirá la obra.

La obra más adecuada a construir, es aquella cuyo factor geométrico calculado a partir de sus dimensiones, sea igual al factor hidráulico calculado en base al caudal de diseño y las características del sitio de paso.

A manera de ejemplo se analizará la sección transversal del río San José en el punto de interés que corresponde a las coordenadas siguientes:

14° 20.20' Norte

89° 27.4' Oeste (Fig. No. 3.1)

En el capítulo III se realizó un estudio hidrológico al área de drenaje de la cuenca del río San José que drena hacia el punto de interés mencionado anteriormente, en el cual se obtuvo un caudal de diseño $Q=265.13 \text{ m}^3/\text{seg}$ para un período de retorno igual a 25 años.

4.1.3 CURVA DE DESCARGA NATURAL.

Para encontrar el nivel máximo que el agua alcanzará en función al caudal de diseño obtenido (265.13 m³/seg), se logra a través de la curva de descarga natural.

Como se mencionó anteriormente el factor geométrico ($AR^{\frac{2}{3}}$), puede ser obtenido al conocer el caudal de diseño (Q), el coeficiente de rugosidad de Manning (n) y la pendiente del cauce en el tramo analizado.

En el cuadro No. 4.1 se muestran ciertos coeficientes de rugosidad para varias superficies de canales abiertos.

**CUADRO No.4.1
COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE MANNING.**

| MATERIAL | COEFICIENTE DE RUGOSIDAD TÍPICO (n) |
|--------------------------------------|-------------------------------------|
| Concreto | 0.012 |
| Fondos de grava con lados de: | |
| -Concreto | 0.020 |
| -Piedra | 0.023 |
| Canales naturales: | |
| -Limpios y rectos | 0.030 |
| -Limpios y curvos | 0.040 |
| -Curvos con hierbas | 0.050 |
| -Con matorrales y árboles | 0.100 |
| Planicies de inundación: | |
| -Pastos | 0.035 |
| -Cultivos | 0.040 |
| -Hierbas y pequeños matorrales | 0.050 |
| -Matorral denso | 0.070 |
| Arboles densos | 0.100 |

Fuente: Hidrología Aplicada, Autor Ven-Te Chow.
Editorial Mc Graw Hill, Primera Edición, 1989.

Donde el que se ajusta para ríos, es el de canales naturales limpios y curvos con $n=0.04$, el cual se utilizará en éste estudio.

Es recomendable que la pendiente del fondo del río se calcule para 100 mts. aguas arriba y 100 mts. aguas abajo del punto en estudio, o sea analizar un tramo de 200 mts, para lo cual se obtiene la elevación de dichos puntos con base a las curvas de nivel analizadas en un plano a escala 1:25,000, para obtener elevaciones con mayor aproximación, se obtiene una diferencia de nivel de 3.0 mts en los 200 mts en análisis, dando como resultado una pendiente $S = \frac{3}{200} = 0.015 = 1.5\%$.

Luego con éstos elementos definidos se prosigue a encontrar los puntos (pares ordenados) para graficar la curva de descarga natural, esto se logra variando el nivel del agua a cada 0.50 mts. a partir del fondo del cauce y obteniendo el caudal que pasa por dicha sección (Fig. No. 4.1).

El cálculo de éstos valores se realizan mediante la ecuación

se presentan en el cuadro No.4.2 que se muestra.

$$Q = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} A$$



**CUADRO No.4.2
RESUMEN DE CALCULO DEL FACTOR GEOMETRICO.**

| NIVEL DEL AGUA (MTS.) | AREA (A) (MTS ²) | PERIMETRO MOJADO (Pm) | $R = \frac{A}{Pm}$ | $AR^{\frac{2}{3}}$ | $Q = 3.062AR^{\frac{2}{3}}$ (m ³ /seg) |
|-----------------------|------------------------------|-----------------------|--------------------|--------------------|---|
| 0.000 | | | | | |
| | 2.15 | 10.0 | 0.215 | 0.772 | |
| 0.50 | | | | | 2.36 |
| | 7.9 | 4.0 | 0.564 | 5.393 | |
| 1.00 | | | | | 16.51 |
| | 14.35 | 16.10 | 0.891 | 13.287 | |
| 1.50 | | | | | 40.68 |
| | 22.04 | 18.70 | 1.179 | 24.597 | |
| 2.00 | | | | | 75.32 |
| | 30.37 | 20.50 | 1.481 | 39.459 | |
| 2.50 | | | | | 120.82 |
| | 39.44 | 22.50 | 1.753 | 57.340 | |
| 3.00 | | | | | 175.58 |
| | 49.00 | 25.00 | 1.96 | 76.742 | |
| 3.50 | | | | | 234.98 |
| | 53.87 | 26.25 | 2.052 | 86.989 | |
| 3.75 | | | | | 266.36 |

La gráfica de la curva de descarga natural, queda como se muestra en la figura No. 4.2, donde en el eje de las abscisas se plotean los caudales y en el eje de las ordenadas la altura de agua que produce el caudal respectivo.

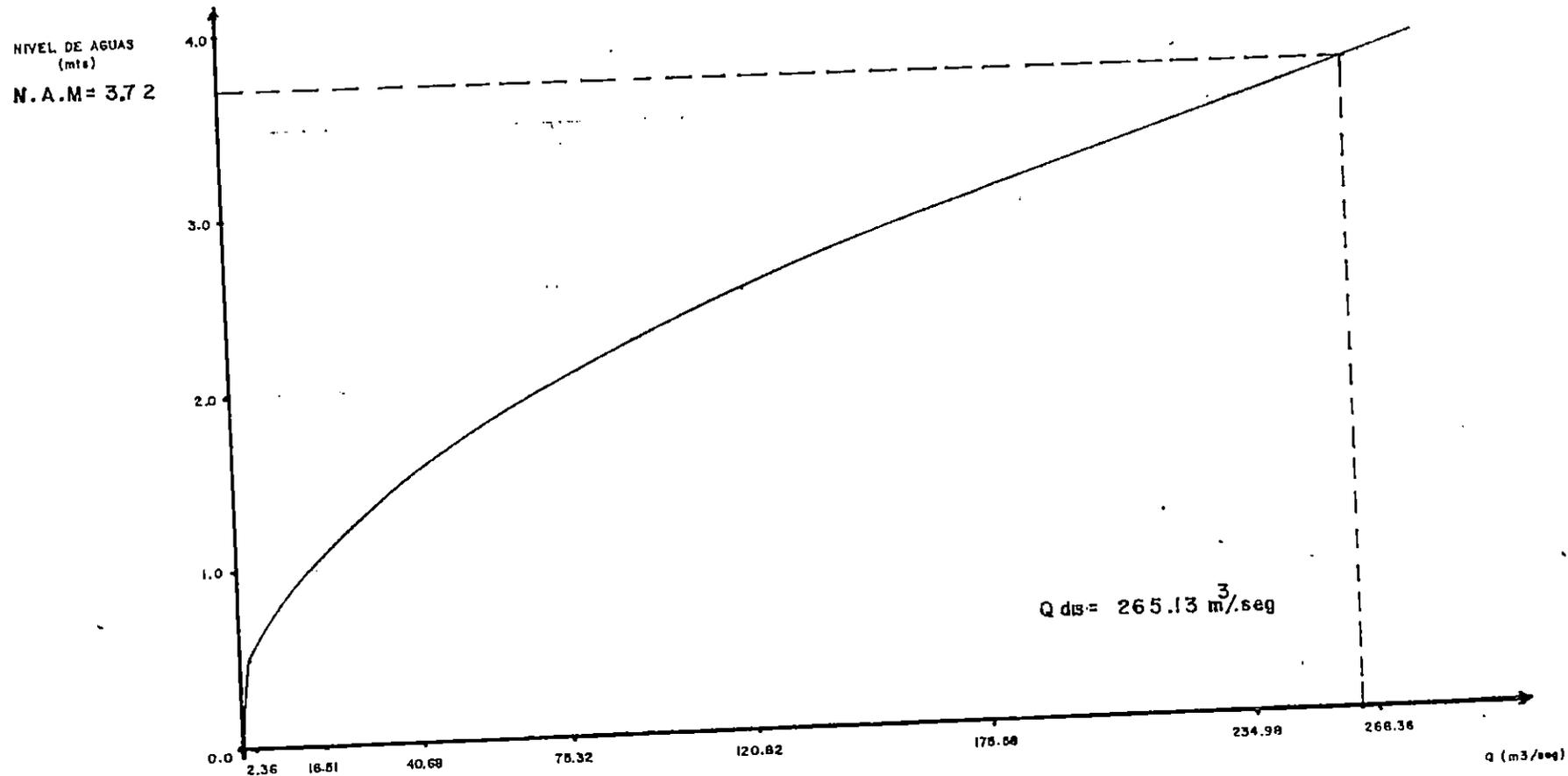


FIG. 4.2
CURVA DE DESCARGA NATURAL

Para encontrar el nivel de aguas máximas producido por el caudal de diseño ($Q = 265.13 \text{ m}^3/\text{seg}$), se hace ploteando éste caudal en la curva de descarga natural obteniendo un nivel de aguas máximas igual a 3.72 mts. Como se puede observar, el caudal máximo de descarga natural de la sección es aproximadamente igual al caudal de diseño por lo que se puede considerar que la sección del río justamente tiene capacidad de desalojar el caudal de diseño y que todo el caudal en exceso provocaría inundaciones en las zonas más cercanas.

De la sección del río se deduce que la obra de paso a construir sería un puente con una longitud mínima de 20.0 mts., y como se obtuvo un nivel de aguas máximas igual a 3.72 mts; considerando 2.0 mts. adicionales por seguridad de arrastre de árboles u otros objetos por el río, resultando una altura desde el punto más bajo del fondo del río (elevación = 276.50) hasta el rostro inferior de la viga de 5.72 mts. (Elevación = 282.22).

Para efecto de evaluar que tan confiables son los resultados obtenidos mediante un estudio hidrológico, es recomendable efectuar un análisis utilizando la información de niveles máximos alcanzados por crecidas históricas que los pobladores de la zona podrían informar; éste análisis servirá como parámetro de comparación con los resultados de un estudio hidrológico, lo cual ayudará a desarrollar o proyectar una obra que cumpla con el mayor grado de eficiencia al menor costo.

4.2 ESTUDIO DEL DRENAJE SUPERFICIAL EN CARRETERAS.

Uno de los mayores problemas que se le presenta al Ingeniero cuando va a proyectar una obra de drenaje, es la determinación de la cantidad de agua que pasará por la obra que se pretende diseñar.

El método empleado para la obtención del caudal, dependerá fundamentalmente de la información disponible con que se cuente.

Entre los primeros pasos para diseñar una estructura de drenaje, está el cálculo del volumen de agua que llegará al punto de interés en un determinado instante, y su determinación debe realizarse con el mayor grado de precisión, a fin de poder fijar económicamente el tamaño de la estructura de drenaje requerida y manejar el agua de escurrimiento, evitando que ocurran daños a la carretera.

4.2.1 PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO HIDRAULICO DE OBRAS DE DRENAJE (ALCANTARILLAS).

OBRAS DE CRUCE.

Generalmente una alcantarilla reduce el cauce de la corriente, ocasionando un embalse de agua a su entrada y un aumento de velocidad dentro del conducto y a su salida.

Bajo ciertas circunstancias, el nivel de las aguas en el embalse pueden inundar propiedades valiosas u ocasionar interrupciones del tráfico y serios daños a la carretera.

Algunas veces, velocidades elevadas a través de las alcantarillas, pueden producir problemas de erosión aguas abajo o amenazar con daños a la misma alcantarilla.

EMBOCADURA Y CAPACIDAD DE DESCARGA DE LA ALCANTARILLA.

La forma de la embocadura, la geometría de las aristas y la oblicuidad de la entrada, afectan la capacidad de descarga de la alcantarilla. La geometría de las aristas de la embocadura, tiene una particular importancia cuando el escurrimiento en la alcantarilla se realiza bajo control de entrada.

La oblicuidad de la entrada se basa en el principio de la localización de la alcantarilla que consiste en que la corriente entre y salga en la misma línea recta, cualquier cambio brusco de dirección en uno u otro extremo retarda la corriente y obliga a emplear un conducto de mayor sección.

El procedimiento para seleccionar las dimensiones de una alcantarilla se cita a continuación:

PRIMER PASO:

Registrar los datos de diseño.

- a) Caudal de diseño Q , en m^3/seg con periodos de diseño según sea la importancia de la vía por ejemplo: Caudal para 25, 30, 50 años, etc. En el capítulo III se desarrolló el proceso de cálculo del caudal de diseño de la cuenca del río San José, lo cual servirá de guía para el cálculo de cualquier caudal que se pretenda estimar.

- b) Definición de la rasante con el fin de determinar el nivel de agua permitido en el embalse a la entrada en metros. La carga permitida puede quedar limitada por la altura del terraplén o por los efectos que las aguas puedan ocasionar en las propiedades adyacentes.
- c) Pendiente del fondo de la alcantarilla. La pendiente de la estructura se toma del perfil de la corriente o las cotas según los niveles del terreno. La pendiente ideal para una alcantarilla es la que no ocasiona sedimento ni velocidad excesiva, las velocidades de más de 3 m/seg , causan una erosión destructora aguas abajo, -y al tubo mismo si no se le protege. [Ref. 9]
- d) Velocidad de salida permitida, que dependerá del tipo de suelo en los lugares adyacentes a fin de evitar socavaciones y cambio de cauce.
- e) Un inventario de las alcantarillas existentes aguas arriba y aguas abajo.

SEGUNDO PASO

Determinar en una primera tentativa las dimensiones de la sección del conducto.

Debido a que el método dado es de aproximaciones sucesivas en la primera tentativa para determinar las dimensiones de la sección transversal , puede seguirse uno de los procedimientos siguientes:

- a) Uso de alguna expresión aproximada tal como $A = Q/3$, con la cual se obtiene en una primera estimación el área de la sección transversal. [Ref. 10]

b) Utilizando el nomograma de control de entrada (Fig. No. 4-3) para alcantarillas de tubos circulares de hormigón con control de entrada. Existen también nomogramas de control de entrada para diferentes tipos de alcantarillas (Ver Ref. 10) entre las que se pueden mencionar : alcantarillas de cajón, alcantarillas de tubos ovalados de hormigón con el eje mayor vertical, alcantarillas de tubos ovaladas de hormigón con el eje mayor horizontal, alcantarillas de tubos circulares de metal corrugado, alcantarillas de tubos abovedados de metal corrugado. Para este proceso de calculo se analizaran las alcantarillas de tubos circulares de hormigón, este procedimiento es aplicable a cualquier tipo de alcantarilla teniendo en cuenta el uso de nomogramas particulares de cada alcantarilla. Si se aplica este método debe suponerse un diámetro D de la alcantarilla y con el caudal Q encontrar una cierta relación H_e/D (H_e = profundidad del embalse).

TERCER PASO:

Determinar la profundidad del remanso de entrada para el tamaño tentativo de la alcantarilla.

A) Suponiendo el escurrimiento con control de entrada (Fig. No.4-4)

1. Usando las dimensiones adoptadas en el segundo paso, encontrar la profundidad a la entrada H_e , por la aplicación del nomograma (Fig. No.4-3), considerando que no influye el nivel a la salida de la alcantarilla; se obtiene H_e , en este caso, multiplicando el valor hallado H_e/D por el diámetro D del conducto.
2. Si H_e es mayor ó menor que la profundidad admisible, ensayar una nueva dimensión.

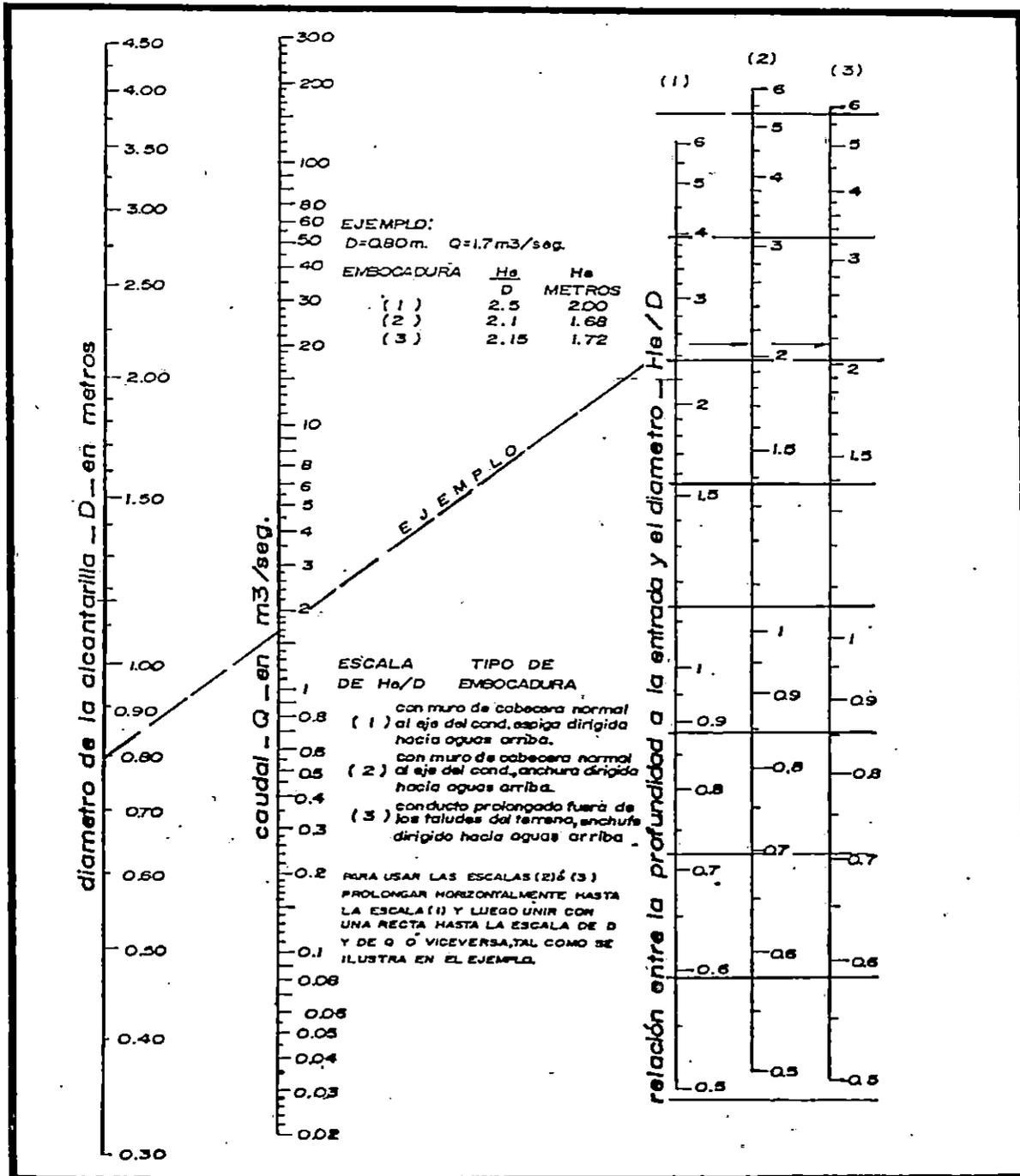
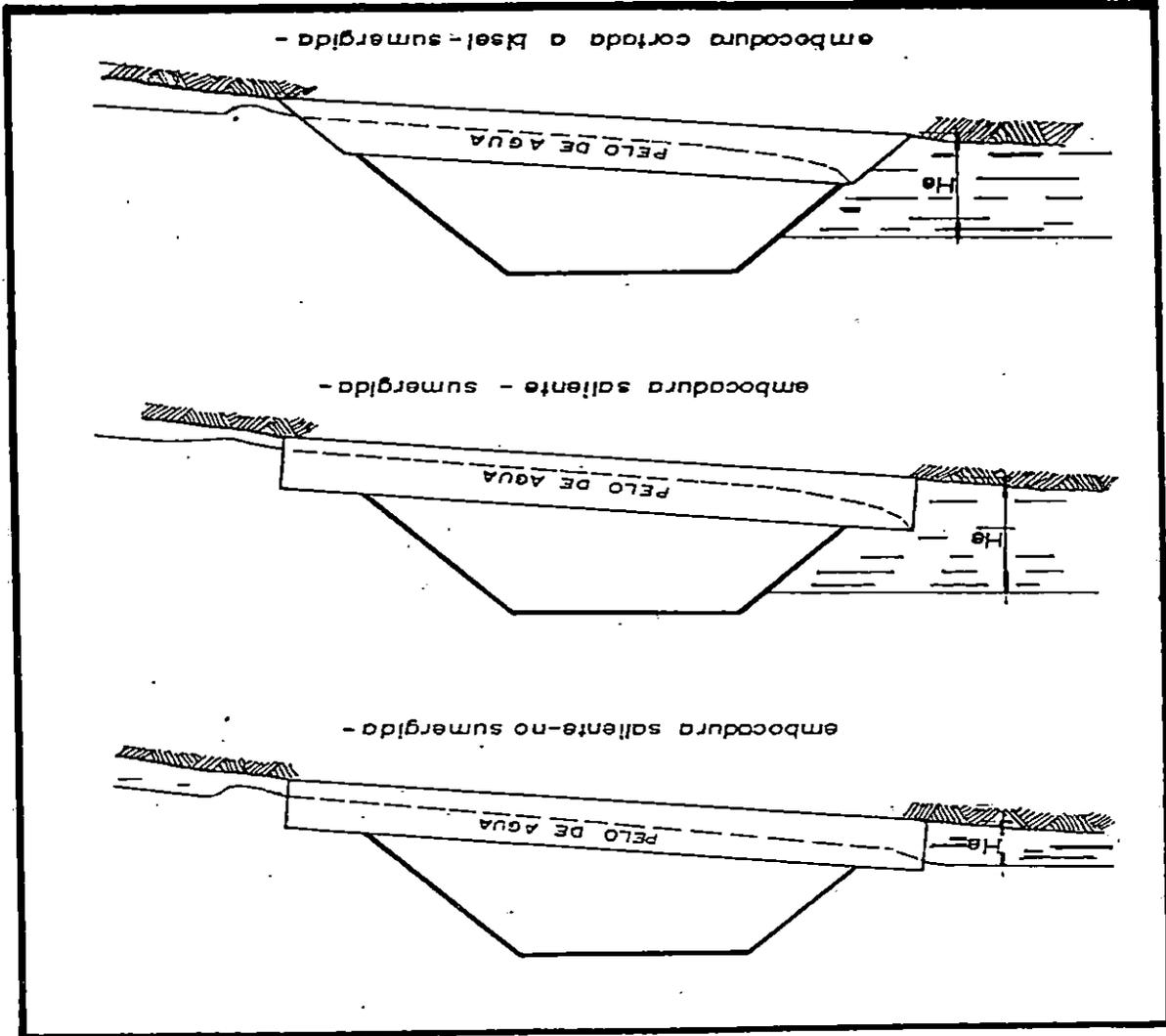


FIGURA No. 4.3: PROFUNDIDADES A LA ENTRADA PARA ALCANTÁRILLAS DE TUBOS DE HORMIGÓN CON CONTROL DE ENTRADA.

FIGURA NO. 4.4: ESCURRIMIENTO CON CONTROL DE ENTRADA.



B) Suponiendo el escurrimiento con control de salida (Fig. No.4-5)

Determinar la profundidad H_s del umbral a la salida para las condiciones de escurrimiento, que con el caudal de diseño, existen aguas abajo, así:

1. Si el nivel de la corriente a la salida es igual o mayor que el dintel de la alcantarilla, (Fig. No.4-6 A y B), igualar H_1 a H_s y encontrar H_e con la siguiente expresión:

$$H_e = H + H_1 - Li \quad (\text{Ec. 4.1})$$

En la cual:

H_e = Distancia vertical desde el umbral de la embocadura hasta el nivel del remanso de entrada, en metros.

H = Altura de carga (m). Este valor puede obtenerse por medio del nomograma (Fig. No. 4-7).

H_1 = Distancia vertical desde el umbral de salida hasta la línea piezométrica (en este caso $H_1 = H_s$), en metros.

L = Longitud de Alcantarilla en metros.

i = Pendiente de la alcantarilla.

2. Si el nivel de la corriente a la salida es menor que el dintel de la alcantarilla (Fig. No.4-6C), encontrar H_e , por medio de la ecuación (4.1) tal como en el caso anterior B(1), excepto que:

$$H_1 = \frac{hc + D}{2} \text{ o } H_1 = H_s, \text{ adoptando el valor mayor en donde:}$$

hc = Profundidad crítica (Fig. No.4-8)

D = Altura del conducto.

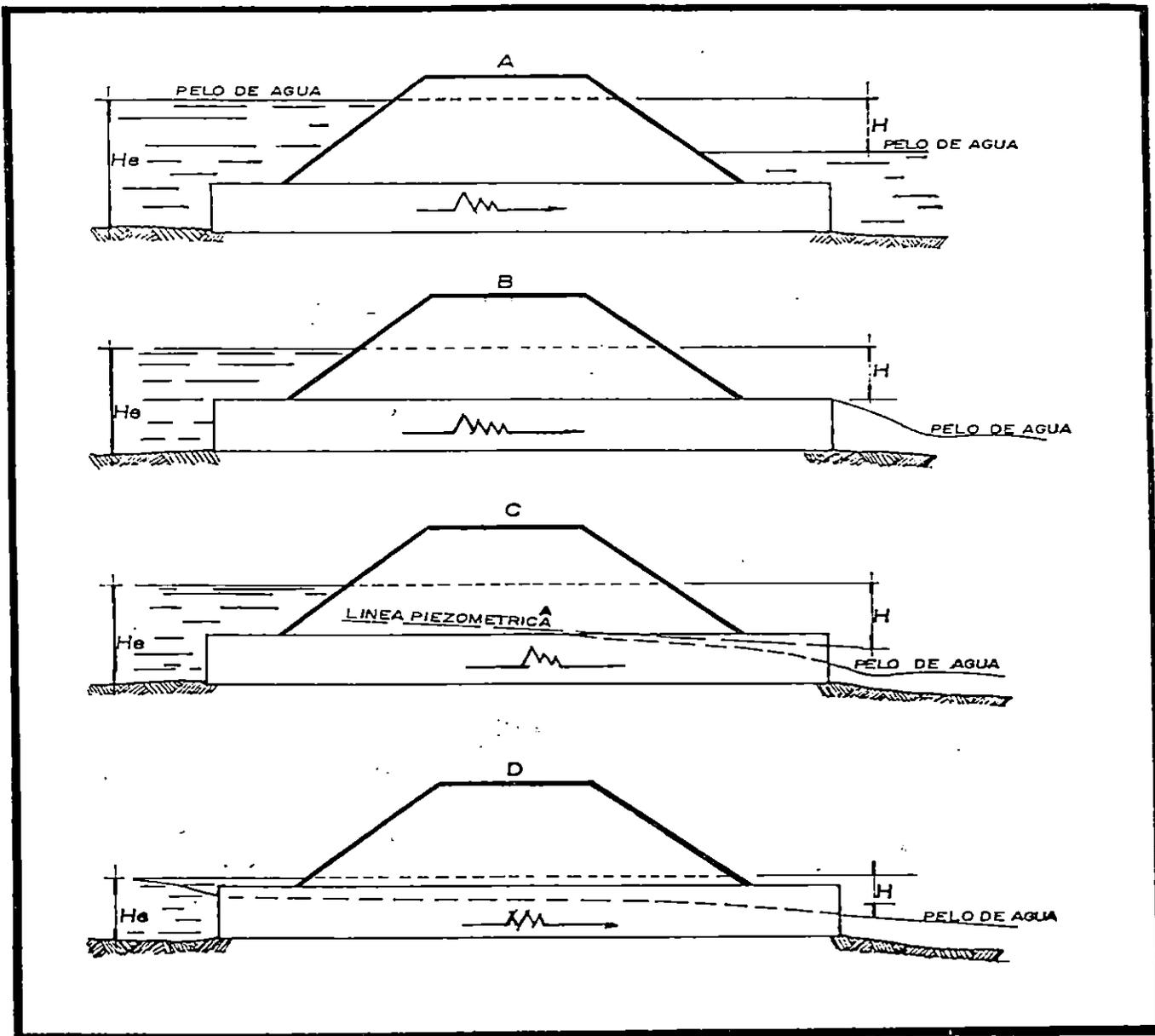


FIGURA No. 4.5: ESCURRIMIENTO CON CONTROL DE SALIDA.

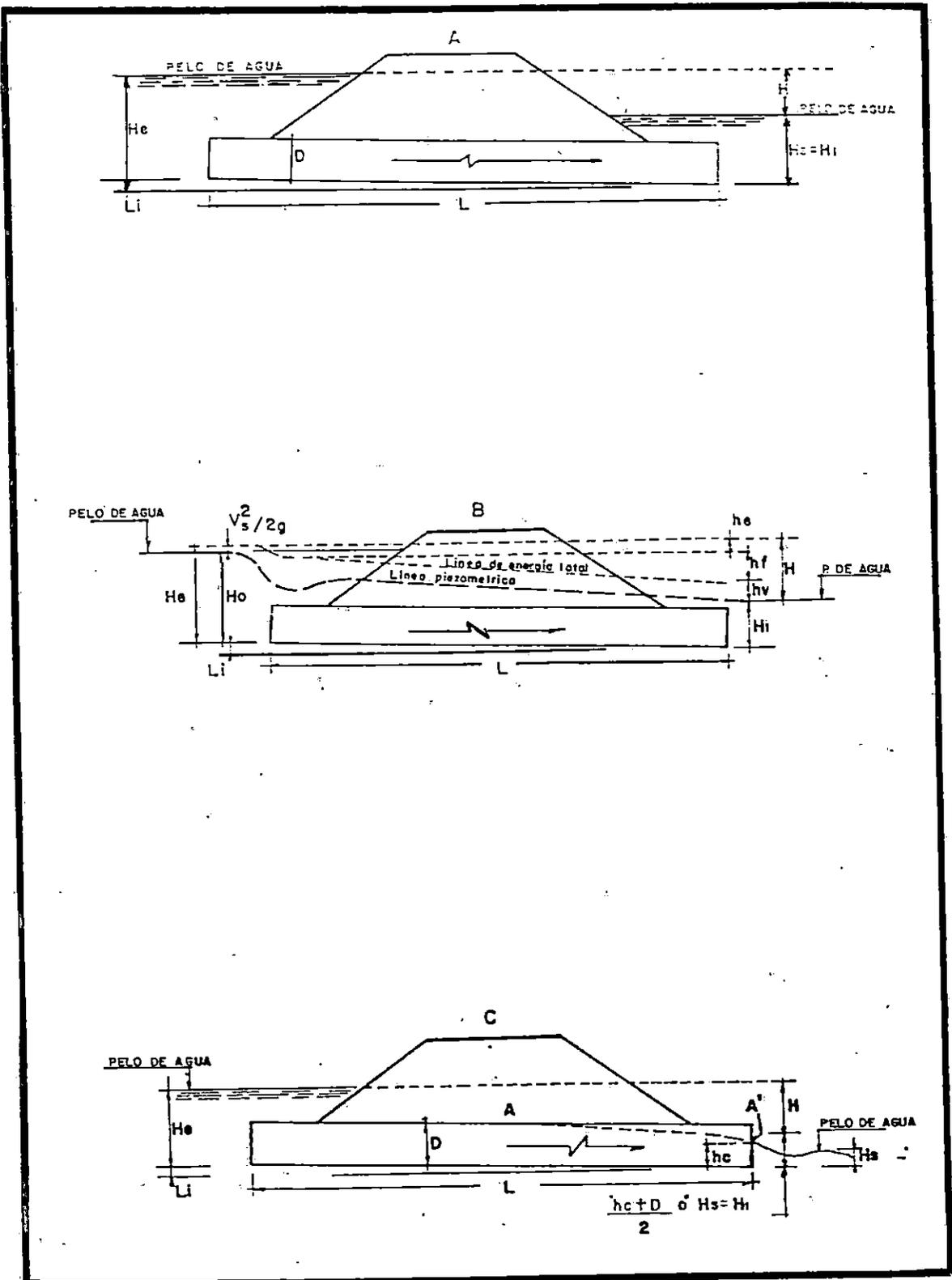


FIGURA No. 4.6: CONDICIONES POSIBLES EN EL ESCURRIMIENTO CON CONTROL DE SALIDA.

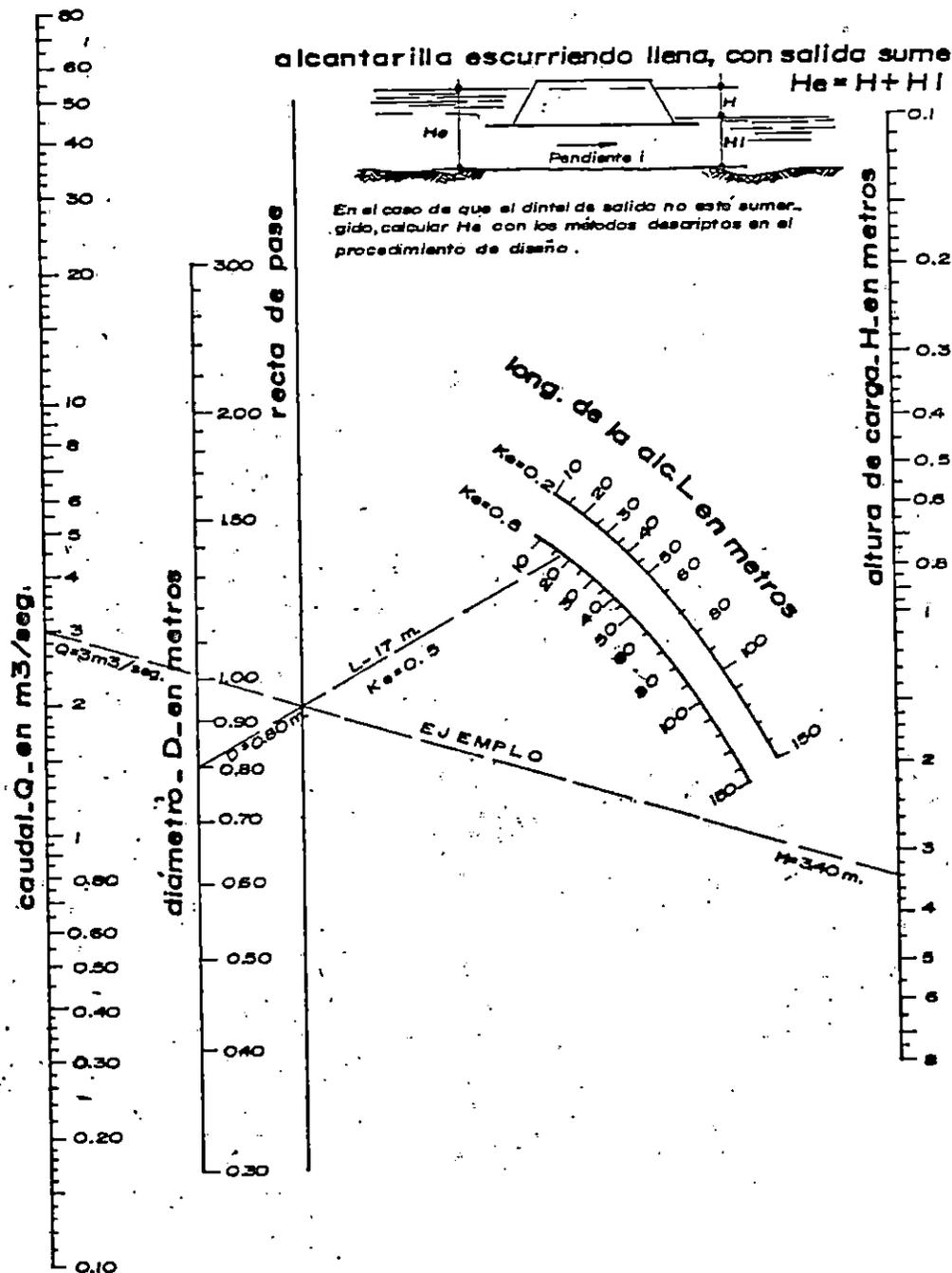


FIGURA No. 4.7: ALTURA DE CARGA (H) PARA ALCANTARILLAS DE TUBOS CIRCULARES DE HORMIGÓN, ESCURRIENDO LLENAS.
 $n = 0.012$

[The page contains extremely faint and illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the document. The text is too light to transcribe accurately.]

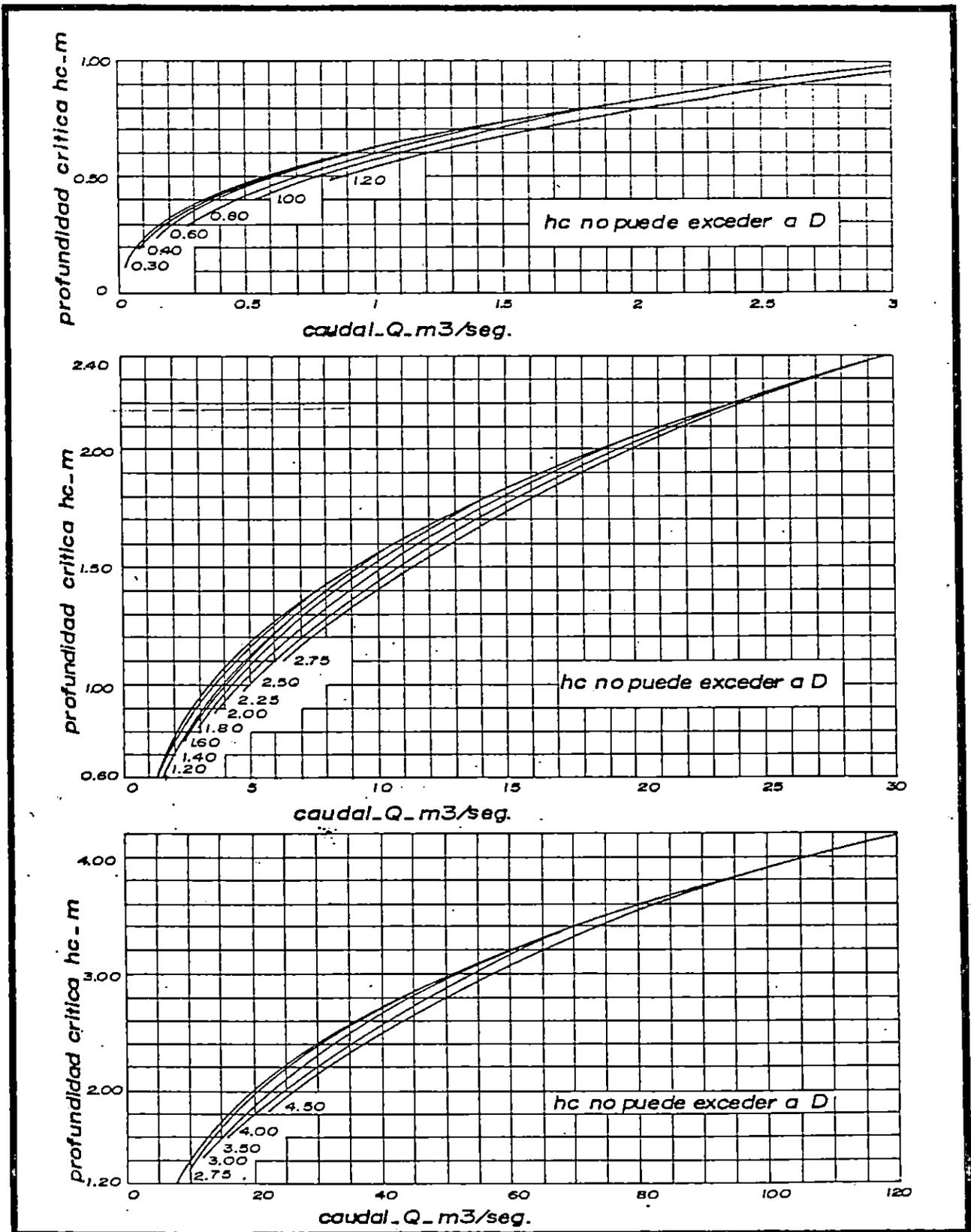


FIGURA No. 4.8: PROFUNDIDAD CRITICA (hc) PARA TUBOS CIRCULARES.

- C) Comparar las profundidades H_e , obtenidos en los pasos 3A y 3B (controles de entrada y salida respectivamente).

El valor determinante es el mayor de ambos, e indica cual es el control que rige para las dimensiones de la sección tentativa elegida en las condiciones dadas.

- D) Si es determinante el control de salida, y H_e es mayor que el valor admisible elegir una sección mayor y encontrar H_e , tal como se indica en el paso 3B. (No necesita verificarse este ultimo valor con control de entrada, ya que con menores dimensiones, cumplía bajo este control las condiciones dadas).

CUARTO PASO:

Calcular las velocidades de salida y determinar si se requiere protección contra la erosión en el cauce aguas abajo.

- a) Si fuera determinante el control de salida, la velocidad de salida valdría Q/A , siendo A el área de la sección transversal de la corriente en el conducto, a la salida. Si h_c , o H_s , son menores que la altura del conducto, aplicar el área A que corresponde a las profundidades h_c o H_s según cual sea mayor. El área A no debe exceder el área de la sección transversal del conducto. [Ref. 10]
- b) Si fuera determinante el control de entrada, la velocidad de salida podría asimilarse a la velocidad media en un canal de la forma del conducto y calcularse con la formula de Manning, para el caudal de diseño y el tamaño, forma y rugosidad de la alcantarilla elegida así:

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

En donde:

V = Velocidad en m/seg.

R = Radio Hidráulico en mts.

S = pendiente del conducto.

N = coeficiente de rugosidad de Manning.

QUINTO PASO:

Registrar las características de la alcantarilla finalmente elegida, con tamaño, tipo, profundidad requerida de remanso de entrada, velocidad de salida y justificación económica.

4.3 DRENAJE PLUVIAL URBANO.

En un estudio hidrológico para una urbanización, se pretende determinar la avenida máxima que afectará el área de influencia, lo cual permitirá seleccionar la sección transversal a usar en los conductos del drenaje pluvial.

El sistema de desagüe pluvial, como parte fundamental de la estructura básica de toda urbanización debe diseñarse de tal forma que brinde protección a los habitantes de la misma.

Para que un análisis del drenaje de aguas lluvias corresponda realmente a los objetivos que se pretenden, como es una correcta evacuación de las aguas lluvias en las zonas urbanas, es necesario que el estudio considere todos los elementos que afectan a los sistemas de drenaje pluvial urbano, teniendo en cuenta sus repercusiones en los recursos naturales. Ello sólo es posible con el uso adecuado de la información disponible de la zona a estudiar.

4.3.1 CONSIDERACIONES EN EL ESTUDIO HIDROLOGICO DE ZONAS URBANAS.

En el capítulo III presentamos el estudio hidrológico básico para una cuenca en estudio, hasta calcular el caudal máximo en un punto dado, este caudal varía dependiendo de cual sea el fin del estudio hidrológico, tomando en cuenta la importancia de la obra a construir.

Los pasos a seguir al evaluar un proyecto de sistemas de aguas pluviales, son los mismos que se describen en el capítulo III, haciendo únicamente algunas consideraciones en la aplicación de la fórmula racional $Q=16.67 CIA$. [Ref. 11]

$$m^3/s = \frac{1/60}{1m^2}$$

COEFICIENTES DE ESCORRENTIA O DE FLUJO SUPERFICIAL.

El valor del coeficiente de escorrentía será seleccionado en función de las características fisiográficas del terreno en el área tributaria.

$$\frac{1000}{1000} \frac{1}{1m^2}$$

La determinación exacta de el coeficiente de escorrentía es complicado, debido a que está sujeto a variaciones por transformaciones artificiales de la superficie, tales como:

- ◆ Areas construidas.
- ◆ Calles asfaltadas
- ◆ Deforestación.

Debido a que todavía no se ha implementado un método más preciso para determinar la escorrentía, para situaciones específicas, la utilización de rangos de coeficientes, dependiendo de la zona a drenar, se vuelve una alternativa aceptable y generalizada. En el cuadro No. 4-3 que se presenta a continuación, se dan valores del coeficiente de escorrentía en función de la zona a drenar.

**CUADRO No.4.3
VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA EN
FUNCION DE LA ZONA A DRENAR**

| SUPERFICIE | COEFICIENTE |
|------------------------|-------------|
| Techos | 0.70 - 0.95 |
| Pavimentos de concreto | 0.85 - 0.90 |
| Empedrados | 0.40 - 0.70 |
| Jardines | 0.10 - 0.25 |
| Tierra cultivada | 0.01 - 0.20 |

FUENTE: Estudio del actual problema del sistema de drenaje de aguas lluvias de la ciudad de cojutepeque.
Wilfredo Carranza Guzman.Tesis UES, 1995

El coeficiente de escorrentía del área de influencia de la superficie a drenar depende principalmente de tres variables, las cuales son:

- ◆ Tipo de suelo.
- ◆ Pendiente del terreno.
- ◆ Vegetación.

A continuación, en el cuadro No. 4-4, se presentan valores del coeficiente de escorrentía dependiendo de las variables mencionadas anteriormente.

CUADRO No.4.4
COEFICIENTE DE ESCORRENTIA EN BASE AL TIPO DE SUELO,
PENDIENTE DEL TERRENO Y COBERTURA VEGETAL .

| COBERTURA VEGETAL | TIPO DE SUELO | FUERTE | PENDIENTE DEL TERRENO | | | |
|----------------------------|----------------|--------|-----------------------|-----------|----------|-----------------|
| | | | ALTA 50% | MEDIA 20% | SUAVE 5% | DESPRECIABLE 1% |
| Sin vegetación | Impermeable | 0.80 | 0.75 | 0.70 | 0.65 | 0.60 |
| | Semi-permeable | 0.70 | 0.65 | 0.60 | 0.55 | 0.50 |
| | Permeable | 0.60 | 0.45 | 0.40 | 0.35 | 0.30 |
| Cultivos | Impermeable | 0.70 | 0.65 | 0.60 | 0.55 | 0.50 |
| | Semi-permeable | 0.60 | 0.55 | 0.50 | 0.45 | 0.40 |
| | Permeable | 0.40 | 0.35 | 0.30 | 0.25 | 0.20 |
| Hierba. Gramma corta | Impermeable | 0.60 | 0.55 | 0.50 | 0.45 | 0.40 |
| | Semi-permeable | 0.50 | 0.45 | 0.40 | 0.35 | 0.30 |
| | Permeable | 0.30 | 0.25 | 0.20 | 0.12 | 0.10 |
| Vegetación densa y bosques | Impermeable | 0.55 | 0.50 | 0.45 | 0.40 | 0.35 |
| | Semi-permeable | 0.45 | 0.40 | 0.35 | 0.30 | 0.20 |
| | Permeable | 0.25 | 0.20 | 0.15 | 0.10 | 0.00 |

FUENTE: Curso sobre Hidrología Aplicada a Proyectos de Carreteras. ASIA, 1982.

INTENSIDAD DE DISEÑO.

La intensidad de la lluvia crítica de diseño, será determinada en función del período de retorno, utilizando el procedimiento descrito en el capítulo III, sección 3.3.5 y del tiempo de concentración.

El tiempo de concentración de la escorrentía desde el punto más alejado, determina la duración de la intensidad de lluvia crítica de diseño, ya que se considera que la máxima concentración de agua en el punto de recogimiento o punto de aplicación de la fórmula racional, se dará en el instante cuando toda el área tributaria está contribuyendo. En el medio urbano las calles son los principales conductores del agua lluvia, produciéndose en ésta altas velocidades y, por lo tanto, tiempos relativamente cortos de concentración, o de transporte.

El tiempo total de concentración estará determinado por la sumatoria de los tiempos parciales de concentración en cada elemento del subsistema, hasta al punto de recogimiento total.

Para toda el área de estudio, este tiempo total es el que define la duración de la lluvia crítica de diseño, siendo las calles el elemento dominante para el recogimiento de la lluvia, y como, se mencionó, se conduce a altas velocidades, este tiempo de concentración total resulta bastante corto y generalmente inferior a los cinco minutos en áreas pequeñas a las que pueda aplicarse la fórmula racional.

Los registros de intensidades máximas de precipitación que se llevan en el país sólo consideran tiempos de duración de cinco minutos en adelante (5, 10, 15, etc. minutos). Entonces se ha considerado como aceptable tomar como duración

mínima de la lluvia crítica, cinco minutos para zonas urbanizadas. Esta duración deberá comprobarse, calculando al final del diseño, el tiempo que transcurre desde que la gota de lluvia que cae en el punto más alejado, llega la descarga.

Para el diseño de tuberías para aguas lluvias, el tiempo de concentración está formado por dos períodos: [Ref. 12]

- ◆ Tiempo de Entrada: Es el tiempo empleado para que el agua de la escorrentía superficial drene hasta alcanzar el punto deseado y generalmente esta comprendido entre 3 y 20 minutos.
- ◆ Tiempo de trayecto: Es el tiempo de flujo dentro de la tubería, desde la caja tragante hasta el punto considerado. Este depende de la longitud, tamaño, pendiente y rugosidad del tubo.

Este tiempo puede ser estimado teniendo en cuenta la velocidad media de flujo y la extensión del trayecto, con base en las fórmulas hidráulicas:

$$T_t = \frac{L}{V}$$

T_t = Tiempo de trayecto (Seg.)

L = Longitud de trayecto (m)

V = Velocidad media de flujo (m/seg.)

La expresión matemática para el tiempo de concentración está dada por la siguiente fórmula:

$$T_c = T_e + T_t$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración (Horas)

T_e = Tiempo de entrada (Horas)

T_t = Tiempo de trayecto (Horas)

El tiempo de entrada se calculará en la fórmula de GIANDOTTI : [Ref. 13]

$$T_e = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 L_c}{0.8 \sqrt{H_m}}$$

Donde:

A = Área en Km^2

L_c = longitud del cauce más largo en metros

H_m = Elevación media de la cuenca (m.s.n.m)

La fórmula anterior se utilizará para cuencas pequeñas.

Conociéndose de la forma antes descrita, los valores correspondientes al período de retorno y duración de la precipitación, se calcula la intensidad de lluvia máxima, siguiendo los pasos descritos en el capítulo III, sección 3.3.5.

AREAS DE INFLUENCIA O AREAS TRIBUTARIAS.

El área de influencia está definida por la distribución de la escorrentía en función de la captación de flujo; así como las posibilidades de desalajo, por lo que se hace necesario determinar las direcciones superficiales de flujo, así como también el sistema de colectores propuestos en el proyecto; definidos estos elementos y en base a ellos se puede definir las áreas de influencia del proyecto tomando como criterio que cada calle drena un área específica.

El método a utilizar para la determinación del área de requerimiento o influencia es el siguiente:

- Se traza por cada intersección de ejes longitudinales de calles y avenidas de la zona urbanizada, líneas a 45° (Fig. No.4-9), considerando que cada triángulo o trapecio adyacente a dichas arterias conforman el área de recogimiento para cada calle o avenida.

De esta forma el cálculo del área de recogimiento proporciona un balance en la aportación de los lotes a la escorrentía de las distintas calles, con lo cual se puede prever cualquier modificación en la dirección de escurrimiento de los techos en las áreas a construir.

Tomando las consideraciones anteriores en las variables que intervienen en el diseño de cada elemento del subsistema artificial de drenaje, se determinan con ellas los caudales máximos de escorrentía, comenzando con los segmentos de áreas que se encuentran en la parte más alta del terreno y continuar con el análisis de lo que va ocurriendo aguas abajo, hasta llegar al punto de recogimiento total.

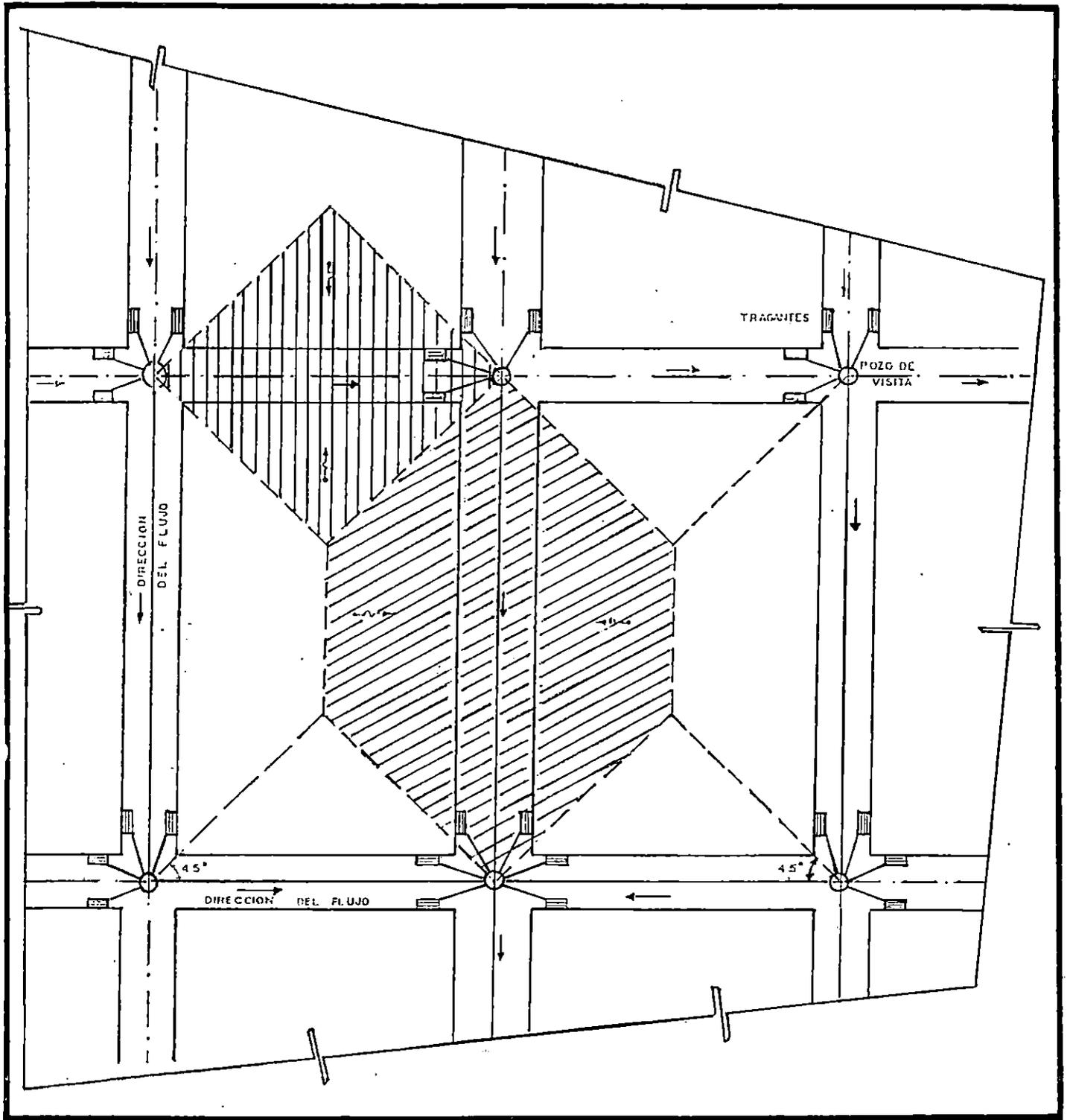


FIGURA No. 4.9: DETERMINACION DE AREAS DE RECOGIMIENTO EN ZONAS URBANAS.

La finalidad de las alcantarillas urbanas es la de evitar en lo posible algún tipo de retención o embalse de las aguas lluvias. Es decir, que el factor que gobierna al diseño hidráulico de los drenajes pluviales urbanos es la rapidez del escurrimiento pluvial.

El diseño adecuado de un sistema de drenaje pluvial tiene por objetivo prevenir las inundaciones de calles, aceras, sótanos y otras estructuras situadas a niveles bajos, y evitar en lo posible daños a las propiedades urbanas.

Para el calculo hidráulico de alcantarillas pluviales se pueden considerar dos estados:

- ◆ Alcantarillas fluyendo completamente llenas, que no es recomendable.
- ◆ Alcantarillas fluyendo parcialmente llenas, que es con el que generalmente se trabaja en el diseño.

Para ambos casos la formula de mayor facilidad de aplicar es la formula de Manning.

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

Donde:

- n = Coeficiente de Rugosidad de Manning.
- R = Radio Hidráulico. (m)
- S = Pendiente. (m/m)
- V = Velocidad. (m/seg)

En el diseño hidráulico para conductos de aguas lluvias se deben respetar las restricciones siguientes: [Ref. 14]

♦ El rango de velocidad máximo y mínimo es:

$$1.0 \leq \text{velocidad} \leq 4.5 \text{ m/seg.}$$

♦ Ø Mínimo de tragante a pozo 15"

♦ Si un tragante descarga en otro tragante, la tubería de este último al pozo será de 18"

♦ Distancia máxima pozo a pozo 125 mts.

Dentro de las Normas de la OPAMSS tenemos que la pendiente mínima en tuberías de aguas lluvias será 0.5% y la máxima será la que corresponda a cada tubería según el cuadro No. 4.5:

Por razones de tipo hidráulico, en ningún caso se permitirá pasar de una pendiente mayor a otra menor con el mismo diámetro, en todo caso se deberá utilizar el diámetro inmediato superior. Así mismo en ningún caso se permitirá pasar de un diámetro de tubería mayor a otro menor.

**CUADRO No.4.5
VALORES DE PENDIENTE PARA TUBERIAS DE AGUAS LLUVIAS**

| DIAMETRO DE LA TUBERIA PULGADAS | PENDIENTE MAXIMA PERMISIBLE % |
|------------------------------------|----------------------------------|
| 12 | 6.5 |
| 15 | 5.8 |
| 18 | 5.0 |
| 24 | 3.0 |
| 30 | 2.5 |
| 36 | 2.0 |
| 42 | 2.0 |
| 48 | 2.0 |
| 60 | 1.5 |
| 72 | 1.0 |

FUENTE: Normas Técnicas de OPAMSS.

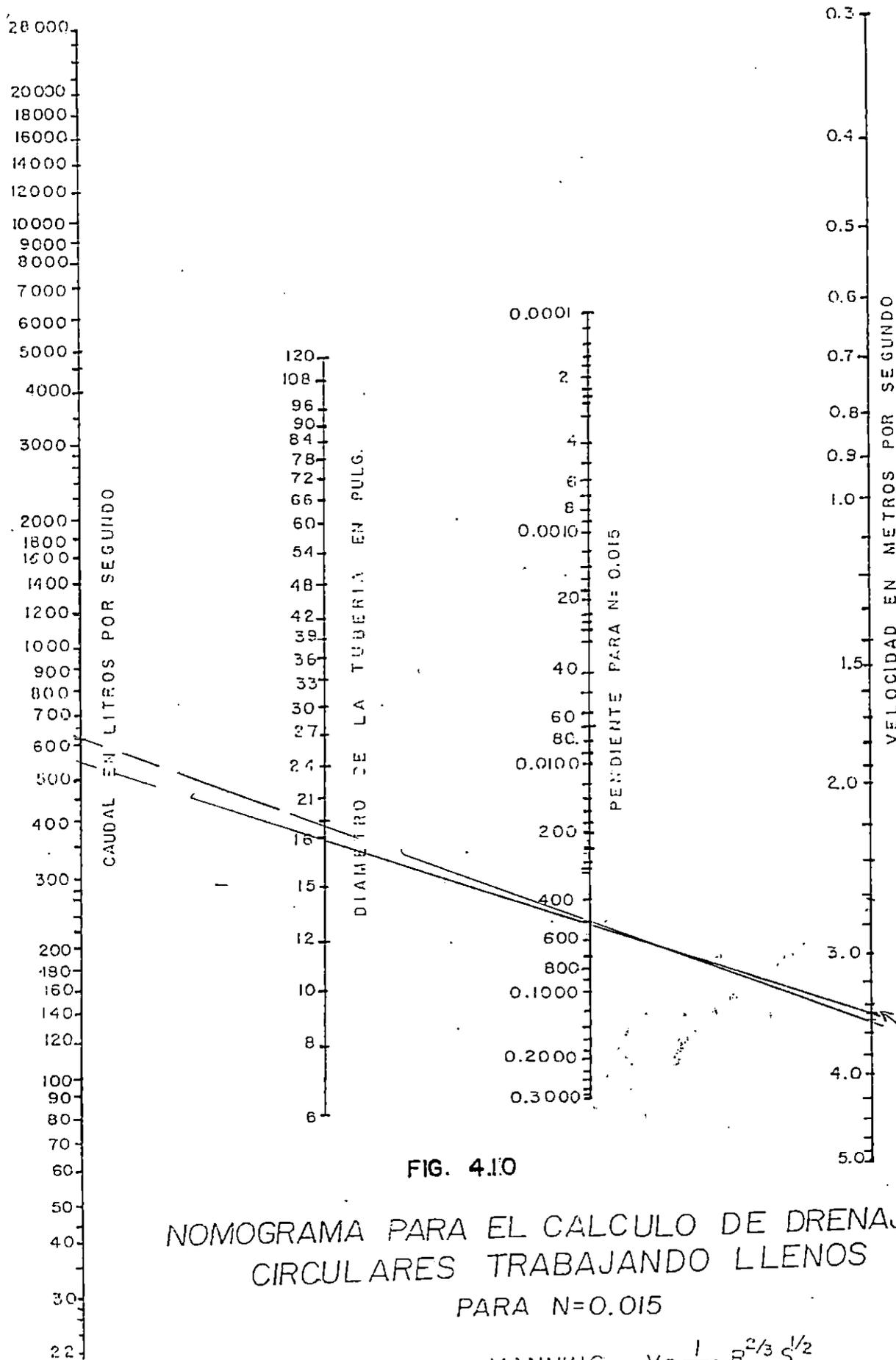
Con los elementos hidráulicos existentes de diámetro y pendiente, se lee el valor del caudal que transporta la tubería en condiciones totalmente llena, por medio del nomograma para el cálculo de drenajes circulares trabajando llenos (Fig. No.4.10) considerando que la tubería esta nueva con un valor de coeficiente de rugosidad de Manning de $n = 0.015$.

Para la determinación hidráulica técnica de una tubería se determinara el porcentaje al que esta trabajando durante su funcionamiento, el cual será como máximo de 50%. Aunque se podría trabajar con un rango de 50% - 70%, esto

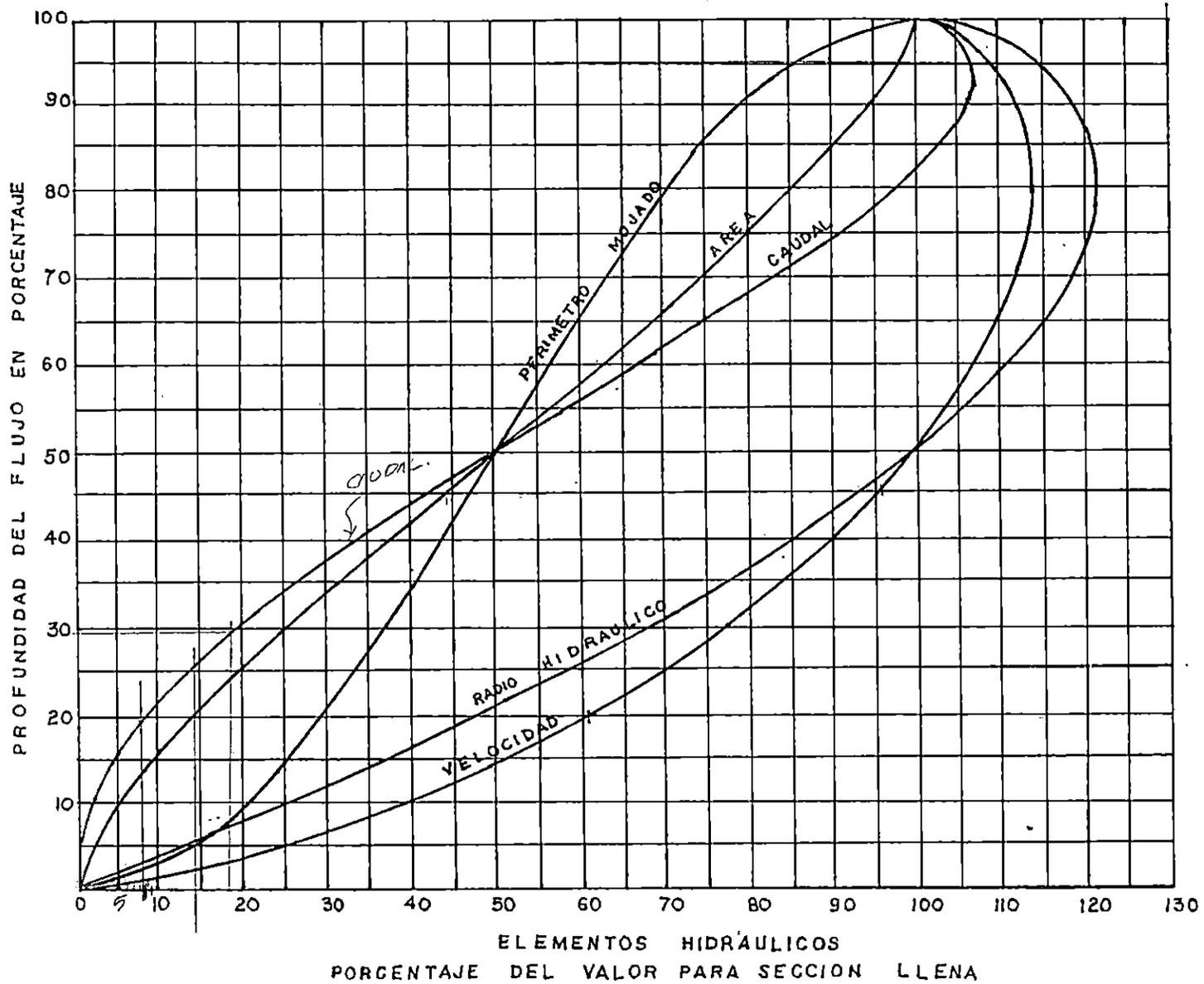
depende de criterios del constructor y del tipo de urbanización a construir, por ejemplo si una urbanización se va a construir por etapas lo mas recomendable es diseñar para el 50%, donde no habrán nuevas etapas se puede diseñar tomando hasta el 70%.

Este porcentaje se determina relacionando el caudal calculado por medio de la formula racional y el caudal calculado por la figura No. 4.10 que al multiplicarlo por 100 da como resultado dicho porcentaje.

Con el porcentaje calculado se entra al nomograma (Fig.No.4.11) y se chequean los factores hidráulicos y geométricos así como la velocidad de trabajo, lo anterior nos define el diámetro adecuado para trabajar en condiciones normales.



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



ELEMENTOS HIDRAULICOS
 PORCENTAJE DEL VALOR PARA SECCION LLENA
**FIGURA 4.11 ELEMENTOS HIDRAULICOS BASICOS DE
 UN COLECTOR CIRCULAR**

4.4 PRESAS.

Los múltiples usos de grandes volúmenes de agua en la sociedad moderna requieren de una planificación total para conservar los recursos hidráulicos. debido a esto, las presas deben planificarse teniendo presente todos los usos del agua. En las obras bien proyectadas se examinan varias alternativas y se elige la que haga las mayores aportaciones, en la forma mas económica, para satisfacer las diferentes necesidades para el abastecimiento de agua, su conservación y para el control de las avenidas. [Ref. 15]

En nuestro país la precipitación pluvial cae casi totalmente en la estación lluviosa, durante los meses de Mayo a Octubre, es por esta razón que durante la estación seca, miles de hectáreas con grandes posibilidades de riego quedan sin cultivo.

Se precisa entonces, buscar la manera de conservar el agua de la estación lluviosa para usarla en la estación seca. Una de las soluciones es la construcción de embalses que permitan utilizar el agua almacenada no solo para fines de riego; en el diseño de este tipo de obras, uno de los problemas mas importantes que se presenta, es determinar la avenida máxima que con una frecuencia especifica puede presentarse en el lugar donde se levantara la presa. En nuestro país el problema se dificulta mas, porque la mayoría de las cuencas pequeña (menores de 100 Km^2), no tiene registros continuos de caudales que permitan hacer estudios de frecuencias; por lo que se torna imprescindible hacer uso de las condiciones físicas de la cuenca para estimar los gastos de avenidas máximas. [Ref. 15]

En la mayor parte de los casos, especialmente para las estructuras que tienen un gran volumen de almacenamiento, la avenida de diseño es la máxima avenida probable, que se define como la mayor avenida que puede esperarse razonablemente en una corriente determinada en un punto que se elija.

La determinación de la máxima avenida probable se basa en la consideración racional de las probabilidades de la ocurrencia simultánea de los diferentes elementos o condiciones que contribuyen a la formación de la avenida. uno de los factores mas importantes es la determinación del escurrimiento que pueda resultar de la ocurrencia de una tormenta máxima probable basada en factores meteorológicos.

Los datos hidrológicos mas directamente utilizables para determinar los gastos en las avenidas son los registros directos de los aforos durante un largo tiempo en el lugar donde se va a construir la presa.

Existen diversos criterios que pueden tomarse en cuenta para la selección de la avenida de diseño, aunque generalmente se hace considerando los daños que ocurrirían debido a una avenida mayor que la supuesta; en presas pequeñas, las avenidas de diseño usuales, son aquéllas con una probabilidad de ocurrencia de una vez cada 100 o 50 años. En el cuadro que se presenta a continuación, aparecen algunos criterios que se pueden analizar para seleccionar la avenida de diseño.

**CUADRO No. 4.6
CRITERIOS PARA SELECCIONAR LA AVENIDA DE DISEÑO**

| CATEGORI A | ALMACENAMIENT O (M ³ X 10 ⁶) | ALTURA (MT) | PERDIDAS DE VIDAS | DAÑOS MATERIALES | AVENIDA DE DISEÑO DEL VERTEDOR |
|---------------|---|----------------|----------------------|--|---|
| Mayor | Mas de 60 | mas de 30 | Considerables | Excesivos | Avenida máxima probable |
| Intermedia | De 1 a 60 | De 15 a 30 | Posible pero poca | Dentro de la capacidad económica de la institución | Avenida máxima resultante de la mayor tormenta registrada en el país. En caso de no haber registros tomar la precipitación de 100 años de ocurrencia. |
| Menor | Menos de 1 | Menos de 15 | Ninguna | De la misma magnitud que el costo de la presa. | Avenida de menos de 100 años de ocurrencia (50 años generalmente) |

FUENTE: "Hidrology of Spillway Desing", Snyder.

4.4.1 GUIA PARA REALIZAR ESTUDIOS DE FACTIBILIDAD PARA LA CONSTRUCCION DE UNA PRESA.

Para iniciar el estudio de factibilidad para la construcción de una presa debe efectuarse visitas de inspección a toda la zona y en especial al lugar de la obra para poder tomar una idea general del proyecto; los datos más importantes a obtener son:

- ◆ Caminos principales y de acceso al sitio de la presa.
- ◆ Estaciones climatológicas e hidrométricas cercanas.

- ◆ Localización probable de vertedor y tipo del mismo
- ◆ Otras presas existentes dentro de la cuenca en estudio

A continuación se presentan las etapas que deben de considerarse en un estudio de factibilidad de una presa: [Ref. 16]

A. Ubicación y Finalidad

1. Sección, municipio, distancia, ciudad más cercana
2. Localización con respecto a otros detalles.
3. Accesibilidad
4. Objeto:
 - a) Volumen de almacenamiento-activo, muerto
 - b) Tipo de almacenamiento -para riego, avenidas, fuerza motriz, servicios domésticos, etc.
 - c) elevaciones de la superficie del agua.
 - d) Lugar donde se va usar el agua.

B. Compendio del Proyecto

1. Capacidad de almacenamiento
2. Capacidad del vertedor de demasía (pie^3/seg)
3. Capacidad de la obra de toma (pie^3/seg)
4. Capacidad de la obra de toma para fuerza motriz (pie^3/seg)
5. Corona de la presa.
6. Superficie normal del agua.
7. Máximo nivel del agua
8. Nivel mínimo del agua.

9. Borde libre arriba del nivel máximo.
10. Altura máxima de la presa arriba del lecho del río.
11. Costo estimado de la presa.
12. Planos generales y secciones.

C. Datos del Proyecto.

1. Topografía.
2. Informe geológico.
3. Registro de los pozos de prueba y de los sondeos.
4. Datos hidráulicos, capacidades y requisitos.
 - a) Almacenamiento, riego, avenidas, fuerza motriz.
 - b) Vertedor de demasías.
 - c) Obra de toma.
 - d) Obras de derivación.
 - e) Curvas de almacenamiento para varias elevaciones del nivel de la superficie del agua.

5. Datos hidrológicos

- a) Hidrogramas.
- b) Avenida máxima registrada.
- c) Avenida de proyecto.
- d) Escurrimiento medio anual dela cuenca.
- e) Curva del agua de descarga.
- f) Secciones transversales de la corriente.
- g) Valores de proyecto.

h) Condiciones climáticas.

6. Localización de bancos de préstamo y de los depósitos de agregados, servicios de transporte disponibles.

a) Pruebas de laboratorio.

7. Datos sobre el derecho de vía.

8. Topografía.

D. Datos del vaso.

E. datos sobre el emplazamiento de la presa.

F. Proyecto de la Presa.

1. Dimensiones generales.

a) Ancho de la corona.

b) descripción de la sección-taludes, altura, zonas, etc.

c) longitud de la corona; camino en la corona

d) Longitud de la base en la sección máxima

2. Factor de filtración; factor de deslizamiento.

3. Cepa para el dentellon y dimensiones del muro para el mismo.

4. Drenes del pie del talud de aguas abajo.

G. Proyecto de las obras de toma.

1. Curvas de descarga.

2. Capacidades de derivación y elevaciones de la superficie del agua.

3. Dimensiones del tunel-material encontrado; placas de revestimiento.

4. Dimensiones del conducto.

5. Cámara de compuertas
6. Compuertas, válvulas y tubos.
7. Accesos, lumbreras, socavones, tapones.
8. Rejillas.

H. Proyectos de Vertedores de Demasías

1. Factores que gobiernan el proyecto y su ubicación.
2. Tipo y descripción.
 - a) Controlados y sin control.
 - b) Revestimiento
 - c) Dimensiones
 - d) Elevaciones
3. Compuertas, estructuras de las compuertas.
4. Estanque amortiguador.
5. Canales de acceso y descarga.

I. Servicios Auxiliares para la construcción.

1. Tiempo estimado para terminar la obra.
2. Potencia disponible.
3. Campamento de construcción.
4. Condiciones locales.

4.4.2 ESTUDIOS HIDROLÓGICOS.

Los estudios de hidrología son necesarios para determinar los volúmenes de agua que hay que desviar durante la construcción, la frecuencia con que habrá que

usar los vertedores de demasía, para determinar las descargas máximas en las presas derivadoras, y para obtener bases para estimar la energía eléctrica que puede generarse.

Los estudios hidrológicos son complejos; sin embargo, pueden usarse procedimientos simplificados para pequeñas presas, si se hacen algunas estimaciones conservadoras para asegurar su seguridad estructural. Al proyectista le interesa el volumen de escurrimiento asociado con la descarga y la distribución del gasto en el tiempo. con éstos datos, se conoce tanto la descarga máxima como el total de las aportaciones de la cuenca al vaso.

Los estudios hidrológicos seguros permiten al proyectista elegir la capacidad correcta del vertedor de demasías para obtener seguridad. La importancia de que el vertedor de demasías sea seguro no puede exagerarse; la falta de capacidad de éstos ha producido la falla de presas; esto adquiere la máxima importancia en las presas de enrocamiento y en las de tierra. [Ref. 16]

Los objetivos de este estudio son:

1. Conocer la capacidad probable de almacenamiento.
2. Estimar el área que es posible regar, cuando este sea el fin del aprovechamiento.
3. Estimar el caudal pico de la avenida de diseño.

Capacidad Probable de Almacenamiento.

Se determina el volumen medio anual escurrido mediante la siguiente expresión:

$$V_m = A \times P_m \times C$$

Donde:

V_m = Volumen escurrido medio anual (m^3)

A = Área de drenaje (m^2)

P_m = Precipitación media anual (mm)

C = Coeficiente de escorrentía.

El coeficiente de escorrentía es la relación entre el volumen escurrido y el llovido sobre el área de la cuenca.

Este coeficiente puede obtenerse mediante dos procedimientos:

a) Determinación directa.

De los registros de las estaciones hidrométricas existentes pueden obtenerse los volúmenes escurridos anualmente, cuyos porcentajes con respecto a los volúmenes llovidos, dan los valores de los coeficientes de escurrimiento anuales respectivos; estos pueden usarse en proyectos situados en el lugar de la estación hidrométrica o en sus cercanías.

b) Método de Comparación,

Cuando en la cuenca no existen estaciones hidrométricas, el coeficiente de escurrimiento puede determinarse por comparación de dicha cuenca con otra de características semejantes y en los que se tengan datos de aforo.

En el cuadro que se muestra a continuación se dan los valores límites del coeficiente de escorrentía en función de diversas características de la cuenca.

CUADRO No.4.7
COEFICIENTES DE ESCORRENTIA EN FUNCION
DE LAS CARACTERISTICAS DE LA CUENCA.

| CARACTERISTICAS DE LA CUENCA | COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO |
|--|------------------------------|
| VEGETACION (CLASE DE TERRENO) | |
| Terrenos cultivados, pastos | 0.01 - 0.30 |
| Terrenos sin cultivo | 0.25 - 0.50 |
| Áreas boscosas | 0.05 - 0.20 |
| SUPERFICIE DE LA CUENCA (KM ²) | |
| 0 - 10 | 0.20 |
| 11 - 100 | 0.15 |
| 100 - 500 | 0.10 |
| Mas de 500 | < 0.10 |
| PRECIPITACION (MM) | |
| 0 - 800 | 0 - 0.05 |
| 800 - 1200 | 0.05 - 0.15 |
| 1200 - 1500 | 0.15 - 0.35 |
| Mas de 1500 | > 0.35 |

FUENTE: Secretaria de Recursos Hidráulicos de México,
 "Pequeños almacenamientos" pag. 31,

4.4.3 AVENIDA DE DISEÑO.

Es importante tener una idea del caudal máximo de la avenida con que se diseñara el vertedor para poder hacer el análisis económico de la obra. Este caudal puede calcularse rápidamente usando fórmulas empíricas en las cuales se supone un coeficiente de escurrimiento fijo de acuerdo a las condiciones físicas de la cuenca (vegetación, área, precipitación, etc.). Algunas de las fórmulas usadas son las siguientes: [Ref. 16]

| | | |
|---------------------------|---|--|
| Fórmula de Talbot | → | $q' = 0.183 C \sqrt[4]{A^3}$ |
| Fórmula de Dickens | → | $Q = 0.01386 C \sqrt[4]{A^3}$ |
| Fórmula de Burkli-Ziegler | → | $Q = 0.0278 A_1 C_1 I \sqrt{(S/ A_1)}$ |

En las cuales:

Q = Caudal en m³/seg

q' = Caudal en m³/seg/km²

A = Área de la cuenca en km²

C = Coeficiente de escorrentía

C₁ = Coeficiente de permeabilidad

I = Precipitación en cm/hora

A₁ = Área de la cuenca en hectáreas

S = Pendiente media de la cuenca en tantos por mil

4.4.4 ESTUDIO DE LOS DATOS DE PRECIPITACION PARA EL DISEÑO DE LAS CURVAS DE FRECUENCIA.

Cuando los datos de precipitación se usan con propósitos de evaluaciones hidrológicas como es el caso de las avenidas de diseño para proyectos de presas, se necesita información concerniente a magnitudes de lluvia para diferentes frecuencias y duraciones específicas.

Las relaciones entre duración, intensidad y frecuencia de las precipitaciones en una determinada zona pueden obtenerse del análisis de los

registros de lluvia de dicha zona. Se debe examinar si el registro es lo suficientemente largo para ser usado.

El método utilizado para el trazo de las curvas intensidad, duración y frecuencia (I-D-F) es el mismo que se realiza en los estudios hidrológicos para diseño de obras de paso; con la única diferencia de que para graficar los datos se utiliza el siguiente método de ploteo: [Ref. 16]

1. Se tabulan las cantidades máximas de precipitación de cada año, para diferentes intensidades.
2. Se ubican en orden de magnitud descendente los valores de precipitación.
3. Las posiciones en que se graficarán en el papel de probabilidades se calculan par la fórmula:

$$Fa = \frac{100(2n - 1)}{2y}$$

Donde:

Fa = Posición en que se plotearan (%) (Frecuencia o probabilidad de ocurrencia)

n = Número correspondiente en el arreglo.

y = Número de años de registro.

4. Se plotean en el papel de probabilidades GUMBEL tipo I, los valores de Fa contra los datos de precipitación.
5. Se traza una línea recta entre los datos tratando de conservar la tendencia general de los puntos graficados.

4.4.5 DETERMINACIÓN DE LAS RELACIONES DE ESCORRENTIA.

El factor primordial que determina el caudal de un río es la precipitación y mientras más precisos sean los cálculos de las relaciones lluvia-escorrentía y distribución de ésta a través del tiempo, mayor seguridad se tiene en el diseño de los proyectos de obras hidráulicas. Estas relaciones son muy variables en una misma cuenca, pues dependen de muchos factores como son: La precipitación antecedente, la cubierta vegetal, tipos de suelos, duración e intensidad de la lluvia, etc.

Para la determinación de los coeficientes de escorrentía se hace uso del cuadro No. 4.7 en la cual se proporcionan los valores del coeficiente de escorrentía en función de diversas características de la cuenca (precipitación, área o extensión superficial y vegetación). [Ref. 16]

4.4.6 TIEMPOS DE CONCENTRACION Y RETRASO.

El retraso es una característica de la cuenca, necesaria para determinar el gasto pico de una avenida y el tiempo en que ocurre medido desde que comienza la lluvia. El retraso puede estimarse más fácilmente haciendo uso del tiempo de concentración o sea el tiempo que tarda el agua en llegar desde el punto hidráulicamente más alejado de la cuenca hasta el punto en estudio o punto de salida de la cuenca.

Cuando el escurrimiento es bastante uniforme, la relación entre los dos tiempos (concentración y retraso), puede estimarse con suficiente exactitud mediante la fórmula siguiente:

$$TL = 0.6 Tc$$

Donde:

TL = Tiempo de retraso

Tc = Tiempo de concentración

Al estimar Tc se debe tener en cuenta que éste depende de la velocidad del agua en el cauce y ésta a su vez depende de la pendiente, vegetación, material del que está formado el cauce, etc.

Otro factor que hace variar el Tc es la distribución e intensidad de lluvia en toda el área. Las precipitaciones de gran intensidad son la causa de grandes avenidas, caen sobre un área máxima de 120 Km², razón por la cual para cuencas pequeñas se puede suponer que el aguacero cubre toda el área de la cuenca y varía con igual intensidad de precipitación en toda ella.

Un método que permite encontrar el tiempo de concentración consiste en aplicar la siguiente fórmula:

$$T_c = \frac{0.87L^{0.385}}{h}$$

Donde:

Tc = Tiempo de concentración (horas)

L = Longitud del cauce más largo (kms)

h = Diferencia de elevación entre el punto más alto y el punto de interés (mts).

Las presas modernas se construyen de concreto de cemento tipo Portland. En la actualidad, miles de presas de concreto permiten almacenar agua para sistemas de abastecimiento, riego, control de avenidas y generación de potencia. Los adelantos tecnológicos del siglo XX han hecho posible la construcción de presas cuya altura se aproxima a los 300 metros. En general, al aumentar la altura aumentan los problemas, y la solución requiere conocer más a fondo los factores que rigen el proyecto de la presa.

La seguridad en las presas adquiere más importancia conforme aumenta la altura de las mismas. Una presa derivadora de poca altura, entre 2 y 3 metros, puede fallar sin producir más daños que los que sufre la misma presa. Sin embargo al aumentar la altura de las presas, el mayor volumen de agua que se almacena requiere proyectos con coeficientes de seguridad mayores, para evitar daños serios y pérdida de vidas debido a una falla.

La seguridad, economía y funcionamiento de las presas puede asegurarse tomando en cuenta los múltiples factores que afectan su funcionamiento. En una presa pequeña (altura no mayor de 30 metros), el proyectista puede hacer algunas suposiciones basadas en conocimientos de ingeniería y reducir la magnitud del programa de exploración y de pruebas en el emplazamiento de la presa.

Las investigaciones que deben hacerse en una obra incluyen muchos conceptos que pueden influir en la selección del tipo, tamaño, emplazamiento y objeto de la presa. Existen algunas restricciones legales en cualquier obra que se hace en un río con respecto al control de sus aguas. Todos los requisitos legales de las dependencias locales, estatales o de la propiedad deben determinarse con

anticipación y ceñirse a ellos. En muchos casos la presa sólo podrá ser construida con las limitaciones establecidas por éstas dependencias de control.

Después de determinar la necesidad de una presa, se realizan los estudios de factibilidad y los reconocimientos para obtener los datos necesarios que determinan los beneficios y el costo de la obra. En esta etapa se hace la selección preliminar del tipo de presa que mejor se adapta para hacer los estudios definitivos. El tamaño del proyecto en sí no necesariamente determina la necesidad de más estudios que los realizados (magnitud y objeto del proyecto, planos indispensables, beneficios, costos, etc.) [Ref. 16]

4.4.7 EJEMPLO DE UN ESTUDIO DE FACTIBILIDAD PARA LA CONSTRUCCION DE UNA PRESA.

El objetivo en la planeación de proyectos, es la determinación de su factibilidad; para ello son necesarios estudios que permitan hacer el análisis correcto y obtener conclusiones con respecto a consideraciones técnico-económicas. las principales son:

- a) Que el proyecto dé la solución a una necesidad social o económica presente o futura.
- b) Que el proyecto corresponda al fin que se persigue en forma conveniente.
- c) Que los servicios que se esperan obtener por medio del proyecto justifiquen su costo.

El informe o estudio describe los planes del proyecto, los costos, beneficios, relaciones con las obra presentes y futuras, problemas y financiamiento. El estudio de

factibilidad o informe final de un proyecto para la construcción de una presa debe incluir, un informe separado del proyecto de la presa y sus estructuras auxiliares.

Para exponer de una forma más clara y detallada, las partes o enfoques que constituyen un estudio de factibilidad para la construcción de una presa, a continuación se presenta el estudio de factibilidad de "El Proyecto Hidroeléctrico El Tigre". [Ref. 17]

PROYECTO EL TIGRE

AMBITO DEL PROYECTO

◆ Entorno del proyecto.

El proyecto hidroeléctrico "EL TIGRE" está ubicado sobre el Río Lempa, aguas abajo de la central existente "5 de Noviembre" (Guayabo) y aguas arriba de la central existente "15 de Septiembre" (San Lorenzo).

Aunque el sitio de presa del proyecto El Tigre se encuentra totalmente en territorio salvadoreño, una buena parte del embalse se produce a lo largo del tramo fronterizo del río Lempa, y por lo tanto inunda tierras salvadoreñas y hondureñas.

El nivel de aguas abajo para una futura central El Tigre está limitado por el remanso del embalse de la central 15 de Septiembre.

◆ Cuenca e Hidrología.

La presa del proyecto El Tigre se encuentra aproximadamente en el km 80 del río Lempa (medido desde la desembocadura).

Unos 3 km aguas arriba del sitio de presa, el río Lempa pasa a ser frontera con Honduras, lo que hace que el embalse creado inunde tanto territorio de El Salvador como territorio de Honduras, dándole necesariamente un carácter binacional al proyecto. Los ríos mayores que afluyen en el tramo fronterizo del río Lempa aguas arriba de El Tigre desde territorio Hondureño, son los ríos Mocal, Guarajambala y Torola. El caudal medio anual de 281.6 m³/seg disponible en el sitio El Tigre, se compone de los siguientes caudales medios individuales, provenientes de:

| | |
|---------------------------------------|--------------------------------|
| Cuenca incremental Salvadoreña | 32.2 m ³ /seg |
| Cuenca incremental Hondureña | <u>83.6 m³/seg</u> |
| Total cuenca incremental..... | 115.8 m ³ /seg |
| Descarga de la Central 5 de noviembre | <u>165.8 m³/seg</u> |
| caudal medio total en El Tigre | 281.6 m ³ /seg |

Los parámetros principales de la cuenca del proyecto El Tigre son los siguientes (en la determinación de las crecidas se ha considerado que se encuentra en operación los embalses actualmente existentes aguas arriba):

| | |
|---|---------------------------|
| Área de drenaje: | 15,940 km ² |
| Caudal medio multianual (sin efecto de embalse) | 281.6 m ³ /seg |
| Precipitación media sobre la cuenca | 1,790 mm/año |
| Crecida de desvío (T= 20 años) | |
| Caudal máximo | 7,550 m ³ /seg |

Crecida máxima probable (CPM)

| | |
|------------------------|--|
| caudal máximo | 38,980 m ³ /seg |
| volumen del hidrograma | 3,925 x 10 ⁶ m ³ |

Transporte de sedimentos

| | |
|-----------------------|--|
| aporte anual | 6.97 x 10 ⁶ ton/año |
| deposición en 50 años | 289.0 x 10 ⁶ m ³ |

◆ Aspectos Geológicos y Geotécnicos

La sección del valle en el sitio El Tigre es de forma de V con flancos no simétricos. El flanco derecho presenta pendientes moderadas, mientras que el flanco izquierdo es relativamente escarpado hasta aproximadamente la elevación 170 m. s. n. m.

El subsuelo de los estribos está compuesto por rocas volcánicas del Terciario, aglomerados, basaltos y andesitas. el fondo del valle consiste de tobas sobre las cuales se encuentran gravas que cubren el lecho del río.

El sitio presenta condiciones favorables para varios tipos de cierre, con excepción de un muro de gravedad y de arco de hormigón, y de una presa de tierra con núcleo central arcilloso, en éste último caso por falta de material arcilloso idóneo. El tipo de presa más favorable es la presa de enrocado con carpeta superficial de hormigón.

Por razones del nivel de restitución elevado en caso de crecientes en el río, la casa de máquinas deberá ser una estructura subterránea.

El embalse del proyecto El Tigre, con aproximadamente 52 km de longitud, es prácticamente impermeable y presenta muy pocos indicios de inestabilidades de los taludes. En un valle lateral del Río Torola, tributario del Río Lempa unos 3 km aguas arriba del sitio de presa, habría que construir tres diques laterales en depresiones que tienen un nivel inferior al nivel del embalse.

Para las investigaciones geológico-geotécnicas durante el estudio de prefactibilidad, se realizaron tres perforaciones con recuperación de núcleos, una de ellas en el fondo del valle, y una en cada uno de los estribos. Se incluyeron ensayos de permeabilidad en los tramos de roca. En ambos estribos y en la orilla derecha del río se llevaron a cabo investigaciones geofísicas con mediciones geoeléctricas y de refracción sísmica. En las áreas de cimentación de la presa se excavaron cinco pozos a cielo abierto. Seis pozos a cielo abierto fueron excavados en las cimentaciones de los diques laterales D y E. En áreas de préstamo para materiales de construcción se excavaron diez pozos y una trinchera para obtener muestras para ensayos de laboratorio, además de los ensayos in situ de mecánica de rocas y de suelos que se llevaron a cabo.

La presa principal se fundará en el estribo izquierdo sobre una secuencia de lavas y aglomerados volcánicos de relativa permeabilidad, en el fondo del valle sobre una secuencia de tobas volcánicas prácticamente impermeables, y en el estribo derecho sobre andesitas de permeabilidad regular. La presa tendrá una pantalla convencional de inyección, debajo de su pie de aguas arriba.

El vertedero, ubicado en el estribo izquierdo será cimentado sobre aglomerados y basaltos. El canal de aproximación se excavará en andesitas profíricas. El gran volumen de excavación de roca en el área del vertedero se utilizará como material de enrocamiento para la presa principal y para los diques laterales.

La caverna de la casa de máquinas se encuentra en el estribo derecho. Será excavada en rocas volcánicas de diferentes resistencias y de propiedades físicas y mecánicas regulares.

Los diques laterales, de enrocado con núcleo de material arcilloso, se fundarán sobre tobas de poca permeabilidad, y contarán igualmente con una pantalla convencional de inyección.

El mapeo geológico de superficie del área de embalse tuvo que ser limitado a la parte Salvadoreña del embalse, ya que un correspondiente acuerdo con Honduras aún está pendiente. De todo el ambiente geológico-geotectónico se puede concluir, que las pérdidas de agua en el embalse El Tigre serán mínimas. No se detectaron áreas de inestabilidad de mayor volumen, que puedan tener un impacto decisivo en la factibilidad técnica del proyecto.

En resumen, en base a las investigaciones realizadas, se concluye que el proyecto El Tigre es geotécnicamente factible sin restricciones.

◆ Impacto ambiental del Proyecto

La implementación del proyecto El Tigre traerá consigo una serie de impactos ambientales, que se pueden resumir de la siguiente manera:

- El embalse inundaría varios cantones y caseríos, afectando una población aprox. 3,700 habitantes en El Salvador y 3,000 habitantes en Honduras.
- Se perderán aprox. 62 km² de tierras para cultivos de cereales, bosque latifoliado, arbustos y pastos (35 km² en El Salvador y 27 km² en Honduras).
- Se inundaría 1 sitio con vestigios arqueológicos

El impacto ambiental del proyecto El Tigre, y el costo de las medidas de mitigación se resumen de la siguiente manera:

| | |
|--|-----------------------------|
| Área de la cuenca | 15,940 km ² |
| Área del embalse | 69.8 km ² |
| Tierras agrícolas inundadas | 62.0 km ² |
| Número de familias a reubicar | 1,300 |
| Total costos ambientales (incl. 20% imprevistos) | 21.5 x 10 ⁶ US\$ |
| Relación costos ambientales a inversión total | 0.029 |

♦ Optimización del proyecto

Para la Optimización del nivel del embalse y potencia instalada del proyecto El Tigre se procedió en tres pasos sucesivos:

- 1) Optimización preliminar de la potencia instalada para un nivel de embalse a la cota 125 msnm (nivel del embalse preliminar del estudio de alternativas para El Tigre, en el marco del Estudio de Prefactibilidad).
- 2) Optimización del nivel del embalse, variando el nivel del embalse entre la cota 120 y la cota 140, utilizando para cada alternativa el factor de capacidad instalada óptimo determinado en el paso anterior, y tomando debidamente en cuenta las pérdidas de generación en la central 5 de Noviembre existente y su ampliación futura.
- 3) Optimización final de la capacidad instalada al nivel óptimo de embalse determinado en el paso anterior.

El procedimiento de Optimización del Proyecto El Tigre considera la Optimización del recurso hidráulico disponible, independientemente del carácter binacional del proyecto.

El resultado del análisis de Optimización para el proyecto El Tigre se resume de la siguiente manera:

- El nivel máximo de operación para el embalse El Tigre corresponde a la cota 137.5 m. s. n. m.

- El factor de capacidad instalada para El Tigre con nivel de embalse a cota 137.5 corresponde al valor 3.40. Ello corresponde a un caudal total; de turbinas de aprox. 956 m³/seg, obteniéndose una potencia instalada de 698 MW (con 8 unidades turbina-generator), una generación media de 1775 Gwh/año, beneficios netos de 79.2 x 10⁶ US\$/año y una relación B/C de 1.80.

- El proyecto El Tigre (considerando sólo el mercado eléctrico de El Salvador) debe implementarse en dos etapas, obteniéndose para la primera etapa una potencia instalada de 349 MW (cuatro unidades), una generación media de 1551 Gwh/año, beneficios netos de 33.5 x10⁶ US\$/año y una relación B/C de 1.47. Considerando el proyecto el Tigre en el ámbito del mercado eléctrico regional, el proyecto puede, muy probablemente, ser construido en una sola etapa.

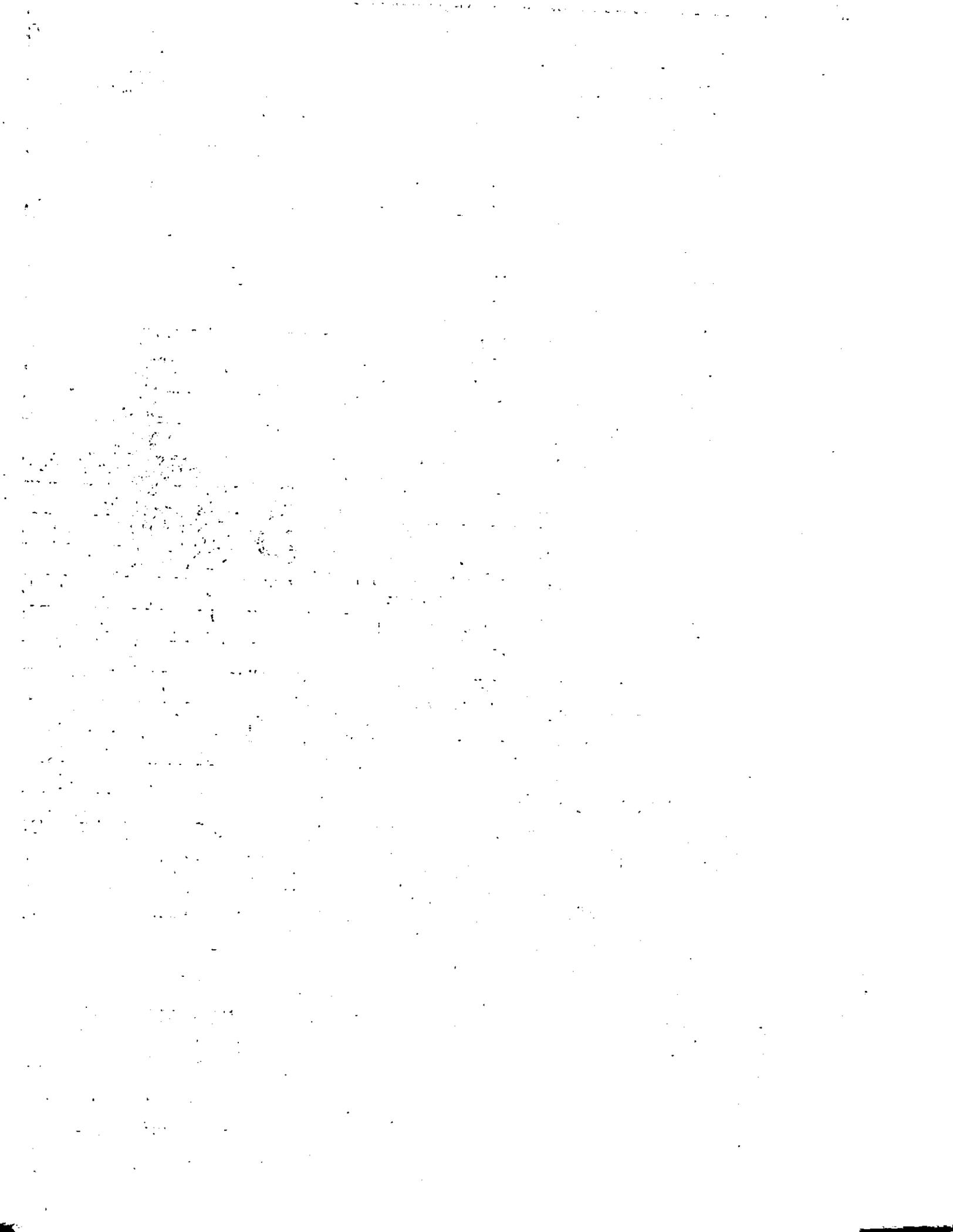
◆ **Componentes del proyecto**

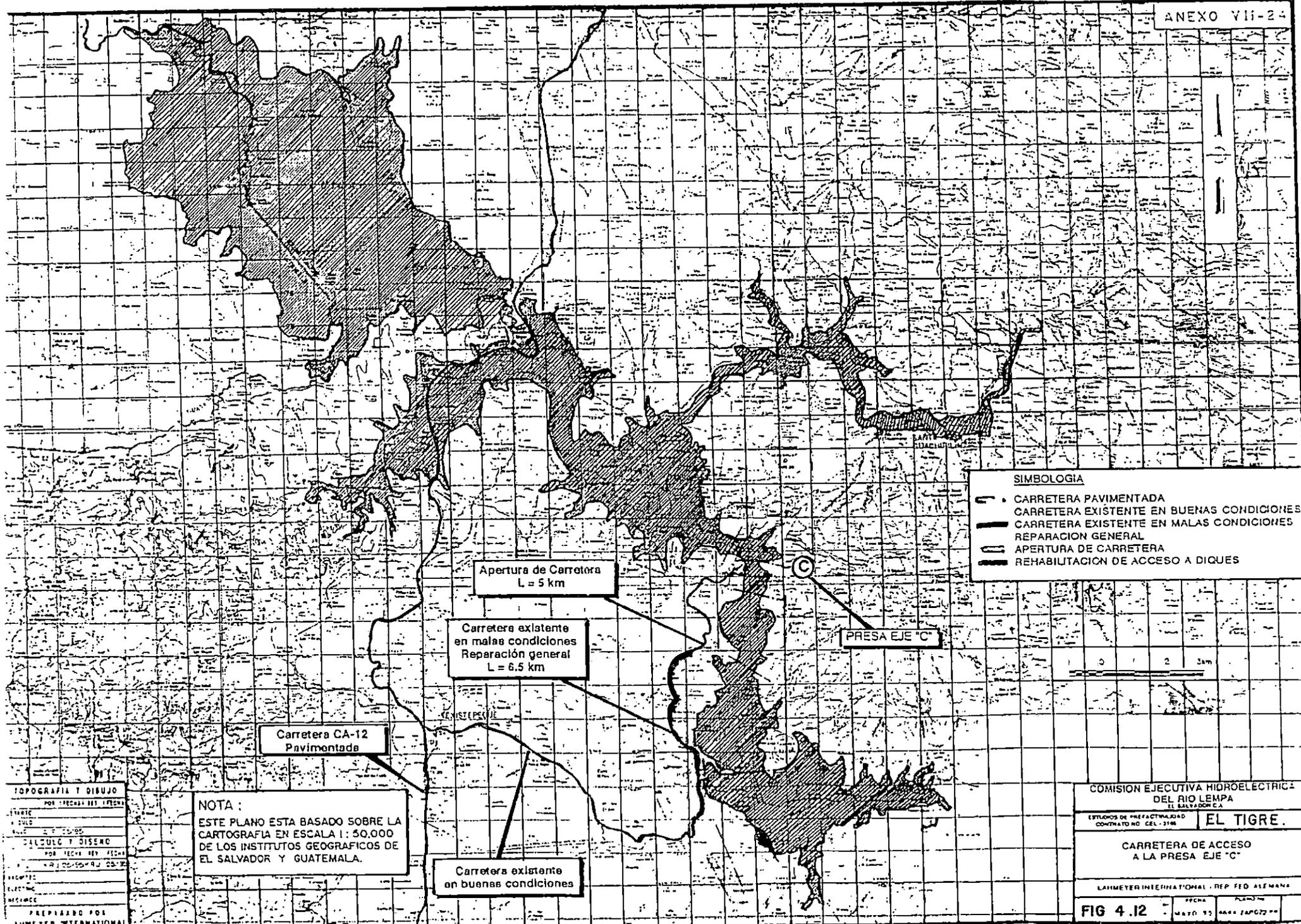
Para el diseño de factibilidad se ha asumido que el proyecto El Tigre será construido en dos etapas, con cuatro unidades de generación cada una de ellas.

En la figura No. 4.12 se presenta la disposición general de las estructuras mayores del proyecto El Tigre, cuyas características principales son las siguientes:

Cuenca Hidrográfica

| | |
|---|----------------------------|
| Área de drenaje | 15,940 km ² |
| Caudal medio en el sitio de presa (con embalse) | 281.1 m ³ /seg |
| Crecida máxima probable en el sitio | 39,890 m ³ /seg |





SIMBOLOGIA

- CARRETERA PAVIMENTADA
- CARRETERA EXISTENTE EN BUENAS CONDICIONES
- CARRETERA EXISTENTE EN MALAS CONDICIONES
- REPARACION GENERAL
- APERTURA DE CARRETERA
- REHABILITACION DE ACCESO A DIQUES

Apertura de Carretera
L = 5 km

Carretera existente
en malas condiciones
Reparación general
L = 6.5 km

Carretera CA-12
Pavimentada

PRESA EJE "C"

Carretera existente
en buenas condiciones

NOTA:
ESTE PLANO ESTA BASADO SOBRE LA
CARTOGRAFIA EN ESCALA 1 : 50,000
DE LOS INSTITUTOS GEOGRAFICOS DE
EL SALVADOR Y GUATEMALA.

| | |
|--------------------------------------|--|
| TOPOGRAFIA Y DIBUJO | |
| ELABORADO POR FECHA DEL DISEÑO | |
| REVISADO POR FECHA DEL DISEÑO | |
| CALCULO Y DISEÑO | |
| ELABORADO POR FECHA DEL DISEÑO | |
| REVISADO POR FECHA DEL DISEÑO | |
| PROYECTO | |
| ELABORADO POR FECHA DEL DISEÑO | |
| REVISADO POR FECHA DEL DISEÑO | |
| PREPARADO POR LAHMEYER INTERNATIONAL | |

COMISION EJECUTIVA HIDROELECTRICA
DEL RIO LEMPA
EL SALVADOR S.A.

ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD
CONTRATO NO. CEL-3148

EL TIGRE.

CARRETERA DE ACCESO
A LA PRESA EJE "C"

LAHMEYER INTERNATIONAL - REP. FED. ALEMANA

FIG 4.12

FECHA: MAYO 75

Embalse

| | |
|--|---------------------------------|
| Nivel máximo normal de operación | 137.5 m.s.n.m. |
| Nivel mínimo normal de operación | 122.5 m.s.n.m. |
| Volumen total de embalse | $2,206 \times 10^6 \text{ m}^3$ |
| Área del embalse (a nivel máximo normal) | 69.8 km^2 |

Presa principal

| | |
|--------------------------|---------------------------------------|
| Tipo de presa | enrocado, con superficie de hormigón. |
| Cota de coronamiento | 142.5 m.s.n.m. |
| Longitud de coronamiento | 390 m |
| Altura máxima | 100 m |
| Ancho de corona | 11.0 m |
| Volumen de enrocado | $3.50 \times 10^6 \text{ m}^3$ |

Dique lateral "D"

| | |
|--------------------------|-----------------------------------|
| Tipo de dique | enrocado, con núcleo impermeable. |
| Cota de coronamiento | 142.5 m.s.n.m. |
| Longitud de coronamiento | 240 m |
| Altura máxima | 50 m |
| Ancho de corona | 7.0 m |
| Volumen de enrocado | $1.26 \times 10^6 \text{ m}^3$ |

Dique lateral "E"

| | |
|--------------------------|-----------------------------------|
| Tipo de dique | enrocado, con núcleo impermeable. |
| Cota de coronamiento | 142.5 m.s.n.m. |
| Longitud de coronamiento | 950 m |
| Altura máxima | 37 m |
| Ancho de corona | 7.0 m |

| | |
|---------------------|--------------------------------------|
| Volumen de enrocado | 1.00x 10 ⁶ m ³ |
|---------------------|--------------------------------------|

Dique lateral "F"

| | |
|--------------------------|---------------------------------------|
| Tipo de dique | enrocado, con núcleo impermeable. |
| Cota de coronamiento | 142.5 m.s.n.m. |
| Longitud de coronamiento | 190 m |
| Altura máxima | 12 m |
| Ancho de corona | 7.0 m |
| Volumen de enrocado | 0.06 x 10 ⁶ m ³ |

Vertedero

| | |
|--|----------------------------|
| Tipo | de superficie, controlado |
| Elevación de la cresta | 117.5 m.s.n.m. |
| Longitud de la cresta | 174.2 m |
| Número de compuertas (tipo radial) | 9 |
| Dimensiones de las compuertas (ancho x altura) | 15.5 m x 21.3 m |
| Nivel máximo de embalse con CMP | 140.5 m.s.n.m. |
| Capacidad de descarga del vertedero | 30,000 m ³ /seg |

Tomas de agua

| | |
|--|------------------------|
| Número de tomas (1 ^a etapa) | 2 |
| Área de la rejilla | 2 x 280 m ² |
| Tipo de compuerta | de rodillo |

Túneles de desvío

| | |
|-------------------------|------------------------------|
| Número de túneles | 2 |
| Longitud de los túneles | 505 / 510 m |
| Diámetro interno | 9.40 m |
| Capacidad de descarga | 2 x 1360 m ³ /seg |

Túneles de aducción

| | |
|-------------------------|-----------------------------|
| Número de túneles | 2 |
| Longitud de los túneles | 2 x 498 m |
| Diámetro interno | 8.90 / 7.60 / 5.40 m |
| Capacidad de descarga | 2 x 239 m ³ /seg |

Casa de máquinas

| | |
|------|-------------|
| Tipo | Subterránea |
|------|-------------|

Número de unidades

| | |
|----------------------|---|
| 1 ^a etapa | 4 |
| proyecto completo | 8 |

| | |
|------------------|--------------------------|
| Tipo de turbinas | Francis, de eje vertical |
|------------------|--------------------------|

| | |
|--|---------------------------|
| Caudal nominal de turbina (por unidad) | 119.5 m ³ /seg |
|--|---------------------------|

Caída neta nominal

| | |
|----------------------|--------|
| 1 ^a etapa | 85.4 m |
| proyecto completo | 84.2 m |

Potencia instalada (en bornes de transformador)

| | |
|-------------------|----------|
| 1ª etapa | 357.2 MW |
| proyecto completo | 704.0 MW |

Generación media

| | |
|-------------------|--------------|
| 1ª etapa | 1526 GWh/año |
| proyecto completo | 1815 Gwh/año |

Transmisión

| | |
|------------------------|--------|
| Tensión de transmisión | 230 kV |
|------------------------|--------|

◆ **Costos del proyecto**

Los costos de inversión a nivel Diciembre 1994 (sin intereses durante la construcción) para el proyecto El Tigre son los siguientes:

Primera Etapa

| | |
|----------------------------|------------------------------|
| Costo en moneda local | 240.3 x 10 ⁶ US\$ |
| Costo en moneda extranjera | 349.3 x 10 ⁶ US\$ |
| COSTO TOTAL | 589.6 x 10 ⁶ US\$ |

Proyecto completo (en una etapa)

| | |
|----------------------------|------------------------------|
| Costo en moneda local | 273.6 x 10 ⁶ US\$ |
| Costo en moneda extranjera | 480.5 x 10 ⁶ US\$ |
| COSTO TOTAL | 754.1 x 10 ⁶ US\$ |

Generación de potencia y energía

El proyecto El Tigre cuenta con un caudal medio en el sitio de presa de 281.1 m³/seg. La presa crea un embalse a la cota 137.5 m.s.n.m., que tiene un volumen total de 2206 millones de m³. Como efecto del embalse, se obtiene en el sitio de presa un caudal regulado de 141.1 m³/seg (grado de regulación de 0.50).

Proyecto El Tigre

De acuerdo a los estudios energéticos realizados, se obtiene la siguiente generación de potencia y energía para El Tigre:

Primera Etapa

| | |
|---------------------------|---------------------------|
| Caudal total de turbinas: | 477.9 m ³ /seg |
| Caída neta nominal: | 85.4 m |
| Potencia instalada: | 357.2 MW |
| Generación media: | 1526.0 GWh/año |
| Factor de planta medio: | 0.488 |
| Potencia firme (4 horas): | 299.7 MW |
| Energía firme: | 875.2 GWh/año. |

Proyecto Completo

| | |
|---------------------------|---------------------------|
| Caudal total de turbinas: | 955.8 m ³ /seg |
| Caída neta nominal: | 84.2 m |
| Potencia instalada: | 704.0 MW |
| Generación media: | 1815 GWh/año |
| Factor de planta medio: | 0.294 |
| Potencia firme (4 horas): | 612.2 MW |
| Energía firme: | 893.8 GWh/año. |

◆ Efectos en Centrales de aguas abajo

La implementación del embalse El Tigre produce un efecto de regulación adicional del caudal en la central existente 15 de Septiembre, que conlleva un aumento de su generación en 12.0 Gwh/año y un aumento de su potencia firme en 9.9 MW. Ello representa un beneficio anual de 2.4×10^6 US\$/año.

De lo anterior se deduce que el "Proyecto Hidroeléctrico El Tigre" es factible dado el beneficio anual que se obtendrá.

4.5 METODOLOGIA PARA DETERMINAR LA FACTIBILIDAD DE CONSTRUCCION DE UN POZO.

Uno de los problemas más frecuentes que surgen cuando se considera la tendencia hacia un mejor desarrollo de cualquier comunidad urbana o rural, es el de proporcionar un servicio de agua potable eficiente, es decir, agua suficiente y de calidad adecuada. Por supuesto, que estas condiciones se vuelven más complejas y difíciles de satisfacer, a medida que la población y las demandas de agua se vuelven mayores, derivadas del continuo crecimiento demográfico y de las consecuentes y diversas necesidades hídricas.

El aspecto del servicio de agua potable debe ser considerado como prioritario y darle toda la atención para lograr que cada día sea mayor el porcentaje de la población de nuestro país que disfrute de una adecuada dotación del vital líquido, por otra parte, hay que tomar en cuenta que el agua es un recurso absolutamente indispensable para el desarrollo económico y social de un país.

Con base a lo expuesto anteriormente y debido a que casi todas las comunidades urbanas y rurales del país se abastecen hoy en día de agua subterránea (pozo o fuente) se considera conveniente que en este capítulo se destaque la importancia que tienen los recursos hidráulicos subterráneos y para el caso específico del abastecimiento de agua potable se tiene como propósito presentar guías generales de la metodología a seguir para la evaluación de recursos de agua subterránea, con el propósito de determinar la factibilidad de construcción de un pozo.

En cualquier lugar existe siempre alguna cantidad de agua por debajo de la superficie del terreno. sin embargo, el localizar agua subterránea significa establecer dónde ésta tiene lugar en condiciones tales que permitan su rápido acceso a un pozo para que realmente sea de utilidad. Las maneras prácticas de conseguir lo anterior, incluyen la aplicación de conocimientos científicos, experiencia en perforación de pozos y sentido común.

A continuación se describen las herramientas o pasos más simples de los hidrólogos en la localización de agua subterránea. [Ref. 18, 19, 20]

I. OBJETIVO

Especificar el fin que se persigue en el estudio a realizar.

II. UBICACION Y CARACTERISTICAS

- Sección, municipio, distancia , ciudad más cercana.
- Localización con respecto a otros detalles.
- Accesibilidad.
- Topografía.

III. POBLACION Y DEMANDAS DE AGUA

- Población actual y futura.
- Demandas de agua actual y futura.

IV. ABASTECIMIENTO ACTUAL DE AGUA

- Tipos de abastecimiento en la zona de estudio.

V. AREA DE ESTUDIO

- Delimitación del área.
- Cuadrantes topográficos (Altitud y latitud).

VI. INDICIOS DE LA SUPERFICIE.

Al visitar la zona en estudio se efectúa una observación más cercana de cualquier indicio superficial de agua subterránea.

Entre las características que le podrían proporcionar indicios valiosos, se encuentran los accidentes del terreno, la estructura de la red hidrográfica, los manantiales, los lagos y la vegetación. El agua subterránea tiende a manifestarse en mayores cantidades debajo de los valles que por debajo de las colinas. Los rellenos del valle que contienen residuos de rocas deslavadas de las laderas de las montañas, a menudo resultan ser capas acuíferas muy productivas.

Las terrazas de la costa, formadas por zonas costeras hundidas y elevadas con relación al nivel del mar en el pasado geológico, y las llanuras costeras y de los ríos son otras formaciones de tierra que indican la presencia de buenas capas

acuíferas. Cualquier indicio de agua superficial, tal como corrientes, arroyos, manantiales, pantanos o lagos, puede indicar, a su vez, la presencia de alguna forma de agua del suelo, aunque no necesariamente en cantidades aprovechables.

Los depósitos de arena y grava que se encuentran en los lechos de los ríos pueden, muy frecuentemente, extenderse lateralmente en las riberas de los mismos y pueden penetrarse por medio de pozos poco profundos, altamente productivos. Cuando se encuentran en regiones áridas plantas que requieren mucha humedad, esto constituye un buen indicio de la existencia de agua subterránea a poca profundidad. La presencia de vegetación exuberante es generalmente indicio seguro de la existencia de corrientes y otras aguas superficiales, cuyos alrededores serán sitios propicios para la búsqueda de agua del subsuelo.

VII. LEVANTAMIENTO GEOLÓGICO.

Para el hidrólogo las guías mas valiosas son los datos geológicos existentes en la zona. Los hidrólogos y geólogos utilizan la palabra roca para referirse tanto a las formaciones duras y consolidadas, tales como areniscas, la caliza, el granito, o la lava, como también aquellos sedimentos no consolidados como la grava, la arena y la arcilla. Se utiliza la expresión acuífero para definir un estrato de roca que contenga una cantidad utilizable de agua. La grava, arena, arenisca y la caliza son los mejores acuíferos, pero estas rocas constituyen solamente una fracción de todas las rocas contenidas en la corteza exterior de la tierra. No todas ellas erogran suficiente cantidad de agua. El grueso de las rocas consiste de arcilla, lutita y las rocas cristalinas son todas malos productores, pero pueden rendir agua suficiente para usos domésticos, en aquellas regiones donde no se encuentran buenos acuíferos.

Los datos geológicos existentes de la zona deben incluir mapas geológicos, secciones transversales y fotografías aéreas. Los mapas geológicos muestran los puntos en que las diferentes formaciones rocosas, consolidadas o no, salen o afloran a la superficie de la tierra, su veta o la dirección en la que descansan, su inclinación o el ángulo que tienen con respecto a la horizontal. Otra información útil debe incluir la localización de fallas y curvas de nivel indicando la profundidad hasta el lecho de roca en toda el área.

En El Salvador, se cuenta con un mapa geológico elaborado por la Misión Geológica Alemana y disponible en El Instituto Geográfico Nacional. Además el Proyecto Plan Maestro del Desarrollo y Aprovechamiento de Recursos Hídricos ha preparado para El Salvador, un mapa en el que se diferencian las distintas unidades hidrogeológicas en base a la permeabilidad de los materiales.

Los mejores acuíferos en El Salvador están constituidos por materiales volcánicos modernos, tales como: flujos de lava, rellenos piroclásticos y por materiales volcánicos retrabajados y depósitos como sedimentos aluvionales. [Ref. 3]

Las secciones transversales geológicas proporcionan algunas de los principales indicios de las características de agua del subsuelo de una localidad, indican el tipo, el espesor y la sucesión de las formaciones subyacentes y, por lo tanto, las profundidades y espesores de las capas acuíferas existentes. Las principales fuentes de información para la preparación de éstas secciones son registros de pozos y exposiciones naturales donde la caras de la rocas no se han alterado grandemente por la acción del tiempo. Estas secciones también pueden indicar si existen rastros de capa freática o artesianas en una formación acuífera.

Las fotografías aéreas, hábilmente interpretadas proporcionan información valiosa sobre las características del terreno que influyen considerablemente en la existencia de agua en el subsuelo. Las características que indican condiciones del subsuelo, tales como vegetación, forma y uso de la tierra, erosión, cauces de drenaje, terrazas, planos aluviales y depósitos de grava son evidentes en las fotografías aéreas.

VIII. CARACTERISTICAS HIDROGEOLOGICAS.

La diferenciación de unidades hidrogeológicas se hace en base a la permeabilidad de los diferentes materiales que forman las distintas formaciones geológicas. Esta diferenciación constituye una buena guía para la ubicación de pozos de producción y base sólida para la estimación general de la producción esperada de un pozo en las distintas regiones del país.

IX. INVENTARIO DE POZOS EXISTENTES.

A continuación se deberá obtener toda información posible que exista sobre pozos existentes. De estos registros se puede obtener información como la localización y profundidad del pozo; profundidad, espesor y descripción de las formaciones de rocas penetradas, y la correspondiente aspiración; la forma de construcción del pozo, y el rendimiento y aspiración del pozo terminado, temperatura y conductividad eléctrica del pozo. Si se trata de un pozo perforado, debe procurarse obtenerse del propietario el perfil litológico y los datos de prueba de bombeo del pozo, o en su defecto el nombre de la compañía perforadora.

Muchas empresas perforadoras conservan muestras de las distintas rocas penetradas. Junto con el registro del pozo debe existir un informe de la calidad del agua (características físicas y químicas). De interés adicional se dan los registros de cualquier prueba empleados en el pozo para determinar características hidráulicas, tales como permeabilidad y transmisibilidad de la capa acuífera. Para completar el cuadro, debe interesarse en los registros de las variaciones de rendimiento y calidad del agua y una historia de cualquier problema relativo del pozo desde su terminación.

Con el registro de un número suficiente de pozos, el hidrólogo confeccionará luego un mapa de los contornos de igual nivel de la superficie freática (Isolneas freáticas), midiendo la profundidad desde la superficie del terreno hasta el nivel del agua en los pozos. A continuación determinará, ya sea mediante un mapa topográfico o por nivelación, cuan alto se halla el terreno sobre el nivel del mar.

Finalmente trazará líneas que conecten todos los puntos en que la elevación del nivel del agua sea la misma, de modo que el mapa muestre la forma de la superficie freática, de la misma manera en que un mapa topográfico indica la forma de la superficie del terreno.

El mapa de curvas equipotenciales es de especial importancia porque revela no sólo la profundidad a que el agua se haya almacenada, sino también la dirección en que ésta se desplaza. Si la superficie freática tiene alguna pendiente, el agua se moverá en esta dirección.

Cuando no hay pozos o no se ha obtenido información suficiente de los existentes, el hidrólogo se ve obligado a perforar algunos agujeros de prueba. Las

muestras de material geológico que se obtengan mediante perforación, se examinan y analizan para determinar cuál estrato es acuífero y cuán extensamente subyace.

El proyecto Plan Maestro de Desarrollo y Aprovechamiento de los Recursos Hídricos ha efectuado en los años 1980-1982 un inventario de puntos de agua y recopiló información existente sobre pozos perforados en el país. Toda la información, así como los mapas respectivos, pueden obtenerse de dicho proyecto. [Ref. 3]

En consecuencia, la labor del hidrólogo se basa en el sentido común y en la observación científica, debe utilizar todos los indicios que pueda tener al observar las rocas, sus afloramientos en la superficie del terreno, en cortes de carretera, en canteras, túneles o minas y lo que los pozos le puedan revelar.

Estos estudios de agua subterránea serán tan completos como su finalidad lo exija.

Cualesquiera que sean los alcances del estudio, el informe debe constituir una base firme para las etapas siguientes, ya sea que esto consista en perforar pozos para uso doméstico o cualquier otro fin.

Con los conocimientos anteriores, el hidrólogo está en la capacidad para determinar si es factible la construcción de un pozo, en un lugar específico.

X. LEVANTAMIENTO GEOFISICO.

Los estudios geofísicos constituyen una herramienta valiosa para la explotación del subsuelo, que no siempre puede ser incorporada en un estudio de agua subterránea debido a su costo y requieren de personal muy especializado.

La Geofísica nos permite conocer la naturaleza del subsuelo, mediante la mediación de determinadas propiedades físicas (eléctricas, sísmicas, magnéticas, etc.), propiedades que se interpretan o asocian en función de características geológicas de los estratos explorados.

De los métodos que se emplean para la investigación hidrogeológica en regiones volcánicas, se considera que el más adecuado es el de resistividad eléctrica, es el método geofísico de superficie más frecuente utilizado en la prospección del agua subterránea. Mediante un equipo se introduce y hace circular por el subsuelo una corriente eléctrica de intensidad constante. [Ref. 20]

XI. PROFUNDIDAD DEL AGUA

En las partes topográficas altas, el nivel del agua subterránea se encontrará a profundidades que hacen que su explotación no sea factible, tanto por razones técnicas como económicas, independientemente de la geología del área. En este caso habrá que buscar partes topográficas bajas para la selección del sitio de perforación. El inventario de pozos excabados que hubiesen en el área o sus cercanías darán un buen elemento de juicio para establecer la profundidad del nivel del agua subterránea en otros niveles topográficos.

XII. CUANTIFICACION DE LA RECARGA.

Las principales fuentes naturales de recarga de los acuíferos de un área o cuenca incluye la infiltración de la precipitación, infiltración de ríos, lagos y reservorios

y frecuentemente incluye también aflujos de agua subterránea desde áreas o cuencas vecinas.

La razón de recarga de un depósito de agua subterránea depende del régimen de precipitación, de la escorrentía superficial y del caudal de los ríos. Así mismo, varía de acuerdo con la permeabilidad del suelo y de los otros materiales a través de los cuales debe percolar para alcanzar la zona de saturación. La oportunidad de infiltrar depende en mucho de la condición del suelo, su contenido de humedad, de la duración de la lluvia y del patrón de drenaje del área o de la cuenca.

En El Salvador, los acuíferos principales son recargados primordialmente por la lluvia que cae en la cadena volcánica. En estas zonas las precipitaciones son más altas que en las partes bajas y la permeabilidad de los suelos es también alta. Se estima que en la cadena volcánica se infiltran entre un 20% a un 40% de las precipitaciones, mientras que en la planicie costera la infiltración no es mayor a un 25% de las precipitaciones pluviales.

XIII. CUANTIFICACION DE LA DESCARGA.

La descarga de agua subterránea ocurre cuando emerge del subsuelo. La mayoría de la descarga natural ocurre como flujo a cursos superficiales, lagos y océanos; flujo hacia la superficie ocurre como manantiales. El bombeo de pozos constituye la mayor descarga artificial de agua subterránea.

Para evaluar la descarga natural es necesario establecer el volumen del flujo base o de estiaje, descarga de manantiales, el volumen de agua subterránea que

descarga como flujo subterráneo, a lagos, océanos, o sale fuera del área y el volumen de agua subterránea que es evapotranspirada.

El flujo ó caudal base puede ser medido directamente en ríos durante la época seca y durante la época lluviosa separado de la escorrentía total, utilizando métodos hidrológicos.

La descarga de agua subterránea como flujo subterráneo a lagos u océanos o que sale fuera de los límites del área o la zona, no puede ser medido directamente. Para su cuantificación debe conocerse la transmisividad del acuífero y el gradiente hidráulico del nivel del agua subterránea a lo largo del perfil de descarga. Aplicando la Ley de Darcy, se tiene:

$$Q = PIA \quad \text{ó}$$

$$Q = TIW$$

Donde:

Q = Descarga de agua subterránea, en m³/día.

P = Permeabilidad del acuífero, en m³/día/ m²

I = Gradiente hidráulico del agua subterránea, adimensional

A = Área de la sección, m²

T = Transmisividad del acuífero, m³/día/m

W = Ancho de la sección de descarga, en metros.

La transmisividad o la permeabilidad del acuífero a lo largo de la sección de descarga se obtiene de los pozos exploratorios. El trazo de la línea de perfil, así como el gradiente hidráulico, se obtiene a partir del mapa de curvas isofreáticas.

El volumen de agua subterránea que es avapotranspirada se reduce generalmente a zonas donde el nivel freático se encuentre a menos de 2.5 m de profundidad. Estas zonas son pequeñas y se encuentran en El Salvador, muy cerca de la costa, lo que hace que prácticamente pueden ser desechadas.

La descarga de manantiales puede ser medida en forma directa por medio de aforos.

La descarga artificial de agua subterránea puede ser evaluada en forma directa, toda vez que durante el inventario de puntos de agua se hace un censo de la extracción de flujo base de los ríos.

La descarga total de agua subterránea es entonces la sumatoria de las descargas naturales más las artificiales.

Las secciones anteriores describen las herramientas más simples en la exploración del agua del subsuelo. En muchas zonas, no se dispondrá de algunos de los registros, mapas y otras informaciones que ya hemos mencionado. Cuando lo justifique la magnitud del proyecto, tratará de producir toda la información dentro de lo factible.

4.5.1 EJEMPLO DE FACTIBILIDAD PARA LA CONSTRUCCION DE UN POZO.

RECURSOS DE AGUAS SUBTERRANEAS DEL AREA DONDE ESTAN
COMPRENDIDOS LOS CANTONES Y CASERIOS EL SITIO, SAN ANDRES Y EL
VOLCAN, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL.

I GENERALIDADES

1.1 Objetivo

Del área donde están comprendidos los cantones y caseríos El Sitio, san Andrés y El Volcán se efectuó un estudio hidrogeológico con el objeto de determinar si en esa área existen recursos de aguas subterráneas suficientes y que puedan ser explotados como fuente de suministro de agua potable para la población que habita en esos cantones y caseríos. Los resultados del mencionado estudio son presentados en este informe.

1.2 Ubicación y características

El cantón y caserío El Sitio se encuentra a 3.5 Km al noroeste de la ciudad de San Miguel, mientras que los cantones y caseríos San Andrés y El Volcán se encuentran, respectivamente a 7.0 km. y a 7.5 km. dela misma ciudad, en la zona oriental del país. La ciudad de San Miguel se encuentra, a su vez, a 136 km. al oriente de la ciudad capital, San Salvador. Los cantones y caseríos antes mencionados pertenecen a la jurisdicción de la ciudad de

San Miguel, cabecera del Departamento del mismo nombre. Una buena carretera y caminos rurales en buen estado unen la ciudad con los caseríos.

El cantón y caserío El Sitio se encuentran en una zona de topografía plana ligeramente ondulada a una altura topográfica de 140 m.s.n.m., mientras que los caseríos San Andrés y El Volcán se encuentran en la falda nororiental del volcán de San Miguel, a 320 m.s.n.m. y 410 m.s.n.m., respectivamente. La topografía del área donde se encuentran los dos últimos se caracteriza por la fuerte pendiente de los terrenos hacia el noreste.

El caserío El Sitio tiene, en general, las viviendas concentradas en diversas colonias mientras que en los caseríos San Andrés y el volcán las viviendas se encuentran bastante dispersas. En los tres cantones y caseríos se cuenta con el servicio de energía eléctrica.

1.3 Población y demandas de agua potable.

En el cuadro que se presenta a continuación se indica la población actual y futura, proyectada hasta el año 2006, de los cantones y caseríos El Sitio, San Andrés y El Volcán, así como también las demandas respectivas de agua potable. Para los cálculos necesarios se emplearon datos de población obtenidos por PLANSABAR a través de encuestas realizadas en el terreno y una dotación de 100 litros de agua por persona por día en todos los casos.

CUADRO No. 4.8

Población y demandas de agua potable

| cantón y caserío | Población | | Demandas de agua potable | |
|------------------|-----------|----------|--------------------------|--------------|
| | Actual | Año 2006 | Actual | Año 2006 |
| El Sitio | 1421 | 2274 | 1.64 lts/seg | 2.63 lts/seg |
| San Andrés | 2214 | 3542 | 2.56 lts/seg | 4.10 lts/seg |
| El Volcán | 2958 | 2958 | 3.42 lts/seg | 5.48 lts/seg |

1.4 Abastecimiento actual de agua potable

1.4.1 Cantón y caserío El Sitio

La población del cantón y caserío El Sitio se abastece de agua para su uso doméstico esencialmente de agua subterránea, que es explotada mediante pozos excavados de 45 mts. de profundidad. Algunos pozos están dotados de bombas eléctricas, de donde muchos vecinos compran el agua. Sólo una minoría cuenta con pozos excavados. En el caserío hay dos cantareras instaladas por ANDA, las que se abastecen de agua que llega desde Moncagua. Diez casas, de una de las colonias, tienen conexiones domiciliarias que también fueron instaladas por ANDA y derivadas del acueducto de Moncagua. Esta gente que goza del servicio también vende agua a muchos vecinos. En general, la situación de los pobladores del cantón es crítica debido a la falta de agua potable y/o al alto precio que tienen que pagar por ella.

1.4.2 Cantones y Caseríos San Andrés y El Volcán.

La situación del abastecimiento de agua de los pobladores de los cantones y caseríos San Andrés y El volcán es crítico, debido a estar

ubicados en las faldas del volcán de San Miguel, a una altura topográfica de 300 m.s.n.m. hasta los 410 m.s.n.m. en donde el nivel del agua subterránea se encuentra a mas de 120 mts. (394 pies) de profundidad y a que en toda la zona no existe un manantial perenne. Por las razones anotadas, en la zona no existen pozos excavados, perforados ni manantiales que puedan ser aprovechados por los habitantes de esos cantones y caseríos. El agua para uso doméstico es comprada de camiones que la acarrean de San Miguel y Quelepa durante toda la época seca del año o "verano". Durante la época de "invierno", se almacena aguas de lluvia en tanques relativamente pequeños.

1.5 El área de estudio

El área seleccionada para el presente estudio tiene una extensión de 54 km², en la que quedan comprendidos los tres cantones y caseríos a los que éste informe se refiere, el extremo occidental de San Miguel y parte de la porción media de la falda oriental del volcán de San Miguel.

El área está delimitada por las latitudes N 267.00 - N 261.00 y longitudes E 558.00 - E 579.00. Las cuadrículas se refieren al cuadrículado geométrico de los cuadrantes topográficos 2556-II, 2556-III y 2556-Y según la proyección cónica conformal de Lambert

II. GEOLOGIA

En el área afloran únicamente rocas volcánicas de la formación San Salvador, originadas de las diferentes erupciones de éste volcán en sus distintos estados de actividad. Como consecuencia de esta actividad, se tienen diferentes flujos de lavas basálticas muy fracturadas que se extienden

desde el cráter del volcán hasta cerca de la ciudad San Miguel. Estas lavas se encuentran, a su vez, en intercalación con potentes estratos o mantos de ceniza volcánica gruesa color negro y tobas de Lapilli. La edad de los distintos flujos de lava varía desde el Pleistoceno Superior hasta el reciente. En las partes bajas de las faldas del volcán se encuentran potentes acumulaciones de Piroclastos de diversa granulometría que han dado origen a tobas de color café de poca compactación.

Dentro de estas tobas se distinguen mantos de Piroclastos más gruesos con fragmentos de basalto y un contenido menor de material fino o polvo. Cerca al contacto geológico de las lavas basálticas con las tobas se observa que los extremos de los flujos más recientes de lava cubren parte de las tobas. En el extremo noreste del área se encuentran algunos depósitos sedimentarios de origen fluvio lacustre que se extienden en parte del sector del cantón El Sitio. En éste lugar los depósitos tienen poco espesor y yacen sobre tobas color café. Los sedimentos consisten esencialmente de arcilla, limo, arena limo-arcillosa y algo de grava y forman el miembro superior de la formación San Salvador.

Las lavas y mantos de ceniza constituyen en el área de estudio, el miembro intermedio de la formación, mientras que las tobas poco compactas de color café constituyen el miembro inferior, siendo éstas, por lo tanto, más antiguas que los sedimentos y que las lavas y cenizas gruesas. Los cantones y caseríos San Andrés y El Volcán están asentados sobre las lavas, mientras que el cantón y caserío El Sitio lo está sobre las tobas color café o miembro inferior de la formación San Salvador.

1

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that this is crucial for ensuring the integrity of the financial statements and for providing a clear audit trail.

2. The second part of the document outlines the specific procedures that should be followed when recording transactions. It details the steps from identifying the transaction to the final entry in the ledger, ensuring that all necessary details are captured and verified.

3. The third part of the document discusses the importance of regular reconciliation of accounts. It explains how this process helps to identify and correct errors early on, preventing them from becoming more significant over time.

4. The fourth part of the document covers the importance of maintaining proper documentation for all transactions. It stresses that supporting documents, such as invoices and receipts, are essential for verifying the accuracy of the recorded data.

5. The fifth part of the document discusses the importance of staying up-to-date with changes in accounting standards and regulations. It notes that compliance is a key requirement for the preparation of financial statements.

6. The sixth part of the document covers the importance of maintaining a clear and organized system for storing financial records. It suggests using both physical and digital methods to ensure that all data is easily accessible and secure.

7. The seventh part of the document discusses the importance of regular backups of financial data. It explains that this is a critical step in protecting against data loss due to hardware failure or other unforeseen events.

8. The eighth part of the document covers the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that this is crucial for ensuring the integrity of the financial statements and for providing a clear audit trail.

III EL AGUA SUBTERRANEA

3.1 Características hidrogeológicas de la formación diferenciada.

Debido al fuerte fracturamiento de las lavas basálticas de la formación San Salvador, de alta permeabilidad secundaria y al hecho que éstas lavas se encuentran en intercalación con mantos de ceniza volcánica gruesa y tobas de Lapilli suelto, de alta permeabilidad primaria, la secuencia de lavas, cenizas gruesas y Lapilli conforman una unidad hidrogeológica de alta permeabilidad. Esta secuencia constituye el miembro intermedio de la formación San Salvador. Pozos de 57.38 m. (188 pies) de profundidad, construidos por PLANSABAR en el Hospital Regional de San Miguel y que han atravesado parcialmente la secuencia anterior descrita, rinden caudales de 31.5 lt/seg (500 gpm). El nivel estático en estos pozos perforados por ANDA, en San Miguel, de mayor profundidad que los perforados por PLANSABAR, y también sólo atraviesan parcialmente el miembro de 75.7 lt/seg (1200 gpm).

Las tobas de color café de poca compactación, que se encuentran principalmente en el sector oriental del área y que conforma el miembro inferior de la formación San Salvador, constituye, por sus características litológicas y de compactación, una unidad hidrogeológica de mediana hasta alta permeabilidad, según se encuentren dentro de ellas mantos de Piroclastos gruesos. Pozos de 67.0 m. (220 pies) perforados por ANDA dentro de las tobas en la colonia Belén de San Miguel rinden caudales de hasta 34 lt/seg (540 gpm). Los depósitos sedimentarios fluvio-lacustres del

sector del cantón El Sitio constituyen una unidad hidrogeológica de baja permeabilidad debido a su poco espesor en este sector y a la predominancia de arcillas y limos.

El acuífero principal del área lo constituye la intercalación de diferentes flujos de lavas basálticas fracturadas con cenizas volcánicas gruesas y tobas de Lapilli. Las tobas poco compactas color café forman el acuífero secundario del área.

3.2 Profundidad del agua.

El nivel del agua subterránea en el sector del cantón y caserío El Sitio se encuentra entre 35 m. y 45 m. de profundidad. Hacia el cantón de San Andrés, el pozo más próximo se encuentra en la fábrica Cordelera Salvamex, situada muy cerca al empalme de la carretera Panamericana con la carretera a las Placitas. En este sitio, el nivel del agua subterránea se encuentra a 45.20 m. de profundidad y fue medido en el pozo excavado que la fábrica explota para obtener agua que es usada para la limpieza de la planta, uso del personal y servicios sanitarios. Este pozo excavado tiene 48 m. de profundidad. Se estima que en cantón San Andrés, el nivel del agua subterránea se encuentra a unos 170 m. ó 180 m. de profundidad y en el cantón El Volcán a más de 220 m. de profundidad.

3.3 Transmisibilidad.

La transmisibilidad del acuífero principal, que está compuesto por flujos de lavas basálticas fracturadas en alternancia con cenizas volcánicas gruesas de Lapilli, tiene una transmisibilidad de 410 m²/día (33,000 gpd/pie)

para un espesor saturado de tan solo 33.87 m. (111.0 pies) y una capacidad específica de 2.47 lt/seg por metro de abastecimiento (12 gpm/pie), según datos obtenidos por PLANSABAR en pruebas de bombeo efectuadas en los pozos perforados del Hospital Regional de San Miguel. La transmisibilidad del acuífero principal, en una zona al oeste de la ciudad de San Miguel, en donde ANDA ha perforado dos pozos de 60.1 m. (200 pies) de profundidad, es de hasta 1640 m²/día (132,000 gpd/pie), de acuerdo a datos obtenidos de pruebas de bombeo 72 horas de duración.

El acuífero secundario, compuesto por tobas líticas poco compactas varía entre 275 m²/día y 100 m²/día (22,000 gpd/pie y 8,000 gpd/pie) según datos obtenidos por ANDA en pozos perforados en la Colonia Belén de San Miguel, en donde esa institución ha perforado pozos de 60.1 m. (200 pies) de profundidad.

3.4 Recarga

La recarga del acuífero principal se produce por infiltración de parte de las precipitaciones que caen en la falda oriental del volcán de San Miguel y de las lluvias que caen sobre el área que ocupa el acuífero. La precipitación promedio anual es de 1,800 mm en la parte del área ocupada por las lavas altamente fracturadas, las que ocupan una superficie de unos 25 km². Se estima que debido al fracturamiento de las lavas, un 20% de las precipitaciones pluviales que caen sobre ellas se infiltran hasta alcanzar el nivel de saturación y alimentar así el acuífero. De ello resulta que la recarga que el acuífero principal recibe, sólo de las lluvias que caen sobre la

superficie ocupada por las lavas en el área de estudio, es de aproximadamente de 9,000,000 m³ por año, equivalentes a un caudal constante de 285 lt/seg. Al calcular esta recarga no se ha considerado aquella proveniente de aflujos subterráneos, que se originan del agua que se infiltra en la ladera del volcán por encima de la cota 400 m.s.n.m.

El acuífero secundario tiene unos 23 km² de extensión. Por encontrarse en niveles más bajos, la precipitación pluvial que sobre este acuífero cae directamente es de unos 1,700 mm por año, de los cuales un 10% llega a infiltrarse y alcanzar el nivel de saturación. De ello resulta que la recarga así generada es de aproximadamente 3,910,000 m³ por año, equivalentes a un caudal constante de 124 lts/seg. La recarga por aflujos subterráneos provenientes de otros sectores no ha sido considerada por carecerse de la información necesaria.

IV MANANTIALES

En el área de estudio no existen manantiales que por su caudal puedan ser aprovechados para propósitos de abastecimiento de agua potable a los caseríos y cantones aquí tratados. En la época de lluvias llegan a formarse algunos pequeños manantiales, pero se agotan rápidamente al comenzar la época seca del año.

V. LOS RECURSOS DE AGUA DISPONIBLES Y FACTIBLES DE SER EXPLOTADOS COMO FUENTE DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LOS CANTONES Y CASERIOS EL SITIO, SAN ANDRES Y EL VOLCAN.

Los únicos recursos de agua en el área que pueden ser aprovechados como fuente de suministro de agua potable a la población de los cantones y caseríos El Sitio, San Andrés y El Volcán, son los recursos de agua subterránea almacenados, en escurrimiento, en los dos acuíferos del área. El acuífero principal, compuesto por diferentes flujos de lava en intercalación con cenizas volcánicas gruesas y tobas de Lapilli puede rendir caudales de 70 lts/seg (110 gpm) en pozos perforados de 80 mts. (262 pies) de profundidad y con una columna de agua de 35 mts. (115 pies). Este acuífero principal recibe una recarga mínima de aproximadamente equivalente a un caudal constante de 285 lts/seg. El acuífero principal tiene una transmisibilidad de 1684 m²/día (132,00 gpd/pie). La recarga mínima que el acuífero secundario recibe dentro del área, es de aproximadamente de 124 lt/seg (expresado como caudal constante). Pozos perforados de 67 mts. (220 pies) en el acuífero secundario rinden caudales de hasta 34 lts/seg (540 gpm).

De lo anteriormente expuesto, y ante la ausencia de manantiales en el área, resulta evidente que como fuente de abastecimiento de agua potable para la población de cantones y caseríos El Sitio, San Andrés y El Volcán, deberán explotarse parte de los cuantiosos recursos de agua subterránea del área, mediante pozos perforados convenientemente ubicados.

Para abastecer de agua potable a la población de los cantones y caseríos San Andrés y El Volcán habrá que perforar un pozo, preferentemente en el acuífero principal, en un lugar donde la profundidad al agua subterránea no sea mayor a 40 m. (131 pies) a objeto de no incrementar el costo total del pozo y acercarse un máximo al lugar donde están ubicados los dos caseríos citados. el lugar que se considera más óptimo para construir el pozo está ubicado entre 700 m y 800 m. al sudeste del empalme de la carretera a Las Placitas con la carretera Panamericana. Construyendo el pozo en este lugar, no será necesario perforar más de 65 m. y se interceptará el acuífero principal en todo el espesor saturado del pozo. En cambio, si el pozo se lo ubica hacia noroeste del empalme de las dos carreteras antes mencionadas, la profundidad del agua subterránea será entre 20 m. y 40 m mayor que en el sitio recomendado y se perforaría en el acuífero secundario.

Para abastecer de agua a la población del cantón y caserío El Sitio, habrá que perforar un pozo de 61 m. (200 pies) de profundidad en el sector noroeste del caserío, frente a la escuela. De esta manera el pozo estará ubicado en el acuífero secundario e interceptará el nivel del agua subterránea a unos 35 m. (115 pies) de profundidad y no estará perforando en los depósitos sedimentarios de muy baja permeabilidad.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions.

2. It is essential to ensure that all entries are supported by appropriate documentation and receipts.

3. Regular audits should be conducted to verify the accuracy of the records and to identify any discrepancies.

4. The second part of the document outlines the procedures for handling and storing financial records.

5. All records should be stored in a secure and accessible location, and should be backed up regularly.

6. It is also important to ensure that all records are properly indexed and labeled for easy retrieval.

7. The final part of the document provides a summary of the key points and offers some concluding remarks.

8. In conclusion, maintaining accurate and up-to-date financial records is crucial for the success of any business.

9. By following the guidelines outlined in this document, you can ensure that your financial records are accurate and reliable.

10. Thank you for your attention, and please do not hesitate to contact us if you have any questions.

11. We look forward to serving you and helping you achieve your financial goals.

5.1 CONCLUSIONES

- ❑ La Ingeniería Hidrológica tiene como propósito el desarrollo de proyectos que permitan la construcción de obras que hidráulicamente presenten alta funcionalidad al menor costo. Por lo tanto el proyectar una obra hidráulica requiere la estimación del caudal máximo que llegará a dicha estructura en un período determinado. Una estimación adecuada del caudal máximo para el proyecto de una obra es de extrema importancia ya que de lo contrario afecta, no sólo a la propia obra, si no también a la seguridad y al costo de cualquier estructura. Si se sub-estima el valor del caudal de diseño se corre el riesgo de que no sólo falle totalmente la estructura y los servicios que se esperan de ella, si no que se compromete también la seguridad de las personas y propiedades situadas aguas abajo de ella o en zonas cercanas; si por el contrario, tomamos un caudal de crecida extraordinariamente grande, dará por resultado una inversión innecesariamente alta que puede afectar la factibilidad económica de un proyecto.

- ❑ Una avenida llega a su valor máximo cuando al punto bajo estudio llega el mayor número de partículas de agua que lleva el volumen instantáneo del río, siendo éste número de partículas, función del tiempo de duración de la lluvia, de la intensidad de la misma y de la configuración de la cuenca.

- ❑ Una de las desventajas que representa el Método Racional en el cálculo del caudal máximo de una crecida, es que la determinación del tiempo de concentración para calcular la intensidad máxima, es un tanto inexacta, ya que, tanto la distancia que recorre la partícula más alejada, como su

velocidad, requiere de un amplio criterio para su obtención. El método Racional genera valores aceptables de caudal de diseño ya que para su análisis se requiere datos de lluvia así como analizar las características físicas de la cuenca en estudio. Este método se utiliza con mayor grado de confiabilidad en áreas pequeñas como poblaciones urbanas y cuencas de pequeña magnitud.

- ❑ Existen métodos y datos necesarios para la estimación del caudal máximo para el diseño de alcantarillas, lo cual permitirá la optimización de costos para la instalación de las mismas.

- ❑ Los resultados en un estudio de drenaje pluvial deben ser los más cercanos a la realidad, por lo tanto para su diseño, se deben tomar criterios en base a la práctica, en la escogitación de la fórmula hidráulica a aplicar. Así como de sus coeficientes y de la condición hidráulica de trabajo que se supone, por ser factores que influyen en los resultados finales. Debido a la cantidad de agua a desalojar en los tramos finales al punto de descarga, se debe determinar la capacidad hidráulica en una tubería cuando ésta trabaja al 50% para prevenir rebalses en la tubería.

- ❑ El tipo de presa que se elige para un emplazamiento depende principalmente de las condiciones topográficas, geológicas, hidrológicas y climáticas. Cuando se puede utilizar uno de los varios tipos existentes, se analizan las alternativas económicas que ayudarán a seleccionar el tipo de

presa a emplear. La seguridad y su funcionamiento son los requisitos principales, pero a menudo afectan las comparaciones económicas, el tiempo necesario para la construcción y los materiales.

- El agua subterránea constituye una parte importante del ciclo hidrológico y con frecuencia en nuestro medio, representa una de las principales fuentes de abastecimiento accesible para satisfacer diversas necesidades hídricas. El estudio de agua subterránea, no ha recibido a la fecha la debida atención de parte de instituciones encargadas de su investigación y control, así como de personas y/o empresas particulares, por lo que el conocimiento sobre factibilidad de localización y comportamiento de los recursos subterráneos es limitado, aspecto que dificulta su aprovechamiento y conservación.

- En la actualidad, con el deterioro del medio ambiente, el uso, control y manejo adecuado de los recursos es un factor determinante en cualquier plan de desarrollo que se emprenda como profesionales, técnicos o personas particulares, pues no existe actividad humana que no se relacione directa o indirectamente con el agua. Por ejemplo: Programas habitacionales, generación de energía eléctrica, desarrollo industrial, salud pública, etc.

5.2 RECOMENDACIONES

- ❑ El proyecto de toda obra hidráulica requiere del conocimiento de un caudal de diseño o volumen de agua que manejará dicha estructura.

Este caudal de diseño deberá ser estimado con un cierto grado de confiabilidad tal que permita optimizar el costo sin sacrificar la funcionalidad hidráulica de la estructura. Por lo tanto se recomienda que para el desarrollo de todo estudio hidrológico se obtenga toda la información disponible en las instituciones privadas o gubernamentales que funcionan para dicho propósito, así como un reconocimiento específico de la zona de estudio en cuanto a vegetación, tipo de suelo, zonas urbanizadas, vías pavimentadas, etc. ya que son factores que tienden a incrementar el caudal de diseño y que pueden ser analizadas por los encargados del estudio.

- ❑ Es recomendable la instalación de más estaciones meteorológicas en todo el país, pues sólo datos obtenidos a través de ellas harán posible una verdadera evaluación de los recursos de agua en El Salvador; evaluación que cada vez se hace más necesaria para obtener, procesar e investigar en forma sistemática y ordenada de la información meteorológica necesaria para un desarrollo integral y múltiple de los recursos hídricos en el país. En la actualidad, las estaciones meteorológicas existentes con que se cuentan son insuficientes; algunas se encuentran deterioradas y muchas fueron clausuradas a causa de las condiciones socio-políticas por las que atravesó el país en la década de los ochenta.

- Es necesario que se brinde formación o capacitación en Hidrogeología a estudiantes de Ingeniería Civil o Técnicos de disciplinas afines, tomando en cuenta la escasez de personal especializado en el país y la importancia de dichos recursos como fuente de suministro de agua para diversos fines.

- Concientizar al profesional, estudiantes y a la ciudadanía en general de la importancia que presentan los recursos hidráulicos subterráneos y superficiales, promover proyectos relacionados con la localización, investigación, aprovechamiento, conservación y control de los recursos hidráulicos nacionales.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

1. Aparicio Mijares, Francisco Javier
Fundamentos de Hidrología de Superficie
3ª Edición, 1994.

2. Linsley - Kohler - Paulus
Hidrología para Ingenieros
2ª Edición, 1988.
Editorial McGraw-Hill

3. Plan Maestro de Desarrollo y Aprovechamiento de los Recursos Hídricos
Documentos Básicos (01-17)
PLAMDARH: 1980 - 1982

4. Anuario Hidrológico, 1982 - 1984
Dirección de Recursos Naturales
División de Meteorología e Hidrología.
Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG)

5. Almanaque Salvadoreño, 1994
Dirección de Recursos Naturales
División de Meteorología e Hidrología.
Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG)

- 6. Consideraciones Hidrológicas de la cuenca de San Salvador
Alvarez Escobar, José Saúl
Tesis UES, 1967

- 7. Quiñonez Marquez, Ferdinand; Guzmán Ríos, Senén
Determinación de Caudal y Técnicas de Muestreo en Aguas Superficial
Técnicas de Investigación de Recursos de Agua.
San Juan, Puerto Rico, 1986.

- 8. Ven - Te - Chow
Hidrología Aplicada
Editorial McGraw-Hill, primera edición, 1989

- 9. Amando Vides Tobar
Construcción de Carreteras
Guatemala, Mayo 1981
Editorial Limusa.

- 10. Ortíz Alvarez, Miguel Egdan
Estudio del Drenaje Superficial de Carreteras
Tesis UES, 1979.

- 11. Lemus González, Fernando de Jesús
Reglamento para la Disposición del Drenaje Pluvial Urbano
Tesis UES, 1985.

12. Carranza Guzmán, Wilfredo

Estudio del Actual problema del Sistema de Drenaje de Aguas Lluvias de la Ciudad de Cojutepeque.

Tesis UES, 1995.

13. Heras, Rafael

Manual de Hidrología de las Crecidas

Tomo IV.

14. Reglamento de la Ordenanza del Control del

Desarrollo Urbano y de la Construcción

OPAMSS, 1993

15. Presas Pequeñas de Concreto

Portland Cement Association

Editorial Limusa, 1982

16. Diseño de Presas Pequeñas

United States Department of the Interior

Boureau of Reclamation

Compañía Editora Continental

México 1967.

17. Estudio de Factibilidad del Proyecto Hidroeléctrico "EL TIGRE"

Comisión Ejecutiva Hidroeléctrica del Río Lempa (CEL).

18. Ulrio P. Gibson

Manual de los Pozos Pequeños

Editorial Limusa.

19. Johnson División, Hop Inc.

Saint Paul, Minnesota

El Agua Subterránea y los Pozos

1ª Edición, 1975.

20. Manual para Evaluar Recursos Hidráulicos Subterráneos

Comisión Nacional del Agua

Editorial Hidrolegro I. S. C.

México D. F., 1994.