

**TRABAJO ESPECIAL DE GRADO**

**EVALUACIÓN DEL POTENCIAL HIDRÁULICO ASOCIADO  
A LA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELÉCTRICA “LA PLANTA”,  
UBICADA EN CHORONÍ EDO. ARAGUA**

Presentado ante la ilustre

Universidad Central de Venezuela

Por el Br. Pietri G., Carlos A.

Para optar al Título de

Ingeniero Civil

Caracas, 2009

**TRABAJO ESPECIAL DE GRADO**

**EVALUACIÓN DEL POTENCIAL HIDRÁULICO ASOCIADO  
A LA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELÉCTRICA “LA PLANTA”,  
UBICADA EN CHORONÍ EDO. ARAGUA**

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Yuri Medina

Presentado ante la ilustre  
Universidad Central de Venezuela

Por el Br. Pietri G., Carlos A.

Para optar al Título de

Ingeniero Civil

Caracas, 2009

*A Dios por iluminar siempre mi camino*

*Y a mis padres por creer en mí*

*Carlos*

## **AGRADECIMIENTOS**

A la Universidad Central de Venezuela por brindarme la oportunidad de prepararme profesionalmente y alcanzar así, esta meta tan importante en mi vida.

A la profesora Yuri medina, mi tutora, por sus orientaciones y conocimientos para enriquecer y culminar esta investigación.

Al profesor Valdemar Andrade, por prestarme toda su colaboración y apoyo para poder aplicar los modelos hidrológicos utilizados en este trabajo.

Al ingeniero Edgar Martínez y al profesor Roberto Duque, quienes siempre estuvieron dispuestos a suministrarme toda la información necesaria que tenían a su alcance y brindarme la orientación necesaria para seguir por el camino adecuado.

A Augusto, hendrix, hy leen, Jairo, José, miguel, Verónica y Vladimir por su ayuda, apoyo y por compartir las dificultades y alegrías que vivimos en cada momento que compartimos en el transcurso de los estudios previos a este trabajo.

**Pietri G. Carlos A.**

**EVALUACIÓN DEL POTENCIAL HIDRÁULICO ASOCIADO A LA  
PEQUEÑA CENTRAL HIDROELÉCTRICA “LA PLANTA”,  
UBICADA EN CHORONÍ EDO. ARAGUA**

**Tutor Académico: Prof. Yuri Medina. Trabajo Especial de Grado. Caracas, U.C.V. Facultad de  
Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil. 2009, 141 p.**

**Palabras Clave:** (Hidroenergía, Pequeña Central, Aprovechamiento, Modelos  
Hidrológicos, potencial hidráulico.)

**Resumen.** En la actualidad la tendencia a recuperar o crear fuentes de energía limpias va en creciente. De allí el entusiasmo en recuperar instalaciones abandonadas donde se desarrollaron proyectos hidroeléctricos. La Pequeña Central Hidroeléctrica “La Planta”, está ubicada en la Población de Choroní en el Estado Aragua, esta planta se crea en el año 1923 y está fuera de servicio desde el cambio de frecuencia a mediados de los años sesenta. Para el momento de su puesta en funcionamiento esta planta contaba con 3 unidades de 700 kVA a 3,0 kV, 50 Hz, que surtían de electricidad a la ciudad de Maracay. En este trabajo se evalúa la posibilidad de que esta PCH surta de electricidad a la población de Choroní para que se suplan las deficiencias que el sistema interconectado tiene en estos momentos. Para tal fin, se realiza el diagnóstico y se verifica el estado actual de las obras civiles existentes, se estima el potencial hidroeléctrico de la cuenca y se evalúa la factibilidad y conveniencia de su recuperación. Como método de trabajo se identificaron los componentes del sistema, su estado actual, se elaboraron las curvas de duración de caudal y de potencia representativas del potencial hidroenergético de la cuenca del río Grande del Medio de Choroní en el sector de Uraca, se modeló el comportamiento de la cuenca para determinar su rendimiento y se verifica que los elementos que forman parte del complejo de generación, dique, canal de conducción y tubería a presión, cumplan con los requisitos hidráulicos y puedan hoy en día manejar el gasto que se propone conducir. Adicionalmente se plantean alternativas de posibles cambios o mejoras a las instalaciones para optimizar el aprovechamiento hidráulico, basados en los cálculos y estimaciones que se realizan. Por otro lado se presenta el costo aproximado de las inversiones requeridas para poner en funcionamiento la PCH. También se estima la demanda eléctrica futura que tendrá la población de Choroní. Se determina que el rendimiento de la cuenca es de  $0,19 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ha}$  y se cuenta con un caudal promedio de  $0,88 \text{ m}^3/\text{s}$ . Se llega a la conclusión que el costo de recuperar la planta oscila entre 9.400.000 y 12.000.000 Bs. Pudiendo generar una energía anual comprendida entre 2250 y 2520 Mwh.

## INDICE

1 FUNDAMENTO DE LA INVESTIGACION.....	17
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	17
1.2 OBJETIVOS .....	18
1.2.1 Objetivo general.....	18
1.2.2 Objetivos específicos .....	18
1.3 APORTES.....	20
2 MARCO TEORICO .....	22
2.1 CENTRALES HIDROELECTRICAS .....	22
2.2 PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS.....	23
2.2.1 Conceptos básicos.....	23
2.2.1.1 Potencia o capacidad.....	23
2.2.1.2 Energía .....	26
2.2.1.3 Términos usuales empleados en aprovechamientos hidroeléctricos.....	27
2.2.2 Elementos de una PCH .....	32
2.2.2.1 Presa.....	32
2.2.2.1.1 Presas de concreto:.....	32
2.2.2.1.2 Presas de enrocado:.....	33
2.2.2.1.3 Presas de tierra: .....	33
2.2.2.1.4 Presas mixtas:.....	34
2.2.2.2 Tomas y descargas de fondo.....	34
2.2.2.2.1 Tomas.....	34
2.2.2.2.2 Tipos y componentes. ....	36
<b>2.2.2.2.2.1 Canal de aproximación.....</b>	<b>39</b>

<b>2.2.2.2.2.2 Obra de captación.</b> .....	40
<b>2.2.2.2.2.3 Conducto de toma.</b> .....	40
<b>2.2.2.2.2.4 Controles de regulación.</b> .....	41
<b>2.2.2.2.2.5 Controles de contingencias.</b> .....	41
<b>2.2.2.2.2.6 Obras de descarga y disipación.</b> .....	41
<b>2.2.2.2.2.7 Descargas de fondo.</b> .....	42
2.2.2.3 Aliviaderos de embalse .....	42
2.2.2.4 Conducciones a presión .....	44
2.2.2.4.1 Componentes de una conducción a presión. ....	45
<b>2.2.2.4.1.1 Las tuberías</b> .....	46
<b>2.2.2.4.1.2 Las estaciones de bombeo</b> .....	47
<b>2.2.2.4.1.3 Las obras de protección</b> .....	48
2.2.2.4.1.3.1 Chimeneas de equilibrio .....	48
2.2.2.4.1.3.2 Tanques de aire comprimido.....	48
2.2.2.4.1.3.3 Válvulas de admisión y de expulsión de aire.....	49
<b>2.2.2.4.1.4 Los controles</b> .....	50
<b>2.2.2.4.1.5 Los estanques</b> .....	50
<b>2.2.2.4.1.6 Las obras complementarias</b> .....	50
<b>2.2.2.4.1.7 Las piezas especiales y otros</b> .....	50
2.2.2.4.2 Elementos hidráulicos del flujo a presión en tuberías .....	51
<b>2.2.2.4.2.1 Flujo permanente</b> .....	51
2.2.2.4.2.1.1 Ecuación de la continuidad .....	51
2.2.2.4.2.1.2 Ecuación de la energía .....	52
<b>2.2.2.4.2.2 Flujo transitorio</b> .....	57
2.2.2.5 Conducciones con superficie libre .....	60
2.2.2.5.1 Gasto de diseño .....	61

2.2.2.5.2 Componentes de una conducción en canal .....	61
<b>2.2.2.5.2.1 Canal</b> .....	61
2.2.2.5.2.1.1 Formas geométricas .....	63
2.2.2.5.2.1.1 Borde libre y bermas .....	64
<b>2.2.2.5.2.2 Estructuras especiales de conducción</b> .....	66
2.2.2.5.2.2.1 Puentes canales. ....	66
2.2.2.5.2.2.2 Sifones invertidos.....	67
2.2.2.5.2.2.3 Caídas y rápidos. ....	68
2.2.2.5.2.2.4 Transiciones .....	69
2.2.2.5.2.2.5 Desarenadores [13] .....	70
<b>2.2.2.5.2.3 Estructuras de control.</b> .....	74
2.2.2.5.3 Elementos hidráulicos del flujo con superficie libre.....	74
<b>2.2.2.5.3.1 Ecuaciones básicas para flujo permanente en canales.</b> .....	74
<b>2.2.2.5.3.2 Flujo uniforme en canales no erosionables.</b> .....	78
2.2.2.6 Turbinas. ....	84
2.2.2.6.1 Tipos de turbinas.....	84
<b>2.2.2.6.1.1 Turbina Pelton</b> .....	84
<b>2.2.2.6.1.2 Turbina Francis</b> .....	86
<b>2.2.2.6.1.3 Turbinas Kaplan (Hélice)</b> .....	86
2.2.2.6.2 Eficiencias y velocidades específicas de turbinas.....	87
2.2.2.6.3 Selección de turbinas. ....	92
<b>2.2.2.6.3.1 Selección del número de unidades</b> .....	93
<b>2.2.2.6.3.2 Selección del tipo de turbinas</b> .....	94
2.2.2.7 Generadores .....	95
2.2.3 Clasificación de las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas (PCH) .....	96



2.3 HIDROLOGIA .....	97
2.3.1 El Ciclo Hidrológico .....	98
2.3.2 Potencial Hidroenergético.....	98
2.3.3 Modelo del Sistema Hidrológico .....	99
2.3.3.1 Clasificación de los modelos hidrológicos .....	100
3 METODOLOGÍA .....	104
3.1 TIPO DE INVESTIGACION .....	104
3.2 ETAPAS DE LA INVESTIGACION.....	105
3.2.1 PRIMERA ETAPA (observación directa).....	105
3.2.1.1 Levantamiento y reconocimiento de las instalaciones existentes .....	105
3.2.1.2 Entrevistas.....	106
3.2.2 SEGUNDA ETAPA (recopilación bibliográfica y de registros) ...	106
3.2.2.1 Topografía y geología. ....	107
3.2.2.2 Hidrología. ....	108
3.2.2.3 Las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas. ....	108
3.2.3 TERCERA ETAPA (Procesamiento de los datos) .....	109
3.2.3.1 Hidrología .....	109
3.2.3.1.1 Precipitación .....	109
3.2.3.1.2 Evaporación .....	110
3.2.3.1.3 Caudales.....	111
3.2.3.2 Rendimiento de la Cuenca .....	112
3.2.3.2.1 Curva Caudal vs Tiempo (Q vs t) y de duración de caudales .....	112
3.2.3.2.2 Curva de duración de potencias y de energías .....	113
3.2.3.2.2.1 Medición del salto o diferencia de cota .....	114
3.2.3.2.2.2 Curvas de duración de potencias.....	114

3.2.3.2.2.3 Curva energía generada por cada caudal. ....	115
3.2.3.2.3 Curva de gastos y curva de volúmenes diferenciales acumulados.....	115
3.2.3.3 La PCH “La Planta” .....	116
3.2.3.3.1 Perfil y planta de la PCH “La Planta” .....	116
3.2.3.3.2 El dique .....	116
3.2.3.3.3 El canal.....	117
3.2.3.3.4 La tubería .....	117
3.2.3.3.3 La casa de maquinas .....	117
3.2.3.4 Estimación de la demanda y proyecciones de población .....	118
3.2.4 CUARTA ETAPA (Análisis e interpretación de los datos).....	118
4 RESULTADOS .....	119
4.1 PROYECTO ORIGINAL .....	119
4.1.1 Cartografía Y Topografía.....	120
4.1.2 Hidrología .....	121
4.1.2.1 Precipitación .....	121
4.1.2.2 Evaporación .....	124
4.1.2.3 Caudales.....	127
4.1.3 Geología.....	131
4.1.3.1 Litología.....	132
4.1.3.2 Suelos.....	132
4.2 PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA “LA PLANTA”.....	133
4.2.1 Descripción de los elementos de la Pequeña Central Hidroeléctrica “La Planta”.....	138
4.2.1.1 El Dique .....	138
4.2.1.2 El canal.....	138
4.2.1.3 La cámara de carga .....	139

4.2.1.4 La tubería .....	139
4.2.1.5 La casa de maquinas .....	140
4.2.2 Estado actual de la Pequeña Central Hidroeléctrica “La Planta” . .	141
4.2.2.1 El Dique .....	141
4.2.2.2 El canal.....	143
4.2.2.3 La cámara de carga .....	145
4.2.2.4 La Tubería.....	146
4.2.2.5 La Casa de maquinas .....	148
4.3 POTENCIAL HIDROENERGETICO .....	150
4.3.1 Modelo Hidrológico. SIHIM .....	151
4.3.2 Curva de duración de potencias .....	154
4.3.3 Energía.....	157
4.3.4 Caudal seleccionado.....	157
4.3.5 Volumen de almacenamiento del dique.....	159
4.3.6 Curva de gastos o volúmenes acumulados (CURVA DE MASAS) .....	160
4.3.7 Curva de volúmenes diferenciales acumulados .....	161
4.4 ESTIMCION DE DEMANDA Y PROYECCION DE LA POBLACION .....	164
4.4.1 Demanda .....	164
4.4.2 Población.....	165
5 MEJORAS A LAS OBRAS HIDRAULICAS Y PROPUESTAS DE RECUPERACION.....	169
5.1 Evaluación de las obras hidráulicas y civiles asociadas a la PCH “La Planta”.....	169
5.1.1 Evaluación del dique.....	169
5.1.2 Evaluación del Canal. ....	171
5.1.3 Evaluación de la tubería.....	173

5.1.4 Evaluación de la casa de maquinas.....	175
6 ALCANCE DE LOS TRABAJOS Y ESTIMACION DE COSTOS .....	176
6.1 Dique.....	176
6.2 Canal .....	176
6.3 Cámara de carga.....	177
6.4 La Tubería.....	177
6.5 La Casa de Maquinas .....	177
CONCLUSIONES .....	179
RECOMENDACIONES.....	181
BIBLIOGRAFIA .....	182
ANEXO 1. ENTRADA Y SALIDA CALIBRACION Y GENERACION	
SIHIM. ....	185
Datos de entrada calibración cuenca el limón (SIHIM).....	185
Datos de salida calibración cuenca el limón (SIHIM) .....	186
Datos de entrada generación cuenca Rio Grande del Medio, Choroni.	
(SIHIM).....	190
Datos de salida generación cuenca Rio Grande del Medio, Choroni.	
(SIHIM).....	193
ANEXO 2. COMPARACION DE CAUDALES CALIBRADOS Y SIN	
CALIBRAR, EN LA CUENA DE CHORONI Y ANALISIS DE SENSIBILIDAD	
DE LA EVAPORACIÓN. ....	197
Generación de caudales con distintos valores de evaporación. (Análisis de	
sensibilidad). ....	201
ANEXO 3. SALIDA PROGRAMA HEC-RAS. ....	203
ANEXO 4. CONSTRUCCION Y ANALISIS DE MODELOS EMPIRICOS	
PARA LA ESTIMACION DE LA EVAPORACION EN VENEZUELA.....	248
ANEXO 5. DETALLE DE PARTIDAS OBRA RECUPERACION	
PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA “LA PLANTA”. ....	256

## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2. 1 RUGOSIDADES EQUIVALENTES [2] .....	55
TABLA 2. 2 COEFICIENTE DE HAZEN – WILLIAMS [2].....	56
TABLA 2. 3 ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DE LAS SECCIONES MÁS USUALES .....	79
TABLA 2. 4 CLASIFICACIÓN DE UNA PCH SEGÚN LA POTENCIA INSTALADA .....	96
TABLA 2. 5 CLASIFICACIÓN DE UNA PCH SEGÚN LA CAÍDA .....	97
TABLA 4. 1 ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS ASOCIADAS A LA CUENCA EL LIMÓN.....	122
TABLA 4. 2 PRECIPITACIÓN MENSUAL ESTACIÓN CHORONÍ-CABECERAS, SERIAL: 0416 M.P.P.A.R.N.	122
TABLA 4. 3 PRECIPITACIÓN MENSUAL ESTACIÓN RANCHO GRANDE, SERIAL: 0426 M.P.P.A.R.N. ....	123
TABLA 4. 4 ESTACIONES MEDIDORAS DE EVAPORACIÓN UTILIZADAS EN EL DESARROLLO DE ESTE TRABAJO. .....	125
TABLA 4. 5 EVAPORACIÓN MENSUAL PROMEDIO DE 30 AÑOS, DATOS SUMINISTRADOS POR EL CENIAP. ESTACIÓN CHORONI-CABECERAS.....	125
TABLA 4. 6 EVAPORACIÓN MENSUAL PROMEDIO DE 30 AÑOS, DATOS SUMINISTRADOS POR EL CENIAP. ESTACIÓN RANCHO GRANDE .....	126
TABLA 4. 7 EVAPORACIÓN MENSUAL ESTACIÓN CENIAP.....	126
TABLA 4. 8 EVAPORACIÓN MENSUAL SIMULADA ESTACIÓN RANCHO GRANDE.....	126
TABLA 4. 9 EVAPORACIÓN MENSUAL SIMULADA ESTACIÓN CHORONI-CABECERAS .....	127
TABLA 4. 10 CAUDALES MEDIOS MENSUALES ESTACIÓN FORESTAL, RIO EL LIMÓN, LATITUD: 10°19'12" LONGITUD: 67°38'44". INOS.....	128
TABLA 4. 11 UBICACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE LA PCH "LA PLANTA" .....	135
TABLA 4. 12 CARACTERÍSTICAS DEL GENERADOR SINCRÓNICO .....	140
TABLA 4. 13 CARACTERÍSTICAS DE LA TURBINA HIDRÁULICA.....	140
TABLA 4. 14 CARACTERÍSTICAS DEL GENERADOR DC.....	141
TABLA 4. 15 ALTURAS MEDIDAS A DIFERENTES HORAS.....	155
TABLA 4. 16 PERDIDAS ASOCIADAS A LA TUBERÍAS CALCULADAS POR LA ECUACIÓN DE DARCY- WEISBACH (EC. 2.7).....	156
TABLA 4. 17 DEMANDAS MÁXIMAS MENSUALES CIRCUITO CHORONÍ (kVA).....	164
TABLA 4. 18 AFLUENCIA DE PERSONAS Y VEHÍCULOS A LA POBLACIÓN DE CHORONÍ. FUENTE PROTECCIÓN CIVIL ARAGUA.....	167
TABLA 4. 19 RELACIÓN DE DEMANDA POR # DE HABITANTES .....	167
TABLA 5. 1 DETERMINACIÓN DE TIPO DE FLUJO EN CANAL DE CONDUCCIÓN.....	172
TABLA 5. 2 DETERMINACIÓN DE TIPO DE FLUJO EN PUENTE-CANAL. ....	172
TABLA 5. 3 EVALUACIÓN Y PERDIDAS TUBERÍA NUEVA .....	174
TABLA 5. 4 DIÁMETROS MÍNIMOS A PROPONER PARA LA TUBERÍA, DE ACUERDO A LOS GASTOS A CONducir. ....	175
TABLA 6. 1 DETALLE DE COSTOS DE RECUPERACIÓN .....	178
TABLA.A. 1 VALORES INICIALES Y CALIBRADOS DE LAS VARIABLES QUE INTERVIENEN EN LA GENERACIÓN DE CAUDALES PARA LA CENCA DE CHORONÍ .....	198
TABLA.A. 2 CAUDALES GENERADOS POR EL MODELO SIHIM CON LAS VARIABLES INICIALES CALIBRADAS. .....	198

TABLA.A. 3 CAUDALES GENERADOS POR EL MODELO SIHIM CON LAS VARIABLES INICIALES SIN CALIBRAR. ....	199
TABLA.A. 4 DATOS DE EVAPORACIÓN INTRODUCIDA EN CADA CORRIDA.....	202

## ÍNDICE DE TABLAS

FIGURA 2. 1 ESQUEMA DE UNA TOMA TÍPICA A PRESIÓN.....	37
FIGURA 2. 2 ESQUEMA DE UNA TOMA TÍPICA A SUPERFICIE LIBRE .....	37
FIGURA 2. 3 ESQUEMA DE UNA TOMA TÍPICA MIXTA .....	38
FIGURA 2. 4 ESQUEMA TÍPICO DE TOMAS POR BOMBEO .....	39
FIGURA 2. 5 ECUACIÓN DE CONTINUIDAD PARA UN NODO.....	52
FIGURA 2. 6 DIAGRAMA DE MOODY - TUBERÍAS CIRCULARES [2] .....	55
FIGURA 2. 7 BORDE LIBRE RECOMENDABLE [2] .....	65
FIGURA 2. 8 ESQUEMA TÍPICO LONGITUDINAL DE UN PUENTE CANAL [2] .....	67
FIGURA 2. 9 DISEÑO DEL DESARENADOR [13].....	73
FIGURA 2. 10 NOMENCLATURA DE TÉRMINOS PARA FLUJO EN CANALES .....	75
FIGURA 2. 11 GRAFICO PARA DETERMINAR LA PROFUNDIDAD CRÍTICA [2]. .....	77
FIGURA 2. 12 PARÁMETROS HIDRÁULICOS EN CONDUCTOS CIRCULARES [2].....	79
FIGURA 2. 13 GRAFICO PARA SOLUCIONAR LA FORMULA DE MANNING (ALTURA NORMAL) [2].....	80
FIGURA 2. 14 SECCIONES CIRCULARES A SECCIÓN PLENA PARA $N=0,013$ [2]. .....	82
FIGURA 2. 15 SECCIONES CIRCULARES A SECCIÓN PLENA PARA $N=0,015$ [2] .....	83
FIGURA 2. 16 DISTRIBUIDOR TÍPICO DE CAUDAL EN TURBINAS PELTON .....	85
FIGURA 2. 17 VISTA GENERAL DE UNA INSTALACIÓN DE UNA TURBINA FRANCIS DE EJE VERTICAL Y DEL MECANISMO DE CONTROL DE CAUDALES .....	88
FIGURA 2. 18 VISTA GENERAL DE UNA INSTALACIÓN DE UNA TURBINA KAPLAN DE EJE VERTICAL.....	89
FIGURA 2. 19 TURBINAS FRANCIS. RELACIONES POTENCIA VS ALTURA DE DISEÑO PARA DIFERENTES PORCENTAJES DE APERTURA DE COMPUERTAS Y $H_s=98$ .....	89
FIGURA 2. 20 VARIACIÓN DE LA EFICIENCIA CON EL CAUDAL .....	90
FIGURA 2. 21 DIAGRAMA DE SELECCIÓN DE TURBINAS .....	95
FIGURA 2. 22 CORTE Y VISTA DE UN ALTERNADOR (GENERADOR) FABRICADO POR GENERAL ELECTRIC	96
FIGURA 2. 23 EL CICLO HIDROLÓGICO .....	100
FIGURA 2. 24 CLASIFICACIÓN DE MODELOS HIDROLÓGICOS DE ACUERDO CON LA FORMA, LA ALEATORIEDAD Y LA VARIACIÓN ESPACIAL Y TEMPORAL DE LOS FENÓMENOS HIDROLÓGICOS ....	103
FIGURA 4. 1 MAPA DE UBICACIÓN ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS E HIDROMÉTRICAS CUENCA EL LIMÓN. PLANO 6647 II SO IGSB.....	123
FIGURA 4. 2 MAPA DE UBICACIÓN ESTACIONES DONDE SE ESTIMO EVAPORACIÓN. PLANOS 6647 II SO Y 6647 II SO, IGSB.....	125
FIGURA 4. 3 CROQUIS DE UBICACIÓN ESTACIÓN FORESTAL, INOS. ....	129
FIGURA 4. 4 CAUDALES PROMEDIOS MENSUALES COMPRENDIDOS ENTRE 1953 Y 1957. ESTACIÓN FORESTAL INOS .....	130
FIGURA 4. 5 ESQUEMA DE LOS ELEMENTOS DE LA PCH "LA PLANTA" UBICADA EN CHORONÍ. [13].....	134
FIGURA 4. 6 PERFIL LONGITUDINAL DE LA PCH "LA PLANTA" .....	135

FIGURA 4. 7 DELIMITACIÓN DE LA CUENCA ASOCIADA A LA PCH "LA PLANTA" .....	136
FIGURA 4. 8 ELEMENTOS DE LA PCH "LA PLANTA". CHORONÍ.....	136
FIGURA 4. 9 VISTA INTERNA DEL DIQUE SEDIMENTADO Y EL ALVIADERO .....	142
FIGURA 4. 10 VISTA FRONTAL DEL DIQUE .....	142
FIGURA 4. 11 TRAMO DE CANAL SEPULTADO Y VISTA DEL PUENTE CANAL.....	143
FIGURA 4. 12 CANAL ATRAVESADO POR LA CARRETERA DE ACCESO A CHORONÍ.....	144
FIGURA 4. 13 TRAMO DE CANAL DESTRUIDO.....	144
FIGURA 4. 14 REJILLA CONTRA BASURA ENTRE EL DESARENADOR Y LA CÁMARA DE CARGA .....	145
FIGURA 4. 15 VISTA GENERAL DE LA CÁMARA DE CARGA, EL DESARENADOR Y LA CASETA DE CONTROL .....	146
FIGURA 4. 16 SECCIÓN DE TUBERÍA DESTRUIDA POR LA CORROSIÓN .....	147
FIGURA 4. 17 VISTA DE SECCIÓN DE TUBERÍA .....	147
FIGURA 4. 18 VISTA DE LA TUBERÍA SALIENDO DE LA CÁMARA DE CARGA.....	148
FIGURA 4. 19 VISTA EXTERNA DE LA CASA DE MAQUINAS .....	149
FIGURA 4. 20 EQUIPOS ELECTROMECÁNICOS DESMANTELADOS .....	149
FIGURA 4. 21 VISTA ACTUAL DEL TABLERO DE CONTROL.....	150
FIGURA 4. 22 CURVA DE DURACIÓN DE CAUDALES, CUENCA RIO GRANDE DEL MEDIO, CHORONÍ.....	153
FIGURA 4. 23 CURVA DE FRECUENCIA RELATIVA, CAUDALES SIMULADOS CUENCA RIO GRANDE DEL MEDIO, CHORONÍ .....	154
FIGURA 4. 24 CURVAS DE DURACIÓN DE POTENCIAS CORRESPONDIENTE A LA PCH "LA PLANTA". ...	156
FIGURA 4. 25 ENERGÍA GENERADA POR CAUDALES SIMULADOS DE LA PCH "LA PLANTA" .....	158
FIGURA 4. 26 MAPA DE UBICACIÓN DEL DIQUE QUE ALMACENABA AGUA PARA LA PCH "LA PLANTA". PLANO 6647 II NE. IGSB.....	159
FIGURA 4. 27 CURVA DE VOLÚMENES ACUMULADOS .....	161
FIGURA 4. 28 CURVA DE VOLÚMENES DIFERENCIALES ACUMULADOS Y DEMANDA ACMLADA PARA Q=0.89 m3/s .....	162
FIGURA 4. 29 CURVA DE VOLÚMENES DIFERENCIALES ACUMULADOS Y DEMANDA ACMLADA PARA Q=0.68 m3/s .....	163
FIGURA 4. 30 CURVA DE DEMANDAS MÁXIMAS HISTÓRICAS CIRCUITO CHORONI S/E DELICIAS Tx 2 115/13,8kV 20MVA .....	165
FIGURA 4. 31 PROYECCIÓN DE CRECIMIENTO DEMOGRÁFICO DE LA PARROQUIA CHORONÍ DEL MUNICIPIO GIRARDOT ESTADO ARAGUA.....	166
FIGURA 4. 32 DEMANDA ESTIMADA PARA LA POBLACIÓN DE CHORONÍ. DATOS OBTENIDOS DEL INE Y CADAFE. ....	167
FIGURA 4. 33 AFLUENCIA DE PERSONAS EN LAS TEMPORADAS DE CARNAVAL Y SEMANA SANTA A LA POBLACIÓN DE CHORONÍ. FUENTE DEFENSA CIVIL ARAGUA.....	168
FIGURA 5. 1 UBICACIÓN DE NUEVO SITIO DE PRESA. PLANOS 6647 II SE Y 6647 II NE. I.G.S.B.....	171
FIGURA A. 1 CURVA DE CAUDALES SIMULADOS, VARIABLES CALIBRADAS Y SIN CALIBRAR. ....	200
FIGURA A. 2 CURVA DE CAUDALES GENERADOS CON DISTINTOS VALORES DE EVAPORACIÓN. ....	202
FIGURA A. 3 CORRELACIONES LINEALES SIMPLES DE LA EVAPORACIÓN MENSUAL CON LAS OTRAS VARIABLES GEOGRÁFICAS Y CLIMÁTICAS. ....	252
FIGURA A. 4 COEFICIENTES DE REGRESIÓN DE LOS MODELOS $\hat{Y}_i = \hat{\beta}_1 X_{i1} + \hat{\beta}_2 X_{i2} + \dots + \hat{\beta}_k X_{ik}$ PARA ESTIMAR EVAPORACIÓN MENSUAL POR REGIÓN. ....	253

FIGURA A. 5 MODELOS LINEALES MÚLTIPLES SIN INTERCEPTO ( $\hat{Y}_i = \hat{\beta}_1 X_{1i} + \hat{\beta}_2 X_{2i} + \dots + \hat{\beta}_k X_{ki}$ ) PARA ESTIMAR EVAPORACIÓN MENSUAL POR REGIÓN.....	253
FIGURA A. 6 MAPA DE ERRORES (MM) ENTRE VALORES DE EVAPORACIÓN MENSUAL OBSERVADOS Y ESTIMADOS, INTERPOLADO CON KRIGING (SURFER V. 8).....	254



# **1 FUNDAMENTO DE LA INVESTIGACION**

## **1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

La Población de Choróní presenta inconvenientes con el sistema eléctrico. Debido a su carácter de población turística y residencial se estima que presenta al menos dos (2) picos de demanda al día. Por su ubicación geográfica y por estar alimentada por el sistema interconectado, la población tiene deficiencias para recibir el servicio eléctrico.

La demanda eléctrica varía constantemente y al ser la generación hidroeléctrica una de las formas de obtención de energía que menos restricciones tiene para afrontar estas variaciones, se pueden utilizar las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas (PCH) para suavizar las curvas de demanda. Además, las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas se hacen hoy más viables para la generación de energía limpia y renovable, y esto es debido no a grandes cambios en su estructura sino a la incorporación de nuevas tecnologías que garantizan mejores resultados.

En el caso de la población de Choróní existe una PCH que está abandonada desde el cambio de frecuencia por los años setenta, esta Pequeña Central Hidroeléctrica se construyó en la cuenca del Rio Grande del Medio en la Población de Choróní Estado Aragua, por ser un sitio adecuado para la obtención del recurso hídrico. Hoy, esa área pertenece al parque nacional Henry Pittier. Por necesitar del recurso hídrico y de ciertas características topográficas, la ubicación de estas plantas en su mayoría es sobre áreas protegidas.

Una solución para solventar los problemas de suministro de energía eléctrica a la población de Choróní, es poner en funcionamiento la PCH, lo cual significaría recuperar todas las obras hidráulicas y electromecánicas; desde las de retención, hasta las de transmisión, pasando por las de conducción. Esta planta se encargaría de cubrir los picos de demanda de energía eléctrica que el sistema interconectado no cumple a cabalidad y en casos más extremos, si este último fallara.

Actualmente, la planta de Choróní está abandonada y no se cuenta con el proyecto inicial de la PCH para realizar la activación, esto implica que para llevar a cabo esta solución debe elaborarse un estudio completo de la cuenca y de las obras existentes, objetivo general de este Trabajo Especial de Grado

## **1.2 OBJETIVOS**

### ***1.2.1 Objetivo general***

- Evaluar el potencial hidráulico actual asociado a la PCH, tanto de las obras hidráulicas existentes como de la cuenca asociada a la Hidrocentral “La Planta” en la población de Choróní, Estado Aragua.

### ***1.2.2 Objetivos específicos***

1. Recopilar la información existente de la Pequeña Central Hidroeléctrica “La Planta”.

2. Identificar la configuración y el estado actual de las instalaciones existentes.
3. Calcular el rendimiento de la cuenca.
4. Estimar el potencial hidroeléctrico actual de la cuenca.
5. Contrastar los valores de caudal obtenidos con los valores originales de diseño de la antigua planta.
6. Especificar las mejoras a las obras hidráulicas existentes para el aprovechamiento del potencial hidráulico de la central.
7. Estimar los costos asociados a la rehabilitación de las obras civiles e hidráulicas de la micro central La Planta.

## 1.3 APORTES

1. La consecución de este proyecto dejará un precedente para la puesta en funcionamiento de la PCH La Planta, si ello se llevara a cabo permitirá implementar nuevas tecnologías para el manejo de la planta en lo que a control se refiere, pudiendo utilizar los métodos más adecuados para su manejo y funcionamiento.

2. En este trabajo especial de grado se dejarán datos y cálculos, basados en estimaciones y extrapolaciones sobre la cuenca, que actualmente no están disponibles y adicionalmente se dejará una metodología a seguir para evaluar, en situaciones futuras, la reactivación o recuperación de pequeñas centrales hidroeléctricas que estén abandonadas.

3. Con la activación de esta planta la población de Choróní estaría beneficiada directamente al solventarse las deficiencias en el suministro eléctrico que el sistema interconectado no es capaz de satisfacer; y de manera indirecta por los empleos a corto plazo que generaría la planta para el momento de su recuperación y a largo plazo cuando ya esté en funcionamiento.

4. El desarrollo de este proyecto dejará muchos beneficios para el tesista, puesto que se trabaja en paralelo con tesis de la escuela de ingeniería eléctrica. El solo hecho de trabajar en un equipo multidisciplinario con ingenieros y tesis de las Escuelas de Ingeniería Civil y Eléctrica de La Universidad Central de Venezuela genera crecimiento profesional, por la información referente a cada área que se está manejando para el proyecto, y

personal, por el trabajo en equipo, ya que en muchos de los trabajos y estudios que se necesitan hacer se requiere de todas las opiniones de los involucrados en el proyecto.

5. Este proyecto del cual este trabajo especial de grado no es más que el comienzo dejará grandes aportes para la universidad, ya que uno de los objetivos macro es el de utilizar las instalaciones de la PCH como laboratorio de campo de La Universidad Central de Venezuela para enriquecer y poner en práctica los nuevos métodos de control y manejo de equipos de generación hidroeléctrica, poder observar los procesos de transformación y transmisión y ver en funcionamiento estos equipos, así los nuevos egresados tendrán experiencia en esta área de manera directa, siendo profesionales más completos y aptos para el mundo profesional.

## **2 MARCO TEORICO**

Gran parte del contenido de este capítulo constituye una transcripción textual de las referencias [1] y [2], esto por ajustarse a el contenido que se quiere transmitir. Mientras no se diga lo contrario los textos así como las figuras y tablas fueron tomadas de esas referencias.

### **2.1 CENTRALES HIDROELECTRICAS**

Una central hidroeléctrica es aquella en la que la energía potencial del agua, tomada directamente del cauce del río o almacenada en un embalse, se transforma en la energía cinética necesaria para mover el rotor de un generador, y posteriormente transformarse en energía eléctrica. Por ese motivo, se llaman también centrales hidráulicas.

De forma muy general las Centrales Hidroeléctricas se construyen en los cauces de los ríos, creando un embalse para retener el agua. La masa de agua embalsada se conduce a través de una tubería hacia los álabes de una turbina que suele estar a pie de presa, la cual está conectada al generador.

## 2.2 PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS

Estas centrales hidroeléctricas se caracterizan por tener una potencia de generación baja, según la Organización Latinoamericana de Energía OLADE es aquella instalación hidroeléctrica cuya potencia instalada está comprendida entre 500 y 5000 kW, aunque existen otras clasificaciones. En su mayoría se construyen en clases aisladas y no representan gran importancia para el sistema de interconexión nacional ya que su área de influencia es muy reducida. Al igual que las centrales de mayor generación las PCH poseen obras de captación, conducción y generación, así como las obras de trasmisión.

### 2.2.1 *Conceptos básicos*

A continuación se presentan un conjunto de definiciones básicas que permiten configurar un lenguaje común. Estos conceptos son tomados de las referencias [1,2 y 13]

#### 2.2.1.1 **Potencia o capacidad.**

El trabajo que realiza un cierto volumen de agua al desplazarse de una altitud a otra, puede expresarse de la forma siguiente:

$$T=P_eH \quad (2.1)$$

En la cual  $T$  es el trabajo,  $P_e$  el peso del volumen de agua y  $H$  el desnivel de energía. Si este trabajo se realiza en un tiempo  $t$  y se expresa el peso del agua como  $\gamma V$ , siendo  $V$  el volumen trasladado y  $\gamma$  el peso específico del agua, se tiene que la potencia  $P$  correspondiente es:

$$P = \frac{T}{t} = \frac{\gamma VH}{t} = \gamma QH \quad (2.2)$$

Para conducir el agua de un nivel, a otro inferior se ocasionan pérdidas de energía debidas a la fricción y a la resistencia de forma (codos, válvulas, etc), no aprovechándose íntegramente el desnivel de energía  $H$  o altura o salto bruto, sino una fracción de ésta que usualmente se denomina altura o salto neto  $H_n$ . Si  $h_t$  es la pérdida de energía o carga total se tendrá:

$$H_n = H - h_t \quad (2.3)$$

Y por lo tanto;

$$P = \gamma QH_n \quad (2.4)$$

A los fines prácticos la potencia se acostumbra expresarla en caballos de vapor (C.V o hp métricos) o en kilovatios (kW) para lo cual se aplican los factores de conversión correspondientes, obteniéndose:



$$P = \frac{\gamma QH_n}{75} = 13,33QH_n \quad (\text{en CV o hp})$$

$$P = 13,33QH_n \times 0,736 = 9,81QH_n \quad (\text{en kW}) \quad (2.5)$$

Donde  $Q$  es el caudal, y  $H_n$ , la altura neta y están expresados en  $\text{m}^3/\text{seg}$  y metros, respectivamente.

Esta expresión permite evaluar la potencia hidráulica generada por un determinado caudal al trasladarse un desnivel o salto neto. Para transformar potencia hidráulica en potencia eléctrica es necesario introducir un paso intermedio: la conversión de la potencia hidráulica en potencia mecánica, mediante el empleo de turbinas.

Finalmente, la potencia mecánica se transforma en eléctrica por medio de generadores o alternadores. De la misma forma que la potencia hidráulica corresponde a la altura bruta de generación, descontándose las pérdidas hidráulicas de conducción; en las turbinas, como consecuencia de roces mecánicos etc, no se transforma la totalidad de la potencia hidráulica neta en potencia mecánica. Se producen pérdidas adicionales que expresadas como porcentaje de la potencia hidráulica neta se denominan eficiencia de las turbinas  $\eta_t$  y depende de la magnitud de  $Q$  y  $H_n$ . De igual forma sucede con los generadores, que no entregan totalmente la potencia mecánica que reciben, sino que poseen pérdidas que se expresan como porcentaje de la potencia mecánica, y se denominan eficiencia de los generadores  $\eta_g$ . Como consecuencia de estas pérdidas de potencia hidráulica en las turbinas y de potencia mecánica en los generadores, la potencia eléctrica se debe afectar de los factores de eficiencia, expresándose finalmente como:

$$P = 9,81QH_n\eta_t\eta_g \quad (\text{en kW}) \quad (2.6)$$

Es también común utilizar el término eficiencia global o total,  $\eta_o$ , que involucra a las eficiencias señaladas y la correspondiente a la conducción; es decir, la transformación de  $H$  en  $H_n$ , con lo cual:

$$P = 9,81QH_n\eta_o \quad (\text{en kW}) \quad (2.7)$$

### 2.2.1.2 Energía

Si una determinada potencia constante es entregada por una central hidroeléctrica durante un cierto tiempo  $t$ , se tendrá una energía producida:

$$E = Pt \quad (2.8)$$

Ahora bien, a lo largo de un período cualquiera varían los caudales turbinados y las alturas netas de generación, por lo cual la energía producida en un período  $T$  se expresa en una forma más general como:

$$E = \int_0^T P dt = 9,81 \int_0^T QH_n\eta_t\eta_g dt \quad (\text{en kWh}) \quad (2.9)$$

Donde  $Q$  está  $m^3/\text{seg}$  y  $H_n$  en metros.

Generalmente, se acepta el concepto de energía producida referida a un año, es decir, a 8.760 horas.

Si la potencia viene expresada en kW y el tiempo en horas se tendrá la energía en kilovatios-hora (kWh). Generalmente, se expresa, cuando se trata de magnitudes considerables de energía, en Gigavatios-hora (GWh) que son  $10^6\text{kWh}$ .

### **2.2.1.3 Términos usuales empleados en aprovechamientos hidroeléctricos**

No existe ni en Venezuela ni en el resto de los países uniformidad en las definiciones de los términos usuales relativos a un aprovechamiento hidroeléctrico. A continuación se presenta una terminología, que se considera la más apropiada a los efectos del capítulo.

**Mercado.-** Es uno o más poblaciones y lugares de consumo de energía (industrias, etc.) que puede ser servido por un sistema aislado o interconectado.

**Sistema aislado.-** Es un sistema formado por una sola central de generación (hidroeléctrica, térmica, o de cualquier otra índole). Sólo se emplean hoy en día para suplir las demandas de mercados muy pequeños.

**Sistema interconectado.-** Es un sistema formado por más de una central, normalmente de diferente tipo. Son los sistemas utilizados hoy en día por su versatilidad y eficiencia de operación.

**Potencia o capacidad firme.-** Es la potencia máxima garantizada, a un riesgo aceptable, que un determinado aprovechamiento hidroeléctrico puede colocar dentro de un patrón programado de generación del sistema interconectado. Este patrón puede ser de diversas formas y magnitudes en el tiempo, el cual depende del papel que el aprovechamiento juegue dentro del sistema que cubre la demanda del mercado. Usualmente, como el riesgo aceptable es pequeño, la potencia firme está asociada a las épocas secas y menores alturas netas de generación. Generalmente se aceptan en aprovechamientos hidroeléctricos porcentajes de garantía entre el 95% y el 100% tiempo. La potencia firme no puede ser mayor que la potencia o capacidad instalada en la central.

**Potencia continua.-** Es la potencia constante y permanente que podría entregar un aprovechamiento hidroeléctrico a un riesgo aceptable; como la firme, corresponde a las condiciones mínimas combinadas de caudal y altura neta.

Como es obvio, en la medida que el porcentaje de garantía o permanencia en el tiempo sea menor, la potencia continua será mayor para un mismo aprovechamiento. En ningún caso la potencia continua puede ser mayor que la firme. Si el patrón de generación de potencia es uniforme en el tiempo la potencia firme y la continua son iguales, si no lo fuese la potencia continua corresponde a la que generaría uniformemente de forma de producir la misma cantidad de energía firme.

**Potencia promedio.-** Es la energía total generada por un aprovechamiento hidroeléctrico dividida por el lapso de tiempo en el cual se genera.

**Potencia o capacidad instalada.-** Es la potencia que se instala en la central, y es igual a la suma de las capacidades de los generadores existentes en ella. Siempre es mayor que la potencia firme.

**Energía firme.-** Es la energía generada de acuerdo con el patrón diario programado de generación (garantizado) que le corresponde al aprovechamiento dentro del sistema interconectado; es decir, es la energía que la central correspondiente puede colocar en el mercado y que puede ser razonablemente garantizada. Normalmente se estima en bases anuales.

**Energía secundaria.-** Es la energía que se produce en exceso de la firme y que no es garantizable a un riesgo aceptable. Sólo se genera en situaciones en que ella puede colocarse en el mercado.

**Energía total.-** Es la energía total entregada por el aprovechamiento al mercado (firme más secundaria) en un período de tiempo determinado, generalmente el año.

**Energía de base.-** Es la energía que se consumiría en un determinado mercado durante un período de tiempo si a él se supliera una potencia constante equivalente a la necesaria para cubrir el requerimiento mínimo de potencia de ese período.

**Energía de pico.-** Es la energía consumida en exceso de la de base y se consume en las horas de máxima demanda.

**Factor de planta nominal.-** Es la relación entre la energía total generada y la energía teórica que se produciría si la central funcionase permanentemente a su capacidad instalada durante un período de tiempo, normalmente un año. También puede definirse como el cociente de dividir la potencia promedio entregada para un período de tiempo entre la potencia instalada.

**Factor de carga de un mercado.-** Es la relación entre la potencia promedio y la máxima consumida por el mercado servido por un sistema interconectado.

**Altura o carga de diseño.-** Es la altura de generación correspondiente al centro de gravedad de la energía media anual producida por una central, se determina por la expresión:

$$H_d = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} H_{ni} E_i}{\sum_{i=1}^{i=n} E_i} \quad (2.10)$$

Donde:

$H_d$  es la altura o carga de diseño.

$H_{ni}$  es la altura neta promedio de generación del mes  $i$ .

$E_i$  es la energía producida en el mes  $i$ .

$n$  es el número de meses en consideración.

**Altura o salto neto de generación.-** Es la altura o salto que resulta de disminuir a la altura bruta de generación, las pérdidas de energía correspondientes a la conducción desde la obra de captación hasta la central.

**Altura o salto bruto de generación.-** Es la diferencia en metros entre el nivel de energía en la obra de captación (cota de aguas normales en el caso de embalses) y el nivel de energía de restitución en la obra de descarga. Este último nivel corresponde aproximadamente al eje de las turbinas, en el caso de turbinas de acción o impulso (tipo Pelton) o a la cota del agua en la salida de las turbinas, en el caso de turbinas a reacción (Tipo Francis y Kaplan).

**Capacidad muerta (CM).**- es aquella situada por debajo del nivel mínimo de operación, es decir, de la cota de toma más baja del embalse. Como su nombre lo indica, no es utilizable y tiene dos componentes Capacidad para sedimentos (CS) y Capacidad muerta adicional (CMA).

**Capacidad para sedimentos (CS).**- que es la capacidad destinada a recibir los sedimentos que se van depositando en el embalse a lo largo de la vida útil del mismo.

**Capacidad muerta adicional (CMA).**- Cuya función es crear un nivel mínimo de operación más alto que el que existiría si CM fuese igual a CS. Esto ocurre con frecuencia en embalses con fines hidroeléctricos, para crear una carga mayor, o para mantenerse dentro del rango de operación de las turbinas. Es común que CMA sea cero para el resto de los usos.

**Capacidad total de operación (CO).**- es el espacio dentro del cual se mueven las aguas y está constituida por La capacidad normal de operación o útil (CN) que es aquella necesaria para balancear las disponibilidades brutas y las demandas de usos de aprovechamiento y la capacidad de control (CC), tiene una función similar a la anterior, pero destinada a usos de protección.

**Capacidad total (CT).**- Es la capacidad que se forma al sumar todas las capacidades antes descritas. No siempre la capacidad total de un embalse contiene todos los componentes señalados, por ejemplo, si el uso es sólo de aprovechamiento, el valor de *CC* es cero y, en el caso contrario, uso de protección, la capacidad *CN* no es necesaria.

## ***2.2.2 Elementos de una PCH***

### **2.2.2.1 Presa**

Es una estructura hidráulica que se construye con la finalidad de crear un embalse para regular los escurrimientos de un río o bien, con el propósito de desviar sus aguas fuera de su cauce natural. Las presas se pueden calificar de acuerdo a varios criterios, el tipo de material predominante utilizado para su construcción, su finalidad principal y su altura.

Por su material predominante las presas se dividen en:

#### ***2.2.2.1.1 Presas de concreto:***

Estas a su vez se sub-dividen en 2 grupos, las presas convencionales, hechas de concreto vibrado cuya composición, colocación y consolidación son las tradicionales y las presas compactadas con rodillo, hechas con un concreto que corresponde a un nuevo material, ya que su composición difiere sensiblemente de los concretos tradicionales y resulta de un concreto de consistencia seca y asiento nulo.

Las presas convencionales (vibradas) se dividen en: presas de gravedad, presas de arco (arco-gravedad o bóvedas) y las presas de contrafuertes o de gravedad aligerada. *Las presas de gravedad* son aquellas presas sólidas construidas de concreto o mampostería en las cuales las cargas actuantes son soportadas, principalmente por



el peso que poseen, es decir, la estabilidad de la estructura se consigue únicamente por el peso. *Las presas de arco* son aquellas que muestran en planta o en vertical un alineamiento curvo, cóncavo hacia aguas arriba visto desde aguas abajo. En ellas la mayor parte de las fuerzas son transmitidas mediante el efecto de arco a las paredes del sitio de presa (estribos). *Las presas de contrafuerte* son aquellas que resisten las fuerzas actuantes mediante dos elementos estructurales: un tablero inclinado soportado por contrafuertes que, a su vez, transmiten dicha fuerza a la fundación.

#### ***2.2.2.1.2 Presas de enrocado:***

Están constituidas en básicamente por fragmentos de roca. El elemento impermeabilizante está conformado, generalmente, por una membrana apoyada sobre el talud aguas arriba, la cual puede estar construida de diferentes materiales, o también, por una pantalla vertical ubicada en el centro de la presa; existe también la variante con un núcleo impermeable. Las fuerzas actuantes son soportadas por gravedad. Estas presas se construyen con ejes rectos, aunque algunas veces se introducen curvaturas a fin de adaptarse mejor a la topografía del sitio.

#### ***2.2.2.1.3 Presas de tierra:***

Son aquellas en cuya sección predominan los siguientes materiales: arcillas, limos, arenas y gravas, colocados y compactados mediante equipos convencionales de movimiento de tierra o bien como rellenos hidráulicos. Las presas de tierra se adaptan bien a cualquier tipo de alineamiento. Dentro de este tipo de presa se han incluido aquellas en cuya sección predominan zonas de enrocado compactado, pero cuyo elemento impermeabilizante está conformado por un núcleo construido a base de suelos impermeables. Esta clasificación obedece a la similitud que desde el punto

de vista de diseño y comportamiento tienen estas presas con las presas de tierra que poseen espaldones de gravas.

#### ***2.2.2.1.4 Presas mixtas:***

Existen presas de tipo mixto, es decir, que en toda su longitud tienen, por ejemplo, un tramo de tierra y otro de concreto por gravedad. En estos casos, cada tramo se diseña de acuerdo con el tipo correspondiente, prestando especial cuidado a las superficies de contacto. Un ejemplo es el de la presa de Guri en Venezuela.

### **2.2.2.2 Tomas y descargas de fondo**

#### ***2.2.2.2.1 Tomas***

La función de una obra de toma de un embalse es permitir la salida regulada de las aguas, con el propósito de cubrir las demandas correspondientes. Esto indica que una toma deberá ser proyectada de tal forma que permita un apropiado acople entre disponibilidades y demandas, las cuales están sujetas a los usos que debe cubrir el embalse regulador (abastecimiento urbano, riego, hidroelectricidad, navegación, control de crecidas, etc). El acople antes mencionado significa una adaptación cronológica de los gastos extraídos del embalse y de las necesidades. Debe recordarse aquí que la demanda que pesa sobre el embalse no es necesariamente la demanda final a nivel de usuario, pues a lo largo del trayecto que separa al embalse del usuario, pueden ocurrir regulaciones adicionales como, por ejemplo, en estanques.

Pueden existir tomas que tengan que satisfacer simultáneamente a más de un uso, así como también puede ocurrir que un embalse posea más de una. Una toma puede, además, cumplir con una función secundaria y esporádica: desaguar el embalse en caso de emergencia. Sin embargo, como se verá al analizar la ubicación de este tipo de obra este desagüe no llegará más abajo de la capacidad mínima de operación.

En principio, una toma debe tener una capacidad mínima suficiente para satisfacer la demanda máxima en las condiciones más desfavorables. La variación cronológica de la demanda depende del uso; por ejemplo, para abastecimiento urbano, la salida de agua tiende a ser constante, mientras que en un embalse para riego, hidroelectricidad o control de crecidas la demanda es variable. En estos tres últimos casos u otros semejantes, la toma debería ser capaz de cubrir el valor pico de esa demanda.

Por otra parte, la cantidad de agua que va a salir por una toma depende de la cota de energía disponible; es decir, de la altura de agua en el embalse; a mayor cota, existirá una mayor capacidad de extracción. La toma debería tener unas dimensiones tales, que permitan extraer del embalse la demanda máxima para el nivel mínimo de operación NMO. Sin embargo, es absolutamente imposible lograr que un embalse pueda suministrar con 100% de seguridad las demandas correspondientes ya que esta seguridad depende de muchos factores, entre los cuales está el propio uso. Por otra parte, un embalse se opera para que cuando el volumen embalsado llegue a un cierto nivel mínimo, se racionen los desagües; es decir, se cubren sólo parcialmente las demandas. Estos dos hechos llevan quizás, a preguntarse si la condición antes descrita como más desfavorable -gasto máximo y nivel mínimo de operación- no será una imposición demasiado severa que conduzca a dimensiones muy generosas de las tomas, las cuales sólo serían necesarias en situaciones poco frecuentes.

Teóricamente, el gasto o capacidad de proyecto sería el caudal necesario para producir el pico de energía demandado en las condiciones mínimas del nivel de embalse. En este sentido, podría seguirse un sistema, que consistiría en elegir para cada traza de movimiento de embalse el mayor flujo mensual o diario necesario, dependiendo del nivel de información disponible, y construir la correspondiente curva de probabilidades.

El gasto medio diario o mensual debe ser ajustado al gasto pico instantáneo que corresponde a la demanda de energía instantánea máxima. Sin embargo, conviene destacar que la capacidad de la toma estará en definitiva sujeta al esquema operativo del sistema interconectado eléctrico y al papel que tenga en ese sistema la central hidroeléctrica en cuestión.

Resulta oportuno señalar también, que es frecuente que las dimensiones de las tomas de centrales hidroeléctricas se determinen por consideraciones ajenas a las demandas, especialmente por razones de control del golpe de ariete.

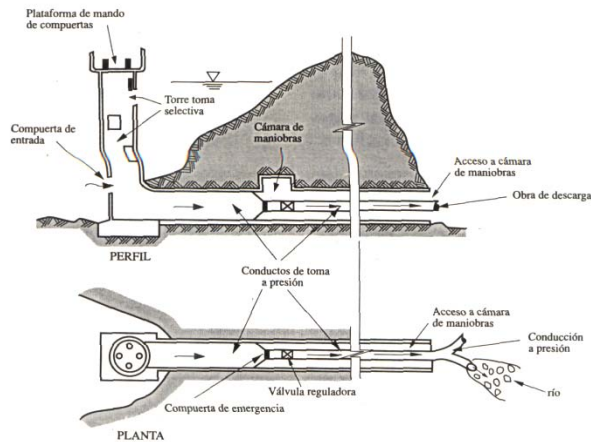
#### ***2.2.2.2.2 Tipos y componentes.***

Existe una diversidad de tipos de tomas, pero en líneas generales, desde un punto de vista hidráulico pueden ser clasificadas en:

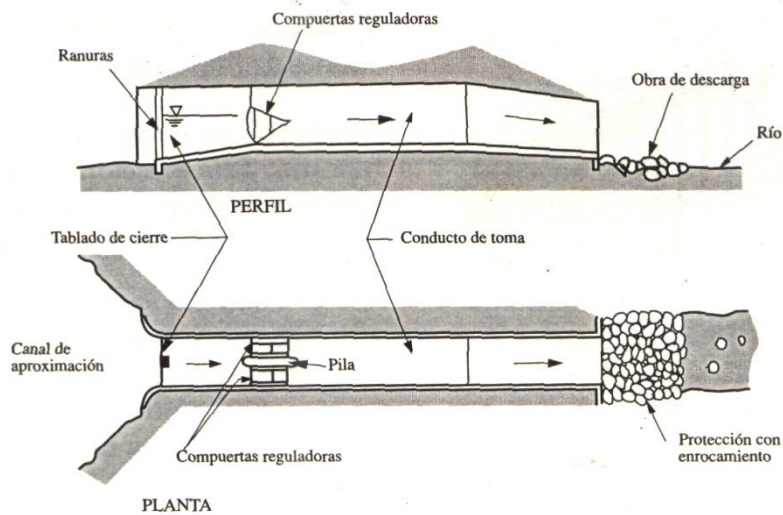
- Tomas a presión
- Tomas a superficie libre
- Tomas con funcionamiento hidráulico mixto.

Las tomas a presión son aquellas donde el flujo ocurre en su totalidad bajo presión (Ver Figura 2.1). Las de superficie libre se caracterizan por una operación a

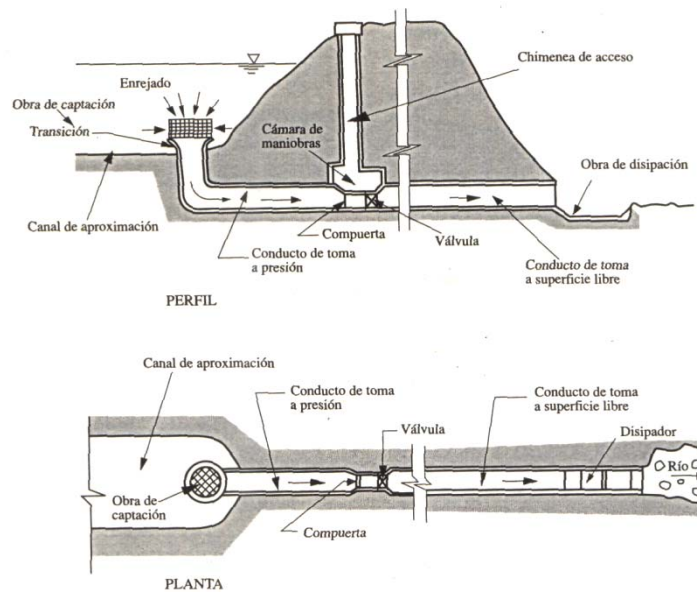
canal abierto (Ver Figura 2.2) y las mixtas presentan ambos tipos de flujo (Ver Figura.2.3).



**Figura 2. 1 Esquema de una toma típica a presión**



**Figura 2. 2 Esquema de una toma típica a superficie libre**



**Figura 2. 3 Esquema de una toma típica mixta**

Otra clasificación puede hacerse de acuerdo con la forma de captación de las aguas del embalse y sería la siguiente:

- *Tomas por gravedad* (Figuras 2.1, 2. 2 y 2.3), que son aquellas donde todo el flujo ocurre debido a la gravedad.
- *Tomas por bombeo*, que requieren de suministro de energía para extraer las aguas del embalse (Ver Figura 2.4).

Las obras de toma, por lo general, tienen los siguientes componentes, aunque no necesariamente existen todos ellos en todas las tomas

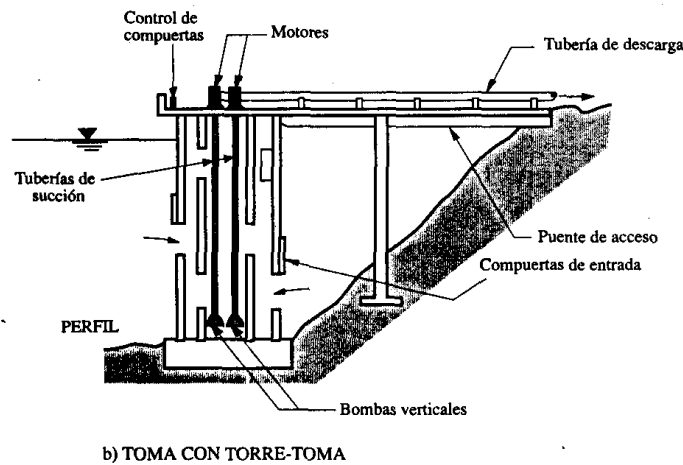
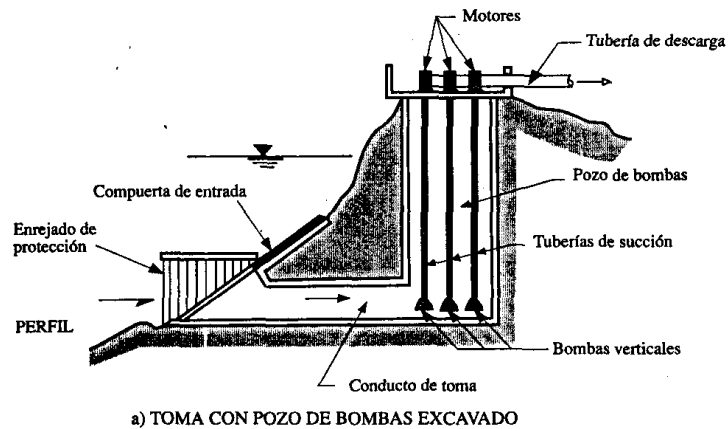


Figura 2. 4 Esquema típico de tomas por bombeo

#### 2.2.2.2.1 Canal de aproximación.

A veces la obra de la toma no está dentro del embalse, sino algo alejada de él, por lo que es necesario construir una conexión entre el embalse y la toma mediante un canal de aproximación. Este canal podría estar o no revestido en función de las características hidráulicas, topográficas y de suelos de cada proyecto en particular.

#### **2.2.2.2.2 Obra de captación.**

Como su nombre lo indica, es la estructura hidráulica cuyo objetivo es captar las aguas del embalse. La captación puede realizarse por gravedad o por bombeo; en este último caso, la estructura será una estación usualmente con bombas verticales (Ver Figura 2.4).

Existen dos tipos generales de captaciones, las selectivas y las no selectivas; las primeras (Ver Figuras 2.1) pueden tomar el agua a diferentes niveles, mediante la construcción de una torre toma u obra similar, con aberturas controladas a diferentes alturas; las no selectivas sólo captan a un solo nivel, como la mostrada en la Figura 2.3.

Las obras de captación sirven de transición entre el canal de aproximación y el conducto de toma; con el propósito de impedir que ingresen a este conducto sólidos de apreciable tamaño, se las provee de una obra de protección o enrejado.

#### **2.2.2.2.3 Conducto de toma.**

Es el conducto que lleva las aguas captadas hasta la obra de conducción del proyecto. El conducto puede funcionar todo a presión, a superficie libre o con ambos tipos de flujo, como el mostrado en la Figura 2.3. Los conductos tienen diversas formas y disposiciones.



#### **2.2.2.2.2.4 Controles de regulación.**

Son los elementos destinados a regular y controlar las aguas a través de la toma, con el propósito de que los desagües del embalse vayan de acuerdo con las demandas. Los mecanismos más utilizados son las válvulas y compuertas

#### **2.2.2.2.2.5 Controles de contingencias.**

Son aquellos destinados a permitir la inspección de las obras de tomas o a facilitar las reparaciones correspondientes, pueden clasificarse en dos grandes tipos: *Controles de emergencia*, por lo general válvulas o compuertas, que operan totalmente abiertas o cerradas y que se utilizan cuando los controles de regulación fallan, cortando los desagües y permitiendo así la reparación de las fallas, y *Controles de entrada*, los cuales se colocan al principio de la toma, operan en forma similar a los de emergencia y permiten una inspección de toda la toma. Como controles de entrada, por lo general, se utilizan compuertas, pero también es usual el empleo de los llamados *tableros de cierre*, que son obstáculos que se introducen en ranuras e impiden el paso del agua.

#### **2.2.2.2.2.6 Obras de descarga y dissipación.**

El conducto de toma puede descargar de diferentes formas, bien sea conectándolo directamente a una tubería de conducción, a una estación de bombeo, a las turbinas de una sala de máquinas de una planta hidroeléctrica, descargándolo en un canal superficial o descargándolo a un lecho natural (río o quebrada), entre otros.

#### **2.2.2.2.7 Descargas de fondo.**

Las descargas de fondo se colocan en los embalses con dos propósitos generales, uno vaciar total o parcialmente el embalse en situaciones de emergencia y segundo evacuar el mayor volumen posible de sedimentos depositados, alargando así la vida útil del embalse. Como su nombre lo indica, estas descargas se colocan en el fondo del embalse; es decir, dentro del volumen muerto y funcionan, a efectos hidráulicos, como una toma. Sin embargo, pueden existir descargas situadas a niveles intermedios para contribuir al vaciado de un embalse.

#### **2.2.2.3 Aliviaderos de embalse**

Los aliviaderos tienen como función evacuar los excesos de agua no regulables de los embalses, de tal forma que se cumpla lo siguiente: Se garantiza la integridad física de la presa y de las obras de embalse conexas y además se garantiza que no se causen daños inaceptables aguas abajo.

Los aliviaderos son con frecuencia estructuras independientes de las otras obras de embalse (presas y tomas), pero en algunas ocasiones están integrados a ellas y, en cualquier caso, su proyecto está atado al proyecto de esas obras y viceversa.

La capacidad del aliviadero de un embalse debe ser igual o mayor que el gasto de diseño, entendiendo como este último al caudal máximo (pico) de salida. El caudal de diseño provendrá de la amortiguación que sufra la crecida de proyecto que se seleccione, a través de su tránsito en el embalse. Por lo tanto, la crecida citada es el dato fundamental para el proyecto de un aliviadero.

Determinar la crecida de proyecto es en sí seleccionar un riesgo aceptable, a mayor riesgo resultará más probable que la capacidad del aliviadero sea insuficiente y, por lo tanto, la presa sea sobrepasada, pudiendo traer su destrucción.

Varios factores afectan la selección del riesgo aceptable (período de retorno  $T_R$  de la crecida de proyecto). Los principales son:

- Daños que se pueden ocasionar aguas abajo en caso de ruptura de la presa; especialmente si existe la posibilidad de pérdidas de vidas humanas
- El tipo de presa influye, por cuanto una presa de concreto admite un moderado flujo de agua sobre su cresta, sin poner en peligro su integridad; pero una de tierra no lo admitiría, sin embargo, salvo que se tomen las provisiones en el proyecto de la presa de concreto, este criterio puede ser de difícil aplicación, o tan sutil, que no pueden diferenciarse apropiadamente.
- Las funciones o usos del embalse y la importancia del proyecto. Este criterio puede medirse basándose en la magnitud de los daños que ocasionarían por la suspensión de la operación del embalse; como la falta de suministro a una planta hidroeléctrica, a una población o a un sistema de riego.

Cuantificar los tres criterios anteriores para establecer las normas numéricas de selección de  $T_R$  es casi imposible; y es por ello que en la práctica  $T$  se escoge estimando de una manera más o menos subjetiva, de apreciación de los tres puntos anteriores y, en especial, del primero. En Francia, país con una larga experiencia en materia de embalses, la mayoría de las crecidas de proyecto corresponden a valores de  $T$  entre 1.000 y 10.000 años; en EE.UU, la mayor parte de los aliviaderos de

---

EVALUACIÓN DEL POTENCIAL HIDRÁULICO ASOCIADO A LA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELÉCTRICA "LA PLANTA", UBICADA EN

CHORONÍ EDO. ARAGUA-UCV

grandes e importantes embalses han sido proyectados para evacuar la creciente máxima físicamente probable (*CMP*) y en ningún caso se han utilizado valores de  $T_R$  menores de 100 años. “En Venezuela se han seguido criterios similares a los americanos, pero menos conservadores a juicio del autor de este libro”.[1].

El valor de  $Q_d$  (caudal de diseño) va a depender del tipo y forma del aliviadero (curva de gasto), de su posición altimétrica en el embalse (áreas-capacidades) y de si existe o no capacidad de control (*CC*) y mecanismos de regulación (compuertas). Esto significa que para cada tipo, posición y forma de funcionamiento del aliviadero, existirá un valor de  $Q_d$  y por lo tanto, unas dimensiones y costos. Adicionalmente, cada valor de  $Q_d$  supone una carga  $H$  de agua diferente sobre el nivel de alivio y, en consecuencia, una altura diferente de la presa. El valor final de  $Q_d$  debe ser en principio aquel que minimiza los costos de las obras de embalse, dentro de un marco de factibilidad física y buen funcionamiento hidráulico.

#### **2.2.2.4 Conducciones a presión**

La conducción a presión se encarga de llevar las aguas desde la cámara de presión o carga hasta las turbinas, donde la energía cinética es transformada en energía mecánica. La conducción a presión está conformada por la tubería de presión, sus accesorios y un sistema de sujeción y suspensión.

La tubería de presión debe ser preferiblemente recta aunque en muchos de los casos esto no es posible, debido a las condiciones del terreno. Esto obliga a

ajustarse al perfil topográfico de su trazado, con el apoyo de estructuras de concreto que ayuden a sostenerse (apoyos) y variar la pendiente (anclajes).

En plantas hidroeléctricas si ellas se encuentran a pie de presa o cercanas a ellas es normal que las capacidades de las conducciones deban ajustarse, en principio, al gasto requerido para la producción de la demanda energética puntual máxima a ser suministrada por la central, en las condiciones más desventajosas del nivel de embalse. Si las conducciones son largas es usual colocar un pequeño estanque o embalse compensador cercano a la central, el cual suministra las cantidades de agua iniciales necesarias cuando se incrementa, hasta que se establece un flujo permanente.

#### ***2.2.2.4.1 Componentes de una conducción a presión.***

En la forma más amplia pueden dividirse las conducciones a presión en tres tipos: *Conducciones a gravedad*, las cuales lógicamente sólo pueden construirse cuando existe un desnivel positivo entre el sitio de partida y el de llegada, tal que establezca una disponibilidad de energía razonable para garantizar condiciones económicas favorables. *Conducciones con bombeo*, las cuales requieren de suministro externo de energía y *Conducciones mixtas*, las cuales realizan parte del recorrido por gravedad y parte por bombeo. La selección del mejor tipo de conducción a presión, así como su trazado y etapas, es básicamente un problema de índole técnica y económica.

En su forma amplia, una conducción a presión posee los siguientes componentes:

#### **2.2.2.4.1.1 Las tuberías**

Que constituyen el elemento básico de la conducción, pueden ser una o más de una, construidas conjuntamente o por etapas.

Los materiales que se utilizan con mayor frecuencia en la fabricación de aducciones son el acero, hierro fundido dúctil, concreto, asbesto-cemento y, más recientemente, plástico reforzado con fibra de vidrio. Desde el punto de vista de su comportamiento estructural, se agrupan en dos categorías: conductos flexibles o aquellos que se deforman apreciablemente antes de alcanzar la condición de ruptura (acero, fundición dúctil, polietileno) y conductos rígidos para los cuales la fractura se produce sin que se generen deformaciones apreciables (hierro fundido gris, asbesto-cemento, concreto, policloruro de vinilo). Desde el punto de vista estructural, las tuberías deben ser capaces de resistir, especialmente, los esfuerzos de las siguientes solicitaciones: presión interna, presión externa uniforme, acciones de relleno y cargas vivas, en tuberías enterradas, peso de la tubería, peso del agua, acciones dinámicas determinadas por los cambios en la cantidad de movimiento o por condiciones hidrostáticas de presión, fuerzas derivadas de los gradientes térmicos, solicitaciones relacionadas con las condiciones particulares de apoyo, las fuerzas de origen sísmico y las ocasionadas por la acción del viento.

Cuando se las fabrican de acuerdo a ciertas normas, ya tienen incorporado al espesor un margen de seguridad por corrosión, abrasión o protección de las armaduras, si se trata de tuberías de concreto. En tuberías de acero, los espesores necesarios para las solicitaciones convencionales pueden resultar tan pequeños que dificultan el manejo de los tubos, tienden a aumentar el número de piezas dañadas o determinan en la tubería vacía ovalizaciones o esfuerzos objetables. Por esta razón, es práctica frecuente establecer un espesor mínimo para prevenir esa clase de problemas, con respecto al cual se comprende que no exista una recomendación de carácter

general, puesto que depende de la experiencia y de la tecnología utilizada en la colocación de tuberías de acero en cada sitio o país.

En Venezuela se determina el espesor mínimo de acuerdo a la siguiente formula, derivada de experiencias en el campo.

$$e_{min} = 0,006 D \quad (2.11)$$

#### **2.2.2.4.1.2 Las estaciones de bombeo**

En las aducciones por bombeo, estas estructuras alojan los grupos de moto-bombas, y están en general constituidas por un patio donde se instalan las unidades, las válvulas de control y de llenado de la tubería, los múltiples de entrada y de salida de la aducción y la grúa para el montaje de los equipos. La estación debe poseer también una sala de mandos, con una visual irrestricta sobre el patio, en la cual se colocan los tableros para el accionamiento de los grupos y los dispositivos de seguridad. Además se debe dotar a la estación de instalaciones para el uso personal de los operadores, de un depósito, de un taller para reparaciones menores y de área suficiente para el estacionamiento y movilización de los vehículos de carga. Adyacente a la casa de mandos, o tan cerca como sea posible, se localizará la subestación eléctrica para la debida alimentación a los motores. Las estaciones de bombeo deben construirse sobre terrenos con óptimas condiciones de fundación y deben estar provistas de un sistema de drenaje interior y exterior, diseñados con un amplio margen de seguridad, procurando que la cota de instalación de los equipos esté por encima de un eventual nivel de inundación. Además, en el momento del proyecto de los accesos, se deben tomar en consideración que circularán ocasionalmente vehículos con equipos de pesos y dimensiones que pueden ser considerables.

### **2.2.2.4.1.3 Las obras de protección**

Son aquellos mecanismos y previsiones que se toman para amortiguar o asimilar con seguridad las sobrepresiones originadas por el golpe de ariete, entre ellas están:

#### *2.2.2.4.1.3.1 Chimeneas de equilibrio*

Son elementos que ofrecen un alto grado de protección puesto que requieren un mínimo mantenimiento y, siempre que la economía y las características del proyecto las hagan factibles, deben recibir la primera atención del ingeniero proyectista. Su altura debe ser tal que aloje las líneas piezométricas en régimen permanente, con un adecuado margen de seguridad. Su altura máxima y sección transversal vendrán determinadas por los cálculos del régimen transitorio. Las chimeneas de equilibrio están constituidas por tuberías o cámaras abiertas a la atmósfera. Interpuestas en las conducciones, cumplen esencialmente con la función de restringir o eliminar la transmisión de los efectos transitorios de un sector al otro de la tubería.

#### *2.2.2.4.1.3.2 Tanques de aire comprimido*

Estos dispositivos se instalan usualmente en los múltiples de las estaciones de bombeo, y tienen como finalidad tanto el control de las depresiones como de las sobrepresiones transitorias. Cuando se produce la detención del bombeo, la presión en la base del tanque disminuye y, toda vez que el aire se encuentra a una presión asociada con la del régimen permanente, se establece un flujo de líquido hacia la tubería, resultando un alivio de las depresiones. Por otra parte, las sobrepresiones resultan también atenuadas por el flujo que ingresa al tanque en fases posteriores del



régimen transitorio. El funcionamiento del tanque de aire es bastante seguro puesto que la labor de mantenimiento está relacionada esencialmente con el compresor, el cual resulta necesario para reponer el aire que se pierde por disolución o fugas. Las dimensiones de los tanques de aire comprimido se deben determinar de forma tal que, controlando los efectos del golpe de ariete, se evite el ingreso de aire a la tubería.

#### *2.2.2.4.1.3.3 Válvulas de admisión y de expulsión de aire*

Estos dispositivos se conocen también con el nombre de ventosas, y se instalan en determinados sectores de las aducciones para permitir la entrada o la salida del aire, cuando así se requiera durante las diferentes fases de operación del sistema. Las válvulas de admisión de aire generalmente se colocan en puntos altos de la conducción, bien sea para mantener las presiones que se puedan generar por encima de cierto valor compatible con la resistencia estructural de la tubería, o para acelerar su vaciado, cuando sea necesario por razones de mantenimiento. Algunas de las posibilidades de ingreso de aire en las tuberías son las siguientes:

- Aire disuelto, el cual se incorpora al líquido en las estructuras complementarias de la línea expuesta al ambiente atmosférico (estanques, pozos de succión en las estaciones de bombeo, tomas, chimeneas de equilibrio, etc.).
- Durante el vaciado de la tubería por razones de mantenimiento. Aunque en algunos casos el aire puede ser desalojado del conducto por la fuerza de arrastre del movimiento líquido, en otros tenderá a acumularse en los puntos altos, dando origen a una reducción de la sección del flujo y, en consecuencia a una pérdida localizada de energía que puede llegar a ser apreciable.

#### **2.2.2.4.1.4 Los controles**

Que son, por lo general, dispositivos que permiten regular el gasto y las presiones, para garantizar un adecuado suministro de agua, o bien, que generan señales de alerta ante situaciones anormales de funcionamiento.

#### **2.2.2.4.1.5 Los estanques**

Que se incluyen en la aducción para funciones diversas como, por ejemplo, acoplar el suministro a las demandas, o bien para suministrar agua de arranque de estanques de bombeo.

#### **2.2.2.4.1.6 Las obras complementarias**

entre las cuales se pueden mencionar, los túneles, los apoyos de la tubería, los puentes, los anclajes, las obras de drenaje, las obras de protección de la tubería (protección contra corrosión, taludes, etc); las obras de servicio, como la carretera de acceso y mantenimiento, las obras de protección ambiental y las líneas de transmisión eléctrica.

#### **2.2.2.4.1.7 Las piezas especiales y otros**

Tales como: conos, tes, codos, yes, etc, así como bocas de visita, purgas y descargas.

#### ***2.2.2.4.2 Elementos hidráulicos del flujo a presión en tuberías***

En este aparte se revisan los principales conceptos que caracterizan la hidráulica del flujo a presión en una tubería y que interesan desde el punto de vista de su diseño. Se destacan, en primer término, los aspectos relacionados con el régimen permanente y, luego, se discute, brevemente, el origen, significado e incidencia del flujo no permanente o transitorio en el proyecto de los sistemas de conducción.

##### **2.2.2.4.2.1 Flujo permanente**

En Régimen permanente, definido por la constancia temporal de las propiedades del flujo y del fluido, las ecuaciones fundamentales de la hidráulica se simplifican notablemente, y tanto más cuando se las refiere al régimen unidimensional, turbulento, de un líquido considerado como incompresible, que se verifica en un conducto de sección circular. En consecuencia, los respectivos métodos de cálculo resultan de sencilla e inmediata aplicación. Seguidamente se formulan algunas consideraciones y criterios que orientan el análisis del flujo permanente en tuberías.

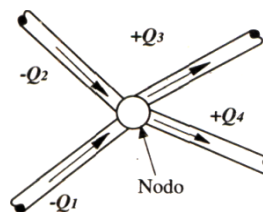
###### ***2.2.2.4.2.1.1 Ecuación de la continuidad***

Esta ecuación expresa la conservación de la masa del líquido y puede adoptar formas más o menos complejas dependiendo del caso. Para el movimiento permanente, unidimensional, de fluido considerado incompresible, tal ecuación se expresa como:

$$Q = AV = \text{constante} \quad (2.12)$$

Donde  $Q$  es el gasto o caudal en  $\text{m}^3/\text{s}$ ;  $A$  el área de flujo en  $\text{m}^2$  y  $V$ , la velocidad media en  $\text{m/s}$ .

También, utilizando el concepto de la continuidad para régimen de fluido incompresible, se concluye que, asignando signos diferentes a los gastos afluentes y efluentes en el nodo de una red de tuberías, debe anularse la respectiva sumatoria (Ver Figura 2.5).



**Figura 2. 5 Ecuación de continuidad para un nodo**

#### 2.2.2.4.2.1.2 Ecuación de la energía

El principio de conservación de la energía, que se desprende de la Segunda Ley de Newton, establece que el trabajo hecho por las fuerzas que actúan sobre una masa fluida es igual al cambio en la cantidad de energía de esa masa. Las fuerzas que actúan sobre una masa fluida son principalmente de cuatro tipos: las de presión, las de gravedad, las de viscosidad y las externas. Al hacer el balance de estas fuerzas, despreciando las fuerzas externas que no realizan trabajo y aplicando la segunda ley de Newton se obtiene una ecuación que presenta tres términos.

El primero  $p/\gamma$  es la carga piezométrica, siendo  $p$  la presión en  $\text{kg}/\text{m}^2$ ,  $\gamma$  el peso específico en  $\text{kg}/\text{m}^3$ . El segundo término es  $z$  la elevación de la tubería en metros y la carga de velocidad que para un movimiento francamente turbulento, el coeficiente de Coriolis, permite expresar la energía cinética en términos de la

velocidad media puede aproximarse a la unidad. En consecuencia, la energía por unidad de peso del fluido,  $H$ , se expresa con la relación:

$$H = \frac{p}{\gamma} + z + \frac{V^2}{2g} \quad (2.13)$$

Aprovechando la circunstancia de que estas magnitudes poseen dimensiones lineales, se pueden definir las líneas de altura total y piezométricas que vinculan los niveles energéticos en diversas secciones de la tubería y de gran utilidad en el cálculo hidráulico. Por otra parte, debe recordarse que en ausencia de un mecanismo de suministro de energía, y por efecto de las resistencias asociadas con la viscosidad, la energía intrínseca al movimiento, invariablemente decrece en la dirección del flujo.

Para el caso de flujo ya definido la relación energética entre 2 secciones se escribe de la manera siguiente:

$$H_2 + h_{f\ 12} + h_L = H_1 \quad (2.14)$$

Donde  $h_{f\ 12}$  son las pérdidas por fricción en el tramo considerado y  $h_L$  las pérdidas localizadas de energía, ambas en metros.

En razón de la complejidad cinemática y dinámica propias del régimen turbulento, hasta el presente ha sido imposible relacionar rigurosamente los coeficientes de pérdidas y términos conexos, tal como  $h_f$ , con las magnitudes medias del flujo, con las propiedades del fluido y con las características del material de la tubería. Por esta razón, en la práctica se recurre a ecuaciones semi-empíricas o empíricas para evaluar tales pérdidas. Entre las primeras merece destacarse la de Darcy-Weisbach y en las segundas la de Hazen-Williams, ambas de difundida

utilización, y que se aplican entre secciones de tuberías de diámetro constante. **La ecuación de Darcy-Weisbach** se expresa como:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (2.15)$$

Donde  $f$  es el coeficiente de resistencia o fricción de Darcy-Weisbach;  $L$  la longitud entre dos secciones de la tubería en m;  $Q$  el caudal o gasto en  $\text{m}^3/\text{s}$ ,  $D$  el diámetro de la tubería en m;  $g$  la aceleración de la gravedad en  $\text{m}/\text{seg}^2$ ,  $A$  el área de la tubería en  $\text{m}^2$  y  $h$  las pérdidas de energía por unidad de peso del líquido entre dos secciones de la tubería en m.

La ecuación de Darcy-Weisbach tiene el mérito de fundamentar la definición adimensional del coeficiente de fricción  $f$  en la teoría moderna de la resistencia hidráulica. En términos prácticos, este coeficiente puede evaluarse bien sea por las ecuaciones de Kármán- Prandtl para tuberías lisas o rugosas (ecuaciones 2.16 y 2.17 respectivamente), o por la ecuación de Colebrook-White (cuya representación gráfica es el diagrama de Moody; ver Figura 2.6).

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log (R\sqrt{f}) - 0,8 \quad (2.16)$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{D}{2k} + 1,74 \quad (2.17)$$

Donde  $k$  es la rugosidad equivalente del contorno en m, y  $R$  el número de Reynolds, igual a  $VD/v$ , siendo  $v$  la viscosidad cinemática en  $\text{m}^2/\text{seg}$ .

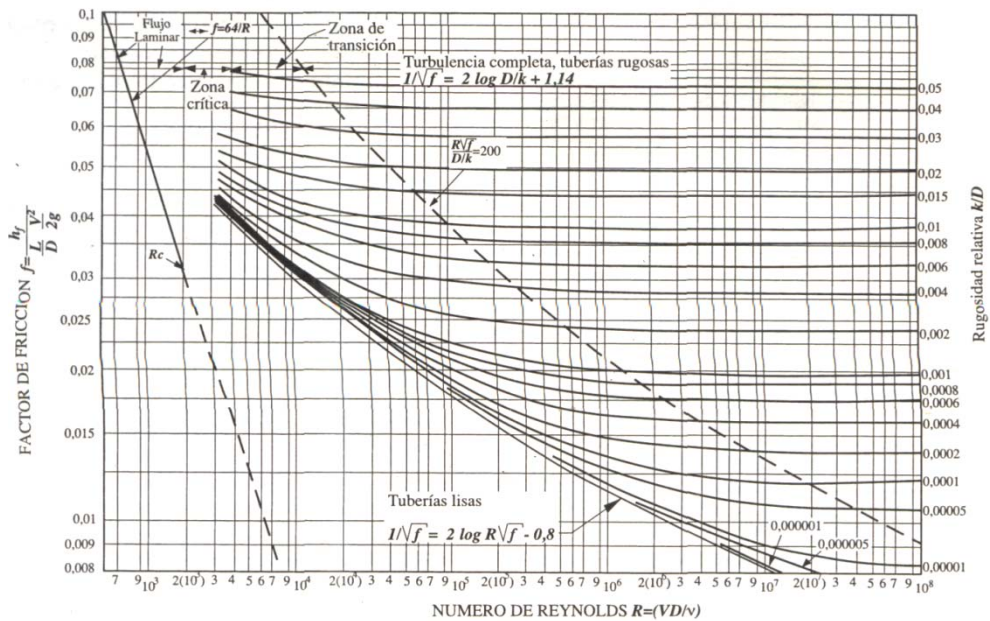


Figura 2. 6 Diagrama de Moody - tuberías circulares [2]

En la Tabla 2.1 se han incluido valores de la rugosidad para los materiales más utilizados (tuberías nuevas)

RUGOSIDADES EQUIVALENTES		
a) Rugosidad equivalente de tuberías comerciales según Lamont (4)		
CLASE DE TUBERÍAS	RUGOSIDAD EQUIVALENTE (tuberías nuevas) mm	
	VALOR MEDIO	VALOR DE DISEÑO RECOMENDADO
Hierro fundido sin recubrimiento interno	0,226	0,250
Hierro fundido con recubrimiento interno liso	0,102	0,125
Hierro fundido centrifugado con recubrimiento interno	0,056	0,050
Hierro galvanizado	0,102	0,125
Acero con recubrimiento interno	0,028	0,040
Acero sin recubrimiento interno liso	0,056	0,050
Asbesto-cemento sin recubrimiento interno	0,028	0,040
Asbesto-cemento con recubrimiento interno	liso $k \cong 0$	
Policloruro de vinilo PVC	liso $k \cong 0$	
Concreto	0,030	0,040
b) Valores de la rugosidad $k$ según el USBR (3)		
CLASE DE TUBERÍAS	$k$ (tuberías nuevas) mm	
Acero soldado o hierro fundido con recubrimiento centrifugado	0,0091 - 0,061	
Concreto	0,061 - 0,152	

Tabla 2. 1 Rugosidades equivalentes [2]

La de Hazen-Williams, cuya expresión es la siguiente:

$$h_f = 10,67L \left( \frac{Q}{C} \right)^{1,852} \frac{1}{D^{4,87}} \quad (2.18)$$

Donde  $h$ ,  $L$ , y  $D$  se expresan en metros y fueron anteriormente definidos,  $Q$  en  $m^3/s$  y  $C$  es el coeficiente de fricción.

En la ecuación anterior puede observarse que el coeficiente  $C$  no es adimensional. Sin embargo, es práctica usual utilizar los mismos valores de  $C$  independientemente del sistema de unidades seleccionado, en cuyo caso el factor numérico en la Ecuación 2.18 resultará diferente de un sistema de unidades a otro. En la Tabla 2.2, también para tuberías nuevas, se indican valores de  $C$  para materiales usuales.

COEFICIENTE DE HAZEN - WILLIAMS		
a) Valores para tuberías nuevas y $V = 0,9$ m/s		
TIPOS DE TUBERIA	DIAMETROS MENORES DE 305 mm (12")	DIAMETROS MAYORES DE 305 mm (12")
Hierro fundido sin recubrimiento interno	125	130
Hierro fundido con recubrimiento interno liso	135	140
Hierro fundido centrifugado con recubrimiento interno liso	137	142
Hierro galvanizado	120	----
Acero sin recubrimiento	140	145
Acero con recubrimiento interno liso centrifugado	140 - 150	150
Asbesto - cemento	145 - 150	150
Tuberías lisas	135 - 150	150
b) Variación respecto a los valores de $V = 0,9$ m/s, para otras velocidades (Rangos)		
	RANGO DE VELOCIDADES m/s	
VALORES DE C PARA $V = 0,9$ m/s	1,80 -- 3,60	3,60 -- 4,50
C menor de 100	- 5 %	- 10 %
C entre 100 y 130	- 3%	- 6 %
C entre 130 y 140	- 1 %	- 2 %
C superior a 140	+ 1 %	+ 2%

Tabla 2. 2 Coeficiente de Hazen – Williams [2]



Tanto la rugosidad como el coeficiente de Hazen-Williams deben sufrir variaciones con el uso de la tubería (aumento de  $k$  y  $f$ , y disminución de  $C$ ), la calidad del agua y la corrosión son los factores importantes en este sentido. Sin embargo, también es cierto que han mejorado sensiblemente las protecciones internas de tuberías e inclusive los grandes tubos son visitables y, en consecuencia, se puede mantener su interior.

Según los principios de la mecánica de los fluidos es admisible que una forma adimensional de expresar la disipación localizada de energía  $h_L$  sea del tipo:

$$h_L = K_L \frac{V^2}{2g} \quad (2.19)$$

Sin embargo se puede sustituir por un valor que depende de la geometría de la pieza. Es oportuno señalar que es práctica frecuente la expresión de las pérdidas localizadas de energía mediante el concepto de la longitud equivalente, es decir, la longitud virtual de tubería necesaria para producir por fricción de contorno, la misma pérdida asociada con el dispositivo o alteración geométrica en cuestión.

#### **2.2.2.4.2.2 Flujo transitorio**

Por razones de su propio funcionamiento, los sistemas de transferencia de líquidos a presión están invariablemente sujetos durante su operación a situaciones caracterizadas por modificaciones temporales de las magnitudes del flujo. Tales modificaciones están, en general, relacionadas con la acción hidromecánica de ciertos dispositivos y máquinas hidráulicas, instaladas en determinados sectores de la conducción. Son así, por ejemplo, los casos de la variaciones de la velocidad y de la presión determinadas por el movimiento del obturador de una válvula, o las alteraciones en las condiciones del régimen que se producen en los múltiples de

entrada y de salida de las estaciones de bombeo, como consecuencia del accionamiento o de la detención de los grupos moto-bombas. Estos cambios localizados de presión y de velocidades se propagarán a todo el conducto, con una celeridad cercana a la del sonido en el medio líquido no confinado, estableciéndose, así, una compleja configuración de ondas primarias y reflejadas, cuyos efectos superpuestos, para un tiempo dado y en una sección particular de la tubería, determinan allí las condiciones del flujo.

Las ecuaciones descriptivas del movimiento transitorio, que la práctica de la ingeniería califica de golpe de ariete, deben formularse sobre la base de las características que definen este movimiento, ya señaladas anteriormente, admitiendo, por lo tanto, la variabilidad temporal de sus parámetros y la elasticidad del líquido y del conducto.

Tales ecuaciones son las de continuidad y cantidad de movimiento. Para este caso, dentro del enfoque unidimensional de análisis y con la limitación de ser aplicables para conductos circulares de propiedades únicas y poco elásticas y a fluidos poco compresibles, las respectivas expresiones adoptan las formas siguientes:

Ecuación de continuidad

$$V \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} + V \operatorname{sen} \alpha + \frac{a^2}{g} \frac{\partial V}{\partial x} = 0 \quad (2.20)$$

En la cual, V es la velocidad media del flujo en m/s; h la altura piezométrica en m; x la dirección principal del movimiento; t el tiempo en segundos,  $\alpha$  el ángulo de inclinación de la tubería; a la velocidad de propagación de las perturbaciones de las magnitudes del flujo en m/s y g la aceleración de la gravedad en m/seg<sup>2</sup>

Ecuación del movimiento

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + f \frac{V|V|}{2gD} = 0 \quad (2.21)$$

En esta ecuación  $f$  es el coeficiente de fricción de Darcy-Weisbach y la expresión cuadrática de la velocidad, en el término que evalúa los efectos de la fricción, se descompone de la forma que allí se indica a fin de que invierta su signo cuando lo haga la velocidad en la evolución del régimen transitorio.

Las Ecuaciones 2.20 y 2.21, conforman un sistema en derivadas parciales no lineales, cuya integración analítica, sujeta a las condiciones de contorno, o es imposible o exageradamente complicada. Se utilizan, entonces, procedimientos numéricos orientados a la definición de las funciones, las cuales constituyen la solución al régimen transitorio:

$$\begin{aligned} V &= f(x, t) \\ h &= g(x, t) \end{aligned} \quad (2.22)$$

De una manera limitada, los efectos transitorios en una aducción pueden caracterizarse por los siguientes parámetros:

Constante elástica inercial

$$\rho = (a V_0) / g h_0 \quad (2.23)$$

Tiempo crítico relativo

$$\tau_c = T_v / (2L / a) \quad (2.24)$$

En estas expresiones  $a$  es la velocidad de propagación de las perturbaciones;  $V_0$  y  $h_0$  son los valores de la velocidad y de la altura piezométricas relacionados con el régimen permanente;  $T$  es un tiempo indicativo de la rapidez de los cambios en las condiciones de borde del sistema de conducción, que originan el régimen transitorio; y  $L$  es la longitud de la tubería.

### 2.2.2.5 Conducciones con superficie libre

El flujo con superficie libre ha sido conocido tradicionalmente como flujo en canales abiertos, pero también puede presentarse en colectores cerrados. Las conducciones en canal pueden clasificarse de acuerdo con diferentes criterios. En primer término y de acuerdo con el uso al cual se destina el agua transportada, pueden dividirse de la siguiente forma: Conducciones para usos de aprovechamiento (abastecimiento urbano, riego, hidroelectricidad, navegación, etc). En estos casos, las aguas son conducidas para ser empleadas con posterioridad y Conducciones para usos de protección (drenaje, control de inundaciones, disposición de aguas servidas, etc). En estas situaciones el transporte de agua se efectúa para evacuarlas y evitar daños. También se pueden dividir en *conducciones naturales* y *artificiales*. Las naturales son aquellas que hacen uso de los cauces naturales y los artificiales son las que requieren la construcción de un canal ad-hoc, o conducto artificial. Este es la clasificación más importante, pues establece condiciones de proyecto muy diferentes, ya que los canales artificiales son normalmente de fondo fijo, mientras que los naturales son de fondo móvil.

#### ***2.2.2.5.1 Gasto de diseño***

En una conducción a superficie libre el gasto de diseño depende fundamentalmente del uso o usos para los cuales está destinada; para usos de aprovechamiento de tipo consuntivo, por ejemplo en abastecimiento urbano y riego, es casi siempre el gasto medio regulado o captado, correspondiente al horizonte de planificación. En hidroelectricidad el gasto está relacionado con el caudal pico requerido para generar la potencia instalada en las conducciones más desfavorables.

Para usos de protección, el gasto de diseño está sujeto al grado de protección (o riesgo) adoptado; normalmente es el gasto máximo correspondiente a la crecida para la cual se quiere garantizar la protección. En aguas servidas, la capacidad viene establecida por el gasto horario máximo.

En definitiva, para cada uso en particular se encuentran los elementos de juicio necesarios para determinar los gastos de diseño respectivos.

#### ***2.2.2.5.2 Componentes de una conducción en canal***

En líneas generales, las conducciones con superficie libre están constituidas por los siguientes elementos:

##### **2.2.2.5.2.1 Canal**

Es el conducto, es decir, la parte fundamental de la conducción; como ya se dijo, existen dos tipos, de fondo fijo o móvil, existen muchos tipos de secciones transversales y variedad de los materiales constructivos. Dentro de los artificiales,

merece la pena distinguir aquellos que sustituyen a un cauce natural, los cuales se les conoce normalmente con el nombre de canalizaciones.

En líneas generales, se pueden clasificar los tipos de sección en dos grandes grupos: secciones no erosionables o de fondo fijo y las erosionables o de fondo móvil. Las últimas se diseñan para que no sufran variaciones de forma, es decir que la sección transversal se mantiene a pesar del movimiento de las partículas de fondo, garantizando la estabilidad de los márgenes y las estructuras relacionadas, razón por la cual se consideran, también, de fondo fijo.

Los canales *no erosionables* pueden ser de concreto (armado o sin armar), concreto prefabricado, de concreto lanzado («shortcrete»), de concreto asfalto, de coberturas prefabricadas de asfalto, de manpostería (ladrillos y similares); de piedra colocada, de plásticos, de suelo-cemento y de acero o similares. En Venezuela, cuando el destino del canal es abastecer una población, un sistema de riego o una planta hidroeléctrica, la política aplicada ha sido revestir el canal con concreto para evitar pérdidas de agua, El uso de otros revestimientos deberá justificarse muy bien, tanto económicamente como técnicamente.

Los canales *erosionables* son aquellos cuyos contornos pueden ser modificados por la acción del agua, si no se toman medidas para impedirlo. Usualmente se clasifican en tres tipos: canales de suelo desnudo, protegidos con vegetación y protegidos con roca.

#### 2.2.2.5.2.1.1 Formas geométricas

Las formas geométricas más usuales para canales de fondo fijo son:

*Trapeziales.* Quizás la más utilizada por ser la más parecida a la sección natural de los cauces, por su versatilidad y capacidad de adaptación a casi todos los tipos de revestimientos. Aunque puede no tener la eficiencia hidráulica de otras secciones, es la que mejor se adapta a las condiciones del suelo, resultando, por lo general, con soluciones estructurales más económicas. Son las más usadas para grandes gastos.

*Rectangulares.* Son normalmente empleadas en varias situaciones, como: cuando no hay derecho de vía suficiente, en canales a media ladera (donde un canal trapecial sería antieconómico), y en estructuras (puentes canales, caídas, disipadores y rápidos), pues garantizan un flujo más uniforme. Asimismo, son de uso extendido en conductos cerrados o subterráneos, especialmente en drenajes y cloacas, cuando los caudales son grandes. Son más complejas desde el punto de vista estructural, pero se justifican si sus muros cumplen función de soporte de cargas o empujes laterales.

*Circulares.* Son de uso muy extendido en drenajes y cloacas, tanto por razones hidráulicas como estructurales, pero fundamentalmente por su facilidad de prefabricación. El material más empleado es el concreto, aunque el hierro o el acero se utilizan en estructuras especiales o por trechos cortos. Se han utilizado también especialmente en canales elevados secciones semicirculares que pueden ser prefabricadas, o para tamaños mayores, fabricadas en sitio, pretensadas o postensadas.

*Formas diversas.* Se han empleado con menos frecuencia secciones parabólicas o cónicas, así como ovoidales y elípticas, tanto excavadas como

prefabricadas; éstas últimas en canales elevados o conducciones cerradas. Para pequeños caudales, se utiliza también la sección triangular.

*Mixtas.* Especialmente en canalizaciones donde existe gran variabilidad de gastos, se utilizan secciones mixtas para poder aprovechar las ventajas de cada una de ellas. Normalmente son mezcla de trapeciales con rectangulares. Es también usual que se emplee más de un material de revestimiento: el duro para los gastos bajos y medios más frecuentes, y el erosionable para los gastos más altos y poco frecuentes.

Las proporciones geométricas de cada tipo de sección, salvo en la circular que son fijas, dependen fundamentalmente de las condiciones hidráulicas y de la calidad de los materiales de revestimiento y fundación del canal.

#### *2.2.2.5.2.1.1 Borde libre y bermas*

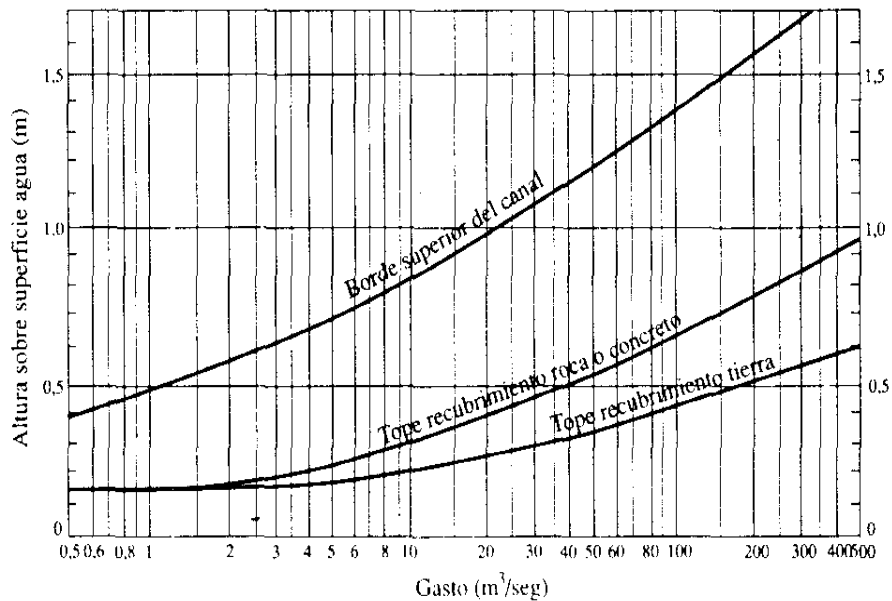
Toda sección abierta debe llevar un borde libre; es decir, una distancia mínima entre el nivel de aguas correspondiente al gasto de diseño y el borde superior del canal. La magnitud de este borde depende de varios factores, dentro de los cuales merece destacarse el tamaño del canal, la localización (tipo de área que puede ser inundada por su desbordamiento), posibilidad de generación de flujo transitorio, olas generadas por el viento y la velocidad de las aguas. En canales erosionables e inclusive en los revestidos, puede crearse parte o la totalidad del borde libre con el material excavado, haciendo bermas que pudieran servir de vías de mantenimiento. En canales abiertos, es normal dejar un sobreecho a ambos lados del canal con el fin de facilitar el acceso de éste, además de que rebaja carga de la tierra sobre él. En algunos casos este sobreecho puede proveerse como una berma que cumple, a su vez, como vía de mantenimiento, por lo cual deberá tener ancho suficiente para los vehículos respectivos. Si el sobreecho o la berma no son utilizadas como vía, un ancho de 1 m es suficiente en canales pequeños. En la Figura 2.7 se muestran unas



recomendaciones que se pueden seguir como guía al respecto. Normalmente, en canales de mediano o gran tamaño el borde libre no es inferior a 0,50 m.

En conductos cerrados es también necesario disponer de un borde libre, especialmente para garantizar que el conducto no trabaje a presión. Recuérdese que, por ejemplo, en secciones circulares y rectangulares cerradas (cajones), el caudal a sección plena es inferior a la capacidad máxima de la sección.

En canalizaciones debe tenerse un cuidado especial con los gálibos debajo de los puentes, en especial, si el río o quebrada puede transportar material flotante (desperdicios, árboles, etc.) de gran tamaño.



**Figura 2. 7 Borde libre recomendable [2]**

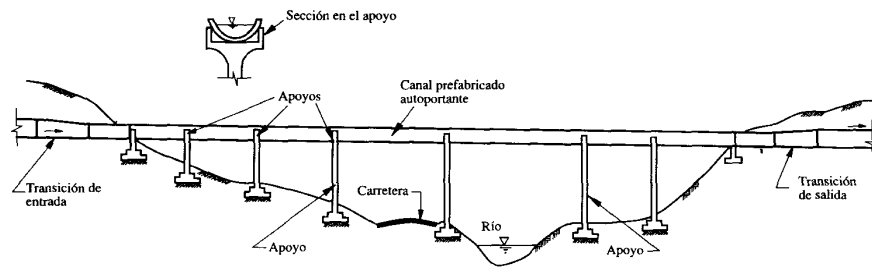
#### **2.2.2.5.2.2 Estructuras especiales de conducción**

Son aquellas que forman una unidad con el canal y ayudan a conducir el agua, pero normalmente lo hacen, en una longitud reducida. Dentro de estas estructuras, las más importantes son:

##### *2.2.2.5.2.2.1 Puentes canales.*

Son estructuras elevadas sobre el terreno, que se emplean para salvar depresiones u obstáculos tales como carreteras, vías ferroviarias u otros canales, ver figura 2.8; el término es también empleado para los llamados canales a media ladera que se separan de ella, bien sea por razones económicas o para evitar zonas de potenciales deslizamientos. Son, por lo general, estructuras costosas y presentan el inconveniente de la dificultad de acceso para su mantenimiento. Un buen trazado debe evitar al máximo la existencia de puentes canales, que sólo se deben emplear cuando tengan una justificación económica muy bien fundamentada.

Las tres secciones más utilizadas por razones de economía son la rectangular, la semicircular y las de curvas cónicas (parábolas y elipses), las cuales son normalmente prefabricadas. Todo puente canal necesita dos transiciones, en la entrada una contracción y en la salida una expansión; a veces se coloca a la entrada una retención para proteger la estructura. Es aconsejable que el régimen en el puente canal sea subcrítico, sin embargo, cuanto esto no sea posible, la estructura debe ser tratada como un rápido. Los puentes canales pueden emplearse en conducciones para usos de aprovechamiento, pero deben evitarse, dentro de lo posible, en las de usos de protección y totalmente en canalizaciones.



**Figura 2. 8 Esquema típico longitudinal de un puente canal [2]**

#### 2.2.2.5.2.2.2 Sifones invertidos.

Sus funciones son similares a las de un puente canal y, generalmente, son una solución alterna y en algunos casos la única alternativa para salvar un obstáculo determinado.

Es una estructura que funciona a presión, siempre debe hacerlo así, es decir, debe tener una carga sobre el conducto a la entrada y a la salida. Está constituida por uno o más conductos cerrados, usualmente circulares (tuberías) o rectangulares (cajones). Su diseño conlleva además de las condiciones hidráulicas normales de flujo a presión, un especial cuidado con las velocidades, principalmente con la mínima, para impedir que en el caso de conducir agua con sólidos en suspensión, estos no se depositen en el sifón. Este tipo de estructura requiere dos transiciones en cada extremo y es muy común que tenga en la entrada una retención con su debido evacuador de excesos para protegerlo.

El número de conductos está condicionado a la magnitud del gasto a conducir, a la variabilidad de los caudales y a la disponibilidad de energía para perder por fricción a lo largo del sifón y a las pérdidas localizadas a la entrada y a la salida. En algunas situaciones son necesarios partidores (vertederos u orificios) a la entrada,

para repartir apropiadamente el caudal entre las diversas tuberías. Pueden también colocarse compuertas de regulación.

Los materiales más utilizados en sifones son el concreto y tuberías de acero. Para la limpieza deben dejarse facilidades de purga en los puntos bajos y colocar bocas de vistas para mantenimiento. También es conveniente proteger la entrada, mediante, por ejemplo, un enrejado para impedir el ingreso de materiales y basura que puedan taponar el sifón.

#### *2.2.2.5.2.2.3 Caídas y rápidos.*

Este tipo de estructuras se utilizan para salvar desniveles en trechos relativamente cortos. En realidad ambos tipos de estructuras cumplen un fin similar y se las distingue por la magnitud del desnivel. Se les llama caída cuando salvan alturas inferiores a los 5 m en un trecho muy corto (pendientes muy grandes), y para desniveles mayores las llama rápidos, cuando tienen un desarrollo más largo y pendientes menores; en cualquier caso, el régimen presente es supercrítico. En la práctica, las conducciones con superficie libre se diseñan en régimen subcrítico y los regímenes supercríticos se limitan justamente a trechos cortos (caídas y rápidos). Toda caída o rápido va asociado a un exceso de energía generado por el desnivel, el cual debe ser convenientemente dispuesto con el propósito de impedir daños al pie de la estructura, de allí que ellos van normalmente asociados a una estructura disipadora.

Las caídas son usualmente de tres tipos: verticales o de escalón, rectangulares inclinadas y con tubería.

#### 2.2.2.5.2.2.4 Transiciones

Las transiciones son necesarias siempre que exista un cambio de sección del canal, lo cual ocurre en los siguientes casos:

- Cuando las condiciones de trazado introducen cambios de pendiente y, en consecuencia, posiblemente de las dimensiones de la sección.
- Cuando las indicaciones geotécnicas del trazado imponen cambios en los tipos de sección.
- Cuando se extraen o agregan caudales con la consiguiente modificación de la capacidad de los canales.
- Al comienzo y final de las estructuras especiales, para enlazarlas con el canal: por ejemplo, puentes-canales, sifones invertidos, rápidos, etc.
- En canalizaciones son, a veces, necesarias para pasar por debajo de los puentes.

Existen dos tipos generales de transiciones: las contracciones que suponen un cambio de una sección a otra más pequeña, y las expansiones que son lo contrario. La forma tanto de una como de la otra dependerá básicamente de los siguientes factores:

- Las formas de las secciones de entrada y salida de la transición.
- Las condiciones del flujo de entrada y de salida de la transición: subcrítico o supercrítico.
- La disponibilidad de energía que puede perderse en la transición en ciertas situaciones, como por ejemplo cuando existe un desnivel apreciable entre el origen y el destino del canal, puede perderse energía sin mayores consecuencias, pero

en sitios muy planos ocurre lo contrario. En estos últimos casos se hará necesario diseñar transiciones que supongan un mínimo de pérdidas.

Toda transición ocasiona, en principio, un flujo rápidamente variado y una pérdida localizada de energía producto de los efectos de la resistencia de forma y de superficie (fricción); esto indica que una transición de forma hidrodinámica tendrá una pérdida menor que otra más brusca, pero al mismo tiempo será más costosa. Todas las transiciones trabajan aceptablemente en régimen subcrítico y no deben ser usadas, salvo la rectangular-rectangular, en régimen supercrítico. En este último régimen, las paredes deben ser rectas, lo que significa que, salvo en el caso de secciones rectangulares, no deben emplearse transiciones en régimen supercrítico pues generan ondas que perturban todo el campo de flujo. En general, exceptuando los casos donde no haya otra alternativa, el régimen supercrítico debe ser evitado.

#### *2.2.2.5.2.2.5 Desarenadores [13]*

El agua captada del río y conducida a la turbina transporta pequeñas partículas de materia sólida en suspensión compuesta de materiales abrasivos (como arena) que ocasionan el rápido desgaste de los alabes de la turbina. Para eliminar este material se usan los desarenadores. En ellos la velocidad del agua es reducida con el objeto de que las partículas de arena o piedras se asienten en el fondo de donde podrán ser removidas oportunamente. Es necesario que el sedimento se asiente tanto a la entrada del canal como a la entrada de la tubería o cámara de carga. Estos deben cumplir estos cinco principios importantes:

a) Deben tener una longitud y un ancho adecuados para que los sedimentos se depositen, sin ser demasiado voluminosos o caros.

b) Deben permitir una fácil eliminación de los depósitos.

c) La eliminación de sedimentos a través de la compuerta debe hacerse cuidadosamente para evitar la erosión del suelo que rodea y soporta la base de la tubería y del depósito. Es mejor construir una superficie empedrada similar al canal de desagüe del aliviadero.

d) Se debe impedir la turbulencia de: agua causada por cambios de área o recodos que harían que los sedimentos pasen hacia la tubería de presión.

e) Tener capacidad suficiente para permitir la acumulación de sedimentos.

Existen muchas variaciones las que, sin embargo, deberán cumplir siempre con estos cinco principios señalados.

#### Ancho y longitud del desarenador

La longitud total del desarenador se divide en tres partes: entrada ( $L_e$ ), decantación ( $L_d$ ) y salida ( $L_s$ ). La parte central es el área de decantación.

La profundidad del desarenador se divide en dos partes: decantación ( $d_d$ ) y de recolección ( $d_r$ ). Es muy importante que el ingeniero proyectista sepa distinguir entre estas dos profundidades, ya que el desarenador funcionará correctamente sólo si no se permite que la sedimentación que se va formando exceda del borde del área de recolección que se encuentra en el límite superior de la zona de recolección ( $d_r$ ).

La velocidad horizontal del agua ( $V_h$ ) será baja, puesto que la zona de decantación del desarenador tiene una gran sección transversal ( $A$ ). Para diseñar un desarenador se elige una velocidad de agua adecuada. Se recomienda un valor de 0.2 m/s en la mayoría de los casos, pero también pueden adoptarse valores más altos,

hasta de 0.5 m/s. El siguiente paso es escoger un valor de profundidad de decantación ( $d_d$ ).

Se recomienda no seleccionar valores mayores a 1 m para fines de diseño. Otra razón práctica para ello es que el drenaje de la sedimentación del desarenador puede ser difícil de realizar si este es muy profundo. En este punto es posible determinar el ancho del desarenador.

Si el terreno sobre el cual se va a construir el desarenador es muy escarpado, entonces puede ser impracticable construir uno ancho. Los valores de ( $V_h$ ) y de ( $d_d$ ) pueden seleccionarse nuevamente para conseguir un desarenador más angosto pero más largo.

La Figura 2.9 muestra la trayectoria seguida por las partículas de arena. Inicialmente, al estar el desarenador limpio de depósitos, la velocidad del agua tendrá valores menores que la velocidad calculada. Cuando el tanque recolector está lleno (figuras b y c), la velocidad del agua será mayor y las partículas viajarán hacia adelante del desarenador. La velocidad con que las partículas caen depende de su tamaño, forma, densidad y del grado de turbulencia del agua.

Cuando el flujo de agua no es turbulento, la velocidad de decantación  $V_d$  (vertical) de partículas pequeñas es conocida. En la mayoría de las micro centrales hidráulicas es suficiente eliminar partículas que tengan más de 0.3 mm. de diámetro, las cuales tienen velocidades de decantación mayores de 0.03 m/s. El desarenador debe ser lo suficientemente largo como para permitir que se decanten las partículas más livianas cuando la zona de decantación esté llena, tal como se muestra en la figura 9.



La longitud de decantación se calcula fácilmente:

$$L_d = \frac{V_h}{V_d} \times d_d \times f \quad (2.25)$$

Donde  $f$  = factor de seguridad.

Normalmente se recomienda un valor de 2 a 3 como factor de seguridad.

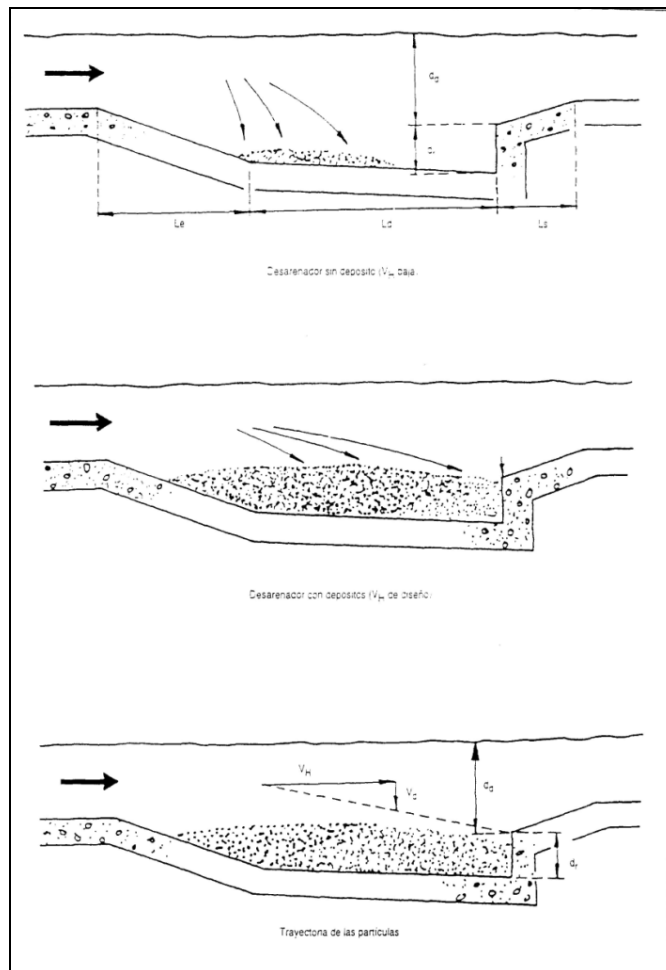


Figura 2. 9 Diseño del desarenador [13]

### **2.2.2.5.2.3 Estructuras de control.**

En una conducción o canal abierto, las estructuras de medición y control están situadas normalmente en la toma del embalse u obra de desviación que alimenta al canal. Sin embargo, cuando el canal es más largo conviene poner intercaladas retenciones que permitan ejercer controles intermedios.

Las retenciones son además necesarias en los casos donde hay particiones de gastos y a la entrada de ciertas estructuras especiales, pero esto es más común en obras de distribución en riego que en conducciones. La retención es simplemente un obstáculo que se interpone en el canal para regular niveles y gastos, y generalmente está constituido por compuertas deslizantes o radiales y poseen un evacuador de excesos. Las primeras se emplean para gastos pequeños.

Es también útil colocar con cierta frecuencia tableros de cierre para aislar tramos, permitiendo reparaciones y mantenimiento sin necesidad de vaciar todo el canal.

### **2.2.2.5.3 Elementos hidráulicos del flujo con superficie libre**

#### **2.2.2.5.3.1 Ecuaciones básicas para flujo permanente en canales.**

La primera ecuación fundamental del flujo permanente en canales, es la de *continuidad*, la cual puede expresarse como (Ver Figura 2.10 para toda la nomenclatura utilizada en este literal):

$$Q = V_1 A_1 - V_2 A_2 = V_n A_n = \text{Constante} \quad (2.26)$$

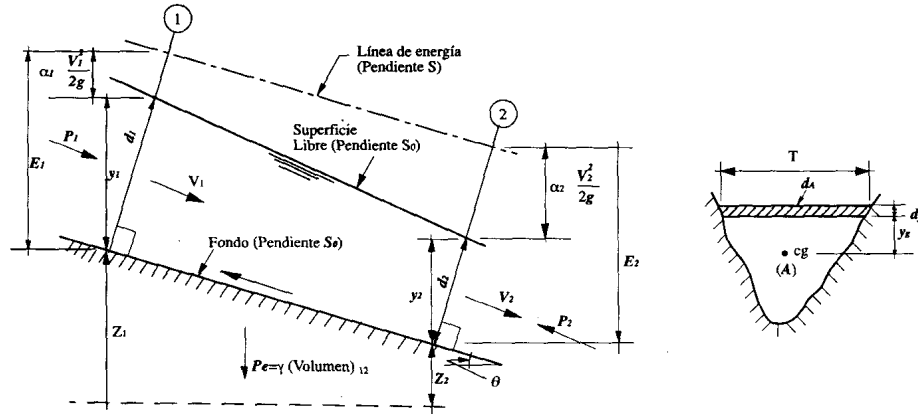


Figura 2. 10 Nomenclatura de términos para flujo en canales

Donde  $Q$  es el gasto en  $\text{m}^3/\text{s}$ ,  $V$  las velocidades medias en  $\text{m/s}$  y  $A$  las áreas mojadas de las secciones transversales perpendiculares al flujo respectivas en  $\text{m}^2$ ; los subíndices indican diferentes secciones a lo largo de un canal.

La segunda ecuación es la de *energía*, que puede escribirse así:

$$d_1 \cos \theta + z_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = d_2 \cos \theta + z_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \Sigma h_f + \Sigma h_L + \Sigma h_r \quad (2.27)$$

Donde  $d$  es la profundidad de agua medida normal al canal en  $\text{m}$ ,  $\theta$  el ángulo de inclinación del canal,  $z$  la elevación de su fondo en  $\text{m}$ ,  $\alpha$  el coeficiente de Coriolis,  $g$  la aceleración de la gravedad en  $\text{m/s}^2$ ,  $h_f$  la pérdida por fricción en  $\text{m}$ ,  $h_L$  las pérdidas localizadas en  $\text{m}$  y  $h_r$  las pérdidas debidas a macroturbulencias en  $\text{m}$ . La ecuación anterior está planteada suponiendo distribución hidrostática de presiones normal al fondo del canal, lo cual es cierto en un flujo uniforme y razonablemente

aproximado si el flujo es gradualmente variado. Es oportuno recordar también el concepto de *energía específica E* representada por:

$$E = y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (2.28)$$

Así como los valores relacionados de *profundidad crítica y energía mínima*, expresados en las ecuaciones

$$\alpha \frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{T_c} \quad ; \quad E_{min} = y_c + \alpha \frac{V_c^2}{2g} \quad (2.29)$$

Donde  $y_c$  es la profundidad crítica en m, correspondiente al gasto Q; el subíndice c indica los valores críticos del área A en m<sup>2</sup> y del ancho en la superficie T en m, para la profundidad crítica que corresponde a la energía específica mínima.

Para canales de sección rectangular, las dos ecuaciones anteriores se transforman en:

$$y_c = \sqrt[3]{\alpha \frac{q^2}{g}}$$

$$E_{min} = 1,5 y_c \quad (2.30)$$

Donde q es el gasto por unidad de ancho en m<sup>3</sup>/s/m (q=Q/b, b ancho del canal en m.). Debe recordarse, entonces, que el flujo subcrítico es aquel cuya altura de agua es superior a la profundidad crítica, y el flujo supercrítico lo contrario. En la

Figura 2.11 se muestra un gráfico para calcular profundidades críticas en canales rectangulares, circulares y trapeciales.

La tercera ecuación básica en flujo permanente es la de *cantidad de movimiento*, cuya expresión general en canales es:

$$\frac{\gamma}{g} Q (\beta_2 V_2 - \beta_1 V_1) = P_1 - P_2 + P_e \text{ sen } \theta - F_f \quad (2.31)$$

Donde  $\beta$  es el llamado coeficiente de Boussinesq, las P son las fuerzas de presión en kg,  $P_e$  es el peso del agua en kg y  $F_f$  es la fuerza resistente de fricción entre una sección 1 y otra 2.

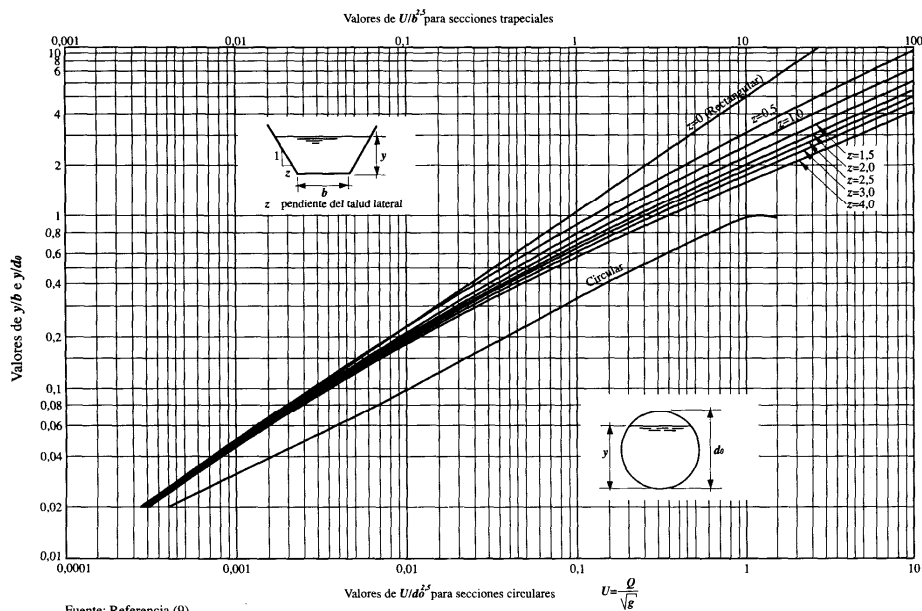


Figura 2. 11 Grafico para determinar la profundidad crítica [2].

### 2.2.2.5.3.2 Flujo uniforme en canales no erosionables.

El flujo uniforme en canales se calcula usualmente mediante la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S_0^{1/2} \quad ; \quad Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S_0^{1/2} \quad (2.32)$$

Donde Q es el gasto en m<sup>3</sup>/s, V la velocidad medida en m/s, A el área mojada en m<sup>2</sup>, R el radio hidráulico, que viene dado por el cociente entre el área y el perímetro mojado, en m, S<sub>0</sub> la pendiente del fondo del canal y n el llamado coeficiente de Manning, en cuya apropiada selección radica el éxito de los resultados arrojados por la fórmula.

Tanto el área como el radio hidráulico son función de la forma geométrica del canal y de la profundidad de agua. La Tabla 2.3 contiene un conjunto de características geométricas de las secciones de uso más frecuente. La Figura 2.12 muestra información de los parámetros hidráulicos correspondiente a secciones circulares, y La Figura 2.13 indica la solución gráfica de la Ecuación 2.32 para secciones circulares, trapeciales y rectangulares.'

ELEMENTOS GEOMETRICOS DE LAS SECCIONES MAS USUALES

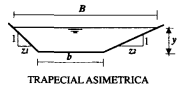
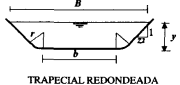
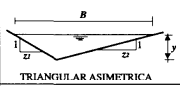
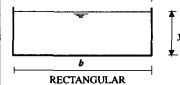
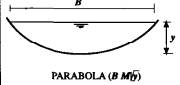
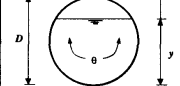
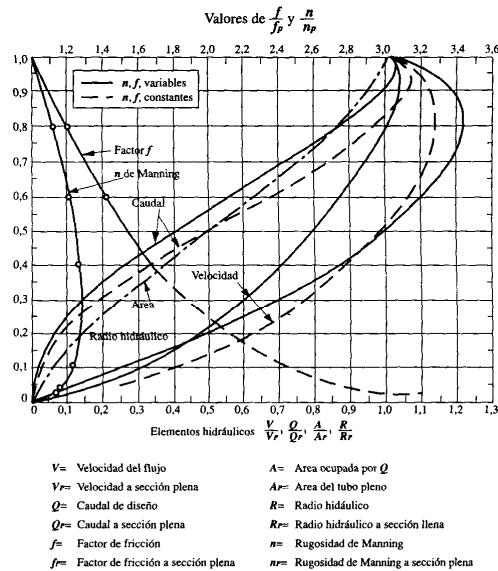
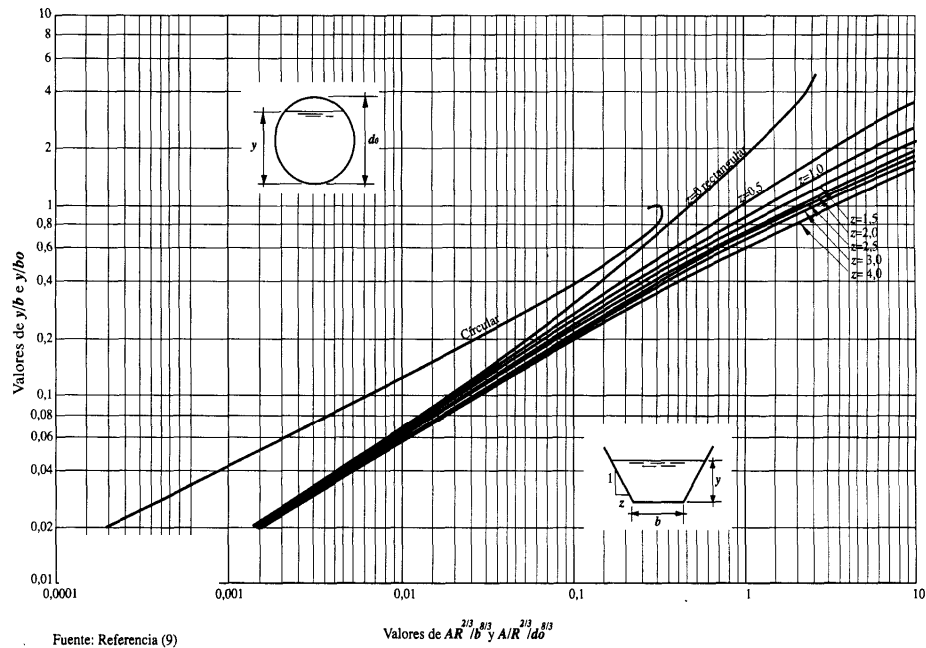
SECCIÓN	AREA (A)	ANCHO SUPERIOR (B)	PERIMETRO (P)
 <p>TRAPEZIAL ASIMETRICA</p>	$by + \frac{1}{2}(z_1 + z_2) y^2$	$b + (z_1 + z_2) y$	$b + (\sqrt{z_1^2 + 1} + \sqrt{z_2^2 + 1}) y$
 <p>TRAPEZIAL REDONDEADA SIMETRICA</p>	$\frac{B-b}{4z} + by + \frac{r}{2} (1 - z \operatorname{arctg} z)$	$2[z(y-r) + r\sqrt{1+z^2}] + b$	$(\frac{B-b}{z})\sqrt{1+z^2} + b + \frac{2r}{z} (1 - z \operatorname{arctg} z)$
 <p>TRIANGULAR ASIMETRICA</p>	$\frac{1}{2}(z_1 + z_2) y^2$	$(z_1 + z_2) y$	$(\sqrt{z_1^2 + 1} + \sqrt{z_2^2 + 1}) y$
 <p>RECTANGULAR</p>	$by$	$b$	$b + 2y$
 <p>PARABOLA (B M<sup>2</sup>/y)</p>	$\frac{2}{3} By$	$\frac{3A}{2y}$	$\frac{2B^2 y}{3B^2 + 8y^2}$ si $y < \frac{B}{4}$
	$\frac{1}{8} (\theta - \operatorname{sen} \theta) D^3$ $\theta$ en radianes	$D \operatorname{sen} (\theta/2)$ $2\sqrt{y(D-y)}$	$1/2 \theta D$

Tabla 2. 3 Elementos geométricos de las secciones más usuales



Fuente: Referencia (6)

Figura 2. 12 Parámetros hidráulicos en conductos circulares [2].



**Figura 2. 13 Grafico para solucionar la formula de Manning (Altura normal) [2].**

Las Figuras 2.14 y 2.15 muestran la solución gráfica de la fórmula de Manning, para tuberías comerciales de concreto a sección plena, para dos valores de  $n$  (0,013 y 0,015).

El problema principal en la aplicación de la fórmula de Manning es la selección del valor del coeficiente  $n$ . Si se compara la Ecuación 2.32 con la ecuación de Darcy-Weisbach sustituyendo en esta última al diámetro de la tubería por cuatro veces el radio hidráulico, para poderla aplicar a otras formas geométricas, se obtiene:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S_0^{1/2} = \sqrt{\frac{8g}{f}} AR^{1/2} S_0^{1/2} \quad (2.33)$$

De donde:



$$\frac{R^{1/6}}{n} = \sqrt{\frac{8g}{f}} \quad (2.34)$$

Donde  $f$  es el factor adimensional de fricción de Darcy-Weisbach.

Para superficies rugosas (altos números de Reynolds)  $f$  es constante para un material de revestimiento determinado, lo cual quiere decir que  $n$  será función del radio hidráulico, es decir, de la forma del canal y de la profundidad de agua, así como de la rugosidad equivalente del material. Cuando en el canal se cumple la ecuación de Manning aplicable para flujo permanente y uniforme se puede decir que el nivel de la superficie de agua es el nivel normal ( $Y_n$ ).

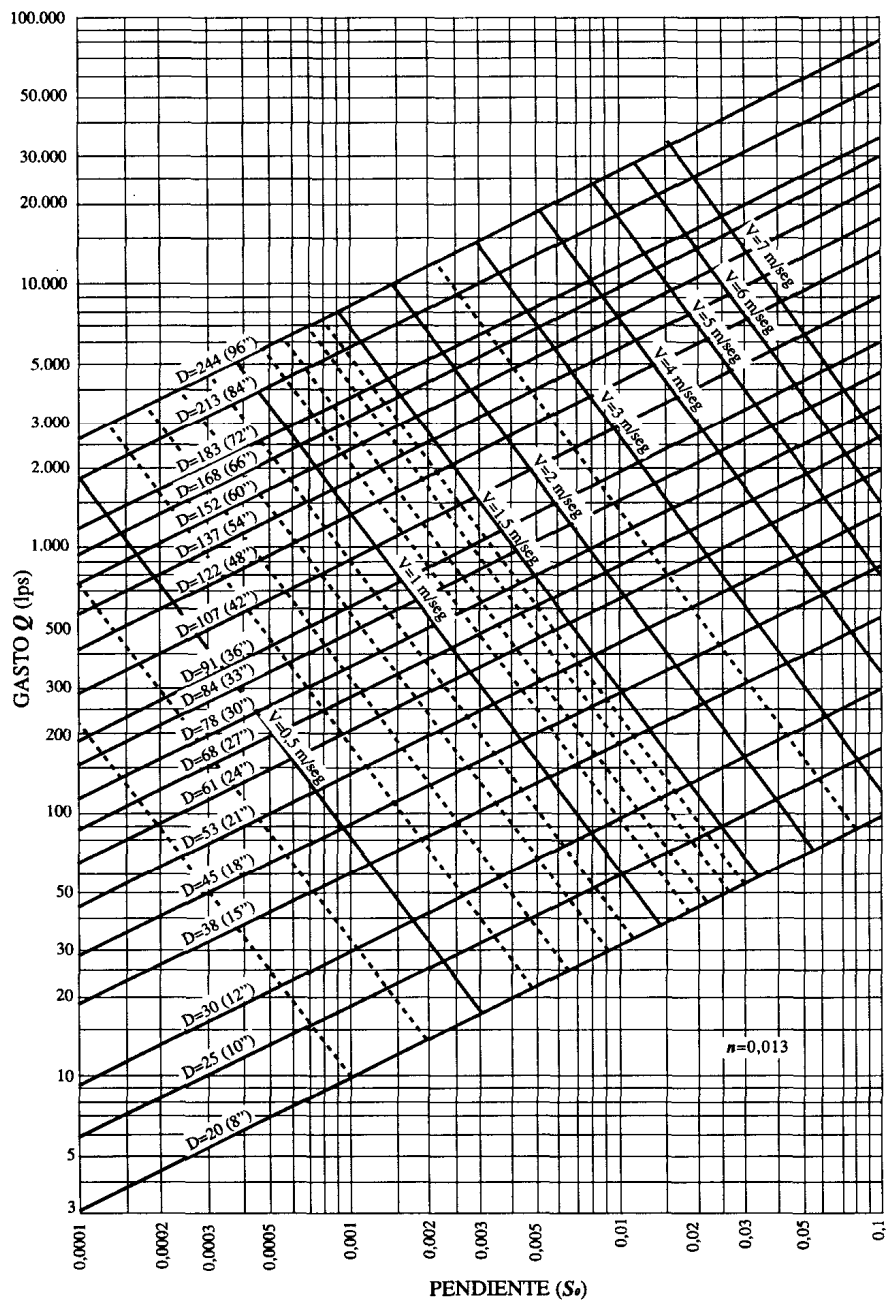


Figura 2. 14 Secciones circulares a sección plena para  $n=0,013$  [2].

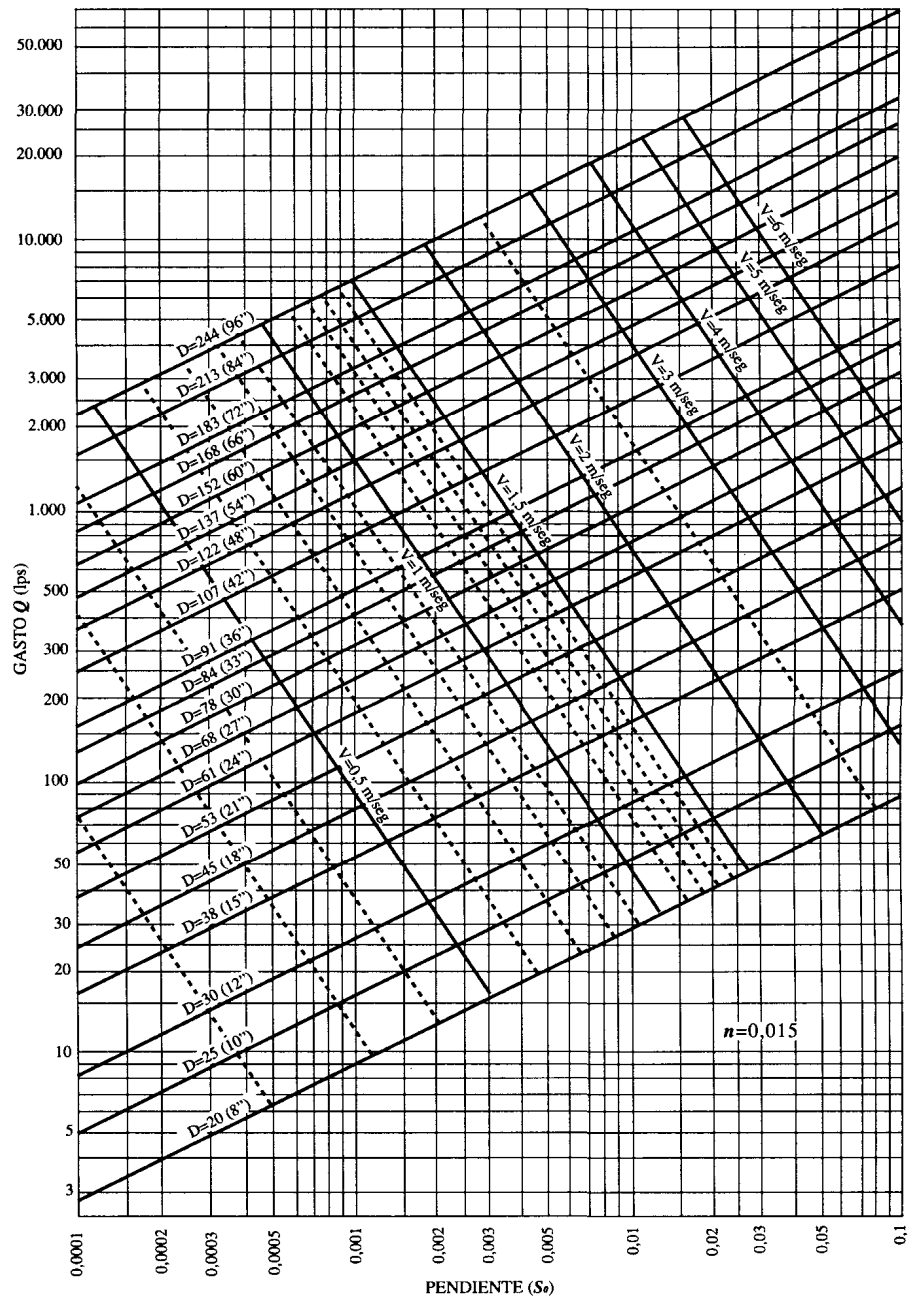


Figura 2. 15 Secciones circulares a sección plena para  $n=0,015$  [2]

### **2.2.2.6 Turbinas.**

Las turbinas hidráulicas son máquinas de gran versatilidad y eficiencia, de construcción simple y robusta, que se adaptan a las más diversas condiciones de operación. Conectadas a un generador eléctrico pueden trabajar indiferentemente como base o puntas; además pasar del estado de fuera de servicio al de plena carga en corto tiempo y con un reducido número de operaciones; se ajustan rápidamente y fácilmente a cualquier condición o variación de la carga; el mantenimiento es escaso y distanciado, y requieren un mínimo de atención para la operación, lo que permite su total automatización.

#### ***2.2.2.6.1 Tipos de turbinas.***

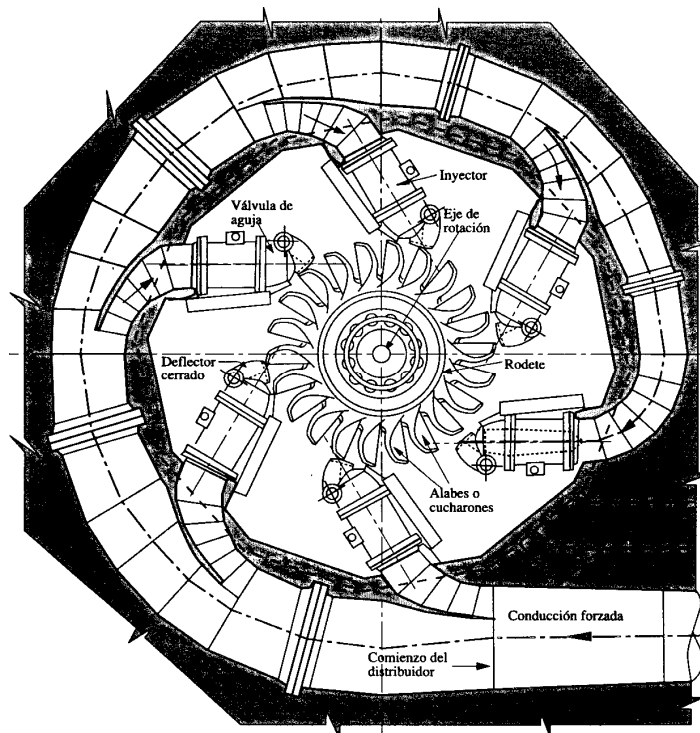
Las turbinas en forma general pueden clasificarse en dos grandes categorías: las turbinas de acción o impulso y las de reacción. En las primeras, la transferencia de energía hidráulica o mecánica ocurre únicamente a través de la energía cinética; en las segundas la energía transferida es tanto cinética, como la correspondiente a la altura de presión.

##### **2.2.2.6.1.1 Turbina Pelton**

Utilizada en general para grandes saltos (400 m ó más) y pequeños caudales; el rodete Pelton está formado por una rueda en forma de disco o llanta en cuya periferia van unos alabes en forma de doble cucharón como se muestra en la Figura 2.16. El distribuidor está formado por uno o más inyectores constituidos por una boquilla con una aguja de inyección, controlada por el gobernador y un deflector. La descarga de la rueda, a presión atmosférica, es independiente del nivel de restitución.

El agua que llega por la tubería forzada, al pasar por la boquilla, se transforma en un chorro libre cuya velocidad es el producto de la raíz cuadrada de dos veces la gravedad por la altura neta multiplicado por un coeficiente, generalmente del orden de 0,95 a 0,98. El chorro golpea a los alabes, transfiriéndoles su energía cinética. La aguja del inyector, cuya apertura o cierre está controlada por el gobernador, regula el gasto del chorro y por ende la potencia. El deflector tiene por objeto desviar bruscamente el chorro de la rueda cuando ésta tiende a embalsarse, permitiendo que la aguja efectúe su regulación con la lentitud requerida por el efecto de golpe de ariete en la tubería.

Las turbinas Pelton pueden ser de eje horizontal o vertical, de uno o dos rodetes acoplados a un mismo eje, con distribuidores de un inyector o varios inyectores, hasta seis.



**Figura 2. 16 Distribuidor típico de caudal en turbinas Pelton**

#### **2.2.2.6.1.2 Turbina Francis**

Utilizada para saltos intermedios, entre 40 y 400 m; la rueda Francis está formada por alabes (8 ó 15), fijados entre dos bridas y al eje de rotación (Figura 2.17). El distribuidor está constituido por dos anillos equipados de guías, uno exterior de guías fijas y otro interior de guías móviles, controladas por el gobernador; estos anillos son alimentados periféricamente por el agua desde la tubería forzada mediante el caracol o tubería de aspiración que termina por debajo del nivel de agua de la restitución.

El agua que llega por la tubería forzada se reparte gradual y uniformemente por la periferia del distribuidor mediante la tubería espiral y es orientada por las guías fijas hacia las guías móviles. Estas últimas permiten regular totalmente el gasto abriendo o cerrando, controladas por el espiral y es orientada por las guías fijas hacia las guías móviles. Estas últimas permiten regular totalmente el gasto abriendo o cerrando, controladas por el gobernador, y dirigen el agua hacia los alabes del rodete. En los conductos del rodete definidos por los alabes, se hace la transferencia de energía de presión y cinética del agua en rotación mecánica.

Las turbinas Francis pueden ser de eje horizontal (pequeñas potencias) o de eje vertical, que es lo usual en potencias importantes.

#### **2.2.2.6.1.3 Turbinas Kaplan (Hélice)**

Utilizada para bajos saltos (50 m o menos), la rueda Kaplan está formada por un eje al cual están fijadas palas o alabes que son de paso variable (Kaplan) o fijo (hélice). El distribuidor y el tubo de aspiración son iguales a los de las turbinas Francis (Figura 2.18)

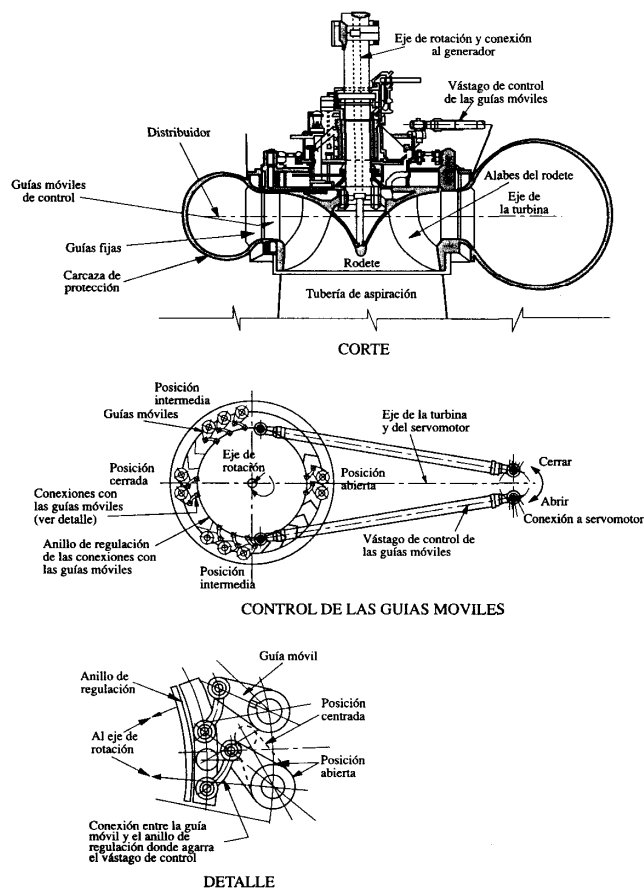
El funcionamiento es igual al de la Francis, la única diferencia está en que los conductos están cerrados por una pared fija y los alabes no modifican sustancialmente las velocidades relativas.

Otras variantes de las Kaplan son los grupos bulbo, donde el generador, protegido por una carcasa de acero, está sumergido en el agua, y las turbinas tipo pozo o tubular, que pueden ser de eje horizontal o inclinado, parecidas a las anteriores, pero con el generador no sumergido.

#### ***2.2.2.6.2 Eficiencias y velocidades específicas de turbinas.***

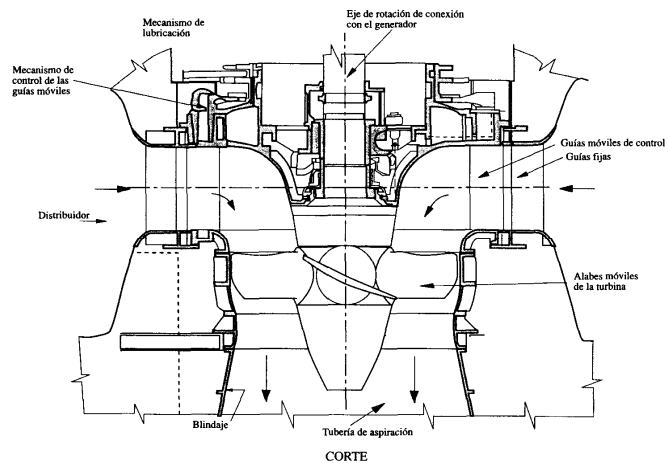
La eficiencia de una turbina hidráulica varía según su tipo de la velocidad específica y la altura y la carga, de tal forma que se puede hablar de curvas de eficiencia paramétricas. Las pérdidas en la turbina son de tres tipos: *Hidráulicas*, por frotamientos del agua contra las paredes del rodete y por turbulencia; *Volumétricas*, por fugas de agua a través de los sellos o entre hierros y *Mecánicas*, por rozamientos entre los soportes y los ejes de rotación.

El rendimiento total de la turbina ( $h_t$ ) viene dado por el producto de las eficiencias (pérdidas) de los tres tipos mencionados. En las Figuras 2.19 y 2.20, se muestran las eficiencias de los distintos tipos de turbinas de acuerdo al caudal turbinado y altura neta.

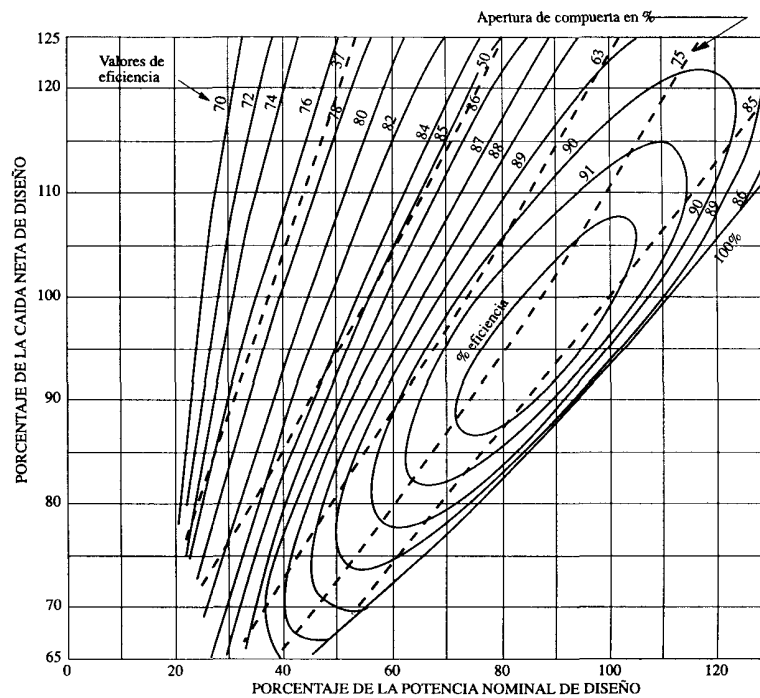


**Figura 2. 17 Vista general de una instalación de una turbina Francis de eje vertical y del mecanismo de control de caudales**





**Figura 2. 18 Vista general de una instalación de una turbina Kaplan de eje vertical**



**Figura 2. 19 Turbinas Francis. Relaciones potencia vs altura de diseño para diferentes porcentajes de apertura de compuertas y  $\eta_s=98$**

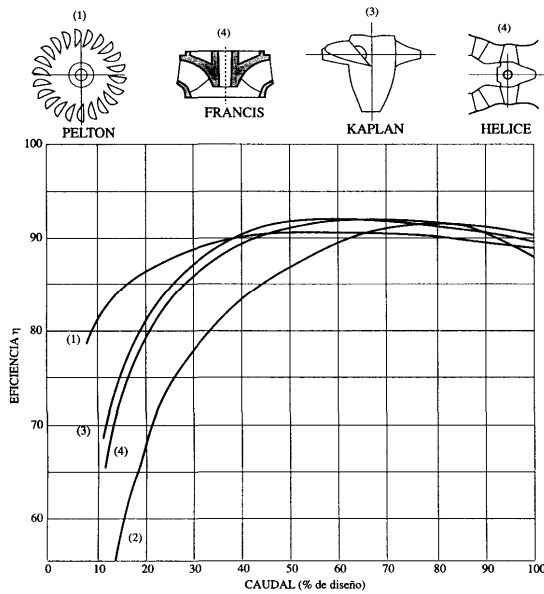


Figura 2. 20 Variación de la eficiencia con el caudal

Velocidad específica.- Mediante el análisis de las variables involucradas en el flujo a través de turbinas (o bombas) y el empleo del análisis dimensional puede plantearse la siguiente relación:

$$N = C \frac{H_n^{5/4} \rho^{1/2}}{\sqrt{P}} = C' \frac{H_n^{5/4}}{\sqrt{P}} \quad (2.35)$$

Donde N es la velocidad angular del rodete,  $H_n$  la altura neta, P la potencia,  $\rho$  la densidad y C una constante adimensional. Como el flujo es incompresible, la relación puede expresarse en la segunda forma indicada, siendo C una constante dimensional.

Si en la relación anterior se hacen P y  $H_n$  unitarios, C será la velocidad angular que adquiere la turbina bajo las condiciones unitarias señaladas; a esta velocidad se le denomina *velocidad específica*,  $N_s$ , con lo cual:

$$N = N_s \frac{H_n^{5/4}}{\sqrt{P}} ; \quad N_s = \frac{N\sqrt{P}}{H_n^{5/4}} \quad (2.36)$$

La velocidad específica es en la realidad una relación de similitud característica de una familia de turbinas que tengan proporciones geométricas semejantes. Como  $N_s$  es dimensional, su valor dependerá del sistema de unidades empleado. Normalmente,  $N$  se expresa en revoluciones por minuto (rpm). Para una determinada forma geométrica de la turbina,  $N_s$  es una constante, independiente de los valores de alturas, caudales y potencias.

Dado que para la generación hidroeléctrica, la turbina está directamente acoplada a un generador; la velocidad angular real de la turbina debe coincidir con una velocidad sincrónica definida por:

$$N_v = \frac{3.600}{p} \quad (2.37)$$

Donde  $p$  es el número de pares de polos del alternador. Más aun, por razones constructivas y de simetría, se prefiere que el número de pares de polos sea también par. Es así que en la ecuación del número específico,  $N_s$ , debe coincidir con  $N_v$  del alternador acoplado directamente a la turbina.

En relación a la selección de la velocidad específica para las turbinas, debe considerarse que a mayor  $N_s$ , mayor es el número real de revoluciones y más pequeña y económica resulta la máquina y el grupo generador. No obstante, existen consideraciones mecánicas y de cavitación que limitan el valor de  $N$  en función de la caída.

Los límites superiores de la velocidad específica, denominados  $N'_s$  se pueden obtener de las siguientes fórmulas empíricas:

$$\begin{aligned} \text{Pelton: } N'_s &= 1.300/\sqrt{H_n} \\ \text{Francis: } N'_s &= 2.300/\sqrt{H_n} \\ \text{Kaplan: } N'_s &= 2.700/\sqrt{H_n} \end{aligned} \quad (2.38)$$

Donde  $H_n$  está en metros.

Una vez conocido  $N'_s$  se calcula la velocidad real correspondiente  $N'$  como:

$$N' = \frac{N'_s H^{5/4}}{\sqrt{P}} \quad (2.39)$$

Como la velocidad real debe ser sincrónica, se calcula el  $N_v$  más próximo por debajo de  $N'_s$  y se establece el número específico correspondiente.

$$N_s = \frac{N_v \sqrt{P}}{H^{5/4}} \quad (2.40)$$

Una vez seleccionado el tipo de turbina según la caída y determinando el valor de la velocidad específica se pueden obtener las restantes características y dimensiones de las turbinas a partir de ella.

#### **2.2.2.6.3 Selección de turbinas.**

Uno de los aspectos más importantes del estudio de un aprovechamiento hidroeléctrico es la selección adecuada de las turbinas, tanto en número de unidades, como el tipo de las mismas.

#### **2.2.2.6.3.1 Selección del número de unidades**

Una vez fijada la potencia total a instalar en un desarrollo hidroeléctrico, el número de unidades en el cual se dividirá la misma depende de consideraciones de seguridad, de límites técnicos y de economía.

Por efecto de escala, la solución más económica es la que resulta en mayores potencias por unidad, es decir, el óptimo económico es una sola unidad (límite técnico). Sin embargo, no siempre es técnicamente posible construir dicha unidad y existe una limitación de orden técnico y constructivo en función del tipo de unidad y de salto neto. Por otra parte, razones de seguridad de servicio que dependen del sistema eléctrico en general, fijan el tamaño máximo económico de la unidad por criterio de reserva. Por último, la variabilidad relativa de la potencia en el curso de la operación puede fijar escalones de potencia para mantener la eficiencia del conjunto dentro de valores razonables. En conclusión, y a falta de otros estudios más detallados, se procedería de la manera siguiente:

Para potencias instaladas muy grandes, se determina el límite técnico de las potencias unitarias, el cual se verifica con un estudio de confiabilidad y reserva económica del sistema eléctrico, fijándose así el número de unidades y su tamaño.

Para potencias normales, no afectadas por límites técnicos, se suele comenzar por dos unidades ajustándose este valor de acuerdo con la confiabilidad del servicio eléctrico y con las variaciones relativas de carga en la operación esperada.

### 2.2.2.6.3.2 Selección del tipo de turbinas

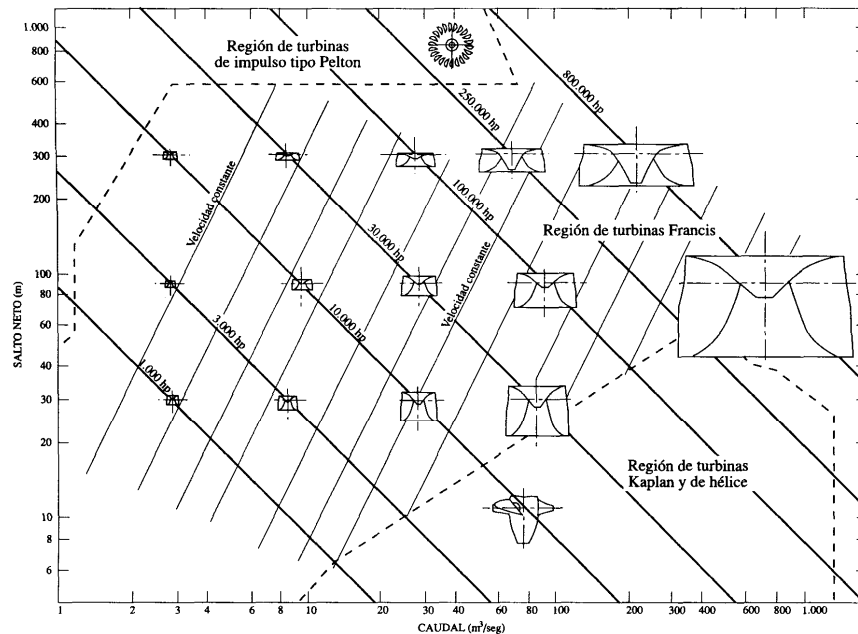
Una vez seleccionado el número de unidades se tendrán, para escoger el tipo, varios parámetros fundamentales:

- Caudal por cada turbina
- Potencia para cada unidad
- Caída de diseño y caída máxima.

La selección del tipo de turbina, una vez conocidos estos parámetros, puede realizarse mediante el uso del gráfico anexo (Figura 2.21). Es importante hacer notar que existen rangos de caudal y altura en los cuales pueden utilizarse más de un tipo de turbina, en estos casos será necesario tomar en cuenta factores adicionales tales como:

- Costos de excavación
- Eficiencia de cada tipo de turbina
- Tiempo de entrega
- Protección contra el golpe de ariete
- Facilidad de construcción de las estructuras.

El diseño final de la turbina es hecho normalmente por el fabricante, de acuerdo con los parámetros fundamentales. En ciertos casos es necesario construir modelos para su diseño final.



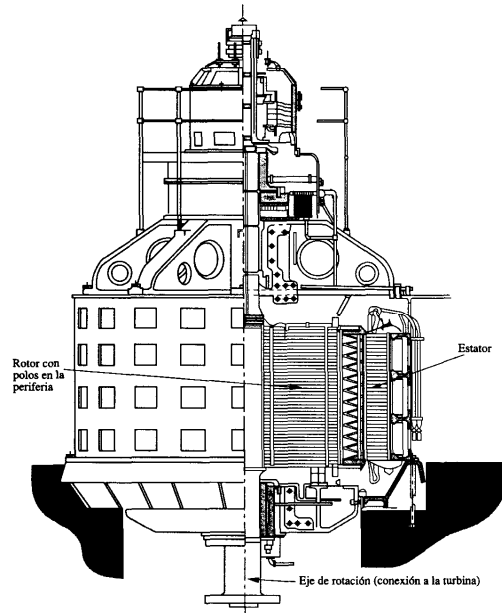
**Figura 2. 21 Diagrama de selección de turbinas**

### 2.2.2.7 Generadores

Los generadores eléctricos son máquinas que transforman la energía mecánica de rotación, suministrada por la turbina, en energía eléctrica disponible en sus bornes.

El alternador o generador consiste en una parte fija y una móvil. La primera se denomina, armadura o estator, y está formada por conductores eléctricos en espiras, donde se induce la electricidad, las cuales se conectan en los bornes terminales para cada fase, cuyos conductores magnéticos son sostenidos por una estructura metálica. La parte móvil o rotor, está formada por el eje de rotación y una planta de planchas magnéticas donde van soportados los polos o piezas polares, sostenidos por una estructura (araña) de amarre al eje. Los alternadores pueden ser de

eje vertical u horizontal, de acuerdo con la instalación de la central. En la Figura 2.22 se muestra un ejemplo típico y sus partes principales.



**Figura 2. 22 Corte y vista de un alternador (generador) fabricado por General Electric**

### **2.2.3 Clasificación de las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas (PCH)**

La Organización Latinoamericana de energía OLADE clasifica las PCH de acuerdo a la potencia instalada como de muestra en la tabla.

POTENCIA KW	TIPO
0 - 50	Microcentral
50 - 500	Minicentral
500 - 5000	Pequeña Central

**Tabla 2. 4 Clasificación de una PCH según la potencia instalada**



Según la caída las clasifica como se muestra en la tabla 2.5

	BAJA	MEDIA	ALTA
micro	$H < 15$	$15 < H < 50$	$H > 50$
mini	$H < 20$	$20 < H < 100$	$H > 100$
pequeña	$H < 15$	$25 < H < 130$	$H > 130$

**Tabla 2. 5 Clasificación de una PCH según la caída**

## 2.3 HIDROLOGIA

El agua es la sustancia más abundante en la Tierra, es el principal constituyente de todos los seres vivos y es una fuerza importante que constantemente está cambiando la superficie terrestre. También es un factor clave en la climatización de nuestro planeta para la existencia humana y en la influencia en el progreso de la civilización. La hidrología, que cubre todas las fases del agua en la Tierra, es una materia de gran importancia para el ser humano y su ambiente. Aplicaciones prácticas de la hidrología se encuentran en labores tales como diseño y operación de estructuras hidráulicas, abastecimiento de agua, tratamiento y disposición de aguas residuales, irrigación, drenaje, generación hidroeléctrica, control de inundaciones, navegación, erosión y control de sedimentos, control de salinidad, disminución de la contaminación, uso recreacional del agua y protección de la vida terrestre y acuática.

Las ciencias hídricas están relacionadas con las aguas de la Tierra: su distribución y circulación, sus propiedades físicas y químicas, su interacción con el ambiente y con los seres vivos y en particular con los seres humanos. Puede considerarse que la hidrología abarca todas las ciencias hídricas. En una forma más estricta, puede definirse como el estudio del ciclo hidrológico, es decir, la circulación ininterrumpida del agua entre la Tierra y la atmósfera.

### ***2.3.1 El Ciclo Hidrológico***

En la Tierra, el agua existe en un espacio llamado hidrosfera, que se extiende desde unos quince kilómetros arriba en la atmósfera hasta un kilómetro por debajo de la litosfera o corteza terrestre. El agua circula en la hidrosfera a través de un laberinto de caminos que constituyen el ciclo hidrológico.

El ciclo hidrológico es el foco central de la hidrología. El ciclo no tiene principio ni fin y sus diversos procesos ocurren en forma continua. En la figura 2.23 se muestra en forma esquemática cómo el agua se evapora desde los océanos y desde la superficie terrestre para volverse parte de la atmósfera; el vapor de agua se transporta y se eleva en la atmósfera hasta que se condensa y precipita sobre la superficie terrestre o los océanos; el agua precipitada puede ser interceptada por la vegetación, convertirse en flujo superficial sobre el suelo, infiltrarse en él, correr a través del suelo como flujo sub-superficial y descargar en los ríos como escorrentía superficial. La mayor parte del agua interceptada y de escorrentía superficial regresa a la atmósfera mediante la evaporación. El agua infiltrada puede percolar profundamente para recargar el agua subterránea de donde emerge en manantiales o se desliza hacia ríos para formar la escorrentía superficial, y finalmente fluye hacia el mar o se evapora en la atmósfera a medida que el ciclo hidrológico continúa.

### ***2.3.2 Potencial Hidroenergético***

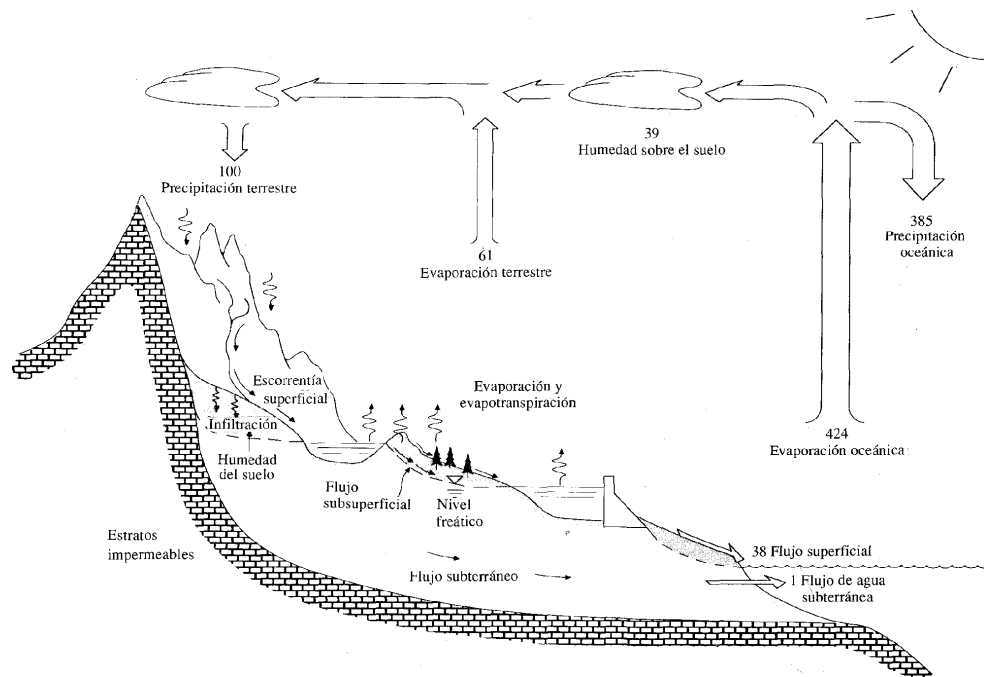
Al obtener parámetros como la caída neta, el caudal y el rendimiento de la turbina y del generador, es posible obtener la potencia que se puede alcanzar del aprovechamiento hídrico. La escogencia de la potencia de diseño está condicionada

además por factores como el costo de la obra y el de la energía producida, las medidas ambientales y los parámetros operacionales de las turbinas y el generador, entre los cuales se debe realizar una optimización de beneficios.

La capacidad de generación de energía mediante el empleo de agua está determinada por el salto o caída (energía potencial) que se pueda obtener y del caudal disponible. El salto depende de la topografía del terreno, y el caudal de las características del río o arroyo que se va a utilizar. Todos estos parámetros deben conocerse para poder conocer el potencial hidroenergético que tiene un sistema y de no conocerse podrían estimarse mediante la aplicación de modelos hidrológicos

### ***2.3.3 Modelo del Sistema Hidrológico***

El objetivo del análisis del sistema hidrológico es estudiar la operación del sistema y predecir su salida. Un modelo del sistema hidrológico es una aproximación al sistema real; sus entradas y salidas son variables hidrológicas mensurables y su estructura es un conjunto de ecuaciones que conectan las entradas y las salidas. Central a la estructura del modelo está el concepto de transformación del sistema.



**Figura 2. 23 El Ciclo Hidrológico**

Las entradas y las salidas pueden expresarse como funciones del tiempo,  $I(t)$  y  $Q(t)$  respectivamente, en donde  $t$  pertenece al rango de tiempo  $T$  en consideración. El sistema realiza una transformación de la entrada en la salida representada por

$$Q(t) = \Omega(I(t)) \quad (2.41)$$

La cual se conoce como ecuación de transformación del sistema. El símbolo  $\Omega$  es una función de transferencia entre la entrada y la salida.

### 2.3.3.1 Clasificación de los modelos hidrológicos

Los modelos hidrológicos pueden dividirse en dos categorías: modelos físicos y modelos abstractos. Los primeros incluyen modelos a escala que representan

el sistema en una escala reducida, tal como un modelo hidráulico del vertedero de una presa; y modelos análogos, que usan otro sistema físico con propiedades similares a las del prototipo. Por ejemplo el Hele-Shaw es un modelo análogo que usa el movimiento de un fluido viscoso entre dos placas paralelas muy cercanas para modelar el flujo a través de un acuífero o terraplén.

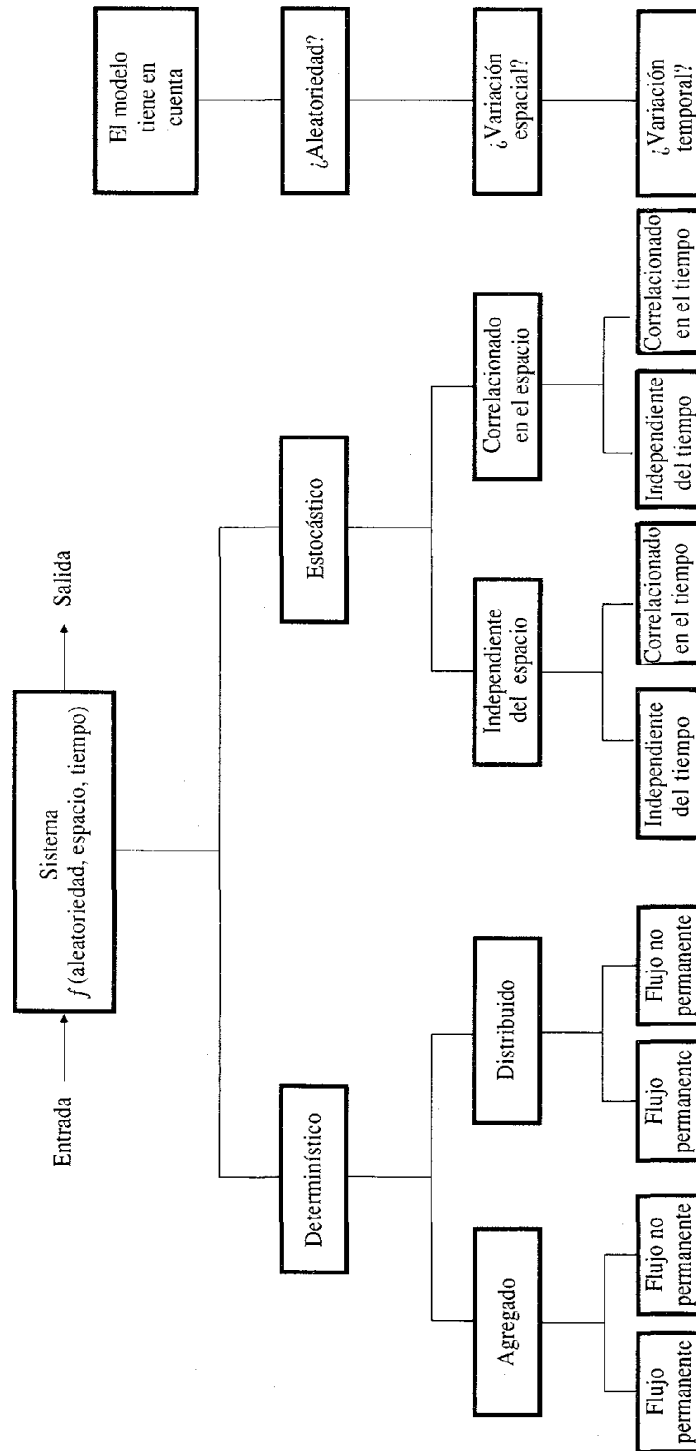
Los modelos abstractos representan el sistema en forma matemática. La operación del sistema se describe por medio de un conjunto de ecuaciones que relacionan las variables de entrada y de salida. Estas variables pueden ser funciones del espacio y del tiempo, y también pueden ser variables probabilísticas o aleatorias que no tienen un valor fijo en un punto particular del espacio y del tiempo, pero que están descritas a través de distribuciones de probabilidad.

Tratar de desarrollar un modelo con variables aleatorias que dependen de las tres dimensiones espaciales y del tiempo es una tarea ardua, por consiguiente, para la mayor parte de los propósitos prácticos es necesario simplificar el modelo, despreciando algunas de las fuentes de variación. Los modelos hidrológicos pueden clasificarse teniendo en cuenta las formas en que se lleva a cabo esta simplificación. Existen tres decisiones que deben tomarse en un modelo: ¿serán o no aleatorias las variables del modelo?, ¿variarán en el espacio o serán uniformes?, ¿variarán en el tiempo o serán constantes? El modelo puede localizarse en un "árbol" de acuerdo con estas alternativas, tal como se muestra en la figura 2.24.

Un modelo determinístico no considera aleatoriedad, una entrada dada produce siempre una misma salida. Un modelo estocástico tiene salidas que son por lo menos parcialmente aleatorias. Podría decirse que los modelos determinísticos hacen pronósticos, mientras que los modelos estocásticos hacen predicciones. A pesar de que todos los fenómenos hidrológicos implican algún grado de aleatoriedad, la variabilidad resultante en la salida puede ser pequeña cuando se le compara con la variabilidad resultante de otros factores conocidos, en tales casos un modelo

determinístico es apropiado. Si la variación aleatoria es grande, un modelo estocástico es el más adecuado, porque la salida real podría ser bastante diferente del valor único producido por un modelo determinístico

Todos los modelos hidrológicos son aproximaciones de la realidad, luego la salida de un sistema real nunca puede pronosticarse con certeza; así mismo, los fenómenos hidrológicos varían con las tres dimensiones del espacio y con el tiempo, pero la consideración simultánea de las cinco fuentes de variación (aleatoriedad, tres dimensiones espaciales, tiempo) se ha llevado a cabo sólo para algunos pocos casos idealizados. Un modelo práctico usualmente considera una o dos fuentes de variación.



**Figura 2. 24 Clasificación de modelos hidrológicos de acuerdo con la forma, la aleatoriedad y la variación espacial y temporal de los fenómenos hidrológicos**

## **3 METODOLOGÍA**

Este capítulo expone los aspectos metodológicos que fueron utilizados en el desarrollo del trabajo de grado. Además se indica el tipo de investigación que se utilizó, y las distintas metodologías y procedimientos que se aplicaron en todo el desarrollo del trabajo.

### **3.1 TIPO DE INVESTIGACION**

Para el desarrollo de este trabajo se llevan a cabo dos tipos de investigaciones, una empírica que proporciona datos de cómo se realizó la construcción y diseño de la PCH existente, de igual manera muestra la estructuración de cada uno de los elementos de esta pequeña central, para ver si concuerdan con los conocimientos actuales; por otro lado, se implementa una investigación de desarrollo, que nos permite aplicar los nuevos métodos utilizados en el manejo y la recuperación de estas plantas de generación hidroeléctrica así como también la utilización de modelos hidrológicos que pueden servir de referencia a otras cuencas similares; para así, con estas investigaciones, generar el proyecto más adecuado que permita poner en funcionamiento esta PCH.



## **3.2 ETAPAS DE LA INVESTIGACION**

### ***3.2.1 PRIMERA ETAPA (observación directa)***

#### **3.2.1.1 Levantamiento y reconocimiento de las instalaciones existentes**

En esta fase preliminar se realiza una revisión general de todos los elementos que forman parte de la pequeña central hidroeléctrica mediante la observación directa, con el propósito de identificar, de forma general, el tipo y la gravedad del problema manifestado, para con esto decidir si es necesario hacer más investigaciones o incluso asesoramientos externos.

Para lograr ésto se coordinan varias excursiones a la montaña donde se documentan las condiciones de la presa, las obras de conducción, bien sean a superficie libre o a presión, y todas las obras que se encuentran vinculadas con la PCH. Adicionalmente, se registran mediante el uso de un GPS navegador marca GARMIN, modelo Etrex Vista, todos los elementos de la PCH “La Planta”; esto para generar el perfil longitudinal y el plano planta de sus instalaciones.

### 3.2.1.2 Entrevistas

Se realizan entrevistas a personas con experiencia en la modelación de cuencas hidrográficas adscritas al departamento de Ingeniería Hidrometeorológica de la Escuela de Ingeniería Civil de la UCV y del Ministerio del Poder Popular para el Ambiente, a personas relacionadas con el sistema distribución de energía eléctrica adscritas a la gerencia de transmisión y de planificación de CADAPE, y también se realizan entrevistas a personas relacionadas con la zona bajo estudio.

Adicionalmente, se concreta una cita con el encargado de la PCH “Uraca”, la cual se encuentra ubicada a unos pocos kilómetros de la PCH en estudio, El padre Ignacio Carrillo quien es representante de la fundación Agua Fuerte, fundación que se encarga de la administración de la PCH “Uraca”.

Todas con el objetivo de buscar información o registros referentes al proyecto original, a la construcción y al manejo de ambas plantas, así como cualquier registro de estudios previos de viabilidad, geología, cartográficos entre otros, que se hayan realizado para la construcción de la PCH.

### 3.2.2 *SEGUNDA ETAPA (recopilación bibliográfica y de registros)*

En esta etapa se recopila la información topográfica, geológica e hidrológica de la cuenca asociada a la PCH, que no se pudo obtener mediante los instrumentos aplicados en la etapa anterior y para ello se dirige la búsqueda hacia las instituciones

que se encargan de llevar dichos registros. En el mismo sentido se buscó toda la información bibliográfica en cuanto a la construcción, manejo y funcionamiento de las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas.

### **3.2.2.1 Topografía y geología.**

Como primera opción se recurre al Ministerio del Poder Popular para el Ambiente donde se revisa la Biblioteca de Cuencas Hidrográficas, luego se fue a la Biblioteca de Edafología de la Universidad Central de Venezuela y a la Biblioteca Central “Celestino Bonfanti”, estas dos últimas pertenecientes a la Facultad de Agronomía. En estas dependencias se obtiene la información geológica, litológica y la composición de los suelos necesaria sobre la cuenca asociada a la Pequeña Central Hidroeléctrica “La Planta”.

Por otro lado se visitan la Escuela de Geografía de La Universidad Central de Venezuela, el Departamento de Cartografía de La Universidad Central de Venezuela y por último el Instituto Geográfico Nacional “Simón Bolívar”, donde se consiguieron los mapas topográficos a escala 1:25000 que conforman la cuenca en estudio.

### **3.2.2.2 Hidrología.**

Para la búsqueda de la información hidrometeorológica se va a las instituciones encargadas de llevar estas mediciones y registros suponiendo que existiesen. Toda la información que se encuentra sobre la Cuenca de Choroní se utiliza para obtener datos de caudal, para con estos datos diseñar y revisar las obras hidráulicas existentes de la pequeña central hidroeléctrica “La Planta”, esto porque datos de caudal no existen en la cuenca en estudio. Una vez recopilada toda la información se decide la metodología a aplicar para la obtención de los parámetros que para este estudio se necesiten. Dentro de esta etapa se busca información en el Ministerio del Poder Popular para el Ambiente, el Departamento de Ingeniería Hidrometeorológica de la universidad Central de Venezuela, el Centro Nacional de Alerta y Pronósticos (CENAP) y el Centro de investigaciones agropecuarias de la Facultad de Agronomía UCV.(CENIAP).

### **3.2.2.3 Las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas.**

En esta fase se procede a la recopilación de material bibliográfico referente al manejo, construcción y recuperación de las PCH, así como de las metodologías que se pueden aplicar en la Cuenca de Choroní para evaluar su potencial hidráulico. Toda esta información es de vital importancia, ya que con base en la información se define la metodología que se debe aplicar para poder llevar a cabalidad todos los objetivos de este trabajo.

### **3.2.3 TERCERA ETAPA (*Procesamiento de los datos*)**

En este punto se requiere conocer las características de la PCH “La Planta”, y se describen cada uno de los elementos que forman parte del complejo, detallando las condiciones actuales de las instalaciones, así como las mejoras que deben hacerse para su buen funcionamiento. Se especifican las metodologías que se aplican, tanto para la determinación o estimación de las variables que se necesitan para definir el potencial hidroenergético como para poder alcanzar cada uno de los objetivos propuestos.

#### **3.2.3.1 Hidrología**

##### **3.2.3.1.1 Precipitación**

Los datos de precipitación son suministrados por el ministerio del Poder Popular para el Ambiente ya que para la cuenca de Choróní ellos administran una estación pluviométrica, estos datos poseen valores englobados o faltantes que deben ser reemplazados. En el caso de los datos faltantes, estos se completan adoptando el promedio del periodo de años para los cuales se tiene registro y para los datos englobados se realiza una distribución ponderada basada en los promedios de los meses englobados.

### 3.2.3.1.2 Evaporación

Para la cuenca en estudio y para las cuencas vecinas no se han llevado registros de evaporación, y en vista de la necesidad de conocer estos valores, para poder caracterizar la cuenca y además completar las variables para estimar los caudales asociados a la cuenca del Rio Grande del Medio (Choroní); Estos datos se tomaron de un estudio desarrollado por investigadores del CENIAP que lleva por título “CONSTRUCCION Y ANALISIS DE MODELOS EMPIRICOS PARA LA ESTIMACION DE LA EVAPORACION EN VENEZUELA” ver anexo 4. Este estudio arroja valores de evaporación mensual puntual que representan el promedio de 30 años, ya que los datos que se utilizaron para determinar las ecuaciones empíricas en ese estudio comprenden un lapso de 30 años.

Sin embargo, para este trabajo se necesita una distribución mes a mes de esos 30 años, y no datos puntuales como estas ecuaciones los arrojan y es allí donde se decide asumir que la distribución de la evaporación de la cuenca de Choroní podría ser igual a la distribución de la evaporación de la estación más cercana, siendo esta la estación del CENIAP Maracay.

Para hallar la distribución que se quiere para la evaporación de Choroní se realizó una matriz de transferencia que relaciona los valores mensuales con el promedio correspondiente a ese mes. El procedimiento es el siguiente:

Primero: se construye una matriz año/mes (fila/columna) con los datos mensuales de la estación del CENIAP.

Segundo: para crear la matriz de relación cada nueva celda de la misma se construye con el cociente de la evaporación de la misma celda de la matriz CENIAP y el promedio mensual correspondiente asociado a cada celda.

Tercero: para formar la matriz de evaporación Choróni se multiplica cada celda de la matriz de relación por el promedio de los 30 años de la cuenca de Choróni, de su respectivo mes, arrojados por el estudio del CENIAP.

### **3.2.3.1.3 Caudales**

Como en la cuenca de Choróni no existen mediciones de caudal, para generar estos valores y poder estimar el potencial hidroenergético de la PCH “La Planta” se procede aplicar modelos de simulación hidrológica. El modelo seleccionado es el SIHIM, debido a su fácil aplicación, al hecho de que las variables conseguidas están distribuidas mensualmente y por ser un modelo que arroja una buena aproximación para estimaciones de prefactibilidad.

Es importante comentar que según el profesor Roberto Duque investigador del Centro interamericano de Desarrollo e Investigación Ambiental y Territorial CIDIAT, también profesor de posgrado de la Universidad de los Andes ULA, “existen empresas que usan este modelo para estimaciones más profundas en el cálculo de proyectos, ya que sus estimaciones se ajustan muy bien al comportamiento observado en los sitios de estudio”.

El modelo de simulación hidrológica mensual SIHIM tiene una fase de autocalibración que permite ajustar las variables que intervienen en la generación de caudales y para ello se requiere suministrarle valores históricos de caudal. Dado que estos registros no se poseen; este estudio en particular calibra estas variables tomando para ello como similar la cuenca de El limón dada su cercanía y similitud con la cuenca en estudio. Luego con esas variables ajustadas, se procede a generar los caudales en la cuenca de Choróní. La entrada y la salida tanto de calibración y generación se puede observar en el Anexo 1.

### **3.2.3.2 Rendimiento de la Cuenca**

Para conocer el rendimiento de la cuenca, se construyen las funciones de caudales en el tiempo y de duración de caudales. Ello se realiza a partir de los caudales simulados por el programa SIHIM. Adicionalmente, se elabora una curva de frecuencias relativas, se genera la curva de duración potencias y de duración de energía asociadas a los caudales generados. A continuación se describe como se construyeron cada una de esas curvas.

#### **3.2.3.2.1 Curva Caudal vs Tiempo (Q vs t) y de duración de caudales**

Cada caudal generado por el SIHIM es el valor medio correspondiente a cada mes en el periodo de tiempo considerado. Si construimos una gráfica donde en el eje de las abscisas se representen los meses y en el eje de las ordenadas se



representen los caudales asociados a cada mes se observa la distribución de los caudales en el tiempo. El periodo considerado es de 360 meses.

La curva de duración de caudales muestra que porcentaje del tiempo se cuenta con determinado caudal. Para calcular ese porcentaje es necesario precisar con qué frecuencia se presenta cada caudal en nuestros datos y luego definir qué porcentaje representa esa frecuencia dentro del número total de mediciones. Mediante este cálculo se obtiene directamente la curva de frecuencias relativas ya que cada caudal lleva asociada una frecuencia relativa; colocando en el eje de las abscisas los valores de caudal y en el eje de las ordenadas su frecuencia asociada, se obtiene dicha curva.

Si en cambio se ordenan los caudales de menor a mayor, se adopta que el caudal  $0\text{m}^3/\text{s}$  tiene una duración de 100%, ya que se supone que todo el tiempo los caudales existentes son mayores que  $0\text{m}^3/\text{s}$ , para cada caudal se calcula ese porcentaje de tiempo en donde existan caudales iguales o mayores a él.

### **3.2.3.2.2 Curva de duración de potencias y de energías**

Para la determinación de ambas curvas es necesario suponer una pérdida en la tubería ya que para el cálculo de la potencia se requiere conocer el salto neto entre la cámara de carga y el eje de las turbinas en la casa de maquinas

#### *3.2.3.2.2.1 Medición del salto o diferencia de cota*

Para la determinación de la altura de salto en las centrales hidroeléctricas se debe considerar las pérdidas asociadas a la tubería. Las únicas pérdidas que se tomarán en cuenta para el cálculo de la altura serán las pérdidas hidráulicas en la tubería forzada. Para determinar el salto o caída bruto se utiliza el método del altímetro, que mide la presión atmosférica, la cual está directamente relacionada con la altura sobre el nivel del mar, aunque ésta varía ligeramente debido al clima, la temperatura y la humedad relativa. Como estas variaciones pueden ser muy significativas para la evaluación del salto, a fin de obtener resultados aceptables, se toman varias lecturas durante el día y luego se estima el valor final.

Para determinar las pérdidas de la tubería se utiliza la ecuación de de Darcy-Weisbach, se determina el valor del coeficiente de fricción  $f$  para flujo turbulento y para ello se supone la o las velocidades más desfavorables, cada velocidad lleva asociado un valor de caudal, que junto con el diámetro y la longitud de la tubería se utilizan para determinar las pérdidas. Luego se determina el salto neto restándole al salto bruto las pérdidas.

#### *3.2.3.2.2.2 Curvas de duración de potencias*

La curva de duración de potencias está vinculada al caudal que pase por la tubería, es por esto que podría tenerse una familia de curvas, para nuestro caso se adopta un valor óptimo y un valor máximo de velocidades dentro de la tubería, con esto se generan dos curvas de potencias, obteniéndose un rango de variación para las

potencias. Para trazar la curva de duración de potencias se multiplica cada caudal de la curva de duración de caudales por  $9,8 \cdot H_n \cdot \eta_o$ , donde  $\eta$  se calcula tomando los valores típicos de eficiencia de los grupos turbina generador en 75% (82% de la turbina, 92% del generador [13]).

#### *3.2.3.2.2.3 Curva energía generada por cada caudal.*

Para generar esta curva se multiplica cada valor de potencia por el porcentaje de duración en el tiempo que tenga esa potencia y por la cantidad de horas que tiene el año. Esto genera valores de energía diferentes para cada caudal y se aprecia cual es el caudal que ofrece la mayor energía sin regulación.

#### **3.2.3.2.3 Curva de gastos y curva de volúmenes diferenciales acumulados**

Estas curvas se crean para estimar cuales serian los volúmenes que se necesita almacenar para garantizar un gasto fijo. Para la generación de la curva de gastos se grafica la sumatoria de las disponibilidades en función del tiempo, y para la curva de volúmenes diferenciales acumulados se grafica la diferencia entre la sumatoria de los disponibilidades y la sumatoria del volumen promedio en función del tiempo. Esta curva representa en las ordenadas las distancias entre la curva de gastos y la línea de gasto medio. La ventaja de la curva diferencial es que permite trabajar con escalas gráficas más grandes y precisas.

### **3.2.3.3 La PCH “La Planta”**

#### **3.2.3.3.1 Perfil y planta de la PCH “La Planta”**

Para la creación de los planos de perfil y planta se emplea el programa de computadora MapInfo Professional 7.5 SCP, mediante el cual se georeferencian los mapas topográficos a escala 1:25000, 6647 II SO; 6647 II SE; 6647 II NO; 6647 II NE; obtenidos en el Instituto Geográfico Simón Bolívar, y se ubica en ellos cada uno de los elementos de la PCH levantados con el uso del GPS. El software MapInfo Professional 7.5 SCP presenta la planta de manera directa y para realizar del perfil se emplea el programa de computadora Autocad 2007. Además para cambiar el sistema de coordenadas en el que el GPS expresó los datos (Coordenadas geográficas latitud y longitud) a coordenadas UTM (universal Traslator Mercator) que utiliza el programa, se utiliza un programa desarrollado por Gabriel Ortiz, el cual utiliza las ecuaciones de Aberto Cotticia y Luciano Surace, planteadas en el “Boletino di geodesia e science Affini”, Num 1, [16].

#### **3.2.3.3.2 El dique**

Para el dique se evalúa su situación actual y se dispone de una solución satisfactoria para la PCH, en primer momento se observa la factibilidad de recuperar el existente y de no ser posible, se proponen nuevas ubicaciones basados en la topografía y los volúmenes que se necesitan almacenar.

### **3.2.3.3.3 El canal**

Para su evaluación se parte de la premisa de que el canal puede cumplir con los gastos que el estudio hidrológico arroje, de no ser así, se propone un nuevo alineamiento y dimensionamiento.

El estudio del canal se hace utilizando el software HEC-RAS, programa desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada Americana. Con él se simulan tres caudales característicos del sistema y se observa el comportamiento del canal actual o se evalúan los posibles nuevos alineamientos.

### **3.2.3.3.4 La tubería**

Para evaluar la tubería se aplicara la ecuación de Darcy-Weisbach para determinar las pérdidas de la tubería actual, si esta es recuperable. Por otro lado se analiza el comportamiento de una tubería de igual diámetro a la existente completamente nueva y se evalúa la posibilidad de colocar un diámetro menor.

### **3.2.3.3.3 La casa de maquinas**

En este caso se propone un presupuesto de recuperación, basado en los costos actuales de construcción de pequeñas centrales hidroeléctricas. Se consideran

los costos que impliquen la puesta en funcionamiento de esta casa de máquinas, desde sustitución de equipos hasta rehabilitación de la estructura.

#### **3.2.3.4 Estimación de la demanda y proyecciones de población**

Para estimar la demanda futura se determina un coeficiente que relaciona la demanda con la población actual, mediante registros de demandas máximas suministrados por CADAFE y estimaciones de crecimiento de población suministradas por el Instituto Nacional de Estadística INE y luego este coeficiente se multiplica por la población futura para obtener un aproximado de las demandas que presentará el circuito de la población de Choroní.

#### **3.2.4 CUARTA ETAPA (*Análisis e interpretación de los datos*)**

En esta fase, se interpreta la salida del modelo de lluvia-escorrentía utilizado: se analiza cada una de las gráficas generadas con los caudales simulados, luego se eligen los caudales más adecuados para el funcionamiento de la Pequeña Central Hidroeléctrica “La Planta”.

Se evalúa cual es la solución más viable en cuanto a la recuperación del dique y adicionalmente se detallan las rehabilitaciones y reparaciones que deberían hacerse para reactivar la PCH, y sobre esta base se concluyen las acciones más convenientes que deben hacerse para su recuperación.

## **4 RESULTADOS**

En este capítulo se presenta la información relacionada con la Pequeña Central Hidroeléctrica “La Planta”, los datos recopilados en el desarrollo del trabajo y el análisis de los resultados obtenidos al desarrollar las metodologías aplicadas para lograr el objeto de este estudio.

### **4.1 PROYECTO ORIGINAL**

Del proyecto original no fue posible conseguir mucha información, puesto que en ninguno de los entes que se encargaron del proyecto o tuvieron que ver con su construcción existen registros que se refieran al proyecto de esta PCH. La poca información recopilada se obtuvo mediante las entrevistas con personas de la zona, la inspección a las obras existentes y la búsqueda en las diferentes instituciones que se encargan de medir y registrar la información básica.

El proyecto de la Pequeña Central Hidroeléctrica “La Planta” fue producto de una tendencia que se inició en el año 1897, con la inauguración de la planta hidroeléctrica "El Encantado", cuyo objetivo era generar fuerza eléctrica con las caídas de agua del río Guaire, ésta fue la primera en Latinoamérica en poder transmitir a distancia la corriente alterna. Ya para 1921 mediante una directriz del gobierno, el Ministerio de Obras Públicas contrata al Ing. Carlos Blascitz para que realice el proyecto de la PCH “La Planta”. La obra comienza hacia fines de 1921 y la planta entra en funcionamiento en 1923 bajo la dirección del ingeniero Carlos Eduardo Pacanins Acevedo.

El proyecto genera 700 kW por cada grupo de turbina–generador–excitatriz. El desarrollo tiene 3 grupos y le suministra corriente a la población de Maracay desde 1923 hasta la estandarización de la frecuencia a 60 hertz a mediados de los años sesenta. El complejo comprende un dique de gravedad construido de concreto que capta las aguas de una cuenca que abarca 47.9 Km<sup>2</sup>, posee un canal de sección variable que conduce las aguas que va desde el dique hasta la cámara de carga, también dispone de 2 desarenadores y un acueducto. Desde la cámara de carga con una diferencia de cota de 118,5 se conduce el agua por una tubería a presión a los grupos de generadores de electricidad.

#### ***4.1.1 Cartografía Y Topografía***

La topografía del parque Henry Pittier es muy irregular pero presenta dos vertientes principales, la norte que es la más extensa y donde se encuentran ubicados la cuenca del río Grande del Medio, la población de Choróní y la Pequeña Central Hidroeléctrica “La Planta”, la sur que es donde se encuentra ubicada la cuenca del río El Limón, cuenca que se analiza en este estudio, debido a la necesidad de conocer una cuenca similar a la cuenca del río Grande del Medio, que posea registros de caudal. Esto es así por cuanto la cuenca del río Grande del Medio carece de estos registros y a partir de la información de la cuenca del río El Limón se calibran las variables que intervienen en el modelo de simulación hidrológica que se utiliza.

Para delimitar la topografía de la cuenca del río Grande del Medio, ubicar los elementos de la Pequeña Central Hidroeléctrica “La Planta” y topografía de la cuenca del río El Limón, se utilizaron los mapas topográficos a escala 1:25000 identificados con los números 6647 II SO; 6647 II SE; 6647 II NO; 6647 II NE y



6646 I NO, planos obtenidos en el Instituto Geográfico Simón Bolívar (I.G.S.B.). La cuenca del río El Limón se encuentra ubicada en el municipio Mario Briceño Irragorri, entre las coordenadas geográficas: 10°19'59" y 10°20'14" de latitud norte y 67°37'49" y 67°41'38" de longitud oeste. La cuenca del río Grande del Medio se encuentra ubicada en el municipio Choróni, entre las coordenadas geográficas: 10°21'20" y 10°26'01" de latitud norte y 67°33'17" y 67°38'07" de longitud oeste.

### ***4.1.2 Hidrología***

#### **4.1.2.1 Precipitación**

En la cuenca de Choróni existe una estación pluviométrica con registros desde el año 1971 hasta el año 2000 y pertenece al Ministerio para el Poder Popular para el Ambiente. En la cuenca del río Limón existen tres estaciones pluviométricas, como se muestra en la Tabla 4. 1 y en Figura 4. 1, pero solo la estación Rancho Grande se utilizó en la calibración por poseer registros entre los años 1953 y 1957, años en los cuales se evaluó el modelo para la calibración. En la Tabla 4. 2 y Tabla 4. 3 se presentan los registros pluviométricos para la cuenca de Choróni y El Limón respectivamente.

En la estación de la cuenca de Choróni, estación Choróni-Cabeceras, se observan precipitaciones promedio mensuales entre 155,1 y 268,2 mm para la época lluviosa entre mayo y noviembre y entre 28,3 y 110,5 mm para la estación seca que va desde diciembre hasta abril. También se observa una precipitación anual promedio de 1788,9 mm y una precipitación mensual máxima de 534,4 mm.

La estación Rancho Grande registra una precipitación mensual máxima de 489,3 mm, y se observan precipitaciones promedio mensuales entre 156,2 y 299,6 mm para la época lluviosa y entre 49,6 y 112,2 mm par la estación seca. También se observa una precipitación anual promedio de 1921,5 mm

Nombre	Coordenadas geograficas		Coordenadas UTM		ubicación plano
	latitud	longitud	este X	norte Y	
Rancho Grande	10°21'08"	67°41'02"	644093,76	1144653,26	6647-II-SO
Estacion El Limon	10°19'15"	67°38'54"	648001,91	1141198,11	6646-I-NO
Estacion Mirador	10°20'55"	67°39'39"	646620,09	1144264,41	6647-II-SO

**Tabla 4. 1 Estaciones Pluviométricas asociadas a la cuenca el Limón**

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1971	30.0	16.2	27.1	120.0	172.8	136.1	263.1	394.4	149.3	443.8	208.3	112.6
1972	91.0	11.1	50.6	116.1	215.7	80.1	178.0	96.9	172.3	250.5	57.9	58.5
1973	3.1	13.6	7.5	81.0	44.8	195.5	55.0	309.1	340.2	235.8	268.0	41.5
1974	75.6	57.4	26.5	20.9	125.4	39.1	165.4	309.0	360.7	251.5	81.1	10.3
1975	30.3	22.9	5.5	59.6	215.0	117.7	143.3	411.5	384.3	367.9	75.5	146.5
1976	42.1	70.1	31.1	79.6	164.9	200.5	290.7	121.6	108.2	242.7	115.3	79.8
1977	2.1	0.0	29.2	15.2	116.4	206.7	112.6	306.2	185.1	188.0	145.1	0.3
1978	48.0	9.0	69.0	173.2	183.7	183.5	277.1	263.9	220.4	309.5	205.7	93.0
1979	8.3	0.0	85.6	147.8	81.0	237.8	282.8	318.3	305.6	189.0	276.1	65.0
1980	17.4	6.8	0.0	49.1	160.3	208.7	381.3	341.5	459.9	311.5	117.8	17.0
1981	20.0	152.1	3.4	350.6	534.4	147.1	308.2	394.8	215.1	205.9	75.7	137.2
1982	46.5	20.1	22.3	258.3	393.7	85.5	104.6	197.1	227.9	218.1	145.0	56.6
1983	24.9	1.0	9.1	180.9	222.1	231.9	203.7	237.5	318.3	311.9	45.2	22.7
1984	63.0	15.3	16.9	51.8	73.7	129.8	0.0	0.0	252.8	217.6	299.5	104.7
1985	10.3	15.1	45.5	76.5	139.0	87.9	129.5	345.9	262.8	331.5	192.0	235.9
1986	6.6	7.4	5.5	92.3	216.9	189.8	133.0	242.1	205.7	279.6	132.3	25.6
1987	4.2	0.0	132.4	23.1	208.7	184.4	159.5	317.7	405.1	313.8	129.1	107.9
1988	5.1	49.9	26.3	24.9	156.5	250.5	269.3	420.3	388.5	308.0	345.8	122.6
1989	50.0	46.7	5.4	2.4	188.5	73.3	245.2	314.0	304.9	193.1	296.7	21.5
1990	74.1	80.8	7.5	94.3	196.0	168.1	293.2	329.9	303.1	290.1	192.8	146.7
1991	20.2	6.3	57.9	218.4	79.3	79.5	265.0	296.5	359.8	48.7	234.1	48.2
1992	6.0	3.1	18.6	73.3	175.1	207.0	227.5	228.1	195.3	196.1	220.3	99.5
1993	40.6	3.9	19.5	313.3	246.7	146.1	199.2	229.5	151.7	257.2	172.2	80.0
1994	9.0	13.2	31.2	110.6	178.6	155.1	207.3	268.2	268.1	257.2	172.2	80.0
1995	32.4	28.3	31.2	27.0	136.0	142.0	295.8	177.6	265.1	317.3	148.7	15.0
1996	38.8	11.1	1.5	82.3	202.5	254.6	325.7	271.7	317.8	304.2	166.7	174.0
1997	27.1	104.4	31.2	71.0	108.2	113.1	155.7	200.9	224.3	214.7	142.7	7.0
1998	29.3	30.3	61.1	110.6	178.6	155.1	207.3	268.2	268.1	257.2	172.2	80.0
1999	30.8	23.0	4.7	263.9	143.5	111.8	154.0	197.3	191.5	183.3	180.4	143.0
2000	86.4	29.0	72.1	30.2	99.3	134.3	185.0	236.9	230.0	220.2	146.4	66.1

**Tabla 4. 2 Precipitación mensual estación Choróni-cabeceras, serial: 0416 M.P.P.A.R.N.**

EVALUACIÓN DEL POTENCIAL HIDRÁULICO ASOCIADO A LA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELÉCTRICA "LA PLANTA", UBICADA EN CHORÓNÍ EDO. ARAGUA-UCV

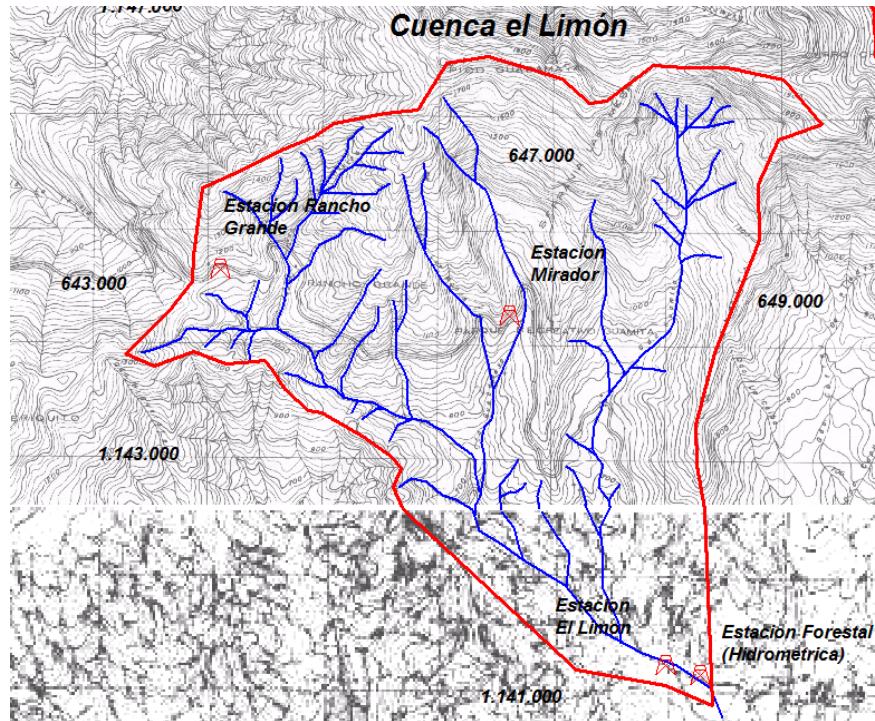


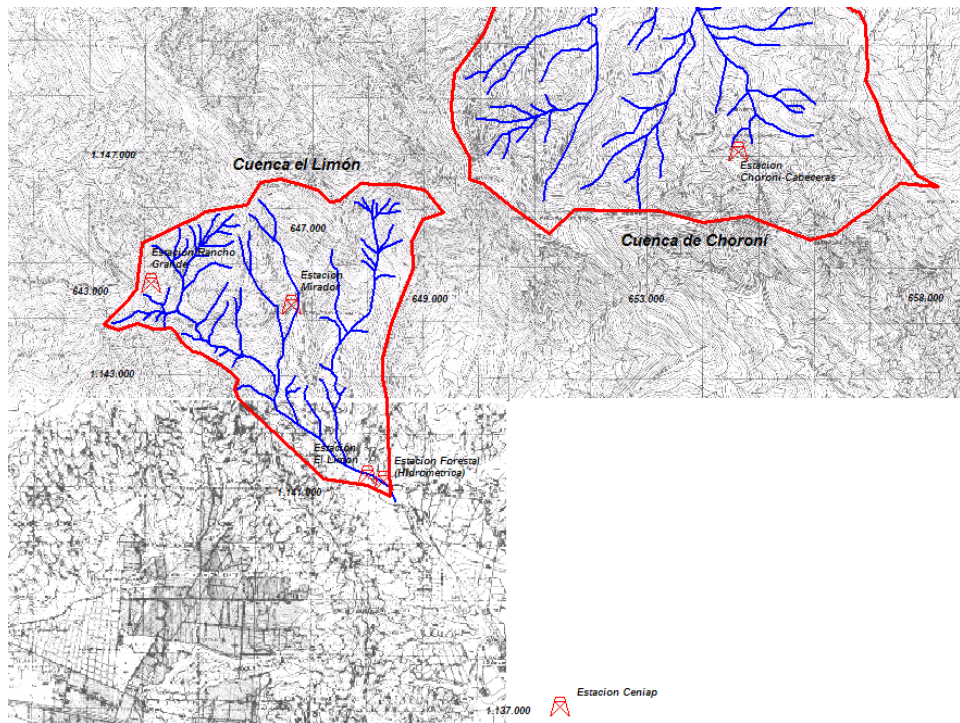
Figura 4. 1 Mapa de ubicación estaciones pluviométricas e hidrométricas cuenca El Limón. Plano 6647 II SO IGSB.

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1953	62.7	89.4	87.6	52	153.7	186.4	230.5	266	236.8	191.2	144.4	63.5
1954	59.9	36	9	124.8	246.5	298.9	369.8	239.8	213.5	342.1	258.3	219.2
1955	28.8	40	93.5	71.8	94.8	489.3	231.2	365.2	268.4	143	265.6	124.9
1956	160.9	70.9	56.1	39	159.3	154.9	143.2	363.2	180.7	187.8	53.5	115.2
1957	57.8	11.5	14.9	68.6	126.9	201.4	158.8	264	283	94.3	205	38

Tabla 4. 3 Precipitación mensual estación Rancho Grande, serial: 0426 M.P.P.A.R.N.

#### 4.1.2.2 Evaporación

No se han medido valores de evaporación ni en la cuenca de Choróní, ni en la cuenca del río Limón. En el presente trabajo se utiliza un estudio desarrollado por el CENIAP para la estimación de la evaporación en Venezuela mediante modelos empíricos. Este estudio, desarrollado por los investigadores Raquel M Parra, Adriana Cortez, María F. Rodríguez, Juan C Rey, Francisco Ovalles y Walter González, permite calcular el promedio de los últimos treinta años de evaporación mensual para la cuenca del río Grande del Medio en Choróní y la cuenca del río El Limón. En la Tabla 4.4 se presenta la ubicación de las distintas estaciones que se intervienen en la estimación de la evaporación para ambas cuencas y se pueden observar ubicadas en la Figura 4.2. Los datos obtenidos a través del estudio desarrollado por el Ceniap se presentan en la Tabla 4.5 y Tabla 4.6. Para hallar la distribución mensual de ambas cuencas se supone que la evaporación de las mismas presenta una distribución similar a la de la estación del Ceniap serial: 2604, ubicada en las coordenadas latitud:  $10^{\circ}17'$ ; longitud:  $67^{\circ}37'$  y a una altitud: 455 m.s.n.m., dicha distribución se presenta en la Tabla 4.7, y la distribución mensual de la evaporación para la estación Rancho Grande y la estación Choroní-cabeceras se presentan en la Tabla 4.8 y Tabla 4.9 respectivamente.



**Figura 4. 2 Mapa de ubicación estaciones donde se estimo evaporación. Planos 6647 II SO y 6647 II SO, IGSB.**

Nombre	Coordenadas		cota (m.s.n.m.)
	latitud	longitud	
Choroni-Cabeceras	10°22'25"	67°35'15"	1310
Rancho Grande	10°21'08"	67°41'02"	1160
Estacion CENIAP	10°17'	67°37'	455

**Tabla 4. 4 Estaciones medidoras de evaporación utilizadas en el desarrollo de este trabajo.**

enero	febrero	marzo	abril	mayo	junio	julio	agosto	septiembre	octubre	noviembre	diciembre
222.77	234.28	289.29	253.17	209.11	168.35	160.13	155.24	147.94	151.81	156.53	180.63

**Tabla 4. 5 Evaporación mensual promedio de 30 años, datos suministrados por el CENIAP. Estación Choroni-Cabeceras**

EVALUACIÓN DEL POTENCIAL HIDRÁULICO ASOCIADO A LA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELÉCTRICA "LA PLANTA", UBICADA EN CHORONÍ EDO. ARAGUA-UCV

enero	febrero	marzo	abril	mayo	junio	julio	agosto	septiembre	octubre	noviembre	diciembre
174.60	183.10	220.60	197.10	176.10	153.80	152.00	157.30	156.70	151.10	148.30	155.60

**Tabla 4. 6 Evaporación mensual promedio de 30 años, datos suministrados por el CENIAP. Estación Rancho Grande**

	enero	febrero	marzo	abril	mayo	junio	julio	agosto	septiembre	octubre	noviembre	diciembre
1971	121.8	156.2	192.0	175.6	139.5	141.4	142.1	169.7	140.5	136.9	140.0	154.8
1972	156.6	180.4	222.7	161.7	178.8	194.6	201.4	188.1	181.3	174.9	144.0	165.0
1973	211.5	202.4	246.4	205.9	213.9	175.6	195.3	143.2	137.9	137.2	127.2	150.4
1974	158.7	168.4	211.9	229.5	183.4	141.4	144.8	166.2	127.6	160.0	136.2	163.3
1975	189.6	176.3	227.4	207.1	165.8	176.4	181.8	161.4	140.5	133.4	132.8	141.8
1976	151.9	165.1	191.1	186.5	165.7	161.1	150.7	169.9	173.2	165.9	148.1	152.1
1977	205.7	186.9	222.1	230.6	174.9	135.6	190.4	166.2	137.2	149.0	132.4	173.4
1978	190.1	163.7	234.5	151.8	180.1	124.8	147.3	144.3	144.2	145.4	140.7	127.4
1979	164.3	183.1	211.8	177.9	119.6	107.7	137.2	159.5	138.3	126.5	133.1	137.2
1980	157.5	168.2	209.7	191.5	139.0	151.2	143.1	141.9	140.5	147.4	124.2	151.2
1981	156.0	129.1	222.0	123.2	135.9	124.6	114.4	131.9	142.0	145.4	138.7	130.8
1982	127.1	136.0	179.0	131.5	121.3	140.1	140.1	150.4	131.4	123.1	131.1	132.5
1983	155.7	158.8	220.1	139.7	124.7	121.2	131.3	148.5	140.5	137.0	137.6	126.8
1984	169.2	183.3	204.5	173.8	182.9	153.9	135.6	132.5	134.1	121.2	126.9	115.7
1985	164.6	151.4	189.0	186.7	141.8	140.5	136.1	133.7	135.7	141.2	128.5	139.1
1986	149.4	144.0	220.4	177.0	139.7	123.1	149.6	149.5	148.2	145.9	118.9	129.8
1987	160.8	179.6	187.3	207.8	123.0	150.6	137.0	142.4	122.9	131.0	122.3	136.8
1988	138.4	160.1	201.2	195.8	182.1	136.1	121.9	127.2	159.7	126.9	123.9	102.9
1989	127.8	130.0	176.1	175.9	148.4	137.4	131.1	135.0	119.9	137.7	116.7	139.1
1990	156.0	168.2	204.5	177.9	147.5	140.2	126.8	135.7	130.3	146.6	122.1	127.8
1991	156.0	172.1	188.1	155.3	151.0	152.3	143.0	126.1	123.2	141.6	118.5	122.4
1992	143.3	177.0	203.4	180.3	142.1	128.7	116.0	120.5	130.8	143.8	115.8	118.5
1993	127.2	157.0	188.8	159.2	122.0	125.5	141.5	140.0	146.5	156.7	124.6	132.9
1994	137.7	154.6	202.4	165.0	159.5	150.1	126.9	132.6	109.3	137.7	105.9	132.9
1995	155.9	161.4	193.9	150.9	147.0	99.5	135.0	119.3	132.1	112.0	115.1	139.7
1996	152.7	168.0	198.6	219.0	164.0	109.3	125.7	131.7	125.9	117.4	116.7	123.3
1997	132.5	141.6	192.7	175.2	216.4	149.6	165.7	221.7	190.7	167.5	137.2	167.6
1998	156.0	168.2	204.5	177.9	159.1	141.4	144.8	148.2	140.5	141.2	128.5	139.1
1999	135.7	138.4	178.3	142.2	177.1	149.7	143.0	158.6	153.4	148.2	130.9	120.3
2000	145.0	157.9	158.5	200.4	159.2	151.3	154.2	146.8	148.4	138.0	113.9	154.4
2001	157.0	154.3	231.4	186.1	190.3	183.0	144.8	148.2	140.5	141.2	128.5	139.1
2002	156.0	168.2	204.5	177.9	166.3	118.4	150.7	154.3	151.3	136.7	146.4	155.0
2003	179.9	179.1	230.9	175.3	186.8	130.0	128.9	144.1	119.3	145.8	134.1	146.1
<b>PROM</b>	<b>156.0</b>	<b>162.8</b>	<b>204.5</b>	<b>177.9</b>	<b>159.1</b>	<b>141.4</b>	<b>144.8</b>	<b>148.2</b>	<b>140.5</b>	<b>141.2</b>	<b>128.5</b>	<b>139.1</b>

**Tabla 4. 7 Evaporación mensual estación Ceniap**

	enero	febrero	marzo	abril	mayo	junio	julio	agosto	septiembre	octubre	noviembre	diciembre
1973	236.7	227.6	265.8	228.1	236.8	191.0	205.0	152.0	153.8	146.8	146.8	168.2
1974	177.6	189.4	228.6	254.3	203.0	153.8	152.0	176.4	142.3	171.2	157.2	182.7
1975	212.2	198.3	245.3	229.5	183.5	191.8	190.8	171.3	156.7	142.8	153.3	158.6
1976	170.0	185.7	206.2	206.6	183.4	175.3	158.2	180.3	193.1	177.5	171.0	170.2
1977	230.2	210.2	239.6	255.5	193.6	147.5	199.9	176.4	153.0	159.4	152.8	194.0

**Tabla 4. 8 Evaporación mensual simulada estación Rancho Grande**

	enero	febrero	marzo	abril	mayo	junio	julio	agosto	septiembre	octubre	noviembre	diciembre
1971	174.0	224.7	271.6	249.8	183.3	168.4	157.1	177.8	147.9	147.2	170.5	201.0
1972	223.6	259.6	315.0	230.1	235.0	231.7	222.7	197.0	190.9	188.1	175.4	214.3
1973	302.0	291.3	348.6	293.0	281.1	209.1	216.0	150.0	145.2	147.5	154.9	195.3
1974	226.6	242.3	299.8	326.6	241.1	168.4	160.1	174.1	134.3	172.0	165.9	212.1
1975	270.8	253.7	321.6	294.7	217.9	210.0	201.0	169.1	147.9	143.4	161.8	184.2
1976	216.9	237.6	270.4	265.4	217.8	191.9	166.7	178.0	182.3	178.4	180.5	197.5
1977	293.7	269.0	314.2	328.2	229.9	161.4	210.6	174.1	144.5	160.2	161.3	225.2
1978	271.5	235.5	331.7	216.0	236.7	148.6	162.9	151.1	151.8	156.3	171.4	165.5
1979	234.6	263.4	299.7	253.2	157.2	128.2	151.8	167.1	145.7	136.0	162.2	178.2
1980	224.9	242.1	296.6	272.5	182.7	180.0	158.3	148.6	147.9	158.4	151.3	196.4
1981	222.8	185.8	314.0	175.3	178.6	148.3	126.5	138.1	149.5	156.3	169.0	169.9
1982	181.5	195.7	253.2	187.2	159.5	166.8	154.9	157.5	138.4	132.4	159.7	172.1
1983	222.3	228.5	311.4	198.7	163.9	144.3	145.2	155.6	147.9	147.3	167.6	164.6
1984	241.6	263.8	289.3	247.3	240.4	183.2	149.9	138.8	141.2	130.3	154.6	150.3
1985	235.1	217.9	267.4	265.7	186.3	167.3	150.5	140.1	142.9	151.8	156.5	180.6
1986	213.3	207.2	311.8	251.9	183.6	146.6	165.4	156.7	156.0	156.9	144.8	168.5
1987	229.6	258.5	265.0	295.8	161.6	179.3	151.5	149.2	129.4	140.8	148.9	177.6
1988	197.6	230.4	284.6	278.6	239.3	162.1	134.8	133.3	168.1	136.4	150.9	133.6
1989	182.5	187.1	249.1	250.3	195.0	163.6	145.0	141.4	126.2	148.0	142.2	180.6
1990	222.8	242.1	289.3	253.2	193.9	166.9	140.2	142.1	137.2	157.6	148.7	166.0
1991	222.8	247.7	266.1	221.0	198.5	181.3	158.1	132.1	129.7	152.2	144.3	158.9
1992	204.6	254.7	287.7	256.6	186.7	153.2	128.3	126.2	137.7	154.6	141.0	153.9
1993	181.6	225.9	267.1	226.6	160.3	149.4	156.5	146.7	154.3	168.5	151.7	172.6
1994	196.6	222.5	286.3	234.8	209.6	178.7	140.3	138.9	115.1	148.0	129.0	172.6
1995	222.6	232.3	274.3	214.7	193.2	118.5	149.3	125.0	139.1	120.4	140.2	181.4
1996	218.1	241.8	280.9	311.7	215.5	130.1	139.0	138.0	132.6	126.2	142.1	160.1
1997	189.2	203.7	272.6	249.3	284.4	178.1	183.2	232.2	200.8	180.1	167.2	217.6
1998	222.8	242.1	289.3	253.2	209.1	168.4	160.1	155.2	147.9	151.8	156.5	180.6
1999	193.8	199.1	252.2	202.4	232.7	178.2	158.2	166.1	161.5	159.4	159.4	156.3
2000	207.0	227.3	224.2	285.2	209.2	180.2	170.6	153.8	156.3	148.3	138.7	200.5
2001	224.1	222.0	327.3	264.9	250.2	217.9	160.1	155.2	147.9	151.8	156.5	180.6
2002	222.8	242.1	289.3	253.2	218.6	141.0	166.7	161.6	159.3	147.0	178.3	201.3
2003	256.9	257.7	326.7	249.5	245.5	154.8	142.5	151.0	125.6	156.8	163.4	189.7

**Tabla 4. 9 Evaporación mensual simulada estación Choroni-cabeceras**

#### 4.1.2.3 Caudales

En la cuenca de Choróni no existen registros de medición de caudal, pero en la cuenca del rio El Limón existen registros de caudal realizados por el INOS en la estación Forestal, ubicada en las coordenadas Latitud: 10°19'12" y Longitud: 67°38'44", estos se muestran en la Tabla 4.10, dichas mediciones se hicieron entre los años 1952-1958 y 1965-1968. En la Figura 4.3 se muestra un croquis donde se muestra la ubicación de la estación hidrométrica.

Los datos disponibles muestran valores de caudal promedio mensual comprendidos entre 0,13 y 0,69 m<sup>3</sup>/s y un caudal máximo mensual de 0,94 m<sup>3</sup>/s. con esos caudales se obtiene un volumen promedio anual de 10,8 millones de m<sup>3</sup>. El comportamiento de los caudales se puede observar en la Figura 4.4.

año	enero	febrero	marzo	abril	mayo	junio	julio	agosto	septiembre	octubre	noviembre	diciembre
1952	---	---	---	---	---	---	0.33	0.54	0.39	0.39	0.35	0.27
1953	0.19	0.14	0.11	0.1	0.11	0.25	0.42	0.5	0.55	0.42	0.35	0.23
1954	0.19	0.13	0.09	0.12	0.18	0.24	0.6	0.66	0.64	0.97	0.65	0.53
1955	0.33	0.21	0.16	0.13	0.13	0.35	---	0.71	0.75	0.6	0.63	0.42
1956	0.33	0.23	0.18	0.15	0.17	0.21	0.23	0.73	0.6	0.61	0.44	0.5
1957	0.23	0.18	0.15	0.13	0.17	0.16	0.28	0.44	0.91	0.52	0.34	0.25
1958	0.25	0.07	0.1	---	---	---	---	---	---	---	---	---
1965	---	---	---	---	---	---	---	---	---	0.25	0.26	0.18
1966	0.14	0.12	0.09	0.07	0.09	0.78	0.7	0.97	0.39	0.36	0.38	0.38
1967	0.25	0.2	0.15	0.22	0.2	0.35	0.34	0.45	0.39	0.67	0.41	0.37
1968	0.28	0.23	0.16	---	---	---	---	---	---	---	---	---

**Tabla 4. 10 Caudales medios mensuales Estación forestal, Rio El Limón, latitud: 10°19'12" longitud: 67°38'44". INOS.**



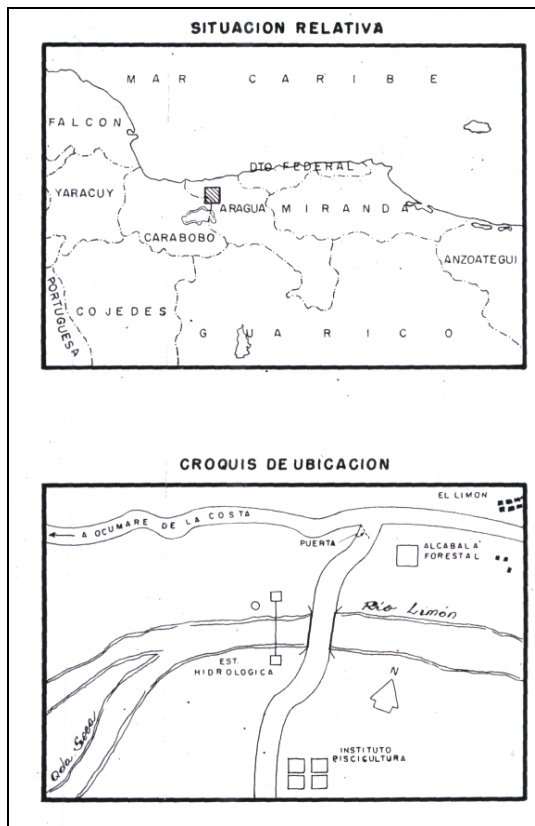
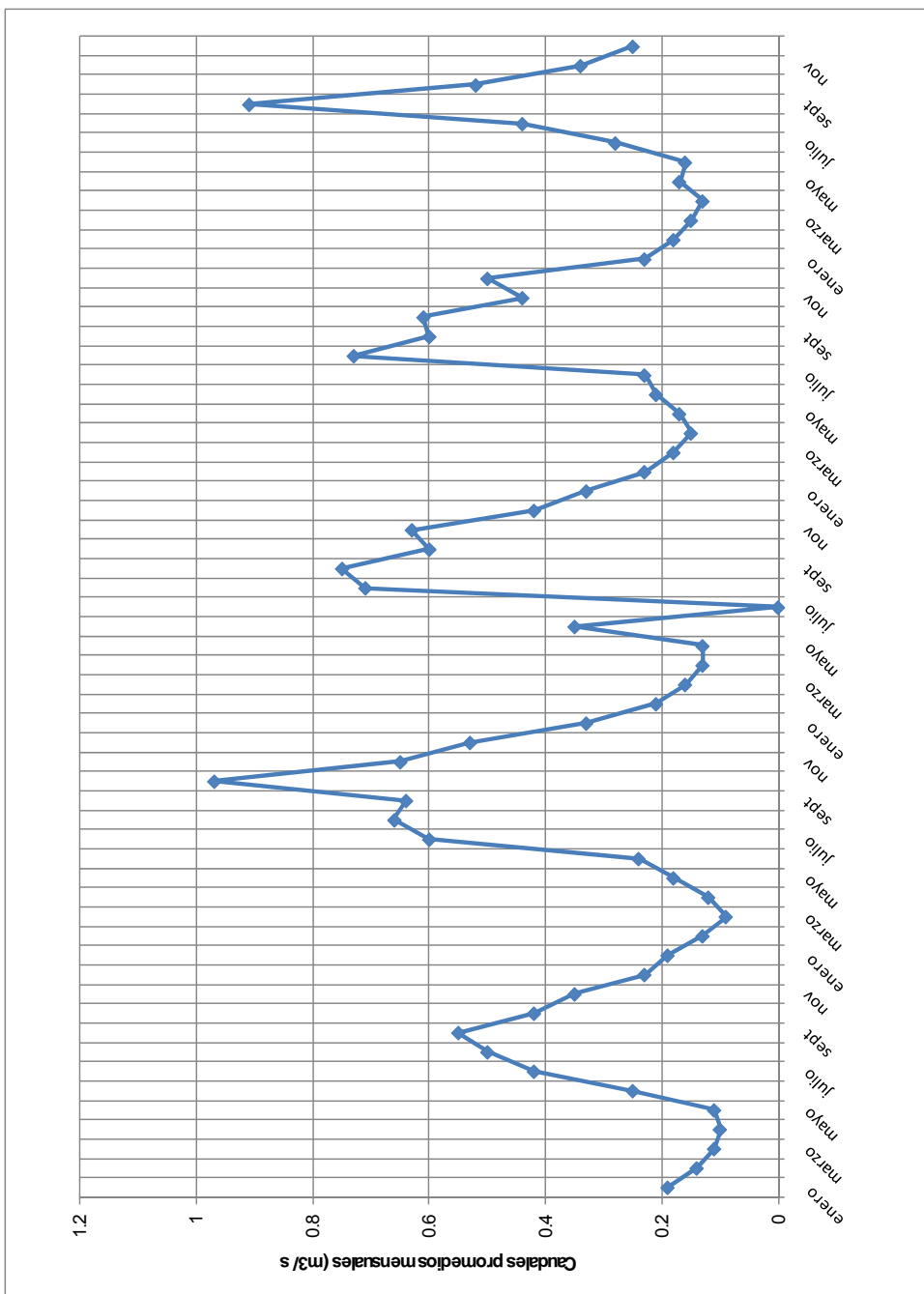


Figura 4. 3 Croquis de ubicación estación forestal, INOS.



**Figura 4. 4 Caudales promedio mensuales comprendidos entre 1953 y 1957. Estación Forestal INOS**

### ***4.1.3 Geología***

Alfred Zinck (1986), citado por Serrano Zulmy (1995), después de haber realizado un estudio de suelo en las selvas nubladas de Rancho Grande, refiere que a pesar de la diversidad de condiciones ambientales cubiertas por lo diferentes pendones descritos en su estudio, la morfología de los suelos no varía de manera significativa de un tipo de selva nublada a otro, presentando dichos suelos las siguientes características:

**Horizonte A:** su espesor varía entre los 10 y 25 cm. Las texturas más comunes son franco arenosas y francas. El contenido de materia orgánica es generalmente alto, pero no se encuentra proporcionalmente reflejado por intermedio de los colores. Por tal motivo, el horizonte de superficie es usualmente de tipo ócrico y raramente de tipo úmbrico.

**Horizonte B:** tiene un espesor comprendido entre 50 y 100 cm. Las texturas son predominantemente finas: franco arcillo arenosa, franco arcillosa y arcillo arenosa. En la mayoría de los casos el horizonte B corresponde a un horizonte argílico con cutanes de arcillas sobre agregados y en poros. Más raramente, en particular en las posiciones de cresta donde las pérdidas de sustancias por lavado oblicuo son intensas, el horizonte B es de tipo cámbico.

**Horizonte C:** corresponde a la zona de alteración de la roca madre, donde coexisten una matriz franco arenosa y fragmentos de esquistos micáceos fuertemente meteorizados.

Un estudio realizado por el Ministerio del Ambiente llamado Sistemas Ambientales de Venezuela (2001), caracteriza la zona norte y sur de la serranía del litoral al norte de Maracay, Parque Henry Pittier, distritos Mariño y Girardot del estado Aragua y la ubica como región natural # 20 código II-2-20. En el documento se indica lo siguiente:

#### **4.1.3.1 Litología**

Granito de color grisáceo hasta amarillento que muestra cierto grado de metamorfismo. Está constituido por plagioclasas sódica y 25% de cuarzo. (Granito Choróni). Y pertenece a la Formación Las Brisas

#### **Permeabilidad:**

Externo e interno mediano; permeabilidad moderadamente rápida; suelo bien drenado.

#### **4.1.3.2 Suelos**

#### **Características Generales:**

Suelos inactivos con potencial de erosión alto y de poco espesor, poco profundos con frecuentes afloramientos rocosos

## **4.2 PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA “LA PLANTA”.**

A fines de 1921, por una iniciativa del gobierno nacional y a través del Ministerio de Obras Publicas, se empezó la construcción de la Pequeña Central Hidroeléctrica “La Planta”, la misma fue ubicada en la vertiente norte de la cordillera de la costa en la cuenca del Río Grande del medio, sector Choróní del estado Aragua, el complejo suministraría electricidad a Maracay y al propio Choróní. El proyecto fue realizado por el Ingeniero Carlos Blascitz quien fue contratado por el Ministerio de Obras Públicas, mientras que la adquisición de las turbinas y demás elementos fueron realizadas en Alemania a través de la firma H. Rodríguez Ceballos y Compañía. La planta entró en funcionamiento en 1923 bajo la dirección del ingeniero Carlos Eduardo Pacanins Acevedo y funcionó hasta los años sesenta, cuando se estandarizó la frecuencia a 60 hertz. En la figura 4.5 se muestra un esquema general de la PCH “La Planta”.

Como parte del presente trabajo se realiza una visita de campo para identificar e inspeccionar los componentes de la PCH “La Planta”, los cuales se georeferencian, mediante el uso de un GPS, modelo Garmin eTrex Vista, que cuenta con un medidor de presión barométrica para determinar la altura y genera las coordenadas geográficas de cada punto con un error de hasta +/- 5 metros en condiciones óptimas. Los distintos componentes georeferenciados se presentan la tabla 4.11 así como el perfil longitudinal en la figura 4.6. Adicionalmente se delimita de la cuenca y se ubica la planta de la PCH, figura 4.7 y figura 4.8 respectivamente, en los mapas topográficos a escala 1:25000, identificados con los números 6647 II SO; 6647 II SE; 6647 II NO;

6647 II NE; obtenidos en el Instituto Geografico Simón Bolívar, planos que se georeferencian a través del programa de computación MapInfo Professional 7.5 SCP. Con estos planos se obtiene el área de la cuenca mediante este software arrojando un valor de 47,09 km<sup>2</sup>.

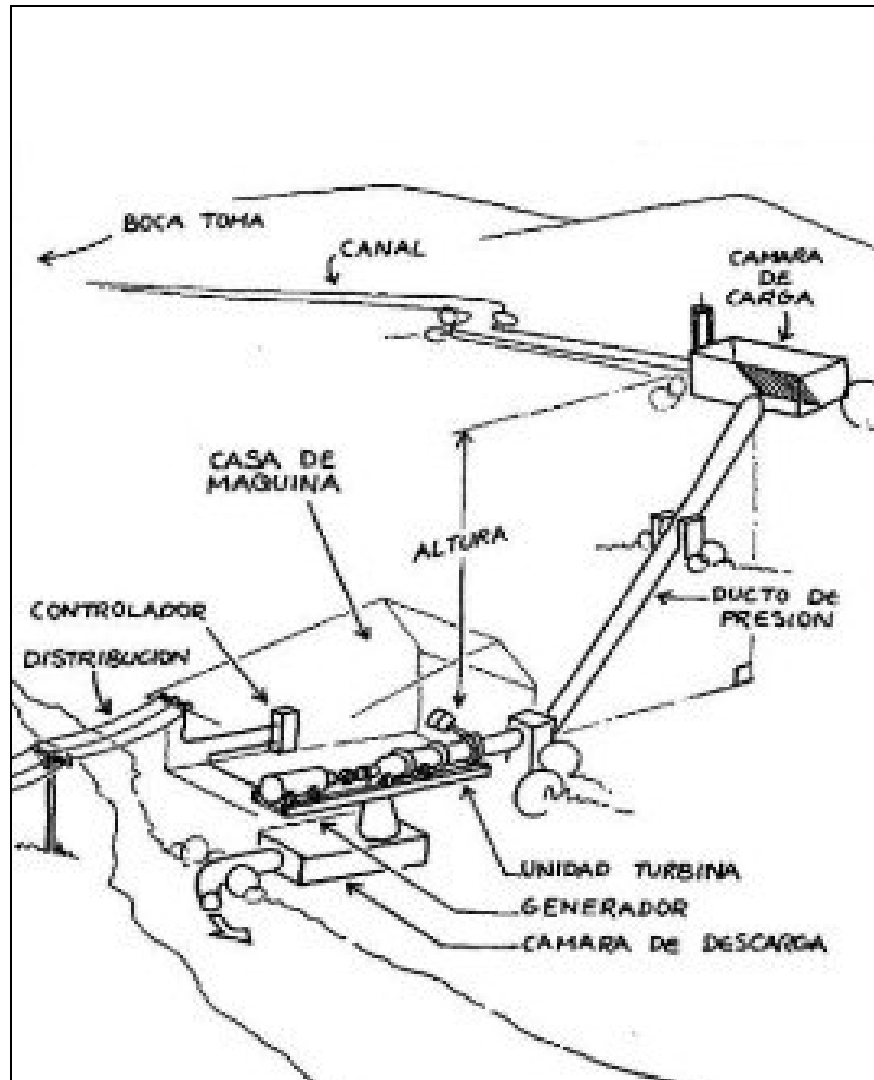


Figura 4. 5 Esquema de los elementos de la PCH "La Planta" ubicada en Choróní. [13]

descripcion	N	W	altura (m)	distancia (Km)	UTM Este X	UTM Norte Y
dique	10°25'48,1"	67°35'41,7"	327	3.7	653800.00	1153300.00
acueducto	10°26'07,9"	67°35'45,4"	296	2.8	653683.33	1153907.73
51	10°26'10,3"	67°35'47,3"	295	2.7	653625.22	1153981.21
52	10°26'10,4"	67°35'49,8"	294	2.7	653549.18	1153983.94
53	10°26'13,4"	67°35'50,1"	294	2.6	653539.65	1154076.07
54	10°26'11,7"	67°35'51,7"	292	2.7	653491.22	1154023.62
55	10°26'12,5"	67°35'51,7"	291	2.7	653491.11	1154048.20
56	10°26'13"	67°35'52,2"	295	2.6	653475.84	1154063.49
57	10°26'15,4"	67°35'52,1"	293	2.7	653478.56	1154137.24
casas	10°26'16,6"	67°35'53"	291	2.5	653451.02	1154173.98
58	10°26'18,3"	67°35'53,3"	289	2.5	653441.67	1154226.17
59	10°26'20,2"	67°35'53"	289	2.4	653450.53	1154284.58
camara de carga	10°26'23,5"	67°35'56,9"	285	2.3	653331.48	1154385.44
tuberia carret	10°26'36,5"	67°35'54,1"	237	1.9	653414.86	1154785.19
65	10°27'00,7"	67°35'55,5"	227	1.2	653368.99	1155528.47
planta	10°27'37,1"	67°36'02,6"	167	0	653148.13	1156645.77

Tabla 4. 11 Ubicación de los elementos de la PCH "La Planta"

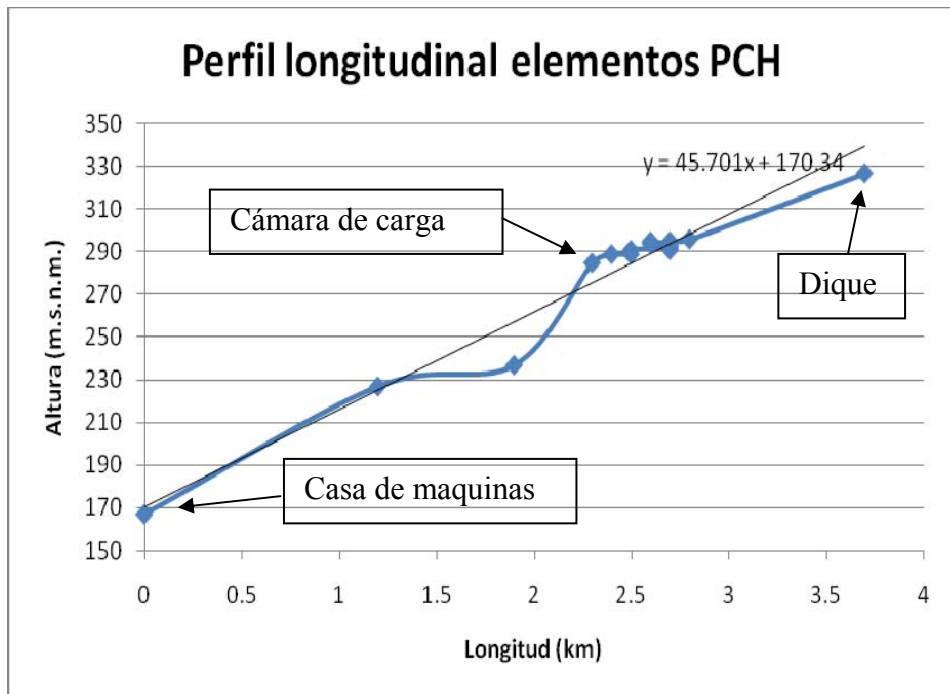
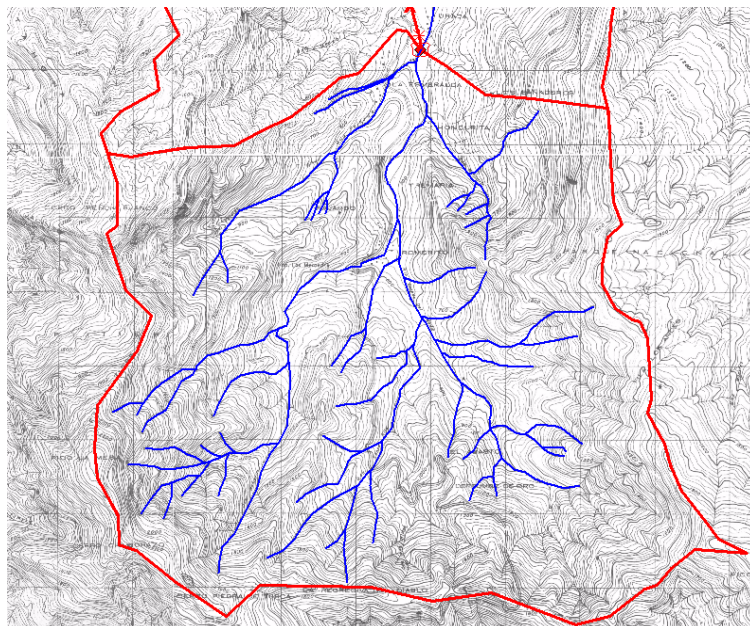
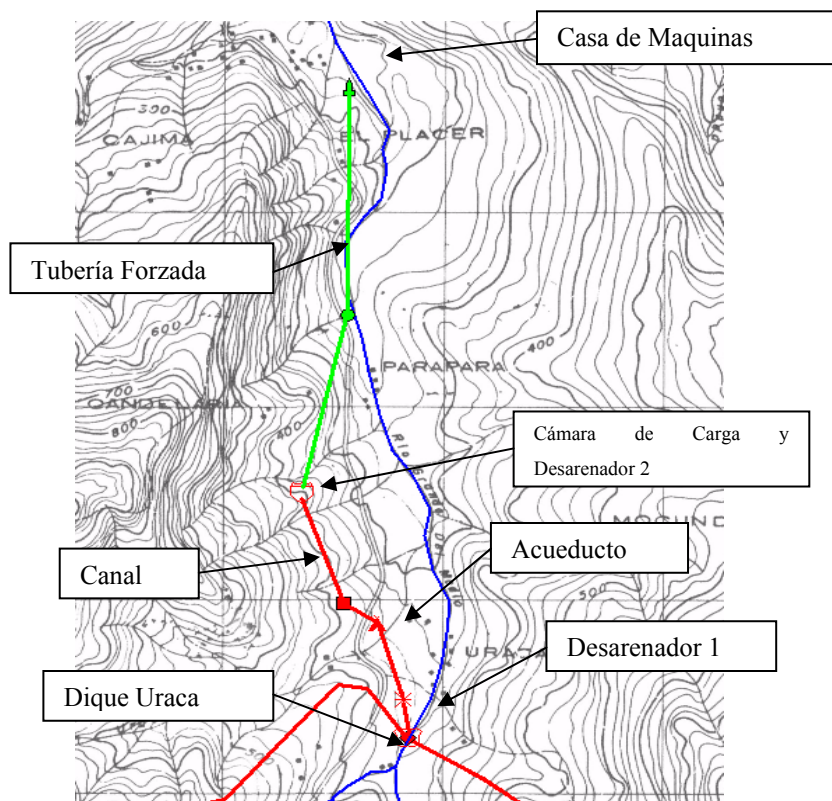


Figura 4. 6 Perfil longitudinal de la PCH "La Planta" (ver plano anexo)



**Figura 4. 7 Delimitación de la cuenca asociada a la PCH "La Planta"**



**Figura 4. 8 Elementos de la PCH "La Planta".** Choroni (ver plano anexo)



## Plano planta perfil

## ***4.2.1 Descripción de los elementos de la Pequeña Central Hidroeléctrica “La Planta”.***

### **4.2.1.1 El Dique**

La PCH de Choróni cuenta con una presa o dique de gravedad, denominado dique Uraca, ubicado en el Rio Grande del medio, en las coordenadas 10°25'48,1" de latitud norte y 67°35'41,7" de longitud oeste. Es un dique de concreto que tiene una cresta de 40 metros de longitud y 2 metros de ancho, ésta se encuentra a una altura de 327 msnm. Posee una toma que se encuentra a unos 4 metros por debajo de la cresta y conduce directamente al canal que va hacia la cámara de carga. Tiene un aliviadero de compuerta de 2 metros de ancho por 1 metro de alto y se encuentra ubicado en el margen izquierdo del dique. El área contribuyente hasta el sitio de captación de este dique es de aproximadamente 47,9 Km<sup>2</sup>.

### **4.2.1.2 El canal**

El canal es de concreto su sección es variable, pero predomina la sección rectangular de dimensiones 0.55 metros de alto por 1.3 metros de ancho. Su sección transversal promedio es de 0,715 m<sup>2</sup>, tiene 1400 metros de longitud y una pendiente promedio de 3%. Posee 2 desarenadores, uno ubicado a 200 metros del dique y el otro justo antes de la cámara de carga, a unos 1400 metros del dique, siguiendo el alineamiento del canal, también posee un puente-canal, (ver sección 2.2.2.5.2.2.1), que salva una depresión de 30 metros y su sección transversal es de 0.55 metros de alto por 1.0 metro de ancho.

### **4.2.1.3 La cámara de carga**

La cámara de carga se encuentra a 285,5 msnm. Tiene unas rejillas contra basura que evitan que elementos flotantes entren a la tubería, tiene estructuras de alivio para poder manejar los excesos de agua, que por motivos de obstrucción del sistema no puedan entrar en el estanque de carga. Existe una caseta de control desde donde se controlan los volúmenes de agua que entran a la cámara o se alivian a través de un complejo de compuertas que distribuyen el gasto. Todos los canales de conducción y alivio y el estanque de donde parte la tubería a presión tienen un área de planta de 120 m<sup>2</sup>.

### **4.2.1.4 La tubería**

La tubería tiene 2100 metros de longitud y una pendiente promedio de 5%, tiene un diámetro de 0,80 metros. Está hecha de hierro fundido y los tramos de tubería están conectados mediante pernos, la tubería va desde la cámara de carga a una altura de 285,5 m.s.n.m. hasta la casa de maquinas a una altura de 167 m.s.n.m., lo que corresponde a una diferencia de cota de 118,5 metros. A lo largo de su recorrido presenta estructuras de protección como válvulas de escape y admisión de aire y elementos de concreto para proteger los cambios de dirección y a la tubería cuando ésta pasa por la orilla de la carretera. Se desconoce si la tubería posee algún otro tipo de estructura para mitigar los efectos del golpe de ariete o las sobrepresiones.

#### 4.2.1.5 La casa de maquinas

La casa de maquinas está ubicada en la margen izquierda del río Grande del Medio en el caserío “La planta” de Choróni a unos 10 km de su desembocadura en el mar Caribe, las coordenadas de ubicación de la edificación son 10°27'37,1" latitud norte y 67°36'02,6" longitud oeste. El edificio consta de tres pisos y un medio sótano, cuenta con un tanque de agua subterráneo, una biblioteca y un área de descanso, dentro de este complejo se ubican además, tres grupos de turbina – generador - excitatriz con las características mostradas en las tablas 4.12, 4.13, y 4.14. Ubicados en el segundo piso esta el área de control de los equipos y en las tres plantas los elementos de transmisión como se detalla en la figura. La nave donde se ubican los grupos de turbina – generador – excitatriz está equipada con una grúa móvil que se utiliza para la movilización de los elementos de generación en caso de mantenimiento. Además está equipada con una red de rieles para el traslado de los transformadores y equipos hasta el lugar de mantenimiento.

Equipo	Tipo de rotor	Fabricante	Tension Normal	Frecuencia	Potencia Nomial	Velocidad Nomial
Generador sincronico	polos salientes	Oerlikom	3000 V	50 Ciclos	700 kVA	1000 rpm

**Tabla 4. 12 Características del generador sincrónico**

Equipo	Fabricante	Tipo	Potencia Nomial	Velocidad Nomial
Turbina Hidráulica	Escher Wyss	Francys eje Horizontal	700 kVA	1000 rpm

**Tabla 4. 13 Características de la Turbina Hidráulica**

Equipo	Fabricante	Tension Normal	Potencia Nomial	Velocidad Nomial
Generador DC	Oerlikom	110 V	12,3 kVA	1000 rpm

**Tabla 4. 14 Características del Generador DC**

## ***4.2.2 Estado actual de la Pequeña Central Hidroeléctrica “La Planta”.***

### **4.2.2.1 El Dique**

La presa a lo largo del tiempo ha estado almacenando todo el material que el río transporta, hasta el punto que el vaso de almacenamiento está lleno de rocas, vegetación y sedimentos. La compuerta, el aliviadero y demás estructuras de la toma están destruidas, el acceso al cuarto de control está lleno de vegetación y escombros. El acceso al dique es por una carretera de 4 m de ancho de calzada y tiene una longitud de 400 metros, que se desarrolla desde la carretera principal, que es la que comunica a Maracay con la población de Choróní estado Aragua, y termina en una escalera la cual después de un desnivel de 6 m conduce a la cresta de la presa. Para llegar a la base del dique se baja por unas escaleras que están totalmente destruidas, las mismas pasan por encima del canal que transporta el agua hacia la cámara de carga. En las figuras 4.9 y 4.10 se muestran las condiciones actuales del dique.



**Figura 4. 9 Vista interna del dique sedimentado y el aliviadero**



**Figura 4. 10 Vista frontal del dique**

#### 4.2.2.2 El canal

Cuando se observa a lo largo del canal pueden encontrarse elementos diferentes al canal, como los desarenadores y un puente-canal, que no presentan daños en su estructura, solo se evidencian restos de sedimentos. Por otra parte, la falta de mantenimiento y abandono de las instalaciones han ocasionado que el canal presente deterioro, en él se encuentran tramos tapiados, destruidos, obstaculizados por la vegetación y las rocas que se han derrumbado en la zona e inclusive se observan casas construidas encima de los mismos. La carretera de acceso a la población de Choróní pasa por encima del una sección del canal lo cual demuestra que para el momento de la construcción de esta carretera ya se había desechado la utilización de esta planta. En las figuras que siguen se puede observar la condición actual de algunos tramos del canal.



**Figura 4. 11 Tramo de canal sepultado y vista del puente canal**





**Figura 4. 12 Canal atravesado por la carretera de acceso a Choroni**



**Figura 4. 13 Tramo de canal destruido**



### 4.2.2.3 La cámara de carga

Al igual que el canal, la cámara de carga está totalmente abandonada y sus estructuras están deterioradas, justo en la entrada de la cámara hay un desarenador, totalmente tapiado por los sedimentos. Las rejillas contra basura están oxidadas y con tramos faltantes, todo el sistema está sedimentado y tapado, en la cámara de carga hay una caseta en ruinas, desde donde se controlaba el sistema. En las figuras que se muestran a continuación se puede observar la condición actual de la cámara de carga.



**Figura 4. 14** Rejilla contra basura entre el desarenador y la cámara de carga



**Figura 4. 15 Vista general de la cámara de carga, el desarenador y la caseta de control**

#### **4.2.2.4 La Tubería**

La tubería presenta altos niveles de corrosión y a lo largo de su trayectoria se encuentran huecos de distintas dimensiones, hasta 0,5 metros de diámetro y tramos debilitados que comprometen su estabilidad y su posible puesta en funcionamiento. Además se observan uniones de secciones de la tubería que presentan pernos faltantes. Existen tramos de tuberías que coinciden con la carretera de acceso a la población de Choróní en el estado Aragua. Aquellos tramos donde no ocurre esto, la vegetación, los derrumbes y el clima han acabado y comprometido el desempeño de la tubería. En las figuras 4.16, 4.17 y 4.18 se observan ciertos tramos de la tubería donde se evidencia esto.



**Figura 4. 16 Sección de tubería destruida por la corrosión**



**Figura 4. 17 Vista de sección de tubería**



**Figura 4. 18 Vista de la tubería saliendo de la cámara de carga**

#### **4.2.2.5 La Casa de maquinas**

Todos los equipos de generación, control, transformación y transmisión de energía están totalmente deteriorados y su recuperación o sustitución esta documentada en la tesis de pregrado “RECUPERACIÓN DE UNA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELÉCTRICA CASO DE ESTUDIO: LA PLANTA - CHORONI ESTADO ARAGUA” desarrollada por el Ing. Electricista Hendrix Monro y presentada ante la Universidad Central de Venezuela, esto se puede evidenciar en la figuras 4.20 y 4.21. En cuanto a la edificación no se observa daño en la estructura, caso contrario para la infraestructura, donde se observa abandono y deterioro de las instalaciones. Sin embargo con un mantenimiento general se puede poner operativa, pudiéndose recuperar en su totalidad. En la figura 4.19 se muestra la estructura externa de la casa de máquinas





**Figura 4. 19 Vista externa de la casa de maquinas**



**Figura 4. 20 Equipos electromecánicos desmantelados**



**Figura 4. 21 Vista actual del tablero de control**

### **4.3 POTENCIAL HIDROENERGETICO**

La cuenca del Rio Grande del medio, hasta el lugar de ubicación de dique, comprende un área de 49,7 Km<sup>2</sup>, La cuenca en su punto más alto alcanza los 2200 m.s.n.m. y presenta una vegetación de Selva nublada superior que va desde los 1480 m.s.n.m. hasta los 2400m.s.n.m. y se puede encontrar selva nublada propiamente dicha entre los 450 m.s.n.m. y 1500 o 1600 m.s.n.m.

La caracterización de los suelos indica que la cuenca posee una matriz franca, característica de la formación las brisas y la topografía es de montaña. Todas estas características intervienen de manera directa sobre el potencial hidroenergético de la cuenca del rio Grande del Medio y en este trabajo ya están definidos.

Para el cálculo del potencial hidroenergético se necesitan básicamente dos aspectos; el escurrimiento mensual y la caída o diferencia de cota entre la cámara de carga y la casa de máquinas, o más específicamente, al eje de las turbinas hidráulicas. Para la estimación del escurrimiento mensual se utiliza el programa SIHIM, modelo desarrollado en el Centro interamericano de Desarrollo e Investigación Ambiental y Territorial CIDIAT, por el profesor Roberto Duque, también profesor de postgrado de la Universidad de los Andes, ULA.

Por otro lado para la determinación del salto o caída en el presente trabajo se aplica el método del altímetro por ser fácil de usar y calibrar, aunque en este trabajo no se calibra puesto que solo nos importan las diferencias de altura; y además de relativo bajo costo dado que se encuentra incorporado en la gran mayoría de los GPS de uso comercial.

#### ***4.3.1 Modelo Hidrológico. SIHIM***

El modelo aplicado fue desarrollado por el profesor del CIDIAT prof. Roberto Duque. Es un modelo de estimación mensual que considera seis variables y tres datos de almacenamiento inicial que dan al programa la información acerca de las características físicas de la cuenca, de la distribución espacial y temporal tanto de precipitación como de la evaporación. El modelo tuvo que calibrarse en la cuenca del río El Limón debido a que en el sitio de estudio no se poseían datos hidrométricos.

Los datos de entrada y de salida para la calibración del modelo y la generación de los caudales se presentan en el Anexo 1 y en el Anexo 2 se presenta la

comparación de los caudales generados en la cuenca de Choroni, calibrados y sin calibrar. El caudal pico en la simulación es de  $3.50 \text{ m}^3/\text{s}$  y la cuenca puede cumplir un 75% del tiempo con un caudal de  $0.37 \text{ m}^3/\text{s}$ , según la curva de duración de caudales presentada en la Figura 4.22 y el caudal que se obtiene con mayor frecuencia es de  $0.29 \text{ m}^3/\text{s}$ , como se puede observar en la Figura 4.23.

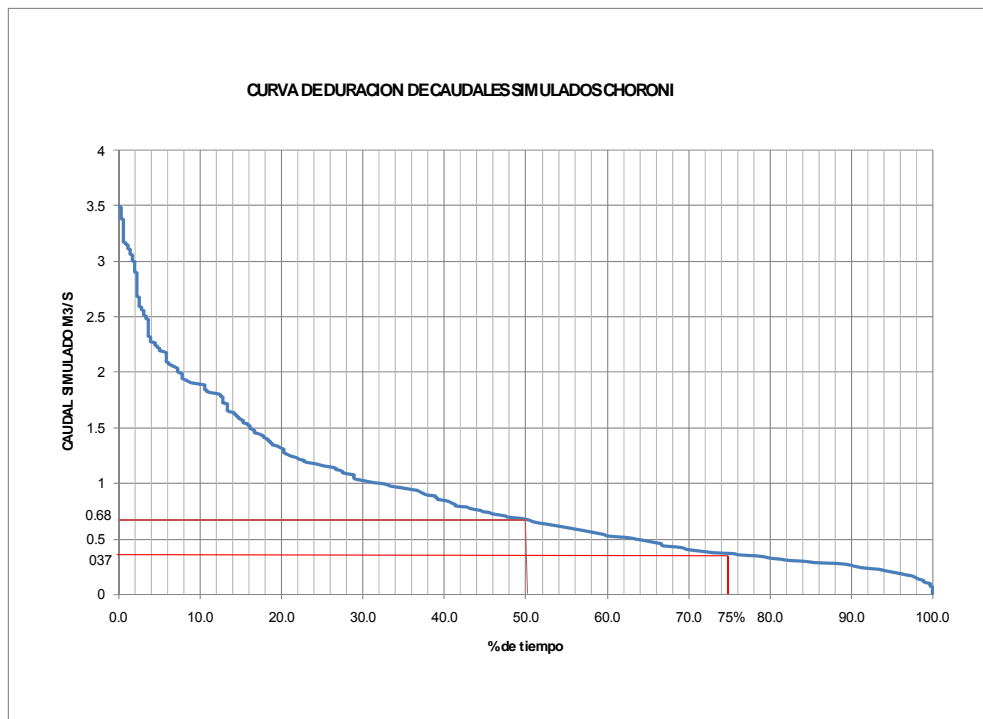
Estos valores de caudal son mucho menores a los que se reportan en la tesis de pregrado “RECUPERACIÓN DE UNA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELÉCTRICA CASO DE ESTUDIO: LA PLANTA - CHORONI ESTADO ARAGUA”, presentada en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela, por el Ingeniero electricista Hendrix Monro; lo cual es de esperarse ya que las consideraciones que se toman en ese estudio no definen a fondo las características de la cuenca. Adicionalmente el método que se utiliza en dicho trabajo para aforar y determinar los caudales es el método del flotador [13], el cual permite la medición de velocidades de flujo. Para la determinación de caudales se requiere de la medición de la velocidad media en una sección de flujo, la cual se ubica a  $2/3$  de la profundidad de agua medida desde el fondo; y en el trabajo referido se utiliza un coeficiente experimental de reducción ya que se mide la velocidad en la superficie del agua, lo que podría conducir a generar mayores caudales.

Los valores que arroja este modelo hidrológico son una referencia del orden de magnitud de los caudales en esta cuenca y como toda estimación puede tener cierto error. Sin embargo, observando los resultados del modelo se puede apreciar que los resultados obtenidos presentan valores consistentes; los caudales son homogéneos y mantienen un mismo comportamiento a través de los años, además, los almacenamientos iniciales concuerdan con los finales, lo cual indica que el modelo arroja valores dentro de los parámetros adecuados y puede considerarse que los datos son validos.

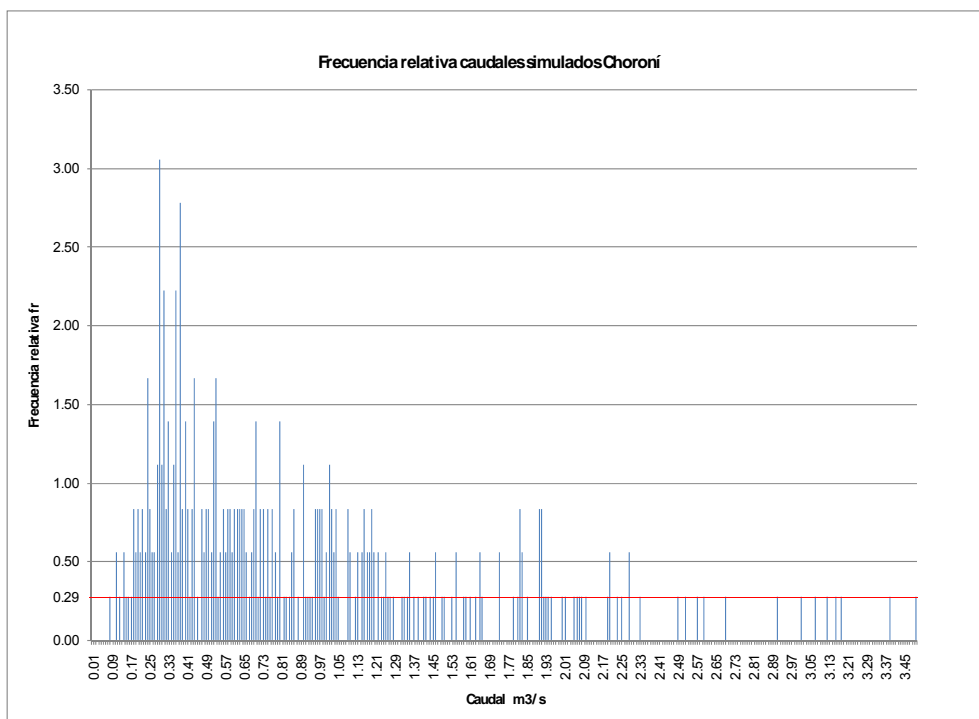


Los resultados obtenidos en la simulación dependen directamente de los datos suministrados acerca de la cuenca y los registros hidrológicos. Es por esto que el error que presenten los resultados depende de la fiabilidad que tengan los datos iniciales. En este trabajo se ha sustentado el origen de cada uno de los datos introducidos en el modelo y se puede decir que son correctos.

Como verificación se recomienda contrastar los caudales suministrados en este trabajo con valores que se obtengan realizando aforos en la cuenca, comparando los resultados se podrá observar el error que se presenta en los mismos.



**Figura 4. 22 Curva de duración de caudales, cuenca río grande del medio, Choroni**



**Figura 4. 23 Curva de frecuencia relativa, Caudales simulados Cuenca Rio Grande del Medio, Choroni**

### ***4.3.2 Curva de duración de potencias***

Para trazar la curva de duración de potencias se utiliza la ecuación 2.7, la potencia se obtiene multiplicando cada caudal de la curva de duración de caudales por  $9,8 \cdot H_n \cdot \eta_o$ , donde  $\eta_o$  es la eficiencia y  $H_n$  el salto neto.  $H_n$  es la altura neta o diferencia de cota entre la cámara de carga y el eje de las turbinas y  $\eta_o$  fue calculada tomando los valores típicos de eficiencia de los grupos turbina generador en 75% (82% de la turbina, 92% del generador [13]), Aunque actualmente se han logrado eficiencias para turbinas por el orden de 90%.

El valor de  $H_n$  se determina restando el salto bruto menos las pérdidas en la tubería, el salto bruto es de 118,5 m promedio que se obtiene de la Tabla 4.15. Para determinar las pérdidas de la tubería se utilizó la ecuación de de Darcy-Weisbach (2.15), se determinó el valor del coeficiente de fricción  $f$  usando la ecuación 2.17 para flujo turbulento y para ello se supuso una velocidad de 2,0 m/s, velocidad máxima permitida en tuberías. Esto conlleva a un caudal  $Q = 1,0 \text{ m}^3/\text{s}$  y una velocidad de 1,0 m/s, velocidad óptima, que a su vez conlleva a un caudal  $Q = 0,51 \text{ m}^3/\text{s}$ , y con  $D = 0,8 \text{ m}$  y  $L=2100 \text{ m}$ . Se calculan ambas perdidas y en la tubería las perdidas oscilan entre 16,5 m y 4,2 m respectivamente, ver Tabla 4.16 Estos dos valores arrojan saltos netos de 102 m y 114,3 m. La gráfica de duración de potencias puede verse en la Figura 4.24 y en ella se puede observar que para cada caudal que pase por la tubería las potencias cambian, pero deberían variar entre el rango definido por esas dos curvas.

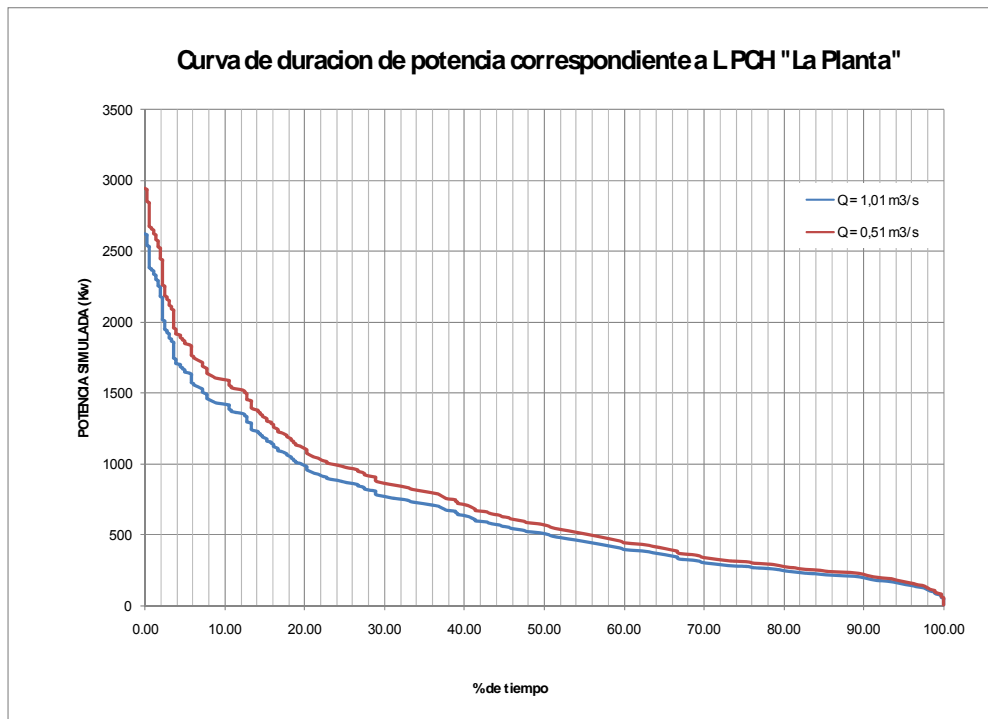
Hora	09:00	09:30	12:00	12:30	15:00	15:30	18:00	18:30
Cámara de carga	290 m.s.n.m.	-	285 m.s.n.m.	-	288 m.s.n.m.	-		279 m.s.n.m.
Casa de Maquinas	-	176 m.s.n.m.	-	161 m.s.n.m.	-	169 m.s.n.m.	-	162 m.s.n.m.

**Tabla 4. 15 Alturas medidas a diferentes horas**

diametro D (m)	0.8		
area	0.503		
k*	3		
k/D	0.00375		
Vagua	1.01E-06		
longitud tuberia	2310		
Qsimulado (m3/ s)	V (m/s)**	R	perdidas darcy-weisbach
0.51	1.01	8.06E+05	4.2
1.01	2.01	1.60E+06	16.5

Notas: \* ref manual itgh \*\* ecuacion de continuidad

**Tabla 4. 16 Perdidas asociadas a la tuberías calculadas por la ecuación de Darcy-Weisbach (Ec. 2.7)**



**Figura 4. 24 Curvas de duración de potencias correspondiente a la PCH "La Planta".**

### ***4.3.3 Energía***

Para calcular la energía se utiliza la siguiente ecuación

$$Energía = \frac{P \times D \times 8760}{100} \left[ \frac{kWh}{año} \right] \quad (4.1)$$

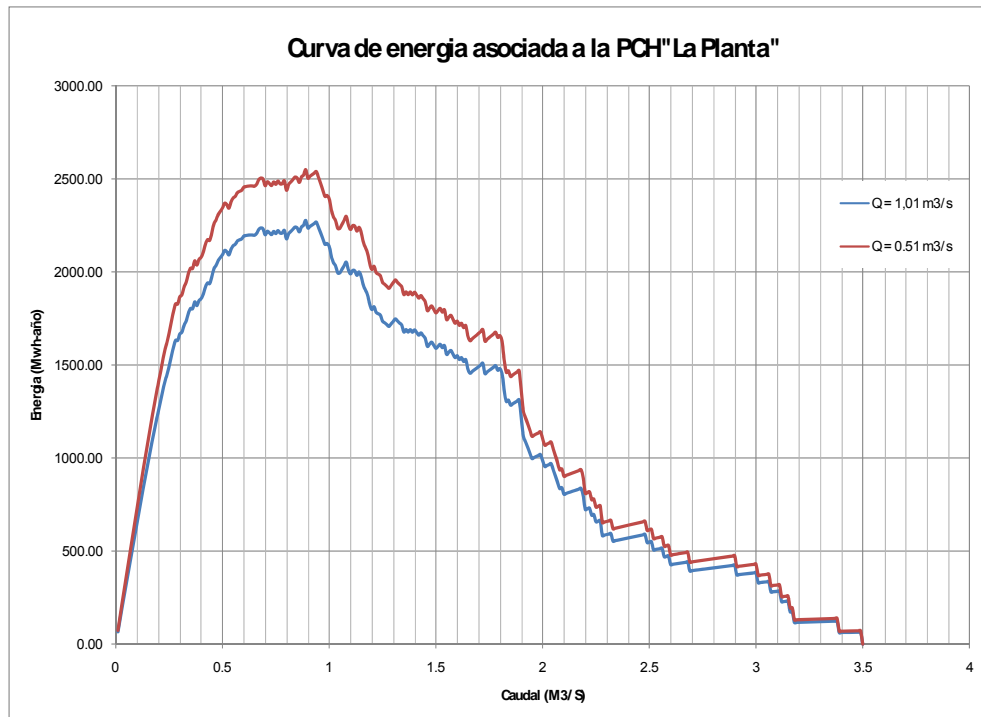
Donde; P = Potencia (kw)

D = Duración (%)

Los resultados de energía se visualizan en la Figura 4.25, en la gráfica el eje de las ordenadas representa la potencia asociada a cada caudal multiplicados por su duración en el tiempo, de esta forma si se garantiza que la red va consumir toda la energía generada podría ser un buen criterio seleccionar el caudal que arroja la mayor cantidad de energía aunque esto implique que la planta pase períodos parada. El sistema sin regulación genera una energía máxima de 2415 MWh-año  $\pm$  135 MWh-año.

### ***4.3.4 Caudal seleccionado***

El caudal de diseño para los equipos de generación cuando existe la posibilidad de regulación, puede ser el caudal que se presenta en la curva de duración de caudales entre un 50% y 75% del tiempo lo cual indica valores entre 0,68 m<sup>3</sup>/s y 0.37 m<sup>3</sup>/s ver Figura 4.22.



**Figura 4. 25 Energía generada por caudales simulados de la PCH "La Planta"**

Si no se cuenta con regulación se puede tomar como caudal turbinable el que presenta la mayor frecuencia relativa en el histograma de frecuencias relativas que para éste caso ese caudal es de 0,29 m<sup>3</sup>/s. Otro criterio podría ser seleccionar aquel caudal que representa la energía máxima sin regulación, (entre 2275 a 2550 MWh-año), que es de 0,89 m<sup>3</sup>/s; que se desprende de la gráfica de la Figura 4.25, éste caudal se presenta un 40% del tiempo en la curva de duración de caudales, Figura 4.22.

La cuenca hasta el dique de Uraca tiene un área de captación de 47,09 km<sup>2</sup> y con los caudales simulados se obtiene un caudal promedio de 0,88 m<sup>3</sup>/s, lo que nos garantiza un rendimiento de la cuenca de 0.19 m<sup>3</sup>/s/ha.

### 4.3.5 Volumen de almacenamiento del dique.

El dique construido produce un área inundada de 1,2 hectáreas y permite almacenar un volumen de 121.100 m<sup>3</sup>, en la Figura 4.26 se muestra la ubicación del dique. Debido a la limitada información cartográfica detallada que existe de la zona en estudio, para la determinación del volumen de almacenamiento del dique se supone que el área que ocuparían las aguas del embalse está entre un valor máximo y cero, se calcula el promedio, luego se asume este volumen constante y se multiplica por la altura del dique.

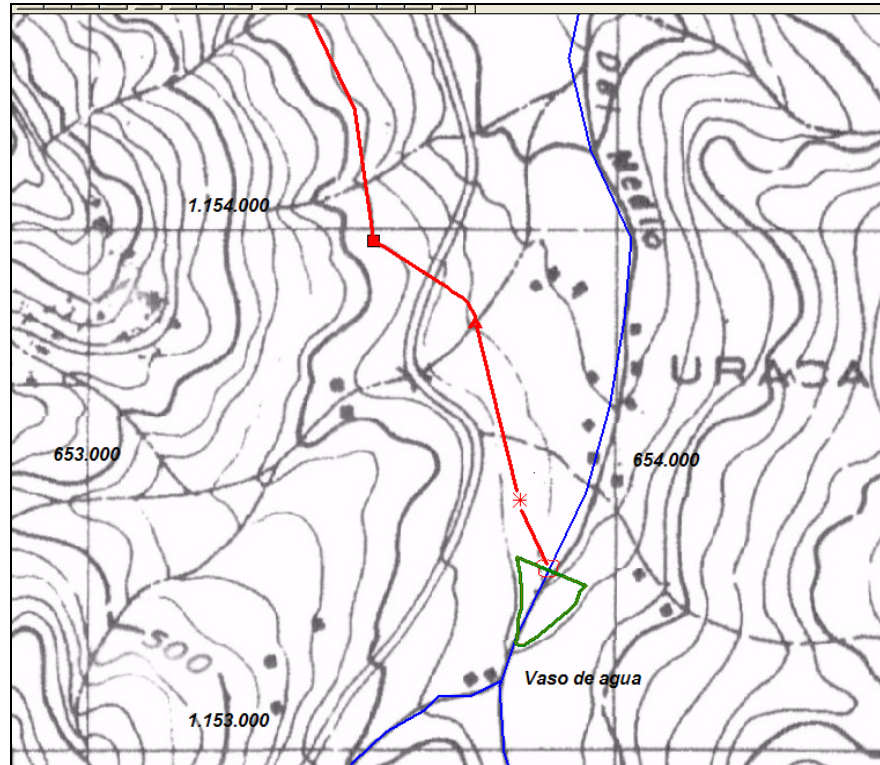


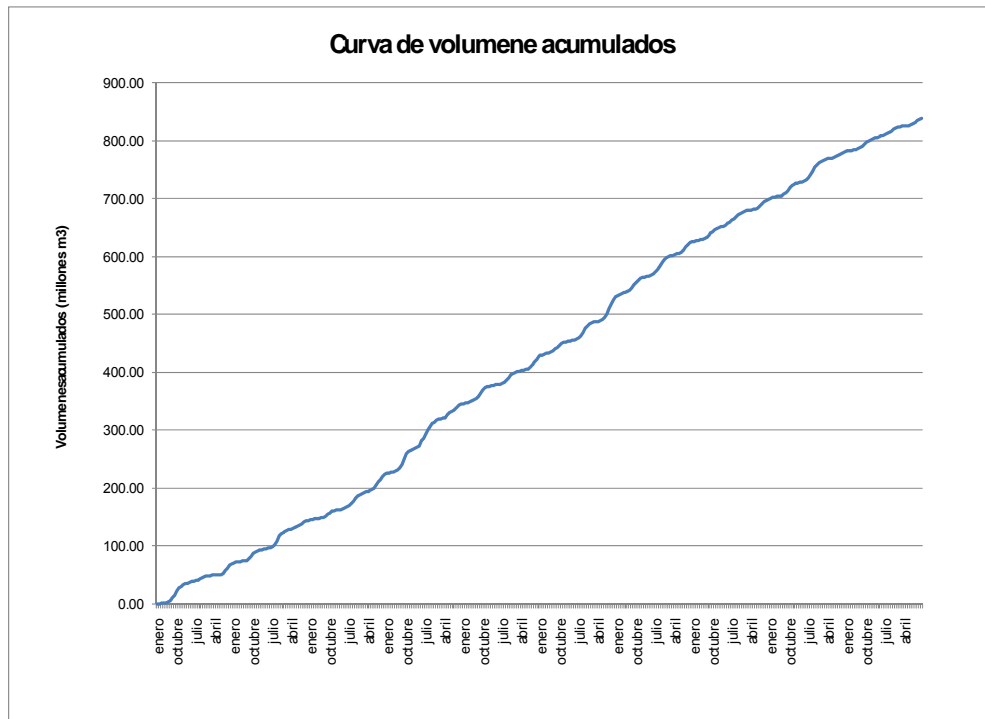
Figura 4. 26 Mapa de ubicación del dique que almacenaba agua para la PCH "La Planta". Plano 6647 II NE. IGSB.

### ***4.3.6 Curva de gastos o volúmenes acumulados (CURVA DE MASAS)***

La curva de volúmenes acumulados no es más que la representación gráfica de los volúmenes acumulados en función del tiempo. En ella se pueden representar además la sumatoria de las demandas para poder estimar con ellas los volúmenes que se necesiten almacenar. Para estimar estos volúmenes se trazan paralelas de la curva de demanda acumulada por los puntos máximos de la curva de gastos acumulados y la distancia mayor entre estas paralelas y la curva de gastos acumulados son los volúmenes a almacenar, el mayor de ellos es la capacidad normal necesaria (ver sección 2.2.1.3).

Como se puede observar en la figura 4.27, la curva de gastos acumulados presenta un problema para determinar estos volúmenes a almacenar, esto ocurre cuando el periodo de análisis es muy largo y los volúmenes que se almacenan son pequeños, por ende las escalas no permiten observar estos picos con facilidad. Es por esto que se utilizó la curva de caudales diferenciales acumulados.





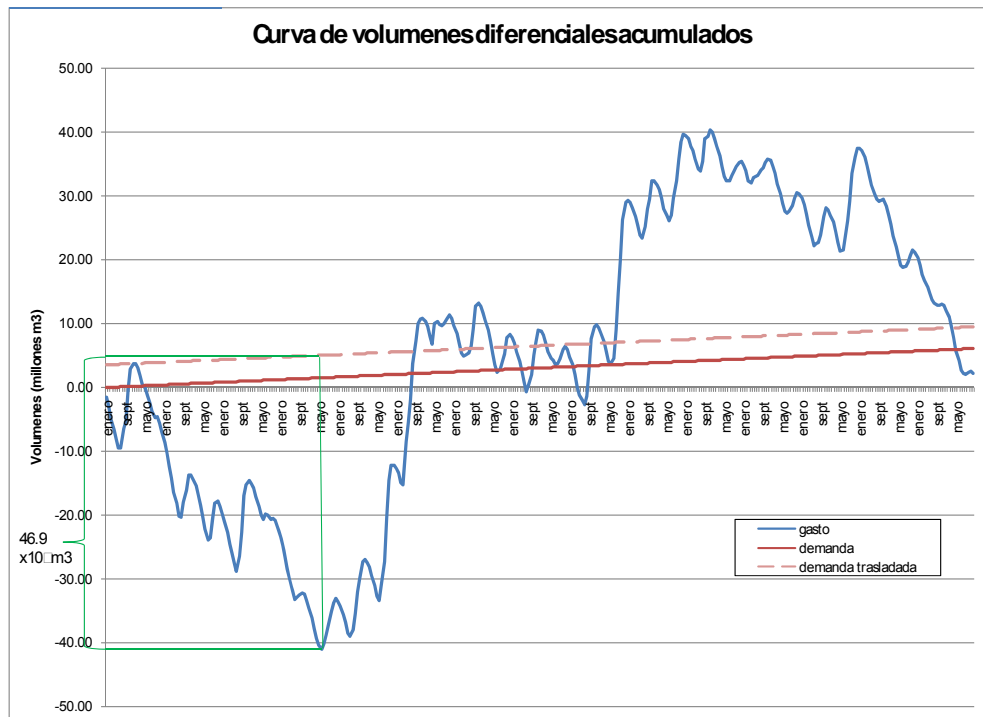
**Figura 4. 27 Curva de volúmenes acumulados**

### ***4.3.7 Curva de volúmenes diferenciales acumulados***

La curva de volúmenes diferenciales acumulados representa en las ordenadas la distancia entre la curva de masas y la línea de gasto medio, el gasto medio para los caudales simulados es de  $0,88 \text{ m}^3/\text{s}$ . La ventaja de la curva diferencial es que permite trabajar con escalas más grandes y precisas y las curvas de demanda se representan en forma similar a la curva de volúmenes diferenciales acumulados.

Con esta variante de la curva de masas se determina cuanto volumen se debe almacenar para garantizar un gasto fijo. Si se observa la Figura 4.28, se muestra la curva de volúmenes diferenciales acumulados y se muestra la demanda diferencial

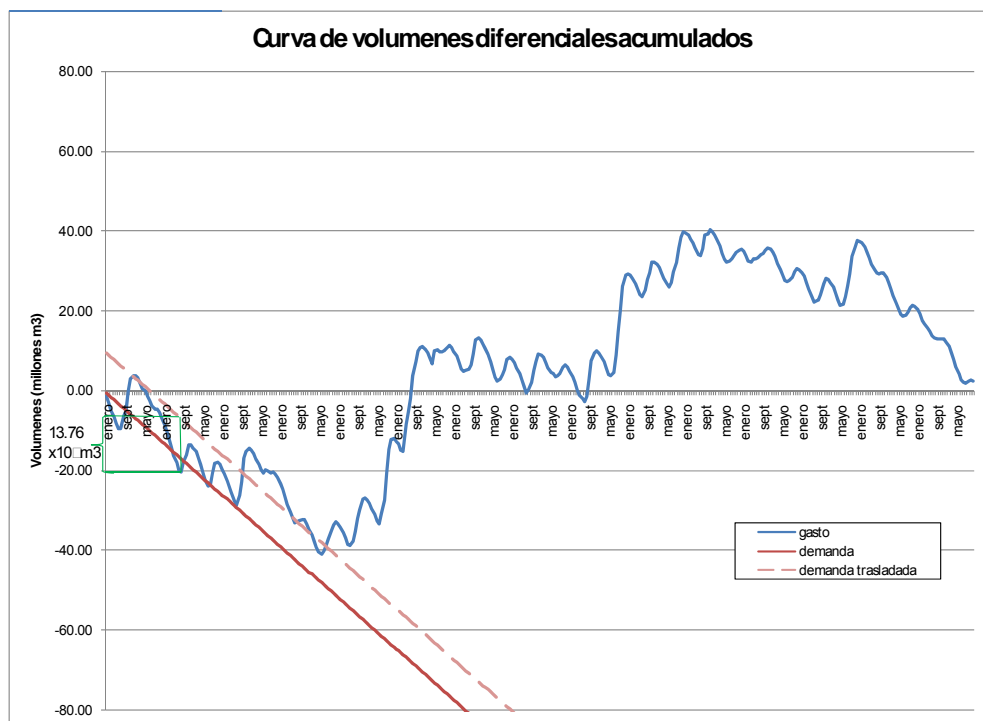
acumulada para un gasto fijo de  $0,89 \text{ m}^3/\text{s}$ , gasto que proporciona mayor energía sin regulación. Para poder garantizar este gasto se debe contar con un volumen de  $46,09$  millones de  $\text{m}^3$  como se muestra en la Figura 4.28.



**Figura 4. 28 Curva de volúmenes diferenciales acumulados y demanda acumulada para  $Q=0.89 \text{ m}^3/\text{s}$**

Haciendo el mismo análisis para el caudal que sin regulación se garantiza el 50% del tiempo se observa que para poder garantizar este gasto de  $0.68 \text{ m}^3/\text{s}$  se debe contar con un volumen de  $13,76$  millones de  $\text{m}^3$  como se muestra en la Figura 4.29. Estos volúmenes son muy grandes comparándolos con lo que puede almacenar el

dique existente, esto es debido a que la regulación que se está analizando en el presente trabajo es mensual, a diferencia de la regulación que manejaba la PCH “La Planta” que era interdiaria o semanal. Para estos cálculos se supone un gasto constante ya que la distribución cronológica de la demanda influye en el régimen de almacenamiento.



**Figura 4. 29 Curva de volúmenes diferenciales acumulados y demanda acumulada para  $Q=0.68 \text{ m}^3/\text{s}$**

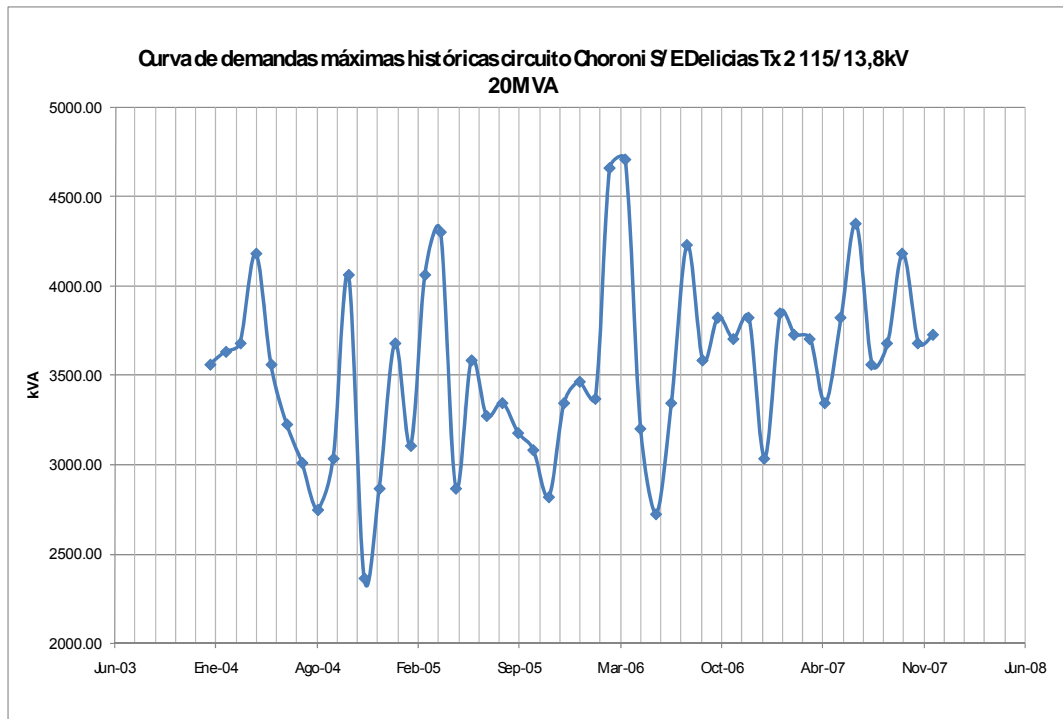
## 4.4 ESTIMCION DE DEMANDA Y PROYECCION DE LA POBLACION

### *4.4.1 Demanda*

El circuito que surte de electricidad a la población de Choróní, está a cargo de La Compañía Anónima De Administración y Fomento Eléctrico CADAPE y el circuito Choróní tiene las siguientes características: Subestación S/E, Transformador 2 (Tx2 115/13,8kV 20MVA), de ese circuito se tienen registros de demanda máxima histórica, de 4 años entre 2004 y 2007, datos suministrados por la gerencia de planificación CADAPE región 4 en abril 2008. En la Figura 4.30 se muestra la distribución de las demandas en el tiempo.

año	enero	febrero	marzo	abril	mayo	junio	julio	agosto	sep	octubre	nov	dic
2004	3561.4	3633.1	3681.0	4182.9	3561.4	3226.8	3011.7	2748.8	3035.6	4063.4	2366.3	2868.3
2005	3681.0	3107.3	4063.4	4302.4	2868.3	3585.3	3274.6	3346.3	3179.0	3083.4	2820.5	3346.3
2006	3465.8	3370.2	4660.9	4708.8	3202.9	2724.9	3346.3	4230.7	3585.3	3824.4	3704.9	3824.4
2007	3035.6	3848.3	3728.8	3704.9	3346.3	3824.4	4350.2	3561.4	3681.0	4182.9	3681.0	3728.8

**Tabla 4. 17 Demandas máximas mensuales circuito Choróní (kVA)**

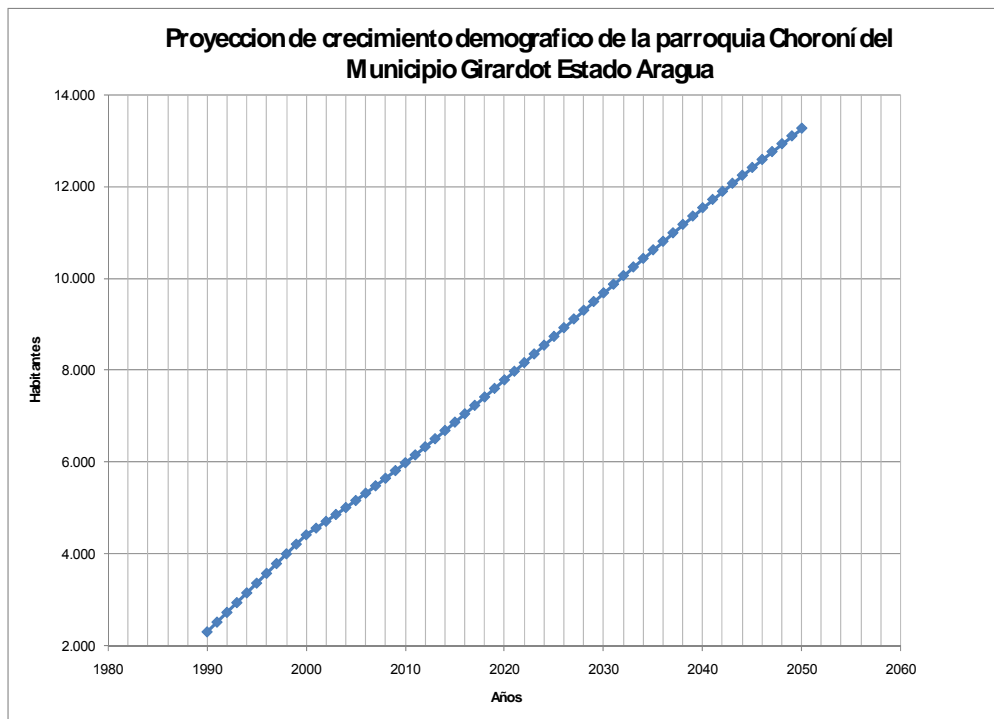


**Figura 4. 30 Curva de demandas máximas históricas circuito Choroní S/E Delicias Tx 2 115/13,8kV 20MVA**

#### **4.4.2 Población**

En la parroquia de Choroní la población se evalúa considerando dos conceptos, la población fija en la zona y la población que va en temporadas y asuetos. Los datos de crecimiento poblacional de la parroquia Choroní son aportados por el Instituto Nacional de Estadística, INE y se presentan en la 4.31. Para la evaluación de la afluencia de personas en temporadas se seleccionan los asuetos de Carnaval y Semana Santa, la afluencia de personas a la población de Choroní es registrada por Defensa Civil Aragua y esos censos se obtienen a través de su página web [www.pcaragua.gob.ve](http://www.pcaragua.gob.ve), y se presentan en la Tabla 4.18.

La relación entre la carga registrada entre los años 2004 y 2007 y la población estimada por el Instituto Nacional de Estadística para esos años se presenta en la Tabla 4.19 y se observa una potencia promedio de 0,67 kVA por habitantes. Se supone, considerando los posibles errores que esto acarrea, que ese valor se mantiene constante en el tiempo y se estima la demanda asociada a la población estimada por el instituto nacional de estadística presentándose en la Figura 4.32. Con respecto a los censos realizados por defensa civil, que muestran el flujo de personas que visitan las costas en temporadas, se observa que la afluencia de personas no mantiene ninguna relación en el tiempo, y se puede decir que depende de las condiciones socioeconómicas del país y de las condiciones del tiempo para cada época. Estos registros se muestran en la Figura 4.33.



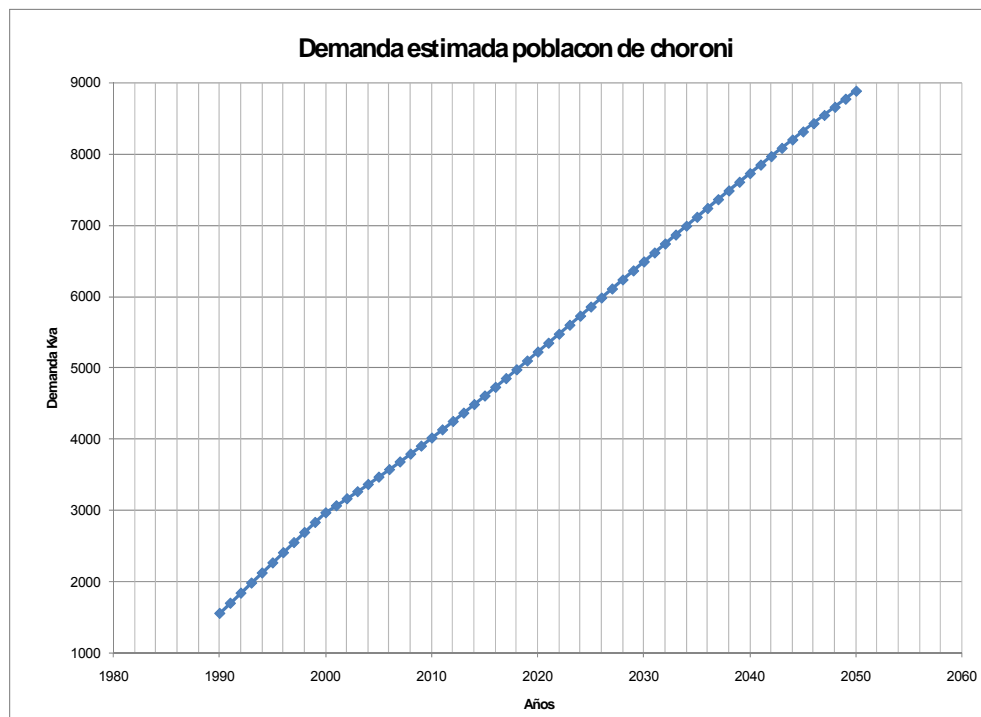
**Figura 4. 31 Proyección de crecimiento demográfico de la parroquia Choroni del Municipio Girardot Estado Aragua**

Años	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007
Carnaval													
personas	18882	24162	19246	20945	22161	32936	34263	25823	30204	20839	24393	36134	34609
vehiculos	3254	4075	3260	4093	3074	5033	6218	5767	5379	4155	4071	7387	7389
Semana Santa													
personas	44282	84076	42351	26939	18469	101014	67949	48007	16687	20839	46606	61913	56571
vehiculos	7215	17342	6562	4562	2938	11590	11300	9899	3328	4115	9751	11751	11802

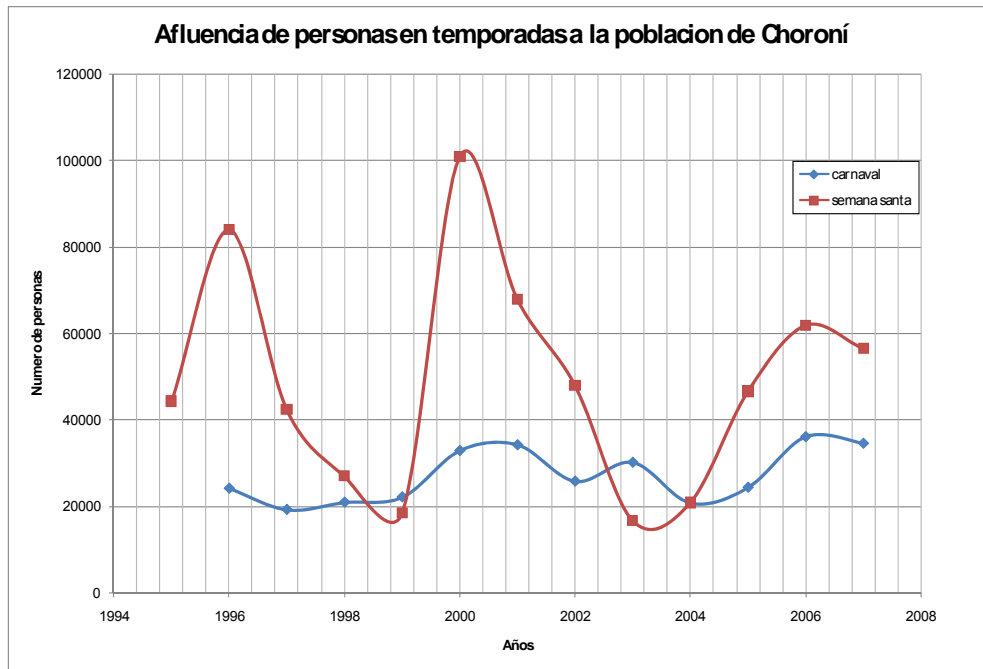
**Tabla 4. 18 Afluencia de personas y vehículos a la población de Choroni.**  
Fuente Protección Civil Aragua

Año	Demanda kVA	Poblacion	kVA/Habitantes
2004	3328.4	5017	0.66
2005	3388.2	5170	0.66
2006	3720.8	5328	0.70
2007	3722.8	5489	0.68

**Tabla 4. 19 Relación de demanda por # de habitantes**



**Figura 4. 32 Demanda estimada para la población de Choroni. Datos obtenidos del INE y CADAFE.**



**Figura 4. 33 Afluencia de personas en las temporadas de carnaval y semana santa a la población de Choroni. Fuente Defensa Civil Aragua**



## **5 MEJORAS A LAS OBRAS HIDRAULICAS Y PROPUESTAS DE RECUPERACION.**

### ***5.1 Evaluación de las obras hidráulicas y civiles asociadas a la PCH “La Planta”.***

#### **5.1.1 Evaluación del dique**

El estado actual del dique se describe en la sección 4.2.2.1. Al considerar el dragado de los sedimentos que se encuentran al pie del dique se presentan varios puntos a considerar. El principal problema es la disposición de esos sedimentos, puede hacerse de dos maneras; transportándolos a un sitio preparado para recibir estos volúmenes o gradualmente soltarlos en el cauce del río. Ambas soluciones tienen ventajas como inconvenientes y considerando que el volumen que se maneja es de 121.000 m<sup>3</sup>, ver sección 4.3.5, se hace un cálculo del costo que implica movilizar este volumen de material suponiendo que es posible.

Según referencias de especialistas del Instituto de Canalizaciones se estima el costo de dragar 1 m<sup>3</sup> de sedimentos, el costo es de 6\$/m<sup>3</sup>; lo que conduce a un costo de 1.560.000 Bsf. Este costo no incluye la instalación de la draga ni el bote o disposición del material en el caso de que se decida no arrojarlo en el cauce. El montaje y desmontaje de una draga fija cuesta alrededor de 750.000 Bsf, dato obtenido de la misma fuente, lo que incrementa el costo de recuperar este dique a 2.310.000 Bsf. Para el año 2009.

Sin embargo, para decidir cualquiera de las dos opciones anteriores deben realizarse los estudios ambientales que evalúen el impacto de la movilización de estos sedimentos, así como realizar estudios que detallen con precisión el volumen a movilizar a fin de evaluar los efectos que los sedimentos ocasionan río abajo y en la desembocadura al mar. Otro aspecto que debe considerarse es el acceso a la zona que se va a dragar o a remover, esto implica un costo de construcción de vías de acceso al dique, que se estima pueden ser de 300 mts desde la carretera ya existente hasta la base del dique sedimentado.

Como solución alternativa se plantea la búsqueda de un sitio que reúna las características físicas necesarias para generar un almacenamiento aprovechable en el cauce del Río Grande del Medio en Choróní. Analizando los planos a escala 1:25000, escala aceptable para preseleccionar un sitio de presa [2, p 856], se encuentra un sitio aparentemente adecuado, ver Figura 5.1, por ser muy geomorfológicamente semejante al sitio donde está ubicado el dique actual. Con esta ubicación el área de captación disminuiría en un 17,5 % con respecto al área actual; esta disminución del área de captación influiría directamente sobre los caudales que se manejan en la cuenca y para solucionar esto tendría que determinarse que volumen de almacenamiento que se necesitaría para mantener el mismo gasto constante.

La selección del nuevo sitio amerita un reconocimiento geotécnico no incluido en el presente alcance, así como un levantamiento topográfico que permita estimaciones más precisas.

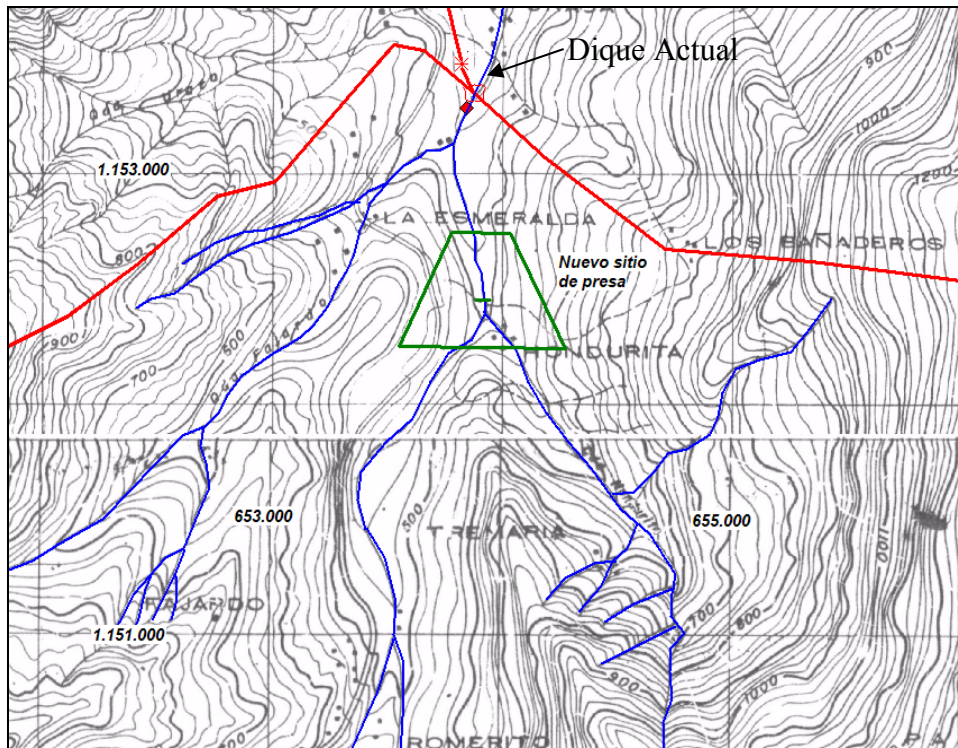


Figura 5. 1 Ubicación de nuevo sitio de presa. Planos 6647 II SE y 6647 II NE. I.G.S.B.

### 5.1.2 Evaluación del Canal.

Para verificar el funcionamiento del canal, que va desde la presa hasta la cámara de carga, se utiliza el programa desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada Americana Hydrologic Engineering Centers River Analysis System (HEC-RAS).

Por el canal existente se simulan 3 gastos, el de mayor frecuencia  $0,29 \text{ m}^3/\text{s}$ , el de 50% de ocurrencia  $0,68 \text{ m}^3/\text{s}$  y el que genera mayor energía sin regulación  $0,89 \text{ m}^3/\text{s}$ , debido a las características geométricas y topográficas del canal se tiene un

régimen supercrítico, tanto en el canal como en el puente-canal que forma parte de la conducción hacia la cámara de carga. Esto es de esperarse, ya que el canal tienen una pendiente promedio de 3 por 100. La determinación del tipo régimen que se presenta en el canal y en el puente-canal para los distintos caudales se muestran en la Tabla 5.1 y la Tabla 5.2 respectivamente.

<b>b canal =</b> 1.3		$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S_0^{1/2}$	$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$	
<b>Q</b>	<b>y normal canal</b>	<b>Q manning</b>	<b>y critica canal</b>	<b>regimen</b>
0.29	0.095	0.290	0.172	supercritico
0.68	0.164	0.680	0.303	supercritico
0.89	0.196	0.890	0.363	supercritico

**Tabla 5. 1 Determinación de tipo de flujo en canal de conducción**

<b>b canal =</b> 1		$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S_0^{1/2}$	$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$	
<b>Q</b>	<b>y normal acueduc</b>	<b>Q manning</b>	<b>y critica acueduc</b>	<b>regimen</b>
0.29	0.114	0.290	0.205	supercritico
0.68	0.201	0.680	0.361	supercritico
0.89	0.241	0.890	0.432	supercritico

**Tabla 5. 2 Determinación de tipo de flujo en puente-canal.**

El software muestra que el canal existente puede manejar los caudales con los que se plantea trabajar los tirantes alcanzados y los perfiles superficiales se muestran en el Anexo 3. Existen obras especiales que no se tomaron en cuenta en esta verificación preliminar, pero para un diseño más detallado si deben tomarse en cuenta y asegurar que se cumplan las velocidades mínimas y máximas en estos elementos. El alineamiento de este canal es un alineamiento de montaña que manteniendo una

pendiente casi constante recorre eficientemente una distancia de 1397 m. Por lo antes descrito y al analizar el estado actual del canal, sección 4.2.2.2, se considera apropiado tomar como opción recuperar las estructuras que forman parte del canal y usar ese mismo alineamiento. Una estimación de este costo de recuperación se presenta en la tabla 6.1.

### **5.1.3 Evaluación de la tubería.**

En la sección 4.3.2 se presenta un primer cálculo donde se analiza el comportamiento hidráulico de la tubería y allí se supone que la tubería existente es utilizable, lo cual no es cierto, para con ella determinar las pérdidas por fricción más desfavorables; todo esto para determinar la mínima potencia que se puede conseguir en este aprovechamiento. En la sección 4.2.2.4 se describe el estado actual de la tubería y basado en esta descripción se plantea la sustitución de la tubería actual por una nueva.

Como primera opción se evalúa el colocar una tubería del mismo diámetro al existente y se observa el comportamiento de ésta al circular por ella los gastos seleccionados en la sección 4.3.4, adicionalmente se presentan las pérdidas que se generan en cada caso, las cuales se determinan mediante la ecuación de Darcy-Weisbach. Los resultados se muestran en la tabla 5.3.

diámetro D (m)	0.8		<b>f rugoso</b>
area (m <sup>2</sup> )	0.503		0.0089
k nueva * (mm)	0.015		
k/D	0.00001875		
Vagua (m <sup>2</sup> /s)	1.01E-06		
longitud tubería (m)	2310		
<b>Qsimulado (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V (m/s)**</b>	<b>R</b>	<b>perdidas darcy-weisbach</b>
0.29	0.58	4.58E+05	0.4
0.68	1.35	1.07E+06	2.4
0.89	1.77	1.41E+06	4.1
Notas: *ref manual itgh ** ecuacion de continuidad			

**Tabla 5. 3 Evaluación y perdidas tubería nueva**

Luego se analiza la posibilidad de colocar una tubería de menor diámetro que pueda conducir los gastos que se pretenden llevar por la tubería, garantizando que las velocidades no sobrepasen los 2 m/s. Se concluye que las dimensiones de la tubería están acordes con el caudal que se pretende llevar puesto que para diámetros menores el caudal de 0,89 m<sup>3</sup>/s genera velocidades que sobrepasan los valores máximos de velocidad permitidos. Si se opta por regular un gasto menor se puede seleccionar diámetros menores de tubería, esto estaría supeditado a la selección final del gasto de diseño. Los resultados se muestran en la tabla 5.4 y allí se observa que el Numero Reinodls es mucho mayor que 2000 lo cual indica que las perdidas dependen de la rugosidad relativa, dando valores muy similares a los presentados en la tabla 5.3.

k nueva *(mm)	0.015			
Vagua (m <sup>2</sup> /s)	1.01E-06			
longitud tubería (m)	2310			
<b>diámetro D (m)</b>	<b>Qsimulado (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Area (m<sup>2</sup>)</b>	<b>V (m/s)**</b>	<b>R</b>
0.45	0.29	0.16	1.82	8.15E+05
0.65	0.68	0.33	2.05	1.32E+06
0.75	0.89	0.44	2.01	1.50E+06
Notas: *ref manual itgh ** ecuacion de continuidad				

**Tabla 5. 4 Diámetros mínimos a proponer para la tubería, de acuerdo a los gastos a conducir.**

El presente trabajo arroja que en el caso de la tubería esta debe sustituirse por una tubería similar, ya que sería la selección adecuada para manejar cualquiera de los gastos que se proponen. Un estimado de este costo se presenta en la sección 6.1.

#### **5.1.4 Evaluación de la casa de maquinas.**

El estado actual de la casa de maquinas se presenta en la sección 4.3.5 y para la recuperación de la infraestructura se muestra un presupuesto basado en los precios referenciales suministrados por el Ministerio para el Poder Popular para las Obras Publicas y Vivienda en su página Web. El costo de la sustitución de los equipos de generación asociados a la Pequeña Central Hidroeléctrica “La Planta” se toma de la Referencia 14,

## **6 ALCANCE DE LOS TRABAJOS Y ESTIMACION DE COSTOS**

### ***6.1 Dique***

En este aparte se consideran las dos opciones planteadas en el capítulo anterior en la sección 5.1.1. Para la primera opción se toman los costos suministrados por los investigadores del Instituto de Canalizaciones y para calcular los costos de la segunda opción se considera un dique similar al existente.

En la estimación de costos, para la segunda opción, no se consideran los costos de estudios preliminares para la ubicación del dique ni la movilización de tierras de existir, solo se considera el volumen de concreto que se necesita, debido a esta información será variable según las condiciones geotécnicas del sitio seleccionado. Los costos calculados para ambas opciones se presentan en la tabla 6.1 y las partidas de estas reparaciones se presentan en el Anexo 5.

### ***6.2 Canal***

Para la estimación de costos de recuperación del canal se plantea una deforestación liviana a lo largo de toda la longitud del canal, se estima el volumen de tierra a movilizar proveniente de las excavaciones pertinentes para dejar el canal operativo. Se asume que un 5% del canal está destruido por derrumbes y se propone la construcción y reparación del mismo. Adicionalmente se considera la creación de



un sifón para solventar el hecho de que la carretera pasa por una sección del canal. Ver costos en la tabla 6.1.

### ***6.3 Cámara de carga***

En la cámara de carga existe una caseta de control la cual se plantea recuperar, se considera sustituir todas las rejillas contra basura y realizar una deforestación liviana de la zona. Los elementos de control y las compuertas se consideraran como costo de la tubería. Los costos de la recuperación de la cámara de carga se muestran en la tabla 6.1 y las partidas se muestran en el Anexo 5.

### ***6.4 La Tubería***

Los costos de la tubería implican la sustitución de la existente por una similar y se incluyen los costos correspondientes a los apoyos y los elementos de control.

### ***6.5 La Casa de Maquinas***

Para la recuperación de la casa de maquinas se considera las mejoras de la edificación y la adquisición del mobiliario necesario para poner las instalaciones operativas. Esto implica la limpieza, reparación y adecuación de todas las áreas de la

edificación, además se plantea la construcción de una nueva escalera de acceso, puesto que la actual está deteriorada.

Los costos de los equipos de generación, transformación y transmisión son tomados del Trabajo Especial de Grado de la Escuela de Ingeniería Eléctrica de la UCV “Recuperación de una pequeña central hidroeléctrica caso de estudio La Planta. Choroni Estado Aragua”.

Un resumen de los costos totales se presentan en la tabla 6.1 y las partidas detalladas se presentan en el anexo 5.

OBRA	DESCRIPCION	OBRA	DESCRIPCION
Dique (opcion 1)	2.310.000	Dique (opcion 2)	4.991.232
Canal	176.592,92	Canal	176.592,92
Camara de Carga	29.673,51	Camara de Carga	29.673,51
Tuberia	1651950	Tuberia	1.651.950,00
Casa de maquina	436.708,48	Casa de maquina	436.708,48
Equipos electromecanicos y subestcion de salida	4.768.935,00	Equipos electromecanicos y subestcion de salida	4.768.935,00
TOTAL	9.373.859,91	TOTAL	12.055.091,91

**Tabla 6. 1 Detalle de costos de recuperación**

## CONCLUSIONES

La cuenca del Rio Grande del Medio arroja valores simulados de caudal, con una serie de datos de 30 años de registros mensual, que oscilan entre 0 y 3,5 m<sup>3</sup>/s, lo que genera un escurrimiento promedio de 0.88 m<sup>3</sup>/s.

De los caudales simulados se desprende que la cuenca del rio Grande del Medio hasta Uraca tiene un rendimiento de 0.19 m<sup>3</sup>/s/ha y puede suministrar una energía firme anual comprendida entre 2250 y 2520 Mwh.

La cuenca puede garantizar, sin regulación, el 50% del tiempo un caudal de 0.68 m<sup>3</sup>/s y el 75% del tiempo un caudal de 0.37 m<sup>3</sup>/s valores obtenidos mediante la aplicación del Modelo Hidrológico de Simulación Mensual SIHIM.

La recuperación de los equipos electromecánicos instalados resulta excesiva para el caso de la alternativa sin almacenamiento, puesto que la cuenca no produce los gastos requeridos para la generación de los 700 kVA instalados.

Las características topográficas de la cuenca y la escala del estudio no permiten la evaluación precisa de la alternativa con almacenamiento, debido a que los datos mensuales manejados conllevan a grandes volúmenes de almacenamiento, no acordes con el dique existente. La construcción de un nuevo dique está sujeta a la localización de un sitio con las características geológicas y topográficas adecuadas.

De acuerdo con los volúmenes simulados se considera que el dique utiliza una regulación interdiaria.

Para la recuperación del dique es necesario realizar estudios geotécnicos y topográficos detallados que permitan determinar la solución más factible. Sin embargo se presentan dos alternativas que serian las opciones a evaluar. La primera, dragar los sedimentos del dique actual o la segunda, localizar un nuevo sitio de presa que cumpla con los requerimientos que se necesitan.

Las dimensiones de la tubería están acordes con los gastos que se plantea conducir. Sin embargo, es necesaria su sustitución debido al deterioro de la misma.

El canal puede satisfacer las necesidades que requiere la PCH para su funcionamiento. Sin embargo, es necesario la construcción, reparación, limpieza y mantenimiento de diversos tramos.

Recuperar las instalaciones y poner en funcionamiento la planta tiene un costo aproximado comprendido entre 9.373.860 y 12.055.092 Bs., dependiendo de la opción que se tome, para una capacidad instalada de 2100kVA.

La puesta en funcionamiento de la PCH es una opción a tomar en cuenta para solucionar los problemas de suministro de corriente para la población de Choróní y suplir las demandas futuras.

## RECOMENDACIONES

Efectuar aforos del río para contar con registro de medición del caudal, dado que éste es un río relativamente pequeño la frecuencia de medición puede ser diaria semanal o mensual. Para garantizar las mediciones se recomienda la instalación de una estación de aforos.

Validar los datos obtenidos en el modelo ya que difieren de los resultados obtenidos en un primer estudio planteado en la tesis RECUPERACIÓN DE UNA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELÉCTRICA CASO DE ESTUDIO: LA PLANTA - CHORONI ESTADO ARAGUA de la Escuela de Ingeniería eléctrica de la UCV.

Realizar los estudios de impacto ambiental que ocasionaría el dragar el dique para poder evaluar si es factible disponer los sedimentos en el río.

Realizar un levantamiento topográfico del dique para determinar con exactitud el volumen que se desea movilizar.

Validar los valores de evaporación que se utilizaron en el modelo mediante la colocación de una estación que mida estos valores en la cuenca.

Realizar la ingeniería de detalle de los distintos elementos de la Pequeña central Hidroeléctrica “La Planta”, para definir los alineamientos del canal y la tubería, así como la propuesta real de los equipos electromecánicos.

## BIBLIOGRAFIA

1. Bolinaga, J.J. Proyectos de Ingeniería Hidráulica (vol. 1). Caracas, Venezuela: Fundación Polar. (1999).
2. Bolinaga, J.J. Proyectos de Ingeniería Hidráulica (vol. 2). Caracas, Venezuela: Fundación Polar. (1999).
3. Ortiz, R. Pequeñas Centrales Hidroeléctricas (Libro). Bogota, Colombia: McGraw Hill. (2001).
4. Hernández, Roberto. Metodología de la Investigación. (Libro) México. McGraw Hill. p.p. 98- 269. (1990.).
5. Carrillo, Augusto. Estudio de factibilidad técnica y económica para la implementación de pequeñas centrales hidroeléctricas en el estado Amazonas. (Tesis) Caracas: Universidad Central de Venezuela (2000) p.p. 42
6. BOTELLO, Oldman.Choroní, Costas del Mar Abajo (Libro) Publicaciones de la Alcaldía de Girardot, Oficina del Cronista de la Ciudad 1992 p.p. 70 – 71.
7. MOY, Francisco. Evaluación del Potencial Hidroenergético (Libro). Caracas CADAPE Páginas 15 y posteriores. 1986

---

EVALUACIÓN DEL POTENCIAL HIDRÁULICO ASOCIADO A LA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELÉCTRICA "LA PLANTA", UBICADA EN  
CHORONÍ EDO. ARAGUA-UCV

8. Bolinaga, J.J. Mecánica elemental de los fluidos. Caracas, Venezuela: Universidad Católica Andrés Bello. (2002).
9. Protección Civil Aragua. Estadísticas de afluencia de personas a las costas de Aragua. [En línea]. Disponible en [www.pcaragua.gob.ve](http://www.pcaragua.gob.ve) [Consulta en marzo 2009].
10. Alvarez, Y. Evaluación del proceso de escorrentía en la cuenca del río El Limón (Maracay Estado Aragua) como influencia en el aumento de los volúmenes del Lago de Valencia. Trabajo Especial de Grado. Escuela de Agronomía. Facultad de Agronomía. UCV. 1997.
11. Zerrano, Z. Simulación de gastos máximos en la cuenca del río El Limón. Maracay Estado Aragua. Trabajo Especial de Grado. Escuela de Agronomía. Facultad de Agronomía. UCV. 1995.
12. Cortez, A. Construcción y análisis de modelos empíricos para la estimación de la evaporación en Venezuela. Trabajo de investigación (libro). CENIAP. 2007
13. Sánchez Teodoro y otros. Manual de Mini y Microcentrales hidráulicas. (Guía). Intermediate Technology Development Group – ITDG. Lima, Perú. 1995 p.p. 15-197.

14. Monro, H. Recuperación de una pequeña central hidroeléctrica caso de estudio La Planta. Choroni Estado Aragua. Trabajo Especial de Grado. Escuela Eléctrica. Facultad de Ingeniería. UCV 2008.

15. Chacón, Fernando. Guía para el Diseño del Sistema Eléctrico asociado con una Pequeña Central Hidroeléctrica. Subestaciones de Alta Tensión - Volumen II. Guía. Organización Latinoamericana de Energía – OLADE. Quito, Ecuador. 1986.

16. Ortiz, G. Conversión de coordenadas. [Aplicación en línea]. Disponible en [www.recursos.gabrielortiz.com](http://www.recursos.gabrielortiz.com) [Consulta en julio 2008].



# ANEXO 1. ENTRADA Y SALIDA CALIBRACION Y GENERACION SIHIM.

## *Datos de entrada calibración cuenca el limón (SIHIM).*

RIO EL LIMON												
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	1	1	1953	1957	1	12	60	1	5.00	.00100	20	
19.40												
6	1	2	3	4	5	6						
172.50	172.50	.750	.270	.500	.500	172.50	75.00	5.00	.00	.00		
0												
0												
1.0000												
.900												
1.0000												
1.100												
RANCHO GRANDE PREC												
1953	62.7	89.4	87.6	52	153.7	186.4	230.5	266	236.8	191.2	144.4	63.5
1954	59.9	36	9	124.8	246.5	298.9	369.8	239.8	213.5	342.1	258.3	219.2
1955	28.8	40	93.5	71.8	94.8	489.3	231.2	365.2	268.4	143	265.6	124.9
1956	160.9	70.9	56.1	39	159.3	154.9	143.2	363.2	180.7	187.8	53.5	115.2
1957	57.8	11.5	14.9	68.6	126.9	201.4	158.8	264	283	94.3	205	38
RANCHO GRANDE EVAP												
1953	174.3	178.6	237.4	154.7	138.1	131.9	137.9	157.7	156.7	146.6	158.8	141.8
1954	189.4	206.2	220.6	192.5	202.4	167.4	142.3	140.6	149.6	129.7	146.5	129.5
1955	184.2	170.3	203.9	206.8	156.9	152.8	142.9	142.0	151.4	151.1	148.3	155.6
1956	167.2	162.0	237.8	196.1	154.6	133.9	157.0	158.7	165.3	156.1	137.2	145.2

1957	180.0	202.0	202.0	230.3	136.1	163.8	143.8	151.1	137.1	140.2	141.1	153.0
1953	0.19	0.14	0.11	0.1	0.11	0.25	0.42	0.5	0.55	0.42	0.35	0.23
1954	0.19	0.13	0.09	0.12	0.18	0.24	0.6	0.66	0.64	0.97	0.65	0.53
1955	0.33	0.21	0.16	0.13	0.13	0.35	0.38	0.71	0.75	0.6	0.63	0.42
1956	0.33	0.23	0.18	0.15	0.17	0.21	0.23	0.73	0.6	0.61	0.44	0.5
1957	0.23	0.18	0.15	0.13	0.17	0.16	0.28	0.44	0.91	0.52	0.34	0.25
172.50000	1.00000	5.00000	135.00000	210.00000								
172.50000	1.00000	5.00000	135.00000	210.00000								
.75000	.01000	.05000	.40000	.80000								
.27000	.01000	.05000	.20000	.35000								
.50000	.01000	.05000	.10000	.50000								
.50000	.01000	.05000	.40000	1.00000								

***Datos de salida calibración cuenca el limón (SIHIM)***

MODELO DE SIMULACION MENSUAL							
SIHIM							
RIO EL LIMON							
CALIBRACION							
INFORMACION BASICA DE LA CORRIDA							
INICIO ENE DE 1953 FINAL DIC DE 1957							
NUMERO DE SUBCUENCAS = 1							
NUMERO DE EST. DE MED. DE PRECIPITACION = 1							
NUMERO DE EST. DE MED. DE EVAPORACION = 1							
PARAMETROS PARA CADA SUBCUENCA							
SUBC	CINF	HSN	CT	PQB	PFSE	PESC	
	(mm)	(mm)					
1	210.00	135.00	.65	.20	.10	.40	

ALMACENAMIENTOS INICIALES, FLUJOS AFLUENTES Y SUBCUENCAS TRIBUTARIAS																		
SUBC	AIHS	AIAS	AISUP	FSUPA	FSUBA	AREA	PARC.	AREA	ACUM.	SUBCUENCAS								
TRIBUTARIAS	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(Km**2)	(Km**2)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	172.5	75.0	5.0	.0	.0	19.40	19.40	0										
1	INFLUENCIA DE CADA EST. DE MED. DE PRECIPITACION																	
	NOMBRE DE LA ESTACION							SUBCUENCA										
9	10							1	2	3	4	5	6	7	8			
		RANCHO GRANDE PREC							1.000									
	FACTOR DE AJUSTE DE LA PRECIPITACION																	
9	10	SUBCUENCA							1	2	3	4	5	6	7	8		
		FACPRE							.900									
	INFLUENCIA DE CADA EST. DE MED. DE EVAPORACION																	
	NOMBRE DE LA ESTACION							SUBCUENCA										
10								1	2	3	4	5	6	7	8	9		
		RANCHO GRANDE EVAP							1.000									
	FACTOR DE AJUSTE DE LA EVAPORACION																	
10		FACEVA							1.100									
1	SUMARIO TOTAL PARA EL PERIODO 1953 - 1957																	
	CALCULOS INTERMEDIOS EN "mm"																	
	SUBC	PRECIP.	EVAP.	ETP	ETR	FSUPA	FSUBA	ESC	TOT	ESC	DIR	Q	BASE					
		FSUBE BALANCE																
.001	1	7421.54	10833.90	7042.04	4377.59	.00	.00	2575.26	1188.38	1386.88	693.44							
	ALMACENAMIENTOS FINALES EN "mm"																	

		SUBC	ALMAC HUM SUELO	ALMAC AGUA SUBT	ALMAC EN SUPERF								
		1	8.60	19.14	.00								
		ESCORRENTIA TOTAL OBSERVADA EN "mm" =				2896.939							
		ESCORRENTIA TOTAL SIMULADA EN "mm" =				2575.258							
		DIFERENCIA =				11.10 %							
		COEFICIENTE DE CORRELACION LINEAL =				.691							
1													
		MODELO DE SIMULACION MENSUAL											
		RESUMEN A NIVEL MENSUAL DE LA VARIABLES HIDROCLIMATICAS											
		ESCORRENTIA EN m**3/seg											
		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT		
NOV	DIC												
		Q-OBS	.25	.18	.14	.13	.15	.24	.38	.61	.69	.62	.48
.39		Q-SIM	.24	.19	.13	.10	.13	.39	.46	.52	.49	.42	.41
.31		DIF(%)	5.66	8.13	4.60	20.43	16.75	59.33	20.41	14.34	28.45	32.50	15.69
18.66													
		LAMINAS EN "mm"											
		PREC.	66.62	31.06	45.39	47.90	140.62	239.56	204.03	175.23	162.40	147.03	130.29
94.17		EVAP.	196.92	202.20	242.37	215.69	173.38	164.96	159.26	165.02	167.22	159.21	
161.02	159.52	ETP	128.00	131.43	157.54	140.20	112.70	107.22	103.52	107.26	108.69	103.49	104.66
103.69		ETR	86.86	60.31	46.98	46.19	67.99	88.64	88.70	83.31	78.93	78.81	78.20
70.60													
1													
		RIO EL LIMON					PERIODO 1953- 1957						
		PLOTEO DE LOS VALORES DE ESCORRENTIA EN m**3/seg											
		.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	+OBS	*SIM
		ENE . *+	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.19	.15
		FEB . +	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.14	.16
		MAR . +	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.11	.11





210.00 135.00 .590 .200 .100 .400 172.00 75.00 5.00 .00 .00

0

0

1.0000

.900

1.0000

1.100

CHORONI-CABECERAS PREC

1971 30.0 16.2 27.1 120.0 172.8 136.1 263.1 394.4 149.3 443.8 208.3 112.6

1972 91.0 11.1 50.6 116.1 215.7 80.1 178.0 96.9 172.3 250.5 57.9 58.5

1973 3.1 13.6 7.5 81.0 44.8 195.5 55.0 309.1 340.2 235.8 268.0 41.5

1974 75.6 57.4 26.5 20.9 125.4 39.1 165.4 309.0 360.7 251.5 81.1 10.3

1975 30.3 22.9 5.5 59.6 215.0 117.7 143.3 411.5 339.9 412.3 75.5 146.5

1976 42.1 70.1 31.1 79.6 164.9 200.5 290.7 121.6 108.2 242.7 115.3 79.8

1977 2.1 0.0 29.2 15.2 116.4 206.7 112.6 306.2 185.1 188.0 145.1 0.3

1978 48.0 9.0 69.0 173.2 183.7 183.5 277.1 263.9 220.4 267.2 191.5 149.5

1979 8.3 0.0 85.6 147.8 81.0 237.8 282.8 318.3 305.6 189.0 276.1 65.0

1980 17.4 6.8 0.0 49.1 160.3 208.7 381.3 341.5 459.9 311.5 117.8 17.0

1981 20.0 152.1 3.4 279.5 605.5 147.1 302.1 400.9 190.2 230.8 75.7 137.2

1982 46.5 18.2 24.2 205.9 446.1 85.5 104.6 197.1 191.7 232.6 166.7 56.6

1983 24.9 1.0 9.1 180.9 236.4 217.6 203.7 237.5 318.3 311.9 45.2 22.7

1984 63.0 14.3 18.9 50.8 73.7 129.8 202.8 269.2 252.8 217.6 299.5 104.7

1985 10.3 15.1 45.5 76.5 139.0 87.9 129.5 345.9 262.8 331.5 192.0 235.9

1986 6.6 7.4 5.5 92.3 216.9 189.8 133.0 242.1 205.7 279.6 132.3 25.6

1987 4.2 0.0 132.4 23.1 208.7 184.4 159.5 317.7 405.1 313.8 129.1 107.9

1988 5.1 49.9 26.3 24.9 156.5 250.5 269.3 420.3 388.5 308.0 345.8 140.0

1989 32.6 46.7 5.4 2.4 188.5 73.3 246.6 327.2 290.3 193.1 296.7 21.5

1990 74.1 80.8 7.5 94.3 196.0 168.1 293.2 329.9 255.0 309.3 221.7 146.7

1991 20.2 6.3 57.9 218.4 79.3 79.5 265.0 296.5 359.8 48.7 234.1 48.2

1992 6.0 3.1 18.6 73.3 175.1 207.0 227.5 228.1 195.3 196.1 183.7 143.3

1993 33.4 3.9 19.5 313.3 246.7 146.1 199.2 229.5 151.7 224.0 177.4 94.1

1994 9.0 13.2 29.4 133.5 152.5 149.8 219.8 226.2 225.1 224.0 177.4 94.1

1995 31.2 24.9 29.4 27.0 144.7 133.3 295.8 177.6 265.1 317.3 148.7 15.0

1996 38.8 11.1 1.5 82.3 202.5 254.6 325.7 271.7 281.1 340.9 166.7 174.0

EVALUACION DEL POTENCIAL HIDRAULICO ASOCIADO A LA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA "LA PLANTA", UBICADA EN  
CHORONÍ EDO. ARAGUA-UCV

1997 27.1 104.4 29.4 59.6 129.2 119.0 140.1 200.9 188.8 229.0 164.1 7.0

1998 29.3 30.3 61.1 133.5 152.5 149.8 219.8 226.2 225.1 224.0 177.4 94.1

1999 30.8 23.0 4.7 263.9 143.5 123.1 144.9 192.3 170.6 207.0 180.4 143.0

2000 86.4 29.0 72.1 30.2 99.3 136.1 160.3 212.7 188.7 228.9 164.1 128.1

CHORONI-CABECERAS EVAP

1971 174.0 224.7 271.6 249.8 183.3 168.4 157.1 177.8 147.9 147.2 170.5 201.0

1972 223.6 259.6 315.0 230.1 235.0 231.7 222.7 197.0 190.9 188.1 175.4 214.3

1973 302.0 291.3 348.6 293.0 281.1 209.1 216.0 150.0 145.2 147.5 154.9 195.3

1974 226.6 242.3 299.8 326.6 241.1 168.4 160.1 174.1 134.3 172.0 165.9 212.1

1975 270.8 253.7 321.6 294.7 217.9 210.0 201.0 169.1 147.9 143.4 161.8 184.2

1976 216.9 237.6 270.4 265.4 217.8 191.9 166.7 178.0 182.3 178.4 180.5 197.5

1977 293.7 269.0 314.2 328.2 229.9 161.4 210.6 174.1 144.5 160.2 161.3 225.2

1978 271.5 235.5 331.7 216.0 236.7 148.6 162.9 151.1 151.8 156.3 171.4 165.5

1979 234.6 263.4 299.7 253.2 157.2 128.2 151.8 167.1 145.7 136.0 162.2 178.2

1980 224.9 242.1 296.6 272.5 182.7 180.0 158.3 148.6 147.9 158.4 151.3 196.4

1981 222.8 185.8 314.0 175.3 178.6 148.3 126.5 138.1 149.5 156.3 169.0 169.9

1982 181.5 195.7 253.2 187.2 159.5 166.8 154.9 157.5 138.4 132.4 159.7 172.1

1983 222.3 228.5 311.4 198.7 163.9 144.3 145.2 155.6 147.9 147.3 167.6 164.6

1984 241.6 263.8 289.3 247.3 240.4 183.2 149.9 138.8 141.2 130.3 154.6 150.3

1985 235.1 217.9 267.4 265.7 186.3 167.3 150.5 140.1 142.9 151.8 156.5 180.6

1986 213.3 207.2 311.8 251.9 183.6 146.6 165.4 156.7 156.0 156.9 144.8 168.5

1987 229.6 258.5 265.0 295.8 161.6 179.3 151.5 149.2 129.4 140.8 148.9 177.6

1988 197.6 230.4 284.6 278.6 239.3 162.1 134.8 133.3 168.1 136.4 150.9 133.6

1989 182.5 187.1 249.1 250.3 195.0 163.6 145.0 141.4 126.2 148.0 142.2 180.6

1990 222.8 242.1 289.3 253.2 193.9 166.9 140.2 142.1 137.2 157.6 148.7 166.0

1991 222.8 247.7 266.1 221.0 198.5 181.3 158.1 132.1 129.7 152.2 144.3 158.9

1992 204.6 254.7 287.7 256.6 186.7 153.2 128.3 126.2 137.7 154.6 141.0 153.9

1993 181.6 225.9 267.1 226.6 160.3 149.4 156.5 146.7 154.3 168.5 151.7 172.6

1994 196.6 222.5 286.3 234.8 209.6 178.7 140.3 138.9 115.1 148.0 129.0 172.6

1995 222.6 232.3 274.3 214.7 193.2 118.5 149.3 125.0 139.1 120.4 140.2 181.4

1996 218.1 241.8 280.9 311.7 215.5 130.1 139.0 138.0 132.6 126.2 142.1 160.1

1997 189.2 203.7 272.6 249.3 284.4 178.1 183.2 232.2 200.8 180.1 167.2 217.6

1998 222.8 242.1 289.3 253.2 209.1 168.4 160.1 155.2 147.9 151.8 156.5 180.6

1999 193.8 199.1 252.2 202.4 232.7 178.2 158.2 166.1 161.5 159.4 159.4 156.3

EVALUACION DEL POTENCIAL HIDRAULICO ASOCIADO A LA PEQUENA CENTRAL HIDROELECTRICA "LA PLANTA", UBICADA EN  
 CHORONÍ EDO. ARAGUA-UCV



2000	207.0	227.3	224.2	285.2	209.2	180.2	170.6	153.8	156.3	148.3	138.7	200.5
1												

***Datos de salida generación cuenca Rio Grande del Medio,  
Choroní. (SIHIM).***

MODELO DE SIMULACION MENSUAL						
SIHIM						
RIO GRANDE DEL MEDIO						
SIMULACION						
INFORMACION BASICA DE LA CORRIDA						
INICIO ENE DE 1971    FINAL DIC DE 2000						
NUMERO DE SUBCUENCAS = 1						
NUMERO DE EST. DE MED. DE PRECIPITACION = 1						
NUMERO DE EST. DE MED. DE EVAPORACION = 1						
PARAMETROS PARA CADA SUBCUENCA						
SUBC	CINF	HSN	CT	PQB	PFSE	PESC
	(mm)	(mm)				
1	210.00	135.00	.59	.20	.10	.40
ALMACENAMIENTOS INICIALES, FLUJOS AFLUENTES Y SUBCUENCAS TRIBUTARIAS						

EVALUACIÓN DEL POTENCIAL HIDRÁULICO ASOCIADO A LA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELÉCTRICA "LA PLANTA", UBICADA EN  
CHORONÍ EDO. ARAGUA-UCV

SUBC TRIBUTARIAS	AIHS	AIAS	AISUP	FSUPA	FSUBA	AREA PARC.	AREA ACUM.										SUBCUENCAS	
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(Km**2)	(Km**2)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	172.0	75.0	5.0	.0	.0	47.90	47.90	0										
INFLUENCIA DE CADA EST. DE MED. DE PRECIPITACION																		
NOMBRE DE LA ESTACION																		
SUB CUENCA																		
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10																		
CHORONI-CABECERAS PREC																		
1.000																		
FACTOR DE AJUSTE DE LA PRECIPITACION																		
SUB CUENCA																		
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10																		
FACPRE																		
.900																		
INFLUENCIA DE CADA EST. DE MED. DE EVAPORACION																		
NOMBRE DE LA ESTACION																		
SUB CUENCA																		
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10																		
CHORONI-CABECERAS EVAP																		
1.000																		
FACTOR DE AJUSTE DE LA EVAPORACION																		
SUB CUENCA																		
1 2 3 4 5 6 7 8 9																		
10																		
FACEVA																		
1.100																		
1																		
SUMARIO TOTAL PARA EL PERIODO 1971 - 2000																		
CALCULOS INTERMEDIOS EN "mm"																		
BALANCE	SUBC	PRECIP.	EVAP.	ETP	ETR	FSUPA	FSUBA	ESC TOT	ESC DIR	Q BASE						FSUBE		
.017	1	48532.59	76593.13	45189.95	26280.10	.00	.00	17502.85	8027.20	9475.65						4737.82		
ALMACENAMIENTOS FINALES EN "mm"																		
SUBC ALMAC HUM SUELO ALMAC AGUA SUBT ALMAC EN SUPERF																		
1 92.79 156.18 14.84																		

EVALUACIÓN DEL POTENCIAL HIDRÁULICO ASOCIADO A LA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELÉCTRICA "LA PLANTA", UBICADA EN CHORONÍ EDO. ARAGUA-UCV

## MODELO DE SIMULACION MENSUAL

## SUBCUENCA NUMERO 1

PERIODO 1971-2000

## ESCORRENTIA SIMULADA

m\*\*3/seg

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1971	.29	.28	.18	.17	.33	.37	.88	2.05	1.35	2.69	2.10	1.23
1972	.86	.63	.44	.38	.61	.40	.52	.38	.52	.93	.51	.35
1973	.25	.20	.14	.11	.08	.25	.11	.83	1.79	1.58	1.82	.85
1974	.62	.50	.33	.25	.21	.14	.24	1.03	2.00	1.83	1.00	.60
1975	.44	.36	.24	.18	.36	.34	.38	1.73	2.33	3.07	1.53	1.13
1976	.72	.57	.38	.31	.36	.63	1.20	.80	.64	.96	.72	.51
1977	.35	.28	.19	.15	.12	.41	.33	1.04	1.01	.98	.86	.52
1978	.38	.31	.21	.30	.49	.65	1.17	1.45	1.46	1.66	1.46	1.13
1979	.70	.57	.39	.40	.28	.70	1.27	1.81	2.20	1.63	1.93	1.04
1980	.70	.55	.38	.29	.29	.61	1.73	2.28	3.50	3.12	1.82	.90
1981	.64	.62	.35	.75	3.39	2.01	2.25	3.01	2.23	1.91	1.16	.96
1982	.65	.52	.35	.44	2.08	1.00	.69	.85	.98	1.20	1.09	.68
1983	.48	.39	.26	.29	.72	.96	1.02	1.25	1.91	2.20	1.09	.70
1984	.53	.41	.28	.22	.16	.19	.48	1.03	1.35	1.33	1.85	1.10
1985	.69	.56	.38	.30	.30	.24	.27	1.25	1.55	2.07	1.65	1.59
1986	.80	.64	.43	.33	.53	.74	.61	.98	1.10	1.49	1.09	.65
1987	.47	.39	.29	.20	.36	.59	.60	1.37	2.57	2.60	1.61	1.05
1988	.69	.55	.38	.29	.27	.77	1.22	2.49	3.16	2.91	3.18	1.90
1989	1.01	.80	.53	.40	.38	.29	.70	1.55	1.90	1.50	1.95	.90
1990	.67	.56	.36	.29	.45	.58	1.19	1.90	1.91	2.19	1.92	1.34
1991	.82	.66	.44	.59	.38	.32	.77	1.42	2.28	1.01	1.28	.73
1992	.52	.41	.29	.22	.31	.63	.92	1.16	1.18	1.15	1.15	.95
1993	.62	.50	.33	.78	1.19	.90	.99	1.19	1.02	1.17	1.12	.78
1994	.53	.43	.29	.26	.34	.42	.73	1.01	1.24	1.32	1.22	.84
1995	.58	.47	.31	.24	.23	.31	1.02	.94	1.39	1.94	1.41	.77

EVALUACION DEL POTENCIAL HIDRAULICO ASOCIADO A LA PEQUENA CENTRAL HIDROELECTRICA "LA PLANTA", UBICADA EN  
CHORONÍ EDO. ARAGUA-UCV

1996	.56	.44	.31	.24	.40	.95	1.65	1.83	2.06	2.52	1.82	1.44
1997	.86	.75	.47	.37	.32	.32	.36	.59	.73	.97	.90	.49
1998	.36	.30	.20	.22	.31	.40	.71	.97	1.18	1.26	1.16	.79
1999	.54	.44	.29	.53	.53	.49	.50	.68	.75	.91	.95	.80
2000	.58	.43	.31	.23	.18	.24	.36	.66	.80	1.04	.97	.76
VOLUMEN ESCURRIDO = 838.3864 millones de metros cúbicos												

## **ANEXO 2. COMPARACION DE CAUDALES CALIBRADOS Y SIN CALIBRAR, EN LA CUENA DE CHORONI Y ANALISIS DE SENSIBILIDAD DE LA EVAPORACIÓN.**

Los datos que se presentan a continuación muestran la incidencia del proceso de autocalibración en la generación de caudales asociados a una cuenca en específico, el proceso de autocalibración es una rutina que aplica el programa de simulación hidrológica SIHIM para calibrar las variables que definen la cuenca en estudio, en este caso se toma la cuenca del Rio Grande del Medio y se generan caudales con las variables características de la cuenca sin aplicar la rutina de autocalibración y luego se repite el proceso aplicando esta rutina a las variables antes mencionadas.

La rutina de autocalibración, denominada “SUBRUTINA OPTIM” en el manual del modelo, hace una comparación de los caudales simulados con los observados y utilizando el algoritmo modificado de hooke y jeeves minimiza el valor de una función objetivo, ver anexo 3. Para el desarrollo de este trabajo especial de grado como no se cuenta en la cuenca de Choróni con datos hidrométricos, se calibran las variables en la cuenca del Limón y se asumen como validas para la generación de caudales en la cuenca de Choróni. Los valores de las variables iniciales y su respectivo valor calibrado se muestran en la TABLA.A. 1.

En la TABLA.A. 2 y TABLA.A. 3 se muestran los valores de caudales generados por el programa SIHIM calibrados y sin calibrar respectivamente.

Variable	Descripción	Valor inicial	Valor calibrado
<b>CNF</b>	Capacidad de Infiltración	172	210
<b>HSN</b>	Capacidad Nominal de almacenamiento de Humedad del Suelo	172	135
<b>CT</b>	Coefficiente para convertir evaporación de tina en evapotranspiración potencial	0.75	0.59
<b>PQB</b>	Fracción de almacenamiento de agua subterránea que sale como caudal base	0.27	0.20
<b>PFSE</b>	Fracción de almacenamiento de agua subterránea que sale como flujo subterráneo efluente	0.5	0.10
<b>PESC</b>	Fracción de almacenamiento superficial que se convierte en escurrimiento mensual	0.5	0.40

**TABLA.A. 1 Valores iniciales y calibrados de las variables que intervienen en la generación de caudales para la cenca de Choroni**

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1971	0.29	0.28	0.18	0.17	0.33	0.37	0.88	2.05	1.35	2.69	2.1	1.23
1972	0.86	0.63	0.44	0.38	0.61	0.4	0.52	0.38	0.52	0.93	0.51	0.35
1973	0.25	0.2	0.14	0.11	0.08	0.25	0.11	0.83	1.79	1.58	1.82	0.85
1974	0.62	0.5	0.33	0.25	0.21	0.14	0.24	1.03	2	1.83	1	0.6
1975	0.44	0.36	0.24	0.18	0.36	0.34	0.38	1.73	2.33	3.07	1.53	1.13
1976	0.72	0.57	0.38	0.31	0.36	0.63	1.2	0.8	0.64	0.96	0.72	0.51
1977	0.35	0.28	0.19	0.15	0.12	0.41	0.33	1.04	1.01	0.98	0.86	0.52
1978	0.38	0.31	0.21	0.3	0.49	0.65	1.17	1.45	1.46	1.66	1.46	1.13
1979	0.7	0.57	0.39	0.4	0.28	0.7	1.27	1.81	2.2	1.63	1.93	1.04
1980	0.7	0.55	0.38	0.29	0.29	0.61	1.73	2.28	3.5	3.12	1.82	0.9
1981	0.64	0.62	0.35	0.75	3.39	2.01	2.25	3.01	2.23	1.91	1.16	0.96
1982	0.65	0.52	0.35	0.44	2.08	1	0.69	0.85	0.98	1.2	1.09	0.68
1983	0.48	0.39	0.26	0.29	0.72	0.96	1.02	1.25	1.91	2.2	1.09	0.7
1984	0.53	0.41	0.28	0.22	0.16	0.19	0.48	1.03	1.35	1.33	1.85	1.1
1985	0.69	0.56	0.38	0.3	0.3	0.24	0.27	1.25	1.55	2.07	1.65	1.59
1986	0.8	0.64	0.43	0.33	0.53	0.74	0.61	0.98	1.1	1.49	1.09	0.65
1987	0.47	0.39	0.29	0.2	0.36	0.59	0.6	1.37	2.57	2.6	1.61	1.05
1988	0.69	0.55	0.38	0.29	0.27	0.77	1.22	2.49	3.16	2.91	3.18	1.9
1989	1.01	0.8	0.53	0.4	0.38	0.29	0.7	1.55	1.9	1.5	1.95	0.9
1990	0.67	0.56	0.36	0.29	0.45	0.58	1.19	1.9	1.91	2.19	1.92	1.34
1991	0.82	0.66	0.44	0.59	0.38	0.32	0.77	1.42	2.28	1.01	1.28	0.73
1992	0.52	0.41	0.29	0.22	0.31	0.63	0.92	1.16	1.18	1.15	1.15	0.95
1993	0.62	0.5	0.33	0.78	1.19	0.9	0.99	1.19	1.02	1.17	1.12	0.78
1994	0.53	0.43	0.29	0.26	0.34	0.42	0.73	1.01	1.24	1.32	1.22	0.84
1995	0.58	0.47	0.31	0.24	0.23	0.31	1.02	0.94	1.39	1.94	1.41	0.77
1996	0.56	0.44	0.31	0.24	0.4	0.95	1.65	1.83	2.06	2.52	1.82	1.44
1997	0.86	0.75	0.47	0.37	0.32	0.32	0.36	0.59	0.73	0.97	0.9	0.49
1998	0.36	0.3	0.2	0.22	0.31	0.4	0.71	0.97	1.18	1.26	1.16	0.79
1999	0.54	0.44	0.29	0.53	0.53	0.49	0.5	0.68	0.75	0.91	0.95	0.8
2000	0.58	0.43	0.31	0.23	0.18	0.24	0.36	0.66	0.8	1.04	0.97	0.76

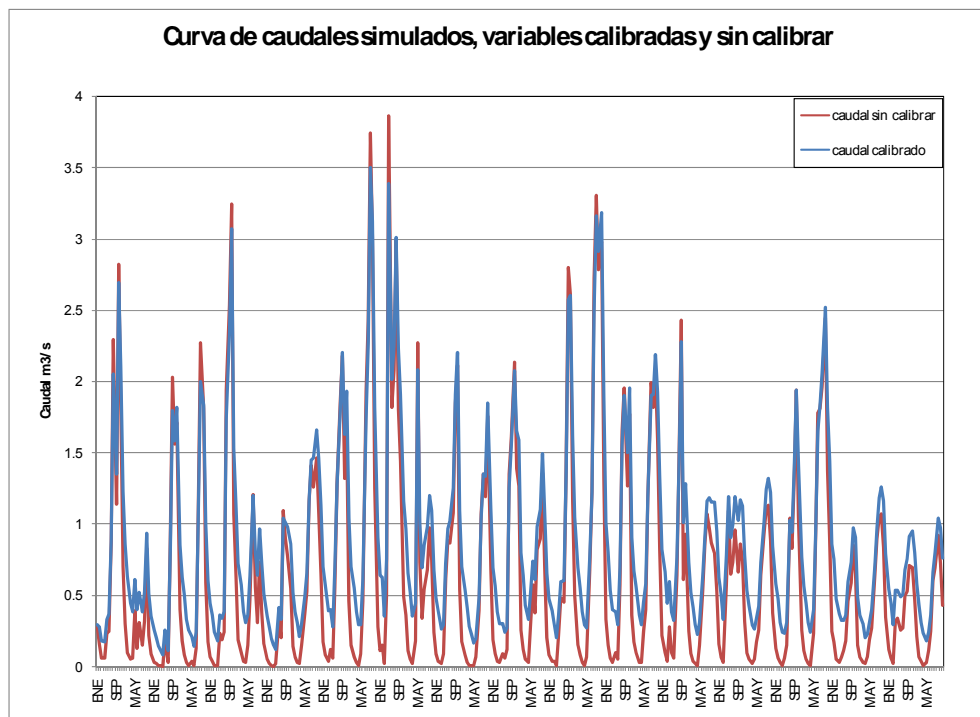
**TABLA.A. 2 Caudales generados por el modelo SIHIM con las variables iniciales calibradas.**

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1971	0.29	0.16	0.06	0.06	0.23	0.25	0.87	2.29	1.14	2.82	1.83	0.7
1972	0.3	0.1	0.05	0.06	0.39	0.13	0.31	0.15	0.32	0.83	0.22	0.09
1973	0.03	0.02	0.01	0.01	0	0.19	0.03	0.88	2.03	1.56	1.71	0.4
1974	0.18	0.08	0.03	0.01	0.04	0.01	0.13	1.1	2.27	1.81	0.59	0.17
1975	0.07	0.04	0.01	0.01	0.23	0.19	0.24	1.94	2.53	3.24	1.07	0.63
1976	0.19	0.1	0.04	0.03	0.15	0.47	1.21	0.56	0.31	0.73	0.38	0.16
1977	0.05	0.02	0.01	0	0.02	0.33	0.2	1.09	0.9	0.78	0.55	0.14
1978	0.07	0.03	0.02	0.15	0.37	0.53	1.16	1.41	1.26	1.46	1.08	0.65
1979	0.17	0.08	0.04	0.12	0.06	0.56	1.28	1.87	2.18	1.32	1.64	0.46
1980	0.15	0.07	0.03	0.01	0.09	0.46	1.93	2.42	3.74	3.01	1.25	0.28
1981	0.11	0.15	0.02	0.5	3.86	1.82	2.08	2.99	1.8	1.44	0.49	0.36
1982	0.11	0.05	0.02	0.18	2.27	0.73	0.34	0.54	0.68	0.97	0.75	0.24
1983	0.09	0.04	0.02	0.09	0.62	0.88	0.87	1.08	1.85	2.11	0.54	0.17
1984	0.08	0.03	0.01	0.01	0.01	0.07	0.39	1.07	1.35	1.19	1.76	0.67
1985	0.19	0.09	0.04	0.03	0.09	0.06	0.12	1.35	1.61	2.13	1.39	1.27
1986	0.26	0.12	0.05	0.03	0.31	0.57	0.38	0.82	0.9	1.36	0.71	0.2
1987	0.08	0.04	0.04	0.01	0.22	0.48	0.45	1.4	2.8	2.61	1.16	0.5
1988	0.15	0.08	0.03	0.01	0.07	0.67	1.23	2.72	3.3	2.78	2.98	1.32
1989	0.33	0.15	0.06	0.03	0.1	0.05	0.57	1.65	1.95	1.27	1.77	0.36
1990	0.17	0.1	0.03	0.03	0.25	0.4	1.19	1.99	1.82	2.08	1.58	0.82
1991	0.22	0.1	0.04	0.28	0.1	0.06	0.64	1.47	2.43	0.61	0.93	0.25
1992	0.09	0.04	0.02	0.01	0.15	0.53	0.87	1.07	0.97	0.87	0.79	0.53
1993	0.16	0.07	0.03	0.57	1.09	0.65	0.73	0.96	0.66	0.86	0.74	0.32
1994	0.1	0.05	0.02	0.05	0.17	0.26	0.64	0.93	1.11	1.13	0.88	0.38
1995	0.13	0.06	0.03	0.01	0.06	0.15	1.04	0.83	1.32	1.94	1.05	0.26
1996	0.11	0.05	0.02	0.01	0.23	0.91	1.78	1.81	1.96	2.44	1.37	0.9
1997	0.25	0.17	0.05	0.03	0.07	0.11	0.18	0.46	0.59	0.85	0.65	0.15
1998	0.07	0.03	0.02	0.07	0.19	0.27	0.64	0.9	1.05	1.07	0.84	0.35
1999	0.12	0.06	0.02	0.32	0.34	0.26	0.27	0.5	0.53	0.71	0.69	0.47
2000	0.21	0.07	0.04	0.01	0.03	0.11	0.25	0.6	0.69	0.92	0.72	0.43

**TABLA.A. 3 Caudales generados por el modelo SIHIM con las variables iniciales sin calibrar.**

Analizando estos datos se observa que aplicar la rutina de autocalibración se reduce el rango de salida de los caudales generados u se disminuyen los picos en la salida, aunque los resultados mantienen la misma tendencias. Esto puede observarse en la Figura A. 1. Si comparamos cada valor de caudal generado sin calibrar con el correspondiente a ese mes calibrado se observa una desviación estándar máxima de 0.48 y una desviación estándar promedio de 0.18. En el peor de los casos se encuentra

una variación de hasta 0,5 m<sup>3</sup>/s, pero para efectos de prefactibilidad, como es el caso de este trabajo especial de grado, la variación entre los caudales generados calibrados y sin calibrar no es muy significativa y los datos mantienen la misma tendencia, por lo cual se puede llegar a suponer un coeficiente de disminución cuando no se cuente con registros de caudal.



**Figura A. 1 Curva de caudales simulados, variables calibradas y sin calibrar.**



***Generación de caudales con distintos valores de evaporación.  
(Análisis de sensibilidad).***

Esta necesidad surge por una problemática que se presenta en la cuenca del río El Limón donde los datos de evaporación no corresponden cronológicamente con los datos de precipitación ni de caudal que se tienen para esa cuenca.

Para realizar este análisis se corre el programa de simulación tres veces y se rotan de manera aleatoria los años de evaporación registrados mientras las demás variables se dejan constantes. Con esto se observa la incidencia de la variación de la evaporación sobre los caudales que se generan. En la TABLA.A. 4 se muestran los datos de evaporación que se introdujeron en el programa SIHIM y en la Figura A. 2 se muestra el gráfico de los caudales generados en las tres corridas.

Analizando los resultados obtenidos se aprecia que la evaporación no produce grandes variaciones en la generación de caudales, cuando esta no concuerda cronológicamente hablando con las otras variables y que se puede variar la posición de los registros sin ocasionar errores apreciables en los datos de caudal generados.

CORRIDA 1												
AÑO MES	ENE	FEB	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPT	OCT	NOV	DIC
1953	236.7	227.6	265.8	228.1	236.8	191.0	205.0	152.0	153.8	146.8	146.8	168.2
1954	177.6	189.4	228.6	254.3	203.0	153.8	152.0	176.4	142.3	171.2	157.2	182.7
1955	212.2	198.3	245.3	229.5	183.5	191.8	190.8	171.3	156.7	142.8	153.3	158.6
1956	170.0	185.7	206.2	206.6	183.4	175.3	158.2	180.3	193.1	177.5	171.0	170.2
1957	230.2	210.2	239.6	255.5	193.6	147.5	199.9	176.4	153.0	159.4	152.8	194.0
CORRIDA 2												
AÑO MES	ENE	FEB	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPT	OCT	NOV	DIC
1953	177.6	189.4	228.6	254.3	203.0	153.8	152.0	176.4	142.3	171.2	157.2	182.7
1954	230.2	210.2	239.6	255.5	193.6	147.5	199.9	176.4	153.0	159.4	152.8	194.0
1955	170.0	185.7	206.2	206.6	183.4	175.3	158.2	180.3	193.1	177.5	171.0	170.2
1956	212.2	198.3	245.3	229.5	183.5	191.8	190.8	171.3	156.7	142.8	153.3	158.6
1957	236.7	227.6	265.8	228.1	236.8	191.0	205.0	152.0	153.8	146.8	146.8	168.2
CORRIDA 3												
AÑO MES	ENE	FEB	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPT	OCT	NOV	DIC
1953	174.3	178.6	237.4	154.7	138.1	131.9	137.9	157.7	156.7	146.6	158.8	141.8
1954	189.4	206.2	220.6	192.5	202.4	167.4	142.3	140.6	149.6	129.7	146.5	129.5
1955	184.2	170.3	203.9	206.8	156.9	152.8	142.9	142.0	151.4	151.1	148.3	155.6
1956	167.2	162.0	237.8	196.1	154.6	133.9	157.0	158.7	165.3	156.1	137.2	145.2
1957	180.0	202.0	202.0	230.3	136.1	163.8	143.8	151.1	137.1	140.2	141.1	153.0

TABLA.A. 4 Datos de evaporación introducida en cada corrida

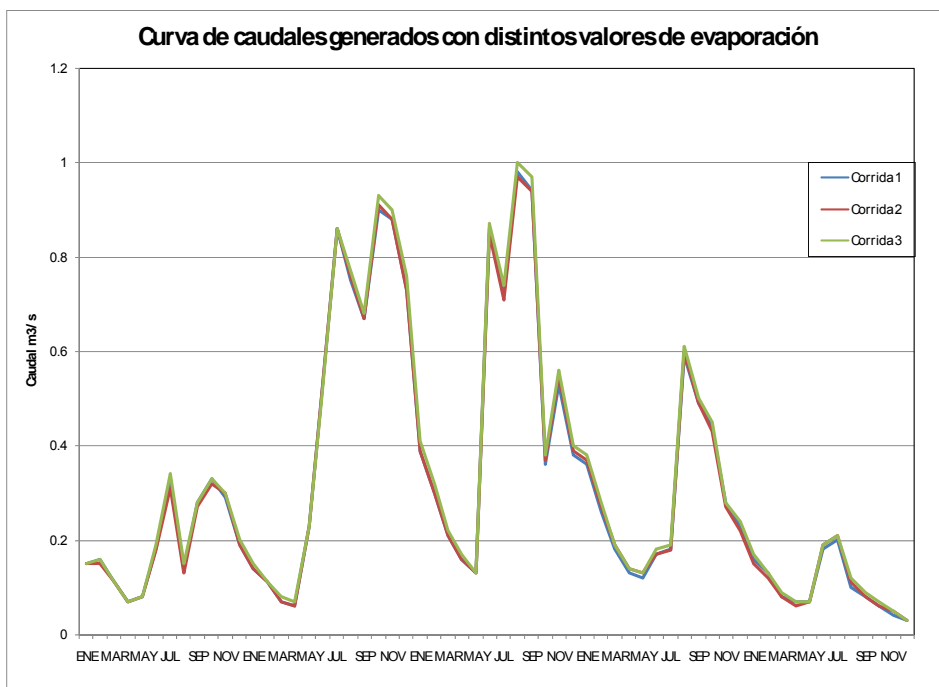


Figura A. 2 Curva de caudales generados con distintos valores de evaporación.

### ANEXO 3. SALIDA PROGRAMA HEC-RAS.

En las tablas que se presentan a continuación se muestran los valores que arroja el programa HEC-RAS para todas las secciones y para cada gasto simulado.

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch B	W.S Elev	Orit W.S	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	1397	frecuencia	0.29	327	327.17	327.17	327.26	0.004776	1.3	0.22	1.3	1
canal	1397	50%	0.68	327	327.3	327.3	327.45	0.004815	1.73	0.39	1.3	1
canal	1397	energia	0.89	327	327.36	327.36	327.54	0.00491	1.89	0.47	1.3	1
canal	1392.09*	frecuencia	0.29	326.83	326.92	327	327.21	0.030786	2.37	0.12	1.3	2.47
canal	1392.09*	50%	0.68	326.83	327.02	327.13	327.41	0.019672	2.78	0.24	1.3	2.04
canal	1392.09*	energia	0.89	326.83	327.06	327.19	327.5	0.017575	2.93	0.3	1.3	1.93
canal	1387.18*	frecuencia	0.29	326.66	326.75	326.83	327.05	0.033388	2.43	0.12	1.3	2.56
canal	1387.18*	50%	0.68	326.66	326.83	326.96	327.3	0.025811	3.04	0.22	1.3	2.34
canal	1387.18*	energia	0.89	326.66	326.87	327.02	327.4	0.023459	3.22	0.28	1.3	2.23
canal	1382.27*	frecuencia	0.29	326.49	326.58	326.66	326.89	0.033864	2.44	0.12	1.3	2.58
canal	1382.27*	50%	0.68	326.49	326.65	326.79	327.17	0.029423	3.17	0.21	1.3	2.49
canal	1382.27*	energia	0.89	326.49	326.69	326.85	327.28	0.027312	3.39	0.26	1.3	2.41
canal	1377.36*	frecuencia	0.29	326.32	326.41	326.49	326.72	0.034349	2.45	0.12	1.3	2.6
canal	1377.36*	50%	0.68	326.32	326.48	326.62	327.02	0.031331	3.24	0.21	1.3	2.57
canal	1377.36*	energia	0.89	326.32	326.52	326.68	327.14	0.029829	3.49	0.25	1.3	2.52
canal	1372.45*	frecuencia	0.29	326.15	326.24	326.32	326.55	0.034618	2.46	0.12	1.3	2.61
canal	1372.45*	50%	0.68	326.15	326.31	326.45	326.86	0.032744	3.28	0.21	1.3	2.62
canal	1372.45*	energia	0.89	326.15	326.34	326.51	326.99	0.031462	3.55	0.25	1.3	2.59
canal	1367.54*	frecuencia	0.29	325.98	326.07	326.15	326.38	0.034753	2.46	0.12	1.3	2.61
canal	1367.54*	50%	0.68	325.98	326.14	326.28	326.69	0.033459	3.31	0.21	1.3	2.65
canal	1367.54*	energia	0.89	325.98	326.17	326.34	326.83	0.032382	3.59	0.25	1.3	2.62

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch E	W.S Elev	Orit W.S	EG Elev	EG Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	1362.63*	frecuencia	0.29	325.81	325.9	325.98	326.21	0.034753	2.46	0.12	1.3	2.61
canal	1362.63*	50%	0.68	325.81	325.97	326.11	326.53	0.033947	3.32	0.2	1.3	2.67
canal	1362.63*	energia	0.89	325.81	326	326.17	326.67	0.03312	3.62	0.25	1.3	2.65
canal	1357.72*	frecuencia	0.29	325.64	325.73	325.81	326.04	0.034753	2.46	0.12	1.3	2.61
canal	1357.72*	50%	0.68	325.64	325.8	325.94	326.36	0.034269	3.33	0.2	1.3	2.68
canal	1357.72*	energia	0.89	325.64	325.83	326	326.5	0.033618	3.63	0.24	1.3	2.67
canal	1352.81*	frecuencia	0.29	325.47	325.56	325.64	325.87	0.034753	2.46	0.12	1.3	2.61
canal	1352.81*	50%	0.68	325.47	325.63	325.77	326.19	0.03442	3.34	0.2	1.3	2.69
canal	1352.81*	energia	0.89	325.47	325.66	325.83	326.34	0.033983	3.65	0.24	1.3	2.69
canal	1347.9	frecuencia	0.29	325.3	325.39	325.47	325.7	0.034753	2.46	0.12	1.3	2.61
canal	1347.9	50%	0.68	325.3	325.46	325.6	326.03	0.034647	3.34	0.2	1.3	2.7
canal	1347.9	energia	0.89	325.3	325.49	325.66	326.17	0.03423	3.65	0.24	1.3	2.7
canal	1342.96*	frecuencia	0.29	325.13	325.22	325.3	325.53	0.035302	2.47	0.12	1.3	2.63
canal	1342.96*	50%	0.68	325.13	325.28	325.43	325.85	0.034825	3.35	0.2	1.3	2.7
canal	1342.96*	energia	0.89	325.13	325.31	325.49	326	0.034562	3.67	0.24	1.3	2.71
canal	1338.02*	frecuencia	0.29	324.95	325.05	325.13	325.36	0.035302	2.47	0.12	1.3	2.63
canal	1338.02*	50%	0.68	324.95	325.11	325.26	325.68	0.034876	3.35	0.2	1.3	2.71
canal	1338.02*	energia	0.89	324.95	325.14	325.32	325.83	0.03473	3.67	0.24	1.3	2.71
canal	1333.09*	frecuencia	0.29	324.78	324.87	324.95	325.18	0.035302	2.47	0.12	1.3	2.63
canal	1333.09*	50%	0.68	324.78	324.94	325.08	325.51	0.035184	3.36	0.2	1.3	2.72
canal	1333.09*	energia	0.89	324.78	324.97	325.14	325.66	0.034941	3.68	0.24	1.3	2.72

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch E	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m <sup>2</sup> )	(m)	
canal	1328.15*	frecuencia	0.29	324.61	324.7	324.78	325.01	0.035302	2.47	0.12	1.3	2.63
canal	1328.15*	50%	0.68	324.61	324.76	324.91	325.34	0.035029	3.36	0.2	1.3	2.71
canal	1328.15*	energia	0.89	324.61	324.79	324.97	325.49	0.035005	3.68	0.24	1.3	2.73
canal	1323.21*	frecuencia	0.29	324.44	324.53	324.61	324.84	0.035302	2.47	0.12	1.3	2.63
canal	1323.21*	50%	0.68	324.44	324.59	324.74	325.17	0.035029	3.36	0.2	1.3	2.71
canal	1323.21*	energia	0.89	324.44	324.62	324.8	325.31	0.034899	3.68	0.24	1.3	2.72
canal	1318.28*	frecuencia	0.29	324.26	324.35	324.43	324.67	0.035302	2.47	0.12	1.3	2.63
canal	1318.28*	50%	0.68	324.26	324.42	324.57	324.99	0.035029	3.36	0.2	1.3	2.71
canal	1318.28*	energia	0.89	324.26	324.45	324.63	325.14	0.034899	3.68	0.24	1.3	2.72
canal	1313.34*	frecuencia	0.29	324.09	324.18	324.26	324.49	0.035302	2.47	0.12	1.3	2.63
canal	1313.34*	50%	0.68	324.09	324.25	324.39	324.82	0.035029	3.36	0.2	1.3	2.71
canal	1313.34*	energia	0.89	324.09	324.28	324.45	324.97	0.034962	3.68	0.24	1.3	2.72
canal	1308.40*	frecuencia	0.29	323.92	324.01	324.09	324.32	0.035302	2.47	0.12	1.3	2.63
canal	1308.40*	50%	0.68	323.92	324.07	324.22	324.65	0.034876	3.35	0.2	1.3	2.71
canal	1308.40*	energia	0.89	323.92	324.1	324.28	324.79	0.035026	3.68	0.24	1.3	2.73
canal	1303.47*	frecuencia	0.29	323.75	323.84	323.92	324.15	0.035302	2.47	0.12	1.3	2.63
canal	1303.47*	50%	0.68	323.75	323.9	324.05	324.47	0.034952	3.35	0.2	1.3	2.71
canal	1303.47*	energia	0.89	323.75	323.93	324.11	324.62	0.034962	3.68	0.24	1.3	2.72
canal	1298.53*	frecuencia	0.29	323.57	323.66	323.74	323.98	0.035302	2.47	0.12	1.3	2.63
canal	1298.53*	50%	0.68	323.57	323.73	323.88	324.3	0.034952	3.35	0.2	1.3	2.71
canal	1298.53*	energia	0.89	323.57	323.76	323.93	324.45	0.034962	3.68	0.24	1.3	2.72

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	1293.6	frecuencia	0.29	323.4	323.49	323.57	323.8	0.035302	2.47	0.12	1.3	2.63
canal	1293.6	50%	0.68	323.4	323.56	323.7	324.13	0.034774	3.35	0.2	1.3	2.7
canal	1293.6	energia	0.89	323.4	323.59	323.76	324.27	0.034835	3.68	0.24	1.3	2.72
canal	1288.65*	frecuencia	0.29	323.24	323.33	323.41	323.63	0.034128	2.45	0.12	1.3	2.59
canal	1288.65*	50%	0.68	323.24	323.39	323.54	323.96	0.03417	3.33	0.2	1.3	2.68
canal	1288.65*	energia	0.89	323.24	323.42	323.6	324.1	0.034313	3.66	0.24	1.3	2.7
canal	1283.70*	frecuencia	0.29	323.07	323.16	323.24	323.47	0.033431	2.43	0.12	1.3	2.56
canal	1283.70*	50%	0.68	323.07	323.23	323.38	323.79	0.033702	3.31	0.21	1.3	2.66
canal	1283.70*	energia	0.89	323.07	323.26	323.43	323.94	0.033861	3.64	0.24	1.3	2.68
canal	1278.76*	frecuencia	0.29	322.91	323	323.08	323.3	0.033431	2.43	0.12	1.3	2.56
canal	1278.76*	50%	0.68	322.91	323.07	323.21	323.63	0.033702	3.31	0.21	1.3	2.66
canal	1278.76*	energia	0.89	322.91	323.1	323.27	323.77	0.033618	3.63	0.24	1.3	2.67
canal	1273.81*	frecuencia	0.29	322.75	322.84	322.92	323.14	0.033431	2.43	0.12	1.3	2.56
canal	1273.81*	50%	0.68	322.75	322.9	323.05	323.46	0.033702	3.31	0.21	1.3	2.66
canal	1273.81*	energia	0.89	322.75	322.93	323.11	323.61	0.033618	3.63	0.24	1.3	2.67
canal	1268.87*	frecuencia	0.29	322.58	322.67	322.75	322.98	0.033431	2.43	0.12	1.3	2.56
canal	1268.87*	50%	0.68	322.58	322.74	322.88	323.3	0.033411	3.3	0.21	1.3	2.65
canal	1268.87*	energia	0.89	322.58	322.77	322.94	323.44	0.033398	3.63	0.25	1.3	2.66
canal	1263.92*	frecuencia	0.29	322.42	322.51	322.59	322.81	0.033431	2.43	0.12	1.3	2.56
canal	1263.92*	50%	0.68	322.42	322.58	322.72	323.13	0.033411	3.3	0.21	1.3	2.65
canal	1263.92*	energia	0.89	322.42	322.61	322.78	323.28	0.033398	3.63	0.25	1.3	2.66

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch E	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	1258.98*	frecuencia	0.29	322.26	322.35	322.43	322.65	0.033431	2.43	0.12	1.3	2.56
canal	1258.98*	50%	0.68	322.26	322.41	322.56	322.97	0.033411	3.3	0.21	1.3	2.65
canal	1258.98*	energia	0.89	322.26	322.44	322.62	323.11	0.033398	3.63	0.25	1.3	2.66
canal	1254.03*	frecuencia	0.29	322.09	322.18	322.26	322.48	0.033431	2.43	0.12	1.3	2.56
canal	1254.03*	50%	0.68	322.09	322.25	322.39	322.81	0.033411	3.3	0.21	1.3	2.65
canal	1254.03*	energia	0.89	322.09	322.28	322.45	322.95	0.033398	3.63	0.25	1.3	2.66
canal	1249.09*	frecuencia	0.29	321.93	322.02	322.1	322.32	0.033431	2.43	0.12	1.3	2.56
canal	1249.09*	50%	0.68	321.93	322.09	322.23	322.64	0.033411	3.3	0.21	1.3	2.65
canal	1249.09*	energia	0.89	321.93	322.12	322.29	322.79	0.033398	3.63	0.25	1.3	2.66
canal	1244.14*	frecuencia	0.29	321.76	321.86	321.93	322.16	0.033431	2.43	0.12	1.3	2.56
canal	1244.14*	50%	0.68	321.76	321.92	322.07	322.48	0.033411	3.3	0.21	1.3	2.65
canal	1244.14*	energia	0.89	321.76	321.95	322.13	322.62	0.033398	3.63	0.25	1.3	2.66
canal	1239.2	frecuencia	0.29	321.6	321.69	321.77	321.99	0.033431	2.43	0.12	1.3	2.56
canal	1239.2	50%	0.68	321.6	321.76	321.9	322.31	0.033411	3.3	0.21	1.3	2.65
canal	1239.2	energia	0.89	321.6	321.79	321.96	322.46	0.033398	3.63	0.25	1.3	2.66
canal	1234.3*	frecuencia	0.29	321.43	321.52	321.6	321.83	0.034349	2.45	0.12	1.3	2.6
canal	1234.3*	50%	0.68	321.43	321.59	321.73	322.15	0.034021	3.32	0.2	1.3	2.67
canal	1234.3*	energia	0.89	321.43	321.62	321.79	322.29	0.033922	3.64	0.24	1.3	2.68
canal	1229.4*	frecuencia	0.29	321.26	321.35	321.43	321.66	0.034799	2.46	0.12	1.3	2.61
canal	1229.4*	50%	0.68	321.26	321.41	321.56	321.98	0.034445	3.34	0.2	1.3	2.69
canal	1229.4*	energia	0.89	321.26	321.44	321.62	322.13	0.034333	3.66	0.24	1.3	2.7

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch E	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	1224.5*	frecuencia	0.29	321.09	321.18	321.26	321.49	0.034663	2.46	0.12	1.3	2.61
canal	1224.5*	50%	0.68	321.09	321.24	321.39	321.81	0.034647	3.34	0.2	1.3	2.7
canal	1224.5*	energia	0.89	321.09	321.27	321.45	321.96	0.034541	3.67	0.24	1.3	2.71
canal	1219.6*	frecuencia	0.29	320.91	321	321.08	321.31	0.035072	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1219.6*	50%	0.68	320.91	321.07	321.22	321.64	0.034621	3.34	0.2	1.3	2.7
canal	1219.6*	energia	0.89	320.91	321.1	321.28	321.79	0.034583	3.67	0.24	1.3	2.71
canal	1214.7*	frecuencia	0.29	320.74	320.83	320.91	321.14	0.035072	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1214.7*	50%	0.68	320.74	320.9	321.05	321.47	0.034927	3.35	0.2	1.3	2.71
canal	1214.7*	energia	0.89	320.74	320.93	321.1	321.62	0.034878	3.68	0.24	1.3	2.72
canal	1209.8*	frecuencia	0.29	320.57	320.66	320.74	320.97	0.035395	2.48	0.12	1.3	2.63
canal	1209.8*	50%	0.68	320.57	320.73	320.87	321.3	0.035081	3.36	0.2	1.3	2.71
canal	1209.8*	energia	0.89	320.57	320.76	320.93	321.45	0.035069	3.68	0.24	1.3	2.73
canal	1204.9	frecuencia	0.29	320.4	320.49	320.57	320.8	0.035395	2.48	0.12	1.3	2.63
canal	1204.9	50%	0.68	320.4	320.56	320.7	321.13	0.035081	3.36	0.2	1.3	2.71
canal	1204.9	energia	0.89	320.4	320.59	320.76	321.28	0.035069	3.68	0.24	1.3	2.73
canal	1200.06*	frecuencia	0.29	320.23	320.32	320.4	320.63	0.03489	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1200.06*	50%	0.68	320.23	320.39	320.54	320.96	0.035081	3.36	0.2	1.3	2.71
canal	1200.06*	energia	0.89	320.23	320.42	320.59	321.11	0.035069	3.68	0.24	1.3	2.73
canal	1195.23*	frecuencia	0.29	320.07	320.16	320.24	320.47	0.03489	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1195.23*	50%	0.68	320.07	320.22	320.37	320.79	0.034774	3.35	0.2	1.3	2.7
canal	1195.23*	energia	0.89	320.07	320.25	320.43	320.94	0.034814	3.67	0.24	1.3	2.72



Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch E	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	1190.4*	frecuencia	0.29	319.9	319.99	320.07	320.3	0.03489	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1190.4*	50%	0.68	319.9	320.06	320.2	320.63	0.034774	3.35	0.2	1.3	2.7
canal	1190.4*	energia	0.89	319.9	320.09	320.26	320.77	0.034814	3.67	0.24	1.3	2.72
canal	1185.56*	frecuencia	0.29	319.73	319.82	319.9	320.13	0.03489	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1185.56*	50%	0.68	319.73	319.89	320.04	320.46	0.034774	3.35	0.2	1.3	2.7
canal	1185.56*	energia	0.89	319.73	319.92	320.09	320.61	0.034814	3.67	0.24	1.3	2.72
canal	1180.73*	frecuencia	0.29	319.57	319.66	319.74	319.97	0.03489	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1180.73*	50%	0.68	319.57	319.72	319.87	320.29	0.034774	3.35	0.2	1.3	2.7
canal	1180.73*	energia	0.89	319.57	319.75	319.93	320.44	0.034814	3.67	0.24	1.3	2.72
canal	1175.9*	frecuencia	0.29	319.4	319.49	319.57	319.8	0.03489	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1175.9*	50%	0.68	319.4	319.56	319.7	320.13	0.034774	3.35	0.2	1.3	2.7
canal	1175.9*	energia	0.89	319.4	319.59	319.76	320.27	0.034814	3.67	0.24	1.3	2.72
canal	1171.06*	frecuencia	0.29	319.23	319.32	319.4	319.63	0.03489	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1171.06*	50%	0.68	319.23	319.39	319.54	319.96	0.034774	3.35	0.2	1.3	2.7
canal	1171.06*	energia	0.89	319.23	319.42	319.59	320.11	0.034814	3.67	0.24	1.3	2.72
canal	1166.23*	frecuencia	0.29	319.07	319.16	319.24	319.47	0.03489	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1166.23*	50%	0.68	319.07	319.22	319.37	319.79	0.034774	3.35	0.2	1.3	2.7
canal	1166.23*	energia	0.89	319.07	319.25	319.43	319.94	0.034814	3.67	0.24	1.3	2.72
canal	1161.4*	frecuencia	0.29	318.9	318.99	319.07	319.3	0.03489	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1161.4*	50%	0.68	318.9	319.06	319.2	319.63	0.034774	3.35	0.2	1.3	2.7
canal	1161.4*	energia	0.89	318.9	319.09	319.26	319.77	0.034814	3.67	0.24	1.3	2.72

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch E	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	1156.56*	frecuencia	0.29	318.73	318.82	318.9	319.13	0.03489	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1156.56*	50%	0.68	318.73	318.89	319.04	319.46	0.034774	3.35	0.2	1.3	2.7
canal	1156.56*	energia	0.89	318.73	318.92	319.09	319.61	0.034814	3.67	0.24	1.3	2.72
canal	1151.73*	frecuencia	0.29	318.57	318.66	318.74	318.97	0.03489	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1151.73*	50%	0.68	318.57	318.72	318.87	319.29	0.034774	3.35	0.2	1.3	2.7
canal	1151.73*	energia	0.89	318.57	318.75	318.93	319.44	0.034814	3.67	0.24	1.3	2.72
canal	1146.9*	frecuencia	0.29	318.4	318.49	318.57	318.8	0.03489	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1146.9*	50%	0.68	318.4	318.56	318.7	319.13	0.034774	3.35	0.2	1.3	2.7
canal	1146.9*	energia	0.89	318.4	318.59	318.76	319.27	0.034814	3.67	0.24	1.3	2.72
canal	1142.06*	frecuencia	0.29	318.23	318.32	318.4	318.63	0.03489	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1142.06*	50%	0.68	318.23	318.39	318.54	318.96	0.034774	3.35	0.2	1.3	2.7
canal	1142.06*	energia	0.89	318.23	318.42	318.59	319.11	0.034814	3.67	0.24	1.3	2.72
canal	1137.23*	frecuencia	0.29	318.07	318.16	318.24	318.47	0.03489	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1137.23*	50%	0.68	318.07	318.22	318.37	318.79	0.034774	3.35	0.2	1.3	2.7
canal	1137.23*	energia	0.89	318.07	318.25	318.43	318.94	0.034814	3.67	0.24	1.3	2.72
canal	1132.4	frecuencia	0.29	317.9	317.99	318.07	318.3	0.03489	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1132.4	50%	0.68	317.9	318.06	318.2	318.63	0.034774	3.35	0.2	1.3	2.7
canal	1132.4	energia	0.89	317.9	318.09	318.26	318.77	0.034814	3.67	0.24	1.3	2.72
canal	1127.58*	frecuencia	0.29	317.73	317.82	317.9	318.13	0.03489	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1127.58*	50%	0.68	317.73	317.89	318.03	318.46	0.034825	3.35	0.2	1.3	2.7
canal	1127.58*	energia	0.89	317.73	317.92	318.09	318.61	0.034857	3.68	0.24	1.3	2.72

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	1122.77*	frecuencia	0.29	317.56	317.65	317.74	317.96	0.03489	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1122.77*	50%	0.68	317.56	317.72	317.87	318.29	0.034876	3.35	0.2	1.3	2.71
canal	1122.77*	energia	0.89	317.56	317.75	317.93	318.44	0.034709	3.67	0.24	1.3	2.71
canal	1117.95*	frecuencia	0.29	317.4	317.49	317.57	317.8	0.035072	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1117.95*	50%	0.68	317.4	317.55	317.7	318.13	0.035107	3.36	0.2	1.3	2.72
canal	1117.95*	energia	0.89	317.4	317.58	317.76	318.27	0.034984	3.68	0.24	1.3	2.72
canal	1113.14*	frecuencia	0.29	317.23	317.32	317.4	317.63	0.035072	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1113.14*	50%	0.68	317.23	317.38	317.53	317.96	0.035107	3.36	0.2	1.3	2.72
canal	1113.14*	energia	0.89	317.23	317.41	317.59	318.1	0.034878	3.68	0.24	1.3	2.72
canal	1108.33*	frecuencia	0.29	317.06	317.15	317.23	317.46	0.035072	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1108.33*	50%	0.68	317.06	317.21	317.36	317.79	0.035107	3.36	0.2	1.3	2.72
canal	1108.33*	energia	0.89	317.06	317.25	317.42	317.93	0.034878	3.68	0.24	1.3	2.72
canal	1103.51*	frecuencia	0.29	316.89	316.98	317.06	317.29	0.035072	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1103.51*	50%	0.68	316.89	317.05	317.19	317.62	0.035107	3.36	0.2	1.3	2.72
canal	1103.51*	energia	0.89	316.89	317.08	317.25	317.77	0.034857	3.68	0.24	1.3	2.72
canal	1098.70*	frecuencia	0.29	316.72	316.81	316.89	317.12	0.035072	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1098.70*	50%	0.68	316.72	316.88	317.02	317.45	0.035107	3.36	0.2	1.3	2.72
canal	1098.70*	energia	0.89	316.72	316.91	317.08	317.6	0.03492	3.68	0.24	1.3	2.72
canal	1093.89*	frecuencia	0.29	316.55	316.65	316.73	316.96	0.035072	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1093.89*	50%	0.68	316.55	316.71	316.86	317.29	0.035107	3.36	0.2	1.3	2.72
canal	1093.89*	energia	0.89	316.55	316.74	316.92	317.43	0.03492	3.68	0.24	1.3	2.72

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch E	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	1089.07*	frecuencia	0.29	316.39	316.48	316.56	316.79	0.035026	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1089.07*	50%	0.68	316.39	316.54	316.69	317.12	0.035107	3.36	0.2	1.3	2.72
canal	1089.07*	energia	0.89	316.39	316.57	316.75	317.26	0.034984	3.68	0.24	1.3	2.72
canal	1084.26*	frecuencia	0.29	316.22	316.31	316.39	316.62	0.035026	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1084.26*	50%	0.68	316.22	316.37	316.52	316.95	0.035107	3.36	0.2	1.3	2.72
canal	1084.26*	energia	0.89	316.22	316.4	316.58	317.09	0.034984	3.68	0.24	1.3	2.72
canal	1079.45*	frecuencia	0.29	316.05	316.14	316.22	316.45	0.035026	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1079.45*	50%	0.68	316.05	316.21	316.35	316.78	0.035107	3.36	0.2	1.3	2.72
canal	1079.45*	energia	0.89	316.05	316.24	316.41	316.93	0.034984	3.68	0.24	1.3	2.72
canal	1074.63*	frecuencia	0.29	315.88	315.97	316.05	316.28	0.035026	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1074.63*	50%	0.68	315.88	316.04	316.18	316.61	0.035107	3.36	0.2	1.3	2.72
canal	1074.63*	energia	0.89	315.88	316.07	316.24	316.76	0.034984	3.68	0.24	1.3	2.72
canal	1069.82*	frecuencia	0.29	315.71	315.8	315.89	316.11	0.035026	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1069.82*	50%	0.68	315.71	315.87	316.02	316.44	0.035107	3.36	0.2	1.3	2.72
canal	1069.82*	energia	0.89	315.71	315.9	316.08	316.59	0.034984	3.68	0.24	1.3	2.72
canal	1065.00*	frecuencia	0.29	315.55	315.64	315.72	315.94	0.034753	2.46	0.12	1.3	2.61
canal	1065.00*	50%	0.68	315.55	315.7	315.85	316.28	0.035107	3.36	0.2	1.3	2.72
canal	1065.00*	energia	0.89	315.55	315.73	315.91	316.42	0.035026	3.68	0.24	1.3	2.73
canal	1060.19*	frecuencia	0.29	315.38	315.47	315.55	315.78	0.034753	2.46	0.12	1.3	2.61
canal	1060.19*	50%	0.68	315.38	315.53	315.68	316.11	0.035107	3.36	0.2	1.3	2.72
canal	1060.19*	energia	0.89	315.38	315.56	315.74	316.25	0.035026	3.68	0.24	1.3	2.73

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	1055.38*	frecuencia	0.29	315.21	315.3	315.38	315.61	0.034935	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1055.38*	50%	0.68	315.21	315.36	315.51	315.94	0.035107	3.36	0.2	1.3	2.72
canal	1055.38*	energia	0.89	315.21	315.39	315.57	316.09	0.035026	3.68	0.24	1.3	2.73
canal	1050.56*	frecuencia	0.29	315.04	315.13	315.21	315.44	0.034663	2.46	0.12	1.3	2.61
canal	1050.56*	50%	0.68	315.04	315.2	315.34	315.77	0.035107	3.36	0.2	1.3	2.72
canal	1050.56*	energia	0.89	315.04	315.23	315.4	315.92	0.035026	3.68	0.24	1.3	2.73
canal	1045.75*	frecuencia	0.29	314.87	314.96	315.04	315.27	0.035026	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1045.75*	50%	0.68	314.87	315.03	315.18	315.6	0.035107	3.36	0.2	1.3	2.72
canal	1045.75*	energia	0.89	314.87	315.06	315.23	315.75	0.035026	3.68	0.24	1.3	2.73
canal	1040.94*	frecuencia	0.29	314.71	314.8	314.88	315.1	0.034753	2.46	0.12	1.3	2.61
canal	1040.94*	50%	0.68	314.71	314.86	315.01	315.44	0.035107	3.36	0.2	1.3	2.72
canal	1040.94*	energia	0.89	314.71	314.89	315.07	315.58	0.035026	3.68	0.24	1.3	2.73
canal	1036.12*	frecuencia	0.29	314.54	314.63	314.71	314.94	0.035026	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1036.12*	50%	0.68	314.54	314.69	314.84	315.27	0.035004	3.35	0.2	1.3	2.71
canal	1036.12*	energia	0.89	314.54	314.72	314.9	315.41	0.03509	3.68	0.24	1.3	2.73
canal	1031.31*	frecuencia	0.29	314.37	314.46	314.54	314.77	0.035026	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1031.31*	50%	0.68	314.37	314.52	314.67	315.1	0.035004	3.35	0.2	1.3	2.71
canal	1031.31*	energia	0.89	314.37	314.55	314.73	315.25	0.03509	3.68	0.24	1.3	2.73
canal	1026.5	frecuencia	0.29	314.2	314.29	314.37	314.6	0.035026	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	1026.5	50%	0.68	314.2	314.36	314.5	314.93	0.035004	3.35	0.2	1.3	2.71
canal	1026.5	energia	0.89	314.2	314.39	314.56	315.08	0.03509	3.68	0.24	1.3	2.73

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	1021.74*	frecuencia	0.29	314.04	314.13	314.21	314.44	0.034216	2.45	0.12	1.3	2.59
canal	1021.74*	50%	0.68	314.04	314.2	314.34	314.76	0.034495	3.34	0.2	1.3	2.69
canal	1021.74*	energia	0.89	314.04	314.23	314.4	314.91	0.034646	3.67	0.24	1.3	2.71
canal	1016.99*	frecuencia	0.29	313.88	313.97	314.05	314.28	0.034216	2.45	0.12	1.3	2.59
canal	1016.99*	50%	0.68	313.88	314.04	314.18	314.6	0.03417	3.33	0.2	1.3	2.68
canal	1016.99*	energia	0.89	313.88	314.07	314.24	314.75	0.034333	3.66	0.24	1.3	2.7
canal	1012.23*	frecuencia	0.29	313.72	313.81	313.89	314.12	0.034216	2.45	0.12	1.3	2.59
canal	1012.23*	50%	0.68	313.72	313.88	314.02	314.44	0.03417	3.33	0.2	1.3	2.68
canal	1012.23*	energia	0.89	313.72	313.91	314.08	314.59	0.034106	3.65	0.24	1.3	2.69
canal	1007.48*	frecuencia	0.29	313.56	313.65	313.73	313.96	0.034216	2.45	0.12	1.3	2.59
canal	1007.48*	50%	0.68	313.56	313.72	313.86	314.28	0.03417	3.33	0.2	1.3	2.68
canal	1007.48*	energia	0.89	313.56	313.75	313.92	314.43	0.034106	3.65	0.24	1.3	2.69
canal	1002.72*	frecuencia	0.29	313.4	313.49	313.57	313.8	0.034216	2.45	0.12	1.3	2.59
canal	1002.72*	50%	0.68	313.4	313.56	313.7	314.12	0.03417	3.33	0.2	1.3	2.68
canal	1002.72*	energia	0.89	313.4	313.59	313.76	314.27	0.034106	3.65	0.24	1.3	2.69
canal	997.97*	frecuencia	0.29	313.24	313.33	313.41	313.64	0.034216	2.45	0.12	1.3	2.59
canal	997.97*	50%	0.68	313.24	313.4	313.54	313.96	0.03417	3.33	0.2	1.3	2.68
canal	997.97*	energia	0.89	313.24	313.43	313.6	314.11	0.034106	3.65	0.24	1.3	2.69
canal	993.215*	frecuencia	0.29	313.08	313.17	313.25	313.48	0.034216	2.45	0.12	1.3	2.59
canal	993.215*	50%	0.68	313.08	313.24	313.38	313.8	0.03417	3.33	0.2	1.3	2.68
canal	993.215*	energia	0.89	313.08	313.27	313.44	313.95	0.034106	3.65	0.24	1.3	2.69

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch E	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	988.46*	frecuencia	0.29	312.92	313.01	313.09	313.32	0.034216	2.45	0.12	1.3	2.59
canal	988.46*	50%	0.68	312.92	313.08	313.22	313.64	0.03417	3.33	0.2	1.3	2.68
canal	988.46*	energia	0.89	312.92	313.11	313.28	313.79	0.034106	3.65	0.24	1.3	2.69
canal	983.705*	frecuencia	0.29	312.76	312.85	312.93	313.16	0.034216	2.45	0.12	1.3	2.59
canal	983.705*	50%	0.68	312.76	312.92	313.06	313.48	0.03417	3.33	0.2	1.3	2.68
canal	983.705*	energia	0.89	312.76	312.95	313.12	313.63	0.034106	3.65	0.24	1.3	2.69
canal	978.95*	frecuencia	0.29	312.6	312.69	312.77	313	0.034216	2.45	0.12	1.3	2.59
canal	978.95*	50%	0.68	312.6	312.76	312.9	313.32	0.03417	3.33	0.2	1.3	2.68
canal	978.95*	energia	0.89	312.6	312.79	312.96	313.47	0.034106	3.65	0.24	1.3	2.69
canal	974.195*	frecuencia	0.29	312.44	312.53	312.61	312.84	0.034216	2.45	0.12	1.3	2.59
canal	974.195*	50%	0.68	312.44	312.6	312.74	313.16	0.03417	3.33	0.2	1.3	2.68
canal	974.195*	energia	0.89	312.44	312.63	312.8	313.31	0.034106	3.65	0.24	1.3	2.69
canal	969.44*	frecuencia	0.29	312.28	312.37	312.45	312.68	0.034216	2.45	0.12	1.3	2.59
canal	969.44*	50%	0.68	312.28	312.44	312.58	313	0.03417	3.33	0.2	1.3	2.68
canal	969.44*	energia	0.89	312.28	312.47	312.64	313.15	0.034106	3.65	0.24	1.3	2.69
canal	964.685*	frecuencia	0.29	312.12	312.21	312.29	312.52	0.034216	2.45	0.12	1.3	2.59
canal	964.685*	50%	0.68	312.12	312.28	312.42	312.84	0.03417	3.33	0.2	1.3	2.68
canal	964.685*	energia	0.89	312.12	312.31	312.48	312.99	0.034106	3.65	0.24	1.3	2.69
canal	959.93*	frecuencia	0.29	311.96	312.05	312.13	312.36	0.034216	2.45	0.12	1.3	2.59
canal	959.93*	50%	0.68	311.96	312.12	312.26	312.68	0.034182	3.33	0.2	1.3	2.68
canal	959.93*	energia	0.89	311.96	312.15	312.32	312.83	0.034096	3.65	0.24	1.3	2.69

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	955.175*	frecuencia	0.29	311.8	311.89	311.97	312.2	0.034216	2.45	0.12	1.3	2.59
canal	955.175*	50%	0.68	311.8	311.96	312.1	312.52	0.034182	3.33	0.2	1.3	2.68
canal	955.175*	energia	0.89	311.8	311.99	312.16	312.67	0.034096	3.65	0.24	1.3	2.69
canal	950.42*	frecuencia	0.29	311.64	311.73	311.81	312.04	0.034216	2.45	0.12	1.3	2.59
canal	950.42*	50%	0.68	311.64	311.8	311.94	312.36	0.034182	3.33	0.2	1.3	2.68
canal	950.42*	energia	0.89	311.64	311.83	312	312.51	0.034096	3.65	0.24	1.3	2.69
canal	945.665*	frecuencia	0.29	311.48	311.57	311.65	311.88	0.034216	2.45	0.12	1.3	2.59
canal	945.665*	50%	0.68	311.48	311.64	311.78	312.2	0.034182	3.33	0.2	1.3	2.68
canal	945.665*	energia	0.89	311.48	311.67	311.84	312.35	0.034096	3.65	0.24	1.3	2.69
canal	940.91*	frecuencia	0.29	311.32	311.41	311.49	311.72	0.034216	2.45	0.12	1.3	2.59
canal	940.91*	50%	0.68	311.32	311.48	311.62	312.04	0.034182	3.33	0.2	1.3	2.68
canal	940.91*	energia	0.89	311.32	311.51	311.68	312.19	0.034096	3.65	0.24	1.3	2.69
canal	936.155*	frecuencia	0.29	311.16	311.25	311.33	311.56	0.034216	2.45	0.12	1.3	2.59
canal	936.155*	50%	0.68	311.16	311.32	311.46	311.88	0.034182	3.33	0.2	1.3	2.68
canal	936.155*	energia	0.89	311.16	311.35	311.52	312.03	0.034096	3.65	0.24	1.3	2.69
canal	931.4	frecuencia	0.29	311	311.09	311.17	311.4	0.034216	2.45	0.12	1.3	2.59
canal	931.4	50%	0.68	311	311.16	311.3	311.72	0.034182	3.33	0.2	1.3	2.68
canal	931.4	energia	0.89	311	311.19	311.36	311.87	0.034096	3.65	0.24	1.3	2.69
canal	926.415*	frecuencia	0.29	310.82	310.91	310.99	311.22	0.035072	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	926.415*	50%	0.68	310.82	310.98	311.13	311.55	0.034735	3.35	0.2	1.3	2.7
canal	926.415*	energia	0.89	310.82	311.01	311.18	311.69	0.034604	3.67	0.24	1.3	2.71



Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m <sup>2</sup> )	(m)	
canal	921.430*	frecuencia	0.29	310.65	310.74	310.82	311.05	0.035325	2.47	0.12	1.3	2.63
canal	921.430*	50%	0.68	310.65	310.8	310.95	311.38	0.03512	3.36	0.2	1.3	2.72
canal	921.430*	energia	0.89	310.65	310.83	311.01	311.52	0.034984	3.68	0.24	1.3	2.72
canal	916.446*	frecuencia	0.29	310.47	310.56	310.64	310.87	0.035095	2.47	0.12	1.3	2.62
canal	916.446*	50%	0.68	310.47	310.62	310.77	311.2	0.035042	3.36	0.2	1.3	2.71
canal	916.446*	energia	0.89	310.47	310.65	310.83	311.35	0.035186	3.69	0.24	1.3	2.73
canal	911.461*	frecuencia	0.29	310.29	310.38	310.46	310.69	0.035395	2.48	0.12	1.3	2.63
canal	911.461*	50%	0.68	310.29	310.45	310.59	311.02	0.035262	3.36	0.2	1.3	2.72
canal	911.461*	energia	0.89	310.29	310.48	310.65	311.17	0.03538	3.69	0.24	1.3	2.74
canal	906.476*	frecuencia	0.29	310.12	310.21	310.29	310.52	0.035464	2.48	0.12	1.3	2.64
canal	906.476*	50%	0.68	310.12	310.27	310.42	310.85	0.035444	3.37	0.2	1.3	2.73
canal	906.476*	energia	0.89	310.12	310.3	310.48	311	0.035423	3.7	0.24	1.3	2.74
canal	901.492*	frecuencia	0.29	309.94	310.03	310.11	310.34	0.035721	2.48	0.12	1.3	2.65
canal	901.492*	50%	0.68	309.94	310.09	310.24	310.67	0.035733	3.38	0.2	1.3	2.74
canal	901.492*	energia	0.89	309.94	310.12	310.3	310.82	0.035477	3.7	0.24	1.3	2.74
canal	896.507*	frecuencia	0.29	309.76	309.85	309.93	310.17	0.035721	2.48	0.12	1.3	2.65
canal	896.507*	50%	0.68	309.76	309.92	310.06	310.5	0.035733	3.38	0.2	1.3	2.74
canal	896.507*	energia	0.89	309.76	309.95	310.12	310.64	0.035477	3.7	0.24	1.3	2.74
canal	891.523*	frecuencia	0.29	309.59	309.67	309.76	309.99	0.035721	2.48	0.12	1.3	2.65
canal	891.523*	50%	0.68	309.59	309.74	309.89	310.32	0.035733	3.38	0.2	1.3	2.74
canal	891.523*	energia	0.89	309.59	309.77	309.95	310.47	0.035477	3.7	0.24	1.3	2.74

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	886.538*	frecuencia	0.29	309.41	309.5	309.58	309.81	0.035721	2.48	0.12	1.3	2.65
canal	886.538*	50%	0.68	309.41	309.56	309.71	310.14	0.035733	3.38	0.2	1.3	2.74
canal	886.538*	energia	0.89	309.41	309.59	309.77	310.29	0.035337	3.69	0.24	1.3	2.74
canal	881.553*	frecuencia	0.29	309.23	309.32	309.4	309.64	0.035721	2.48	0.12	1.3	2.65
canal	881.553*	50%	0.68	309.23	309.39	309.53	309.97	0.035733	3.38	0.2	1.3	2.74
canal	881.553*	energia	0.89	309.23	309.42	309.59	310.11	0.035423	3.7	0.24	1.3	2.74
canal	876.569*	frecuencia	0.29	309.05	309.14	309.23	309.46	0.035721	2.48	0.12	1.3	2.65
canal	876.569*	50%	0.68	309.05	309.21	309.36	309.79	0.035733	3.38	0.2	1.3	2.74
canal	876.569*	energia	0.89	309.05	309.24	309.42	309.94	0.035456	3.7	0.24	1.3	2.74
canal	871.584*	frecuencia	0.29	308.88	308.97	309.05	309.28	0.035721	2.48	0.12	1.3	2.65
canal	871.584*	50%	0.68	308.88	309.03	309.18	309.61	0.035733	3.38	0.2	1.3	2.74
canal	871.584*	energia	0.89	308.88	309.06	309.24	309.76	0.035499	3.7	0.24	1.3	2.74
canal	866.6	frecuencia	0.29	308.7	308.79	308.87	309.1	0.035721	2.48	0.12	1.3	2.65
canal	866.6	50%	0.68	308.7	308.85	309	309.44	0.035733	3.38	0.2	1.3	2.74
canal	866.6	energia	0.89	308.7	308.89	309.06	309.58	0.035358	3.69	0.24	1.3	2.74
canal	861.944*	frecuencia	0.29	308.62	308.72	308.79	308.97	0.02449	2.2	0.13	1.3	2.21
canal	861.944*	50%	0.68	308.62	308.79	308.92	309.29	0.028566	3.14	0.22	1.3	2.46
canal	861.944*	energia	0.89	308.62	308.82	308.98	309.43	0.029354	3.47	0.26	1.3	2.5
canal	857.288*	frecuencia	0.29	308.54	308.65	308.72	308.87	0.020301	2.08	0.14	1.3	2.02
canal	857.288*	50%	0.68	308.54	308.72	308.85	309.17	0.024104	2.97	0.23	1.3	2.26
canal	857.288*	energia	0.89	308.54	308.75	308.91	309.31	0.025225	3.3	0.27	1.3	2.32

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m <sup>2</sup> )	(m)	
canal	852.633*	frecuencia	0.29	308.47	308.58	308.64	308.78	0.018032	2	0.15	1.3	1.91
canal	852.633*	50%	0.68	308.47	308.65	308.77	309.07	0.021356	2.85	0.24	1.3	2.13
canal	852.633*	energia	0.89	308.47	308.68	308.83	309.2	0.022498	3.18	0.28	1.3	2.19
canal	847.977*	frecuencia	0.29	308.39	308.5	308.56	308.7	0.017495	1.98	0.15	1.3	1.88
canal	847.977*	50%	0.68	308.39	308.58	308.69	308.97	0.019549	2.77	0.25	1.3	2.04
canal	847.977*	energia	0.89	308.39	308.61	308.75	309.1	0.020763	3.1	0.29	1.3	2.1
canal	843.322*	frecuencia	0.29	308.31	308.42	308.48	308.62	0.017495	1.98	0.15	1.3	1.88
canal	843.322*	50%	0.68	308.31	308.5	308.61	308.88	0.018726	2.73	0.25	1.3	1.99
canal	843.322*	energia	0.89	308.31	308.54	308.67	309	0.019476	3.03	0.29	1.3	2.04
canal	838.666*	frecuencia	0.29	308.23	308.35	308.4	308.55	0.017495	1.98	0.15	1.3	1.88
canal	838.666*	50%	0.68	308.23	308.43	308.54	308.8	0.018158	2.71	0.25	1.3	1.96
canal	838.666*	energia	0.89	308.23	308.46	308.59	308.92	0.018783	2.99	0.3	1.3	2
canal	834.011*	frecuencia	0.29	308.16	308.27	308.33	308.47	0.017495	1.98	0.15	1.3	1.88
canal	834.011*	50%	0.68	308.16	308.35	308.46	308.72	0.017711	2.68	0.25	1.3	1.94
canal	834.011*	energia	0.89	308.16	308.39	308.52	308.83	0.018224	2.96	0.3	1.3	1.97
canal	829.355*	frecuencia	0.29	308.08	308.19	308.25	308.39	0.017495	1.98	0.15	1.3	1.88
canal	829.355*	50%	0.68	308.08	308.27	308.38	308.64	0.017463	2.67	0.25	1.3	1.93
canal	829.355*	energia	0.89	308.08	308.31	308.44	308.75	0.017862	2.94	0.3	1.3	1.95
canal	824.7	frecuencia	0.29	308	308.11	308.17	308.31	0.017495	1.98	0.15	1.3	1.88
canal	824.7	50%	0.68	308	308.2	308.3	308.56	0.017463	2.67	0.25	1.3	1.93
canal	824.7	energia	0.89	308	308.23	308.36	308.67	0.017625	2.93	0.3	1.3	1.94

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	819.88*	frecuencia	0.29	307.92	308.03	308.09	308.23	0.016989	1.96	0.15	1.3	1.86
canal	819.88*	50%	0.68	307.92	308.12	308.22	308.48	0.017151	2.65	0.26	1.3	1.91
canal	819.88*	energia	0.89	307.92	308.15	308.28	308.59	0.017311	2.91	0.31	1.3	1.92
canal	815.06*	frecuencia	0.29	307.84	307.95	308.01	308.15	0.016989	1.96	0.15	1.3	1.86
canal	815.06*	50%	0.68	307.84	308.04	308.14	308.4	0.017151	2.65	0.26	1.3	1.91
canal	815.06*	energia	0.89	307.84	308.08	308.2	308.5	0.017072	2.9	0.31	1.3	1.9
canal	810.24*	frecuencia	0.29	307.76	307.87	307.93	308.07	0.016989	1.96	0.15	1.3	1.86
canal	810.24*	50%	0.68	307.76	307.96	308.06	308.32	0.017151	2.65	0.26	1.3	1.91
canal	810.24*	energia	0.89	307.76	308	308.12	308.42	0.017072	2.9	0.31	1.3	1.9
canal	805.42*	frecuencia	0.29	307.68	307.79	307.85	307.99	0.016989	1.96	0.15	1.3	1.86
canal	805.42*	50%	0.68	307.68	307.88	307.98	308.24	0.017151	2.65	0.26	1.3	1.91
canal	805.42*	energia	0.89	307.68	307.92	308.04	308.34	0.017072	2.9	0.31	1.3	1.9
canal	800.6	frecuencia	0.29	307.6	307.71	307.77	307.91	0.016989	1.96	0.15	1.3	1.86
canal	800.6	50%	0.68	307.6	307.8	307.9	308.16	0.017151	2.65	0.26	1.3	1.91
canal	800.6	energia	0.89	307.6	307.84	307.96	308.26	0.017072	2.9	0.31	1.3	1.9
canal	796.05*	frecuencia	0.29	307.53	307.65	307.7	307.84	0.015825	1.92	0.15	1.3	1.8
canal	796.05*	50%	0.68	307.53	307.73	307.84	308.08	0.01635	2.61	0.26	1.3	1.86
canal	796.05*	energia	0.89	307.53	307.77	307.89	308.19	0.016398	2.86	0.31	1.3	1.87
canal	791.5*	frecuencia	0.29	307.47	307.59	307.64	307.77	0.01508	1.89	0.15	1.3	1.75
canal	791.5*	50%	0.68	307.47	307.67	307.77	308.01	0.015711	2.58	0.26	1.3	1.83
canal	791.5*	energia	0.89	307.47	307.71	307.83	308.12	0.015835	2.83	0.31	1.3	1.83

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	786.95*	frecuencia	0.29	307.4	307.52	307.57	307.7	0.01508	1.89	0.15	1.3	1.75
canal	786.95*	50%	0.68	307.4	307.6	307.7	307.94	0.015364	2.56	0.27	1.3	1.81
canal	786.95*	energia	0.89	307.4	307.64	307.76	308.05	0.015504	2.81	0.32	1.3	1.81
canal	782.4*	frecuencia	0.29	307.33	307.45	307.5	307.63	0.01508	1.89	0.15	1.3	1.75
canal	782.4*	50%	0.68	307.33	307.54	307.64	307.87	0.015364	2.56	0.27	1.3	1.81
canal	782.4*	energia	0.89	307.33	307.58	307.69	307.98	0.015271	2.79	0.32	1.3	1.8
canal	777.85*	frecuencia	0.29	307.27	307.39	307.44	307.57	0.01508	1.89	0.15	1.3	1.75
canal	777.85*	50%	0.68	307.27	307.47	307.57	307.8	0.015044	2.54	0.27	1.3	1.79
canal	777.85*	energia	0.89	307.27	307.51	307.63	307.91	0.015026	2.78	0.32	1.3	1.79
canal	773.3	frecuencia	0.29	307.2	307.32	307.37	307.5	0.01508	1.89	0.15	1.3	1.75
canal	773.3	50%	0.68	307.2	307.41	307.5	307.74	0.015044	2.54	0.27	1.3	1.79
canal	773.3	energia	0.89	307.2	307.45	307.56	307.84	0.015026	2.78	0.32	1.3	1.79
canal	768.315*	frecuencia	0.29	307.12	307.23	307.29	307.42	0.016195	1.93	0.15	1.3	1.82
canal	768.315*	50%	0.68	307.12	307.32	307.42	307.66	0.01582	2.58	0.26	1.3	1.83
canal	768.315*	energia	0.89	307.12	307.36	307.48	307.76	0.015709	2.82	0.32	1.3	1.83
canal	763.330*	frecuencia	0.29	307.03	307.15	307.2	307.34	0.016577	1.95	0.15	1.3	1.84
canal	763.330*	50%	0.68	307.03	307.23	307.33	307.58	0.016078	2.6	0.26	1.3	1.85
canal	763.330*	energia	0.89	307.03	307.27	307.39	307.68	0.015988	2.84	0.31	1.3	1.84
canal	758.346*	frecuencia	0.29	306.95	307.06	307.12	307.26	0.016799	1.96	0.15	1.3	1.85
canal	758.346*	50%	0.68	306.95	307.15	307.25	307.49	0.016382	2.61	0.26	1.3	1.87
canal	758.346*	energia	0.89	306.95	307.19	307.31	307.6	0.016289	2.85	0.31	1.3	1.86

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	753.361*	frecuencia	0.29	306.86	306.98	307.03	307.17	0.016876	1.96	0.15	1.3	1.85
canal	753.361*	50%	0.68	306.86	307.06	307.16	307.41	0.016704	2.63	0.26	1.3	1.88
canal	753.361*	energia	0.89	306.86	307.1	307.22	307.52	0.016601	2.87	0.31	1.3	1.88
canal	748.376*	frecuencia	0.29	306.78	306.89	306.95	307.09	0.017041	1.96	0.15	1.3	1.86
canal	748.376*	50%	0.68	306.78	306.97	307.08	307.33	0.016923	2.64	0.26	1.3	1.9
canal	748.376*	energia	0.89	306.78	307.01	307.14	307.44	0.016834	2.89	0.31	1.3	1.89
canal	743.392*	frecuencia	0.29	306.69	306.81	306.86	307	0.016799	1.96	0.15	1.3	1.85
canal	743.392*	50%	0.68	306.69	306.89	306.99	307.25	0.016995	2.65	0.26	1.3	1.9
canal	743.392*	energia	0.89	306.69	306.93	307.05	307.35	0.016937	2.89	0.31	1.3	1.9
canal	738.407*	frecuencia	0.29	306.61	306.72	306.78	306.92	0.016799	1.96	0.15	1.3	1.85
canal	738.407*	50%	0.68	306.61	306.81	306.91	307.16	0.016995	2.65	0.26	1.3	1.9
canal	738.407*	energia	0.89	306.61	306.84	306.97	307.27	0.016937	2.89	0.31	1.3	1.9
canal	733.423*	frecuencia	0.29	306.52	306.64	306.69	306.83	0.017032	1.96	0.15	1.3	1.86
canal	733.423*	50%	0.68	306.52	306.72	306.83	307.08	0.016913	2.64	0.26	1.3	1.9
canal	733.423*	energia	0.89	306.52	306.76	306.88	307.18	0.016807	2.88	0.31	1.3	1.89
canal	728.438*	frecuencia	0.29	306.44	306.55	306.61	306.75	0.016704	1.95	0.15	1.3	1.84
canal	728.438*	50%	0.68	306.44	306.64	306.74	306.99	0.016779	2.64	0.26	1.3	1.89
canal	728.438*	energia	0.89	306.44	306.67	306.8	307.1	0.016901	2.89	0.31	1.3	1.9
canal	723.453*	frecuencia	0.29	306.35	306.47	306.52	306.66	0.016687	1.95	0.15	1.3	1.84
canal	723.453*	50%	0.68	306.35	306.55	306.66	306.91	0.016741	2.63	0.26	1.3	1.89
canal	723.453*	energia	0.89	306.35	306.59	306.72	307.02	0.016878	2.89	0.31	1.3	1.89

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	718.469*	frecuencia	0.29	306.27	306.38	306.44	306.58	0.01698	1.96	0.15	1.3	1.86
canal	718.469*	50%	0.68	306.27	306.47	306.57	306.82	0.016865	2.64	0.26	1.3	1.89
canal	718.469*	energia	0.89	306.27	306.51	306.63	306.93	0.016764	2.88	0.31	1.3	1.89
canal	713.484*	frecuencia	0.29	306.19	306.3	306.36	306.49	0.016885	1.96	0.15	1.3	1.85
canal	713.484*	50%	0.68	306.19	306.38	306.49	306.74	0.016775	2.64	0.26	1.3	1.89
canal	713.484*	energia	0.89	306.19	306.42	306.55	306.85	0.016705	2.88	0.31	1.3	1.88
canal	708.5	frecuencia	0.29	306.1	306.21	306.27	306.41	0.017015	1.96	0.15	1.3	1.86
canal	708.5	50%	0.68	306.1	306.3	306.4	306.65	0.016908	2.64	0.26	1.3	1.9
canal	708.5	energia	0.89	306.1	306.34	306.46	306.76	0.01685	2.89	0.31	1.3	1.89
canal	703.553*	frecuencia	0.29	306.02	306.13	306.19	306.33	0.016493	1.94	0.15	1.3	1.83
canal	703.553*	50%	0.68	306.02	306.22	306.32	306.57	0.016619	2.63	0.26	1.3	1.88
canal	703.553*	energia	0.89	306.02	306.26	306.38	306.68	0.016616	2.87	0.31	1.3	1.88
canal	698.606*	frecuencia	0.29	305.94	306.05	306.11	306.25	0.016493	1.94	0.15	1.3	1.83
canal	698.606*	50%	0.68	305.94	306.14	306.24	306.49	0.016619	2.63	0.26	1.3	1.88
canal	698.606*	energia	0.89	305.94	306.18	306.3	306.6	0.016616	2.87	0.31	1.3	1.88
canal	693.66*	frecuencia	0.29	305.86	305.97	306.03	306.17	0.016493	1.94	0.15	1.3	1.83
canal	693.66*	50%	0.68	305.86	306.06	306.16	306.41	0.016619	2.63	0.26	1.3	1.88
canal	693.66*	energia	0.89	305.86	306.1	306.22	306.52	0.016616	2.87	0.31	1.3	1.88
canal	688.713*	frecuencia	0.29	305.78	305.89	305.95	306.09	0.016493	1.94	0.15	1.3	1.83
canal	688.713*	50%	0.68	305.78	305.98	306.08	306.33	0.016619	2.63	0.26	1.3	1.88
canal	688.713*	energia	0.89	305.78	306.02	306.14	306.44	0.016616	2.87	0.31	1.3	1.88

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	683.766*	frecuencia	0.29	305.7	305.81	305.87	306.01	0.016493	1.94	0.15	1.3	1.83
canal	683.766*	50%	0.68	305.7	305.9	306	306.25	0.016619	2.63	0.26	1.3	1.88
canal	683.766*	energia	0.89	305.7	305.94	306.06	306.36	0.016616	2.87	0.31	1.3	1.88
canal	678.82*	frecuencia	0.29	305.62	305.73	305.79	305.93	0.016493	1.94	0.15	1.3	1.83
canal	678.82*	50%	0.68	305.62	305.82	305.92	306.17	0.016619	2.63	0.26	1.3	1.88
canal	678.82*	energia	0.89	305.62	305.86	305.98	306.28	0.016616	2.87	0.31	1.3	1.88
canal	673.873*	frecuencia	0.29	305.54	305.65	305.71	305.85	0.016493	1.94	0.15	1.3	1.83
canal	673.873*	50%	0.68	305.54	305.74	305.84	306.09	0.016619	2.63	0.26	1.3	1.88
canal	673.873*	energia	0.89	305.54	305.78	305.9	306.2	0.016616	2.87	0.31	1.3	1.88
canal	668.926*	frecuencia	0.29	305.46	305.57	305.63	305.77	0.016493	1.94	0.15	1.3	1.83
canal	668.926*	50%	0.68	305.46	305.66	305.76	306.01	0.016619	2.63	0.26	1.3	1.88
canal	668.926*	energia	0.89	305.46	305.7	305.82	306.12	0.016616	2.87	0.31	1.3	1.88
canal	663.98*	frecuencia	0.29	305.38	305.49	305.55	305.69	0.016493	1.94	0.15	1.3	1.83
canal	663.98*	50%	0.68	305.38	305.58	305.68	305.93	0.016619	2.63	0.26	1.3	1.88
canal	663.98*	energia	0.89	305.38	305.62	305.74	306.04	0.016616	2.87	0.31	1.3	1.88
canal	659.033*	frecuencia	0.29	305.3	305.41	305.47	305.61	0.016493	1.94	0.15	1.3	1.83
canal	659.033*	50%	0.68	305.3	305.5	305.6	305.85	0.016619	2.63	0.26	1.3	1.88
canal	659.033*	energia	0.89	305.3	305.54	305.66	305.96	0.016616	2.87	0.31	1.3	1.88
canal	654.086*	frecuencia	0.29	305.22	305.33	305.39	305.53	0.016493	1.94	0.15	1.3	1.83
canal	654.086*	50%	0.68	305.22	305.42	305.52	305.77	0.016619	2.63	0.26	1.3	1.88
canal	654.086*	energia	0.89	305.22	305.46	305.58	305.88	0.016616	2.87	0.31	1.3	1.88



Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch E	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	649.14*	frecuencia	0.29	305.14	305.25	305.31	305.45	0.016493	1.94	0.15	1.3	1.83
canal	649.14*	50%	0.68	305.14	305.34	305.44	305.69	0.016619	2.63	0.26	1.3	1.88
canal	649.14*	energia	0.89	305.14	305.38	305.5	305.8	0.016616	2.87	0.31	1.3	1.88
canal	644.193*	frecuencia	0.29	305.06	305.17	305.23	305.37	0.016493	1.94	0.15	1.3	1.83
canal	644.193*	50%	0.68	305.06	305.26	305.36	305.61	0.016619	2.63	0.26	1.3	1.88
canal	644.193*	energia	0.89	305.06	305.3	305.42	305.72	0.016616	2.87	0.31	1.3	1.88
canal	639.246*	frecuencia	0.29	304.98	305.09	305.15	305.29	0.016493	1.94	0.15	1.3	1.83
canal	639.246*	50%	0.68	304.98	305.18	305.28	305.53	0.016619	2.63	0.26	1.3	1.88
canal	639.246*	energia	0.89	304.98	305.22	305.34	305.64	0.016616	2.87	0.31	1.3	1.88
canal	634.3	frecuencia	0.29	304.9	305.01	305.07	305.21	0.016493	1.94	0.15	1.3	1.83
canal	634.3	50%	0.68	304.9	305.1	305.2	305.45	0.016619	2.63	0.26	1.3	1.88
canal	634.3	energia	0.89	304.9	305.14	305.26	305.56	0.016616	2.87	0.31	1.3	1.88
canal	629.337*	frecuencia	0.29	304.75	304.85	304.92	305.11	0.025936	2.24	0.13	1.3	2.27
canal	629.337*	50%	0.68	304.75	304.93	305.05	305.35	0.021974	2.88	0.24	1.3	2.16
canal	629.337*	energia	0.89	304.75	304.97	305.11	305.46	0.021118	3.11	0.29	1.3	2.12
canal	624.375*	frecuencia	0.29	304.6	304.7	304.77	304.97	0.028464	2.31	0.13	1.3	2.38
canal	624.375*	50%	0.68	304.6	304.77	304.9	305.24	0.025266	3.02	0.23	1.3	2.31
canal	624.375*	energia	0.89	304.6	304.81	304.96	305.35	0.024056	3.25	0.27	1.3	2.26
canal	619.412*	frecuencia	0.29	304.45	304.55	304.62	304.83	0.029695	2.34	0.12	1.3	2.42
canal	619.412*	50%	0.68	304.45	304.62	304.75	305.11	0.027123	3.09	0.22	1.3	2.39
canal	619.412*	energia	0.89	304.45	304.66	304.81	305.22	0.026026	3.34	0.27	1.3	2.35

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m <sup>2</sup> )	(m)	
canal	614.45*	frecuencia	0.29	304.3	304.4	304.47	304.68	0.030028	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	614.45*	50%	0.68	304.3	304.47	304.6	304.97	0.02842	3.13	0.22	1.3	2.45
canal	614.45*	energia	0.89	304.3	304.5	304.66	305.09	0.027526	3.4	0.26	1.3	2.42
canal	609.487*	frecuencia	0.29	304.15	304.24	304.32	304.53	0.030197	2.36	0.12	1.3	2.44
canal	609.487*	50%	0.68	304.15	304.32	304.45	304.82	0.02912	3.16	0.22	1.3	2.48
canal	609.487*	energia	0.89	304.15	304.35	304.51	304.95	0.028364	3.43	0.26	1.3	2.46
canal	604.525*	frecuencia	0.29	304	304.09	304.17	304.38	0.030423	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	604.525*	50%	0.68	304	304.16	304.3	304.68	0.029565	3.17	0.21	1.3	2.5
canal	604.525*	energia	0.89	304	304.2	304.36	304.81	0.028981	3.46	0.26	1.3	2.48
canal	599.562*	frecuencia	0.29	303.85	303.94	304.02	304.23	0.030423	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	599.562*	50%	0.68	303.85	304.01	304.15	304.53	0.029864	3.19	0.21	1.3	2.51
canal	599.562*	energia	0.89	303.85	304.05	304.21	304.66	0.029405	3.48	0.26	1.3	2.5
canal	594.6	frecuencia	0.29	303.7	303.79	303.87	304.08	0.030423	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	594.6	50%	0.68	303.7	303.86	304	304.38	0.030041	3.19	0.21	1.3	2.52
canal	594.6	energia	0.89	303.7	303.9	304.06	304.52	0.029709	3.49	0.26	1.3	2.51
canal	589.8*	frecuencia	0.29	303.55	303.64	303.72	303.93	0.03096	2.37	0.12	1.3	2.47
canal	589.8*	50%	0.68	303.55	303.71	303.85	304.24	0.030516	3.21	0.21	1.3	2.54
canal	589.8*	energia	0.89	303.55	303.75	303.91	304.37	0.030226	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	585.*	frecuencia	0.29	303.4	303.49	303.57	303.78	0.031213	2.38	0.12	1.3	2.48
canal	585.*	50%	0.68	303.4	303.56	303.7	304.09	0.030871	3.22	0.21	1.3	2.55
canal	585.*	energia	0.89	303.4	303.59	303.76	304.23	0.030648	3.52	0.25	1.3	2.55

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m <sup>2</sup> )	(m)	
canal	580.2*	frecuencia	0.29	303.25	303.34	303.42	303.63	0.03139	2.38	0.12	1.3	2.49
canal	580.2*	50%	0.68	303.25	303.41	303.55	303.94	0.031045	3.23	0.21	1.3	2.56
canal	580.2*	energia	0.89	303.25	303.44	303.61	304.08	0.031006	3.54	0.25	1.3	2.57
canal	575.4*	frecuencia	0.29	303.1	303.19	303.27	303.48	0.03139	2.38	0.12	1.3	2.49
canal	575.4*	50%	0.68	303.1	303.26	303.4	303.79	0.031287	3.23	0.21	1.3	2.57
canal	575.4*	energia	0.89	303.1	303.29	303.46	303.93	0.031215	3.55	0.25	1.3	2.57
canal	570.6*	frecuencia	0.29	302.95	303.04	303.12	303.33	0.03139	2.38	0.12	1.3	2.49
canal	570.6*	50%	0.68	302.95	303.11	303.25	303.64	0.031309	3.23	0.21	1.3	2.57
canal	570.6*	energia	0.89	302.95	303.14	303.31	303.78	0.03126	3.55	0.25	1.3	2.58
canal	565.8*	frecuencia	0.29	302.8	302.89	302.97	303.18	0.03139	2.38	0.12	1.3	2.49
canal	565.8*	50%	0.68	302.8	302.96	303.1	303.49	0.031309	3.23	0.21	1.3	2.57
canal	565.8*	energia	0.89	302.8	302.99	303.16	303.63	0.031251	3.55	0.25	1.3	2.58
canal	561.*	frecuencia	0.29	302.65	302.74	302.82	303.03	0.03139	2.38	0.12	1.3	2.49
canal	561.*	50%	0.68	302.65	302.81	302.95	303.34	0.031309	3.23	0.21	1.3	2.57
canal	561.*	energia	0.89	302.65	302.84	303.01	303.48	0.031251	3.55	0.25	1.3	2.58
canal	556.2*	frecuencia	0.29	302.5	302.59	302.67	302.88	0.03139	2.38	0.12	1.3	2.49
canal	556.2*	50%	0.68	302.5	302.66	302.8	303.19	0.031309	3.23	0.21	1.3	2.57
canal	556.2*	energia	0.89	302.5	302.69	302.86	303.33	0.031251	3.55	0.25	1.3	2.58
canal	551.4*	frecuencia	0.29	302.35	302.44	302.52	302.73	0.03139	2.38	0.12	1.3	2.49
canal	551.4*	50%	0.68	302.35	302.51	302.65	303.04	0.031309	3.23	0.21	1.3	2.57
canal	551.4*	energia	0.89	302.35	302.54	302.71	303.18	0.031251	3.55	0.25	1.3	2.58

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	546.6*	frecuencia	0.29	302.2	302.29	302.37	302.58	0.03139	2.38	0.12	1.3	2.49
canal	546.6*	50%	0.68	302.2	302.36	302.5	302.89	0.031309	3.23	0.21	1.3	2.57
canal	546.6*	energia	0.89	302.2	302.39	302.56	303.03	0.031251	3.55	0.25	1.3	2.58
canal	541.8*	frecuencia	0.29	302.05	302.14	302.22	302.43	0.03139	2.38	0.12	1.3	2.49
canal	541.8*	50%	0.68	302.05	302.21	302.35	302.74	0.031309	3.23	0.21	1.3	2.57
canal	541.8*	energia	0.89	302.05	302.24	302.41	302.88	0.031251	3.55	0.25	1.3	2.58
canal	537	frecuencia	0.29	301.9	301.99	302.07	302.28	0.03139	2.38	0.12	1.3	2.49
canal	537	50%	0.68	301.9	302.06	302.2	302.6	0.031309	3.23	0.21	1.3	2.57
canal	537	energia	0.89	301.9	302.09	302.26	302.73	0.031251	3.55	0.25	1.3	2.58
canal	532.184*	frecuencia	0.29	301.76	301.86	301.93	302.14	0.029586	2.34	0.12	1.3	2.42
canal	532.184*	50%	0.68	301.76	301.93	302.06	302.45	0.030388	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	532.184*	energia	0.89	301.76	301.96	302.12	302.59	0.030471	3.52	0.25	1.3	2.54
canal	527.369*	frecuencia	0.29	301.62	301.72	301.79	301.99	0.02908	2.33	0.12	1.3	2.4
canal	527.369*	50%	0.68	301.62	301.79	301.93	302.3	0.029823	3.18	0.21	1.3	2.51
canal	527.369*	energia	0.89	301.62	301.82	301.98	302.44	0.029957	3.5	0.25	1.3	2.52
canal	522.553*	frecuencia	0.29	301.49	301.58	301.66	301.86	0.02908	2.33	0.12	1.3	2.4
canal	522.553*	50%	0.68	301.49	301.65	301.79	302.16	0.029392	3.17	0.21	1.3	2.49
canal	522.553*	energia	0.89	301.49	301.68	301.85	302.3	0.029539	3.48	0.26	1.3	2.51
canal	517.738*	frecuencia	0.29	301.35	301.44	301.52	301.72	0.02908	2.33	0.12	1.3	2.4
canal	517.738*	50%	0.68	301.35	301.51	301.65	302.02	0.029392	3.17	0.21	1.3	2.49
canal	517.738*	energia	0.89	301.35	301.54	301.71	302.16	0.029313	3.47	0.26	1.3	2.5

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch E	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m <sup>2</sup> )	(m)	
canal	512.923*	frecuencia	0.29	301.21	301.3	301.38	301.58	0.02908	2.33	0.12	1.3	2.4
canal	512.923*	50%	0.68	301.21	301.37	301.51	301.88	0.02912	3.16	0.22	1.3	2.48
canal	512.923*	energia	0.89	301.21	301.41	301.57	302.02	0.029105	3.46	0.26	1.3	2.49
canal	508.107*	frecuencia	0.29	301.07	301.16	301.24	301.44	0.02908	2.33	0.12	1.3	2.4
canal	508.107*	50%	0.68	301.07	301.23	301.37	301.74	0.02912	3.16	0.22	1.3	2.48
canal	508.107*	energia	0.89	301.07	301.27	301.43	301.88	0.029105	3.46	0.26	1.3	2.49
canal	503.292*	frecuencia	0.29	300.93	301.06	301.13	301.32	0.021374	2.27	0.13	1	2.03
canal	503.292*	50%	0.68	300.93	301.16	301.29	301.62	0.021673	3.03	0.22	1	2.04
canal	503.292*	energia	0.89	300.93	301.2	301.36	301.76	0.021952	3.31	0.27	1	2.04
canal	498.476*	frecuencia	0.29	300.79	300.91	301	301.21	0.025546	2.41	0.12	1	2.22
canal	498.476*	50%	0.68	300.79	301.01	301.15	301.51	0.024255	3.15	0.22	1	2.17
canal	498.476*	energia	0.89	300.79	301.05	301.22	301.65	0.023902	3.41	0.26	1	2.13
canal	493.661*	frecuencia	0.29	300.65	300.77	300.86	301.08	0.027114	2.46	0.12	1	2.28
canal	493.661*	50%	0.68	300.65	300.87	301.01	301.39	0.025863	3.22	0.21	1	2.24
canal	493.661*	energia	0.89	300.65	300.91	301.08	301.53	0.025367	3.48	0.26	1	2.2
canal	488.846*	frecuencia	0.29	300.52	300.63	300.72	300.95	0.027946	2.48	0.12	1	2.32
canal	488.846*	50%	0.68	300.52	300.72	300.87	301.27	0.026789	3.26	0.21	1	2.28
canal	488.846*	energia	0.89	300.52	300.77	300.95	301.4	0.026316	3.52	0.25	1	2.24
canal	484.030*	frecuencia	0.29	300.38	300.47	300.55	300.79	0.03739	2.52	0.12	1.3	2.7
canal	484.030*	50%	0.68	300.38	300.53	300.68	301.12	0.035985	3.38	0.2	1.3	2.75
canal	484.030*	energia	0.89	300.38	300.56	300.74	301.25	0.035016	3.68	0.24	1.3	2.73

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	479.215*	frecuencia	0.29	300.24	300.33	300.41	300.62	0.031649	2.39	0.12	1.3	2.5
canal	479.215*	50%	0.68	300.24	300.4	300.54	300.95	0.033063	3.29	0.21	1.3	2.64
canal	479.215*	energia	0.89	300.24	300.43	300.6	301.09	0.03269	3.6	0.25	1.3	2.63
canal	474.4	frecuencia	0.29	300.1	300.2	300.27	300.47	0.029659	2.34	0.12	1.3	2.42
canal	474.4	50%	0.68	300.1	300.26	300.4	300.79	0.031188	3.23	0.21	1.3	2.56
canal	474.4	energia	0.89	300.1	300.29	300.46	300.93	0.031288	3.55	0.25	1.3	2.58
canal	469.486*	frecuencia	0.29	299.95	300.05	300.12	300.33	0.029659	2.34	0.12	1.3	2.42
canal	469.486*	50%	0.68	299.95	300.12	300.26	300.64	0.030698	3.21	0.21	1.3	2.54
canal	469.486*	energia	0.89	299.95	300.15	300.31	300.78	0.030836	3.53	0.25	1.3	2.56
canal	464.573*	frecuencia	0.29	299.81	299.9	299.98	300.18	0.029386	2.34	0.12	1.3	2.41
canal	464.573*	50%	0.68	299.81	299.97	300.11	300.49	0.030314	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	464.573*	energia	0.89	299.81	300	300.17	300.63	0.030463	3.52	0.25	1.3	2.54
canal	459.66*	frecuencia	0.29	299.66	299.75	299.83	300.04	0.029806	2.35	0.12	1.3	2.43
canal	459.66*	50%	0.68	299.66	299.82	299.96	300.35	0.030314	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	459.66*	energia	0.89	299.66	299.85	300.02	300.48	0.030463	3.52	0.25	1.3	2.54
canal	454.746*	frecuencia	0.29	299.51	299.61	299.68	299.89	0.029898	2.35	0.12	1.3	2.43
canal	454.746*	50%	0.68	299.51	299.68	299.82	300.2	0.030314	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	454.746*	energia	0.89	299.51	299.71	299.87	300.34	0.030463	3.52	0.25	1.3	2.54
canal	449.833*	frecuencia	0.29	299.37	299.46	299.54	299.74	0.029898	2.35	0.12	1.3	2.43
canal	449.833*	50%	0.68	299.37	299.53	299.67	300.05	0.030314	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	449.833*	energia	0.89	299.37	299.56	299.73	300.19	0.030209	3.51	0.25	1.3	2.53

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch E	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	444.92*	frecuencia	0.29	299.22	299.32	299.39	299.6	0.02988	2.35	0.12	1.3	2.43
canal	444.92*	50%	0.68	299.22	299.38	299.52	299.91	0.030314	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	444.92*	energia	0.89	299.22	299.42	299.58	300.04	0.030209	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	440.006*	frecuencia	0.29	299.07	299.17	299.24	299.45	0.029806	2.35	0.12	1.3	2.43
canal	440.006*	50%	0.68	299.07	299.24	299.38	299.76	0.030314	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	440.006*	energia	0.89	299.07	299.27	299.43	299.89	0.030209	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	435.093*	frecuencia	0.29	298.93	299.02	299.1	299.3	0.029806	2.35	0.12	1.3	2.43
canal	435.093*	50%	0.68	298.93	299.09	299.23	299.61	0.030314	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	435.093*	energia	0.89	298.93	299.12	299.29	299.75	0.030209	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	430.18*	frecuencia	0.29	298.78	298.87	298.95	299.16	0.030047	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	430.18*	50%	0.68	298.78	298.94	299.08	299.47	0.030314	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	430.18*	energia	0.89	298.78	298.98	299.14	299.6	0.030209	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	425.266*	frecuencia	0.29	298.63	298.73	298.8	299.01	0.030047	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	425.266*	50%	0.68	298.63	298.8	298.94	299.32	0.030314	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	425.266*	energia	0.89	298.63	298.83	298.99	299.45	0.030209	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	420.353*	frecuencia	0.29	298.49	298.58	298.66	298.86	0.030047	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	420.353*	50%	0.68	298.49	298.65	298.79	299.17	0.030314	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	420.353*	energia	0.89	298.49	298.68	298.85	299.31	0.030209	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	415.44*	frecuencia	0.29	298.34	298.43	298.51	298.72	0.030047	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	415.44*	50%	0.68	298.34	298.5	298.64	299.03	0.030314	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	415.44*	energia	0.89	298.34	298.54	298.7	299.16	0.030209	3.51	0.25	1.3	2.53

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	410.526*	frecuencia	0.29	298.19	298.29	298.36	298.57	0.030047	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	410.526*	50%	0.68	298.19	298.36	298.5	298.88	0.030314	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	410.526*	energia	0.89	298.19	298.39	298.55	299.01	0.030209	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	405.613*	frecuencia	0.29	298.05	298.14	298.22	298.42	0.030047	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	405.613*	50%	0.68	298.05	298.21	298.35	298.73	0.030314	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	405.613*	energia	0.89	298.05	298.24	298.41	298.87	0.030209	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	400.7	frecuencia	0.29	297.9	297.99	298.07	298.28	0.030047	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	400.7	50%	0.68	297.9	298.06	298.2	298.59	0.030314	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	400.7	energia	0.89	297.9	298.1	298.26	298.72	0.030209	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	396.046*	frecuencia	0.29	297.75	297.85	297.93	298.13	0.030863	2.37	0.12	1.3	2.47
canal	396.046*	50%	0.68	297.75	297.92	298.06	298.44	0.030806	3.22	0.21	1.3	2.55
canal	396.046*	energia	0.89	297.75	297.95	298.12	298.58	0.030657	3.52	0.25	1.3	2.55
canal	391.392*	frecuencia	0.29	297.61	297.7	297.78	297.99	0.031174	2.38	0.12	1.3	2.48
canal	391.392*	50%	0.68	297.61	297.77	297.91	298.3	0.031034	3.23	0.21	1.3	2.56
canal	391.392*	energia	0.89	297.61	297.8	297.97	298.44	0.030898	3.53	0.25	1.3	2.56
canal	386.738*	frecuencia	0.29	297.46	297.56	297.63	297.85	0.031549	2.39	0.12	1.3	2.49
canal	386.738*	50%	0.68	297.46	297.62	297.76	298.16	0.031232	3.23	0.21	1.3	2.56
canal	386.738*	energia	0.89	297.46	297.66	297.82	298.29	0.031106	3.54	0.25	1.3	2.57
canal	382.084*	frecuencia	0.29	297.32	297.41	297.49	297.7	0.031649	2.39	0.12	1.3	2.5
canal	382.084*	50%	0.68	297.32	297.48	297.62	298.01	0.031431	3.24	0.21	1.3	2.57
canal	382.084*	energia	0.89	297.32	297.51	297.68	298.15	0.031315	3.55	0.25	1.3	2.58



Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	377.430*	frecuencia	0.29	297.17	297.26	297.34	297.55	0.031649	2.39	0.12	1.3	2.5
canal	377.430*	50%	0.68	297.17	297.33	297.47	297.86	0.03132	3.24	0.21	1.3	2.57
canal	377.430*	energia	0.89	297.17	297.36	297.53	298	0.031352	3.55	0.25	1.3	2.58
canal	372.776*	frecuencia	0.29	297.02	297.12	297.19	297.41	0.031649	2.39	0.12	1.3	2.5
canal	372.776*	50%	0.68	297.02	297.18	297.33	297.72	0.03132	3.24	0.21	1.3	2.57
canal	372.776*	energia	0.89	297.02	297.22	297.38	297.86	0.031269	3.55	0.25	1.3	2.58
canal	368.123*	frecuencia	0.29	296.88	296.97	297.05	297.26	0.031649	2.39	0.12	1.3	2.5
canal	368.123*	50%	0.68	296.88	297.04	297.18	297.57	0.031177	3.23	0.21	1.3	2.56
canal	368.123*	energia	0.89	296.88	297.07	297.24	297.71	0.031133	3.54	0.25	1.3	2.57
canal	363.469*	frecuencia	0.29	296.73	296.82	296.9	297.12	0.031649	2.39	0.12	1.3	2.5
canal	363.469*	50%	0.68	296.73	296.89	297.03	297.43	0.031265	3.23	0.21	1.3	2.57
canal	363.469*	energia	0.89	296.73	296.92	297.09	297.56	0.031224	3.55	0.25	1.3	2.58
canal	358.815*	frecuencia	0.29	296.59	296.68	296.76	296.97	0.031649	2.39	0.12	1.3	2.5
canal	358.815*	50%	0.68	296.59	296.75	296.89	297.28	0.03132	3.24	0.21	1.3	2.57
canal	358.815*	energia	0.89	296.59	296.78	296.95	297.42	0.031288	3.55	0.25	1.3	2.58
canal	354.161*	frecuencia	0.29	296.44	296.53	296.61	296.82	0.031649	2.39	0.12	1.3	2.5
canal	354.161*	50%	0.68	296.44	296.6	296.74	297.14	0.031587	3.24	0.21	1.3	2.58
canal	354.161*	energia	0.89	296.44	296.63	296.8	297.28	0.031573	3.56	0.25	1.3	2.59
canal	349.507*	frecuencia	0.29	296.29	296.39	296.46	296.68	0.031649	2.39	0.12	1.3	2.5
canal	349.507*	50%	0.68	296.29	296.45	296.59	296.99	0.031587	3.24	0.21	1.3	2.58
canal	349.507*	energia	0.89	296.29	296.48	296.65	297.13	0.031573	3.56	0.25	1.3	2.59

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	344.853*	frecuencia	0.29	296.15	296.24	296.32	296.53	0.031649	2.39	0.12	1.3	2.5
canal	344.853*	50%	0.68	296.15	296.31	296.45	296.84	0.031587	3.24	0.21	1.3	2.58
canal	344.853*	energia	0.89	296.15	296.34	296.51	296.98	0.031573	3.56	0.25	1.3	2.59
canal	340.2	frecuencia	0.29	296	296.09	296.17	296.38	0.031649	2.39	0.12	1.3	2.5
canal	340.2	50%	0.68	296	296.16	296.3	296.7	0.031587	3.24	0.21	1.3	2.58
canal	340.2	energia	0.89	296	296.19	296.36	296.84	0.031573	3.56	0.25	1.3	2.59
canal	335.457*	frecuencia	0.29	295.86	295.95	296.03	296.24	0.030805	2.37	0.12	1.3	2.47
canal	335.457*	50%	0.68	295.86	296.02	296.16	296.55	0.031078	3.23	0.21	1.3	2.56
canal	335.457*	energia	0.89	295.86	296.05	296.22	296.69	0.031142	3.54	0.25	1.3	2.57
canal	330.714*	frecuencia	0.29	295.71	295.81	295.89	296.09	0.030404	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	330.714*	50%	0.68	295.71	295.88	296.02	296.4	0.03072	3.21	0.21	1.3	2.54
canal	330.714*	energia	0.89	295.71	295.91	296.08	296.54	0.030818	3.53	0.25	1.3	2.56
canal	325.971*	frecuencia	0.29	295.57	295.67	295.74	295.95	0.030404	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	325.971*	50%	0.68	295.57	295.73	295.87	296.26	0.03072	3.21	0.21	1.3	2.54
canal	325.971*	energia	0.89	295.57	295.77	295.93	296.4	0.030595	3.52	0.25	1.3	2.55
canal	321.228*	frecuencia	0.29	295.43	295.52	295.6	295.81	0.030404	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	321.228*	50%	0.68	295.43	295.59	295.73	296.12	0.03042	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	321.228*	energia	0.89	295.43	295.62	295.79	296.25	0.030383	3.51	0.25	1.3	2.54
canal	316.485*	frecuencia	0.29	295.29	295.38	295.46	295.66	0.030404	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	316.485*	50%	0.68	295.29	295.45	295.59	295.97	0.03042	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	316.485*	energia	0.89	295.29	295.48	295.65	296.11	0.030383	3.51	0.25	1.3	2.54

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	311.742*	frecuencia	0.29	295.14	295.24	295.31	295.52	0.030404	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	311.742*	50%	0.68	295.14	295.31	295.45	295.83	0.03042	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	311.742*	energia	0.89	295.14	295.34	295.5	295.97	0.030383	3.51	0.25	1.3	2.54
canal	307.*	frecuencia	0.29	295	295.09	295.17	295.38	0.030404	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	307.*	50%	0.68	295	295.16	295.3	295.69	0.03042	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	307.*	energia	0.89	295	295.19	295.36	295.82	0.030383	3.51	0.25	1.3	2.54
canal	302.257*	frecuencia	0.29	294.86	294.95	295.03	295.24	0.030404	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	302.257*	50%	0.68	294.86	295.02	295.16	295.54	0.03042	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	302.257*	energia	0.89	294.86	295.05	295.22	295.68	0.030383	3.51	0.25	1.3	2.54
canal	297.514*	frecuencia	0.29	294.71	294.81	294.89	295.09	0.030404	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	297.514*	50%	0.68	294.71	294.88	295.02	295.4	0.03042	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	297.514*	energia	0.89	294.71	294.91	295.08	295.54	0.030383	3.51	0.25	1.3	2.54
canal	292.771*	frecuencia	0.29	294.57	294.67	294.74	294.95	0.030404	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	292.771*	50%	0.68	294.57	294.73	294.87	295.26	0.03042	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	292.771*	energia	0.89	294.57	294.77	294.93	295.39	0.030383	3.51	0.25	1.3	2.54
canal	288.028*	frecuencia	0.29	294.43	294.52	294.6	294.81	0.030404	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	288.028*	50%	0.68	294.43	294.59	294.73	295.12	0.03042	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	288.028*	energia	0.89	294.43	294.62	294.79	295.25	0.030383	3.51	0.25	1.3	2.54
canal	283.285*	frecuencia	0.29	294.29	294.38	294.46	294.66	0.030404	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	283.285*	50%	0.68	294.29	294.45	294.59	294.97	0.03042	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	283.285*	energia	0.89	294.29	294.48	294.65	295.11	0.030383	3.51	0.25	1.3	2.54

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	278.542*	frecuencia	0.29	294.14	294.24	294.31	294.52	0.030404	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	278.542*	50%	0.68	294.14	294.31	294.45	294.83	0.03042	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	278.542*	energia	0.89	294.14	294.34	294.5	294.97	0.030383	3.51	0.25	1.3	2.54
canal	273.8	frecuencia	0.29	294	294.09	294.17	294.38	0.030404	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	273.8	50%	0.68	294	294.16	294.3	294.69	0.03042	3.2	0.21	1.3	2.53
canal	273.8	energia	0.89	294	294.19	294.36	294.82	0.030383	3.51	0.25	1.3	2.54
canal	268.92*	frecuencia	0.29	293.85	293.95	294.03	294.23	0.029991	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	268.92*	50%	0.68	293.85	294.02	294.16	294.54	0.030146	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	268.92*	energia	0.89	293.85	294.05	294.22	294.68	0.030165	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	264.04*	frecuencia	0.29	293.71	293.8	293.88	294.09	0.029991	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	264.04*	50%	0.68	293.71	293.87	294.01	294.39	0.030146	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	264.04*	energia	0.89	293.71	293.91	294.07	294.53	0.030165	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	259.16*	frecuencia	0.29	293.57	293.66	293.74	293.94	0.029991	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	259.16*	50%	0.68	293.57	293.73	293.87	294.25	0.030146	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	259.16*	energia	0.89	293.57	293.76	293.93	294.39	0.030165	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	254.28*	frecuencia	0.29	293.42	293.51	293.59	293.8	0.029991	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	254.28*	50%	0.68	293.42	293.58	293.72	294.1	0.030146	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	254.28*	energia	0.89	293.42	293.62	293.78	294.24	0.030165	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	249.4*	frecuencia	0.29	293.27	293.37	293.45	293.65	0.029991	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	249.4*	50%	0.68	293.27	293.44	293.58	293.96	0.030146	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	249.4*	energia	0.89	293.27	293.47	293.64	294.1	0.030165	3.51	0.25	1.3	2.53

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	244.52*	frecuencia	0.29	293.13	293.23	293.3	293.51	0.029991	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	244.52*	50%	0.68	293.13	293.29	293.43	293.81	0.030146	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	244.52*	energia	0.89	293.13	293.33	293.49	293.95	0.030165	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	239.64*	frecuencia	0.29	292.99	293.08	293.16	293.36	0.029991	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	239.64*	50%	0.68	292.99	293.15	293.29	293.67	0.030146	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	239.64*	energia	0.89	292.99	293.18	293.35	293.81	0.030165	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	234.76*	frecuencia	0.29	292.84	292.93	293.01	293.22	0.029991	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	234.76*	50%	0.68	292.84	293	293.14	293.52	0.030146	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	234.76*	energia	0.89	292.84	293.04	293.2	293.66	0.030165	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	229.88*	frecuencia	0.29	292.69	292.79	292.87	293.07	0.029991	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	229.88*	50%	0.68	292.69	292.86	293	293.38	0.030146	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	229.88*	energia	0.89	292.69	292.89	293.06	293.52	0.030165	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	225.*	frecuencia	0.29	292.55	292.65	292.72	292.93	0.029991	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	225.*	50%	0.68	292.55	292.71	292.85	293.23	0.030146	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	225.*	energia	0.89	292.55	292.75	292.91	293.37	0.030165	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	220.12*	frecuencia	0.29	292.41	292.5	292.58	292.78	0.029991	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	220.12*	50%	0.68	292.41	292.57	292.71	293.09	0.030146	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	220.12*	energia	0.89	292.41	292.6	292.77	293.23	0.030165	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	215.24*	frecuencia	0.29	292.26	292.35	292.43	292.64	0.029991	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	215.24*	50%	0.68	292.26	292.42	292.56	292.94	0.030146	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	215.24*	energia	0.89	292.26	292.46	292.62	293.08	0.030165	3.51	0.25	1.3	2.53

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	210.36*	frecuencia	0.29	292.12	292.21	292.29	292.49	0.029991	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	210.36*	50%	0.68	292.12	292.28	292.42	292.8	0.030146	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	210.36*	energia	0.89	292.12	292.31	292.48	292.94	0.030165	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	205.48*	frecuencia	0.29	291.97	292.07	292.14	292.35	0.029991	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	205.48*	50%	0.68	291.97	292.13	292.27	292.65	0.030146	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	205.48*	energia	0.89	291.97	292.17	292.33	292.79	0.030165	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	200.6*	frecuencia	0.29	291.83	291.92	292	292.2	0.029991	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	200.6*	50%	0.68	291.83	291.99	292.13	292.51	0.030146	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	200.6*	energia	0.89	291.83	292.02	292.19	292.65	0.030165	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	195.72*	frecuencia	0.29	291.68	291.77	291.85	292.06	0.029991	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	195.72*	50%	0.68	291.68	291.84	291.98	292.36	0.030146	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	195.72*	energia	0.89	291.68	291.88	292.04	292.5	0.030165	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	190.84*	frecuencia	0.29	291.54	291.63	291.71	291.91	0.029991	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	190.84*	50%	0.68	291.54	291.7	291.84	292.22	0.030146	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	190.84*	energia	0.89	291.54	291.73	291.9	292.36	0.030165	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	185.96*	frecuencia	0.29	291.39	291.49	291.56	291.77	0.029991	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	185.96*	50%	0.68	291.39	291.55	291.69	292.07	0.030146	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	185.96*	energia	0.89	291.39	291.59	291.75	292.21	0.030165	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	181.08*	frecuencia	0.29	291.24	291.34	291.42	291.62	0.029991	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	181.08*	50%	0.68	291.24	291.41	291.55	291.93	0.030146	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	181.08*	energia	0.89	291.24	291.44	291.61	292.07	0.030165	3.51	0.25	1.3	2.53

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	176.2	frecuencia	0.29	291.1	291.19	291.27	291.48	0.029991	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	176.2	50%	0.68	291.1	291.26	291.4	291.78	0.030146	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	176.2	energia	0.89	291.1	291.3	291.46	291.92	0.030165	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	171.315*	frecuencia	0.29	290.95	291.05	291.12	291.33	0.029991	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	171.315*	50%	0.68	290.95	291.12	291.26	291.64	0.030146	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	171.315*	energia	0.89	290.95	291.15	291.31	291.77	0.030165	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	166.431*	frecuencia	0.29	290.81	290.9	290.98	291.18	0.030215	2.36	0.12	1.3	2.44
canal	166.431*	50%	0.68	290.81	290.97	291.11	291.49	0.030083	3.19	0.21	1.3	2.52
canal	166.431*	energia	0.89	290.81	291	291.17	291.63	0.030156	3.5	0.25	1.3	2.53
canal	161.547*	frecuencia	0.29	290.66	290.75	290.83	291.04	0.030215	2.36	0.12	1.3	2.44
canal	161.547*	50%	0.68	290.66	290.82	290.96	291.34	0.030083	3.19	0.21	1.3	2.52
canal	161.547*	energia	0.89	290.66	290.85	291.02	291.48	0.030156	3.5	0.25	1.3	2.53
canal	156.663*	frecuencia	0.29	290.51	290.61	290.68	290.89	0.030215	2.36	0.12	1.3	2.44
canal	156.663*	50%	0.68	290.51	290.67	290.81	291.19	0.030083	3.19	0.21	1.3	2.52
canal	156.663*	energia	0.89	290.51	290.71	290.87	291.33	0.030156	3.5	0.25	1.3	2.53
canal	151.778*	frecuencia	0.29	290.36	290.46	290.53	290.74	0.030215	2.36	0.12	1.3	2.44
canal	151.778*	50%	0.68	290.36	290.53	290.67	291.05	0.030135	3.19	0.21	1.3	2.52
canal	151.778*	energia	0.89	290.36	290.56	290.72	291.18	0.03013	3.5	0.25	1.3	2.53
canal	146.894*	frecuencia	0.29	290.22	290.31	290.39	290.59	0.030215	2.36	0.12	1.3	2.44
canal	146.894*	50%	0.68	290.22	290.38	290.52	290.9	0.030135	3.19	0.21	1.3	2.52
canal	146.894*	energia	0.89	290.22	290.41	290.58	291.04	0.03013	3.5	0.25	1.3	2.53

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch E	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m <sup>2</sup> )	(m)	
canal	142.010*	frecuencia	0.29	290.07	290.16	290.24	290.45	0.030215	2.36	0.12	1.3	2.44
canal	142.010*	50%	0.68	290.07	290.23	290.37	290.75	0.030041	3.19	0.21	1.3	2.52
canal	142.010*	energia	0.89	290.07	290.26	290.43	290.89	0.030044	3.5	0.25	1.3	2.53
canal	137.126*	frecuencia	0.29	289.92	290.02	290.09	290.3	0.030215	2.36	0.12	1.3	2.44
canal	137.126*	50%	0.68	289.92	290.08	290.22	290.6	0.030041	3.19	0.21	1.3	2.52
canal	137.126*	energia	0.89	289.92	290.12	290.28	290.74	0.030044	3.5	0.25	1.3	2.53
canal	132.242*	frecuencia	0.29	289.77	289.87	289.95	290.15	0.030215	2.36	0.12	1.3	2.44
canal	132.242*	50%	0.68	289.77	289.94	290.08	290.46	0.030041	3.19	0.21	1.3	2.52
canal	132.242*	energia	0.89	289.77	289.97	290.14	290.59	0.030044	3.5	0.25	1.3	2.53
canal	127.357*	frecuencia	0.29	289.63	289.72	289.8	290	0.030215	2.36	0.12	1.3	2.44
canal	127.357*	50%	0.68	289.63	289.79	289.93	290.31	0.030104	3.19	0.21	1.3	2.52
canal	127.357*	energia	0.89	289.63	289.82	289.99	290.45	0.030104	3.5	0.25	1.3	2.53
canal	122.473*	frecuencia	0.29	289.48	289.57	289.65	289.86	0.030215	2.36	0.12	1.3	2.44
canal	122.473*	50%	0.68	289.48	289.64	289.78	290.16	0.030104	3.19	0.21	1.3	2.52
canal	122.473*	energia	0.89	289.48	289.67	289.84	290.3	0.030104	3.5	0.25	1.3	2.53
canal	117.589*	frecuencia	0.29	289.33	289.43	289.5	289.71	0.030215	2.36	0.12	1.3	2.44
canal	117.589*	50%	0.68	289.33	289.5	289.63	290.02	0.030104	3.19	0.21	1.3	2.52
canal	117.589*	energia	0.89	289.33	289.53	289.69	290.15	0.030104	3.5	0.25	1.3	2.53
canal	112.705*	frecuencia	0.29	289.18	289.28	289.35	289.56	0.030122	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	112.705*	50%	0.68	289.18	289.35	289.49	289.87	0.030167	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	112.705*	energia	0.89	289.18	289.38	289.55	290.01	0.030165	3.51	0.25	1.3	2.53



Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch E	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	107.821*	frecuencia	0.29	289.04	289.13	289.21	289.41	0.030122	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	107.821*	50%	0.68	289.04	289.2	289.34	289.72	0.030167	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	107.821*	energia	0.89	289.04	289.23	289.4	289.86	0.030165	3.51	0.25	1.3	2.53
canal	102.936*	frecuencia	0.29	288.89	288.98	289.06	289.27	0.029898	2.35	0.12	1.3	2.43
canal	102.936*	50%	0.68	288.89	289.05	289.19	289.57	0.030167	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	102.936*	energia	0.89	288.89	289.08	289.25	289.71	0.030156	3.5	0.25	1.3	2.53
canal	98.0526*	frecuencia	0.29	288.74	288.84	288.91	289.12	0.029714	2.34	0.12	1.3	2.42
canal	98.0526*	50%	0.68	288.74	288.91	289.04	289.43	0.030167	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	98.0526*	energia	0.89	288.74	288.94	289.1	289.56	0.030156	3.5	0.25	1.3	2.53
canal	93.1684*	frecuencia	0.29	288.6	288.69	288.77	288.97	0.029991	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	93.1684*	50%	0.68	288.6	288.76	288.9	289.28	0.030167	3.2	0.21	1.3	2.52
canal	93.1684*	energia	0.89	288.6	288.79	288.96	289.42	0.030156	3.5	0.25	1.3	2.53
canal	88.2841*	frecuencia	0.29	288.45	288.54	288.62	288.82	0.030047	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	88.2841*	50%	0.68	288.45	288.61	288.75	289.13	0.029999	3.19	0.21	1.3	2.51
canal	88.2841*	energia	0.89	288.45	288.64	288.81	289.27	0.029992	3.5	0.25	1.3	2.52
canal	83.4	frecuencia	0.29	288.3	288.39	288.47	288.68	0.030047	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	83.4	50%	0.68	288.3	288.46	288.6	288.98	0.029999	3.19	0.21	1.3	2.51
canal	83.4	energia	0.89	288.3	288.5	288.66	289.12	0.029992	3.5	0.25	1.3	2.52
canal	78.4941*	frecuencia	0.29	288.15	288.25	288.32	288.53	0.030047	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	78.4941*	50%	0.68	288.15	288.32	288.46	288.84	0.029999	3.19	0.21	1.3	2.51
canal	78.4941*	energia	0.89	288.15	288.35	288.51	288.97	0.029992	3.5	0.25	1.3	2.52

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	73.5882*	frecuencia	0.29	288.01	288.1	288.18	288.38	0.030047	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	73.5882*	50%	0.68	288.01	288.17	288.31	288.69	0.029999	3.19	0.21	1.3	2.51
canal	73.5882*	energia	0.89	288.01	288.2	288.37	288.83	0.029992	3.5	0.25	1.3	2.52
canal	68.6823*	frecuencia	0.29	287.86	287.95	288.03	288.24	0.030047	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	68.6823*	50%	0.68	287.86	288.02	288.16	288.54	0.029978	3.19	0.21	1.3	2.51
canal	68.6823*	energia	0.89	287.86	288.05	288.22	288.68	0.029957	3.5	0.25	1.3	2.52
canal	63.7764*	frecuencia	0.29	287.71	287.81	287.88	288.09	0.030047	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	63.7764*	50%	0.68	287.71	287.88	288.01	288.39	0.029978	3.19	0.21	1.3	2.51
canal	63.7764*	energia	0.89	287.71	287.91	288.07	288.53	0.029957	3.5	0.25	1.3	2.52
canal	58.8705*	frecuencia	0.29	287.57	287.66	287.74	287.94	0.030047	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	58.8705*	50%	0.68	287.57	287.73	287.87	288.25	0.029978	3.19	0.21	1.3	2.51
canal	58.8705*	energia	0.89	287.57	287.76	287.93	288.38	0.029957	3.5	0.25	1.3	2.52
canal	53.9647*	frecuencia	0.29	287.42	287.51	287.59	287.79	0.030047	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	53.9647*	50%	0.68	287.42	287.58	287.72	288.1	0.029895	3.19	0.21	1.3	2.51
canal	53.9647*	energia	0.89	287.42	287.61	287.78	288.24	0.029837	3.49	0.25	1.3	2.52
canal	49.0588*	frecuencia	0.29	287.27	287.37	287.44	287.65	0.030047	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	49.0588*	50%	0.68	287.27	287.44	287.57	287.95	0.029874	3.19	0.21	1.3	2.51
canal	49.0588*	energia	0.89	287.27	287.47	287.63	288.09	0.029726	3.49	0.26	1.3	2.51
canal	44.1529*	frecuencia	0.29	287.12	287.22	287.3	287.5	0.030047	2.35	0.12	1.3	2.44
canal	44.1529*	50%	0.68	287.12	287.29	287.43	287.8	0.029709	3.18	0.21	1.3	2.5
canal	44.1529*	energia	0.89	287.12	287.32	287.49	287.94	0.02982	3.49	0.25	1.3	2.52

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
canal	39.2470*	frecuencia	0.29	286.98	287.07	287.15	287.35	0.030291	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	39.2470*	50%	0.68	286.98	287.14	287.28	287.66	0.029978	3.19	0.21	1.3	2.51
canal	39.2470*	energia	0.89	286.98	287.17	287.34	287.8	0.03007	3.5	0.25	1.3	2.53
canal	34.3411*	frecuencia	0.29	286.83	286.92	287	287.21	0.030291	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	34.3411*	50%	0.68	286.83	286.99	287.13	287.51	0.029978	3.19	0.21	1.3	2.51
canal	34.3411*	energia	0.89	286.83	287.02	287.19	287.65	0.03007	3.5	0.25	1.3	2.53
canal	29.4352*	frecuencia	0.29	286.68	286.78	286.85	287.06	0.030291	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	29.4352*	50%	0.68	286.68	286.85	286.98	287.36	0.029978	3.19	0.21	1.3	2.51
canal	29.4352*	energia	0.89	286.68	286.88	287.04	287.5	0.03007	3.5	0.25	1.3	2.53
canal	24.5294*	frecuencia	0.29	286.54	286.63	286.71	286.91	0.030291	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	24.5294*	50%	0.68	286.54	286.7	286.84	287.22	0.029978	3.19	0.21	1.3	2.51
canal	24.5294*	energia	0.89	286.54	286.73	286.9	287.36	0.03007	3.5	0.25	1.3	2.53
canal	19.6235*	frecuencia	0.29	286.39	286.48	286.56	286.77	0.030291	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	19.6235*	50%	0.68	286.39	286.55	286.69	287.07	0.029905	3.19	0.21	1.3	2.51
canal	19.6235*	energia	0.89	286.39	286.58	286.75	287.21	0.03007	3.5	0.25	1.3	2.53
canal	14.7176*	frecuencia	0.29	286.24	286.34	286.41	286.62	0.030291	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	14.7176*	50%	0.68	286.24	286.41	286.54	286.92	0.029895	3.19	0.21	1.3	2.51
canal	14.7176*	energia	0.89	286.24	286.44	286.6	287.06	0.03007	3.5	0.25	1.3	2.53
canal	9.81175*	frecuencia	0.29	286.09	286.19	286.27	286.47	0.030291	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	9.81175*	50%	0.68	286.09	286.26	286.4	286.77	0.029771	3.18	0.21	1.3	2.51
canal	9.81175*	energia	0.89	286.09	286.29	286.46	286.91	0.03007	3.5	0.25	1.3	2.53

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch E	W.S Elev	Orit W.S	EG. Elev	EG. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m <sup>2</sup> )	(m)	
canal	4.90587*	frecuencia	0.29	285.95	286.04	286.12	286.32	0.030291	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	4.90587*	50%	0.68	285.95	286.11	286.25	286.63	0.030114	3.19	0.21	1.3	2.52
canal	4.90587*	energia	0.89	285.95	286.14	286.31	286.77	0.03007	3.5	0.25	1.3	2.53
canal	0	frecuencia	0.29	285.8	285.89	285.97	286.18	0.030291	2.36	0.12	1.3	2.45
canal	0	50%	0.68	285.8	285.96	286.1	286.48	0.030104	3.19	0.21	1.3	2.52
canal	0	energia	0.89	285.8	286	286.16	286.62	0.03007	3.5	0.25	1.3	2.53

Las graficas que se muestran a continuación describen los perfiles que se generan en el canal con cada gasto

# plano frecuencia

# plano cincuenta

# plano energia

## **ANEXO 4. CONSTRUCCION Y ANALISIS DE MODELOS EMPIRICOS PARA LA ESTIMACION DE LA EVAPORACION EN VENEZUELA.**

En esta sección se presenta un extracto del documento final que resulto de esta investigación y en el se argumenta y justifica la investigación.

---

### **CONSTRUCCIÓN Y ANÁLISIS DE MODELOS EMPÍRICOS PARA LA ESTIMACIÓN DE LA EVAPORACIÓN EN VENEZUELA<sup>1</sup>**

**Raquel M. Parra\*, Adriana Cortez\*, María F. Rodríguez\*, Juan C. Rey\*, Francisco Ovalles\* y Walter González\***

<sup>1</sup> Trabajo financiado por el INIA en la Programación Ordinaria ID-ARA-05-00204 y FONACIT en el Proyecto SI-200200417, SI-200500195.

\* Investigadores. INIA. Centro Nacional de Investigaciones Agropecuarias (CENIAP). Recursos Agroecológicos. Apdo. Postal 4846, ■ Maracay 2101, estado Aragua, Venezuela. Web: [www.inia.gob.ve](http://www.inia.gob.ve); [www.ceniap.gob.ve](http://www.ceniap.gob.ve). Email: [rparra@inia.gob.ve](mailto:rparra@inia.gob.ve)

### **RESUMEN**

La evaporación es un elemento importante en cualquier estudio del balance. Su medición puede realizarse directa o indirectamente, Basándose esta última en las relaciones existentes entre esta variable y otros elementos meteorológicos y espaciales (latitud, longitud y altitud). El objetivo de este estudio es analizar las relaciones e influencia de las variables meteorológicas y espaciales sobre el comportamiento de la variabilidad de la evaporación en Venezuela y la construcción de

CHORONÍ EDO. ARAGUA-UCV



modelos empíricos lineales que permitan su estimación. Se encontró que la variable evaporación de tina tiene asociaciones lineales significativas con las variables meteorológicas radiación, insolación, temperatura máxima, temperatura media y humedad relativa en casi todas las regiones del país. Las diferencias en términos absolutos entre los valores observados y estimados estuvieron entre 0 y 65 mm. Para términos prácticos las ecuaciones representan una buena aproximación a la estimación de los montos de evaporación mensual y por ende permiten generar análisis más certeros sobre el comportamiento de la variable en Venezuela.

**Palabras Clave:** Evaporación; modelos de estimación; correlación; regresión múltiple.

## INTRODUCCIÓN

La evaporación es un elemento importante en cualquier estudio del balance hídrico y puede ser decisiva en la determinación de la factibilidad de construcción y operación de un embalse para un sitio determinado. Para su medición existen métodos directos entre los cuales la tina tipo A es la más comúnmente utilizada en las estaciones climatológicas; otro tipo de medición de la evaporación son los métodos indirectos que se basan en las relaciones existentes entre esta variable y otros elementos meteorológicos y espaciales (latitud, longitud y altitud).

El objetivo de este estudio es analizar las relaciones e influencia de las variables meteorológicas y espaciales sobre el comportamiento de la evaporación en Venezuela y la construcción de modelos empíricos lineales que permitan su estimación.

## MATERIALES Y MÉTODOS

Se utilizaron los datos de evaporación (mm) de 219 estaciones pertenecientes a: INIA, CVG-EDELCA, MPPA (Ambiente) y Agronomía-UCV, comprendidos dentro del período 1970-2000, de las cuales 69 estaciones (tipo SB, CI y C2) fueron utilizadas para estudiar las relaciones entre la evaporación observada y las variables meteorológicas (radiación, heliofanía o insolación, temperatura y humedad relativa) y espaciales.

Donde primero se procedió al análisis por regionalización según áreas naturales establecidas por Rodríguez *et al.* (2006) que engloben patrones climáticos más o menos uniformes.

Se construyeron matrices multivariadas de correlaciones lineales entre los elementos meteorológicos y espaciales y se seleccionaron las variables pertinentes según el coeficiente de correlación de Pearson calculado como  $r = \text{Cov}(X, Y) / S_x S_y$  donde  $\text{Cov}(X, Y)$  es la medida de la covarianza entre dos variables X e Y y,  $S_x$  y  $S_y$  son sus respectivas desviaciones típicas (Gujarati, 2000). Se construyeron todos los posibles modelos lineales reducidos (sin intercepto)  $\hat{Y}_i = \hat{\beta}_1 X_{i1} + \hat{\beta}_2 X_{i2} + \dots + \hat{\beta}_j X_{ij} = \hat{\beta}_j X_{ij}$  entre las variables consideradas para estimar evaporación mensual por región, donde  $X_{ji}$  son las j variables predictoras o explicativas del comportamiento de la evaporación y  $\beta_j$  son los j coeficientes de estimación para los j variables explicativas. Posteriormente se eligieron según los criterios utilizados por Draper y Smith (1998) para la selección del modelo apropiado a aquellos que presentaran menor Raíz del Cuadrado Medio del Error (RCME), mayor Coeficiente de Determinación Ajustado ( $R^2_{\text{ajust}}$ ), valores de Residuales entre -3 y 3 y menor Error Estándar para los coeficientes estimados.

Finalmente y para evaluar el ajuste de los modelos seleccionados se compararon los valores de evaporación anual observados con sus respectivos valores

estimados promedios y se generó un mapa de las dispersiones de estas diferencias haciendo uso de la interpolación por Kriging con Surfer v. 8.

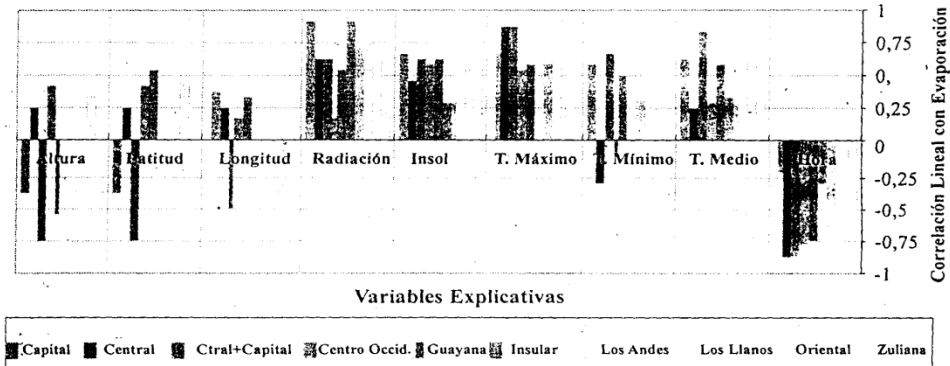
## RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Se encontró que la variable evaporación de tina tiene asociaciones lineales significativas positivas con las variables meteorológicas radiación, heliofanía, temperatura máxima y temperatura media, y negativa con la humedad relativa, repitiéndose este patrón para casi todas las regiones. Las variables latitud, longitud y altitud fueron especialmente consideradas en las regiones Central, Central+Capital, Centro Occidental y Guayana con el fin de mejorar el ajuste de los modelos (Figura A. 3).

En la Figura A. 4 se observan los coeficientes de regresión de los modelos lineales múltiples sin intercepto  $\hat{Y}_i = \hat{\beta}_1 X_{i1} + \hat{\beta}_2 X_{i2} + \dots + \hat{\beta}_k X_{ik}$  para estimar la evaporación mensual por región. En el caso de la Región Central se seleccionaron dos modelos: el primero denominado Central estima con buen ajuste los valores de evaporación mensual para los estados Carabobo y Aragua a altitudes menores a los 600 m.s.n.m., el segundo denominado Central+Capital se vale de puntos de observación ubicados en la Región Capital por encima de los 600 m.s.n.m., para lograr el ajuste de la estimación de evaporación de los estados Carabobo y Aragua que se encuentren por encima de este nivel.

Los modelos de estimación tuvieron coeficientes de determinación ajustados ( $R^2_{\text{ajust}}$ ) por encima del 87%. Los modelos de las regiones Central+Capital y Los Llanos fueron las que presentaron mayor error de estimación con raíz del CME

alrededor de los 20 mm mensuales. Todas las pruebas de F en el análisis de regresión resultaron altamente significativas ( $P < 0,0001$ ) como se aprecia en la Figura A. 5. Cabe destacar que en la región Insular la radiación por sí sola explica más del 99% de la variabilidad de la evaporación por lo que se consideró suficiente un modelo lineal simple.



**Figura A. 3 Correlaciones lineales simples de la evaporación mensual con las otras variables geográficas y climáticas.**

Región	Altitud	Latitud	Longitud	Radiación	Insol.	T. Máxi	T. Medio	Hora
<b>Capital</b>				6,5		5,1		-1,7
Error Estandar				0,4799		0,2543		0,5169
Prob> t				<,0001		<,0001		<,0001
<b>Central</b>	-0,7	232,0	38,8	7,7		18,8		
Error Estandar	0,1246	67,3486	9,1918	1,9610		2,2710		
Prob> t	<,0001	0,0017	0,0002	0,0004		<,0001		
<b>Ctral+Capital</b>	0,021				12,4		9,2	-2,2
Error Estandar	0,0048				1,8983		0,8075	0,2064
Prob> t	<,0001				<,0001		<,0001	<,0001
<b>Centro Occ.</b>		39,2				3,6		-4,4
Error Estandar		2,7289				0,6034		0,2550
Prob> t		<,0001				<,0001		<,0001
<b>Guayana</b>	0,050	15,3				10,0		-3,8
Error Estandar	0,0065	1,8954				0,6658		0,3052
Prob> t	<,0001	<,0001				<,0001		<,0001
<b>Insular</b>				14,9				
Error Estandar				0,2196				
Prob> t				<,0001				
<b>Los Andes</b>				5,6			2,9	-0,5
Error Estandar				0,3438			0,4878	0,1348
Prob> t				<,0001			<,0001	<,00015

<b>Los Llanos</b>		<b>9,0</b>	<b>14,7</b>	<b>-3,6</b>
Error Estandar		1,4310	0,7341	0,1872
Prob> t		<,0001	<,0001	<,0001
<b>Oriental</b>	<b>8,2</b>		<b>9,4</b>	<b>-2,7</b>
Error Estandar	2,0246		1,7125	0,3213
Prob> t	0,0003		<,0001	<,0001
<b>Zuliana</b>		<b>6,8</b>	<b>14,4</b>	<b>-3,6</b>
Error Estandar		1,7932	0,7436	0,2003
Prob> t		0,0005	<,0001	<,0001

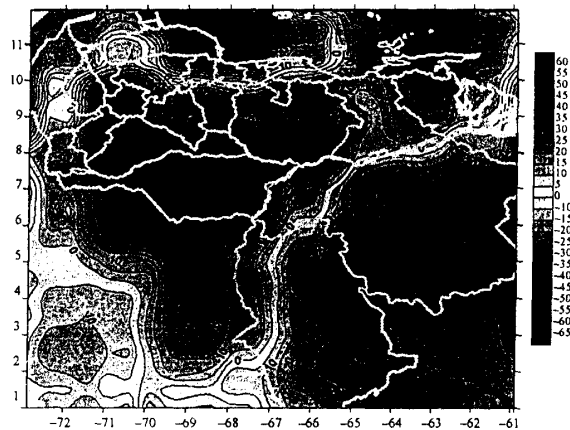
**Figura A. 4 Coeficientes de regresión de los modelos**

$\hat{Y}_i = \hat{\beta}_1 X_{i1} + \hat{\beta}_2 X_{i2} + \dots + \hat{\beta}_k X_{ik}$  para estimar evaporación mensual por región.

Región	Raíz CME	Rcuad. Ajust	Media	Prob >F
Capital	6,217986	0,9968	106,8334	<,0001
Central	9,320169	0,8732	154,6511	<,0001
Ctral+Cap.	20,50953	0,9816	144,6027	<,0001
Cntro Occ.	12,57318	0,9938	154,4627	<,0001
Guayana	14,31711	0,9925	154,4627	<,0001
Insular	14,06908	0,9976	273,5967	<,0001
Los Andes	10,55294	0,9887	96,56923	<,0001
Los Llanos	20,9771	0,9888	189,228	<,0001
Oriental	12,54921	0,9950	172,2659	<,0001
Zuliana	9,950796	0,9969	172,7497	<,0001

**Figura A. 5 Modelos lineales múltiples sin intercepto ( $\hat{Y}_i = \hat{\beta}_1 X_{i1} + \hat{\beta}_2 X_{i2} + \dots + \hat{\beta}_k X_{ik}$ ) para estimar evaporación mensual por región.**

Tal y como se aprecia en la Figura A. 6 las diferencias entre los valores observados y estimados estuvieron entre 0 y 65 mm anuales (en términos absolutos) observándose los mayores errores de estimación en las regiones de Los Llanos, Los Andes y norte de las regiones Capital y Oriental.



**Figura A. 6 Mapa de errores (mm) entre valores de evaporación mensual observados y estimados, interpolado con Kriging (Surfer v. 8).**

## CONCLUSIONES

En Venezuela las variables que más influyen en el comportamiento de la evaporación mensual de tina son radiación, heliofanía, temperatura máxima, temperatura media y humedad relativa.

Las variables latitud, longitud y altitud fueron consideradas en los modelos de estimación de las regiones Central, Centro Occidental y Guayana por considerarse que contribuyen a mejorar el ajuste del mismo. En la región Insular la radiación por sí sola explica más del 99% de la variabilidad de la evaporación por lo que se consideró suficiente un modelo lineal simple.

Las diferencias en términos absolutos entre los valores observados y estimados a través de los modelos lineales no excedieron los 65 mm anuales por lo que se considera que para términos prácticos las ecuaciones representan una buena aproximación a la estimación de los montos de evaporación mensual y por ende

permiten generar análisis más certeros sobre el comportamiento de la variable en Venezuela.

## **BIBLIOGRAFÍA**

Draper, N. and H. Smith. 1998. Applied Regression Analysis, 3<sup>a</sup> ed. John Wiley, New York. 706 p.

Gujarati, D. 2000. Econometría. McGraw-Hill. 3a ed., México. 824 p.

Rodríguez, M. F., A. Cortez, M. C. Nuñez, F. Ovalles y J. C. Rey. 2006. Distribución espacial de las redes de estaciones meteorológicas en Venezuela. INIA Divulga N° 8.

## ANEXO 5. DETALLE DE PARTIDAS OBRA RECUPERACION PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA “LA PLANTA”.

PRESUPUESTO					
Partida	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio	Total
<b>Dique</b>					
1	Propuesta de dragar los sedimentos del dique	SG			2310000
<b>canal</b>					
1	Desforestacion liviana y limpieza para terraceo (rastros, vegetacion baja en general, con altura inferior a 8 m), en areas comprendidas entre 1 y 5 hectareas. Incluye desraizamiento y eliminacion de trincheras.	ha	2.8	906.4	2538
2	Excavacion en tierra a mano para el asiento de fundaciones, zanjas, etc. Hasta profundidades comprendidas entre 0,00 y 1,5 metros	M3	760.35	146.48	111376
3	Carga a mano de material proveniente de las excavaciones para asiento de fundaciones, zanjas u otros	M3	763.15	38.97	29740
4	Concreto de fc 250 kgf/cm <sup>2</sup> a los 28 dias, acabado corriente, para la construccion de muros y pantallas	M3	8.55	1039.84	8891
5	Suministro preparacion y colocacion de de acero de refuerzo rat= 2100kg/cm <sup>2</sup> , utilizando cabilla de diametro de 1/2 a 7/8 de pda. Para infraestructura	Kgf	885.00	6.71	5938
6	Encofrado de madera tipo recto, acabado corriente en muros y pantallas	M2	114	144.95	16524
7	Demolicion de pavimentos de asfalto con equipo liviano (compresor)	M3	5	174.28	871
8	Suministro en boca de planta de mezcla asfaltica tipo III	ton	3.18	157.07	499
9	Imprimacion asfaltica empleando material asfaltico tipo III, incluyendo los materiales	M2	10	4.63	46
10	Transporte montañoso en camiones de mezcla asfaltica en caliente para la construccion de pavimentos, a distancias mayores de 10 km	tfxkm	3.18	1.2	4



11	Colocacion de mezcla asfaltica en caliente para carpeta corrida con equipo liviano, sin incluir el suministro ni el transporte de la mezcla asfaltica	ton	3.18	51.79	165
<b>SUB-TOTAL</b>					<b>176593</b>
<b>camara de carga</b>					
12	Desforestacion liviana y limpieza para terraceo (rastros, vegetacion baja en general, con altura inferior a 8 m), en areas comprendidas entre 1 y 5 hectareas. Incluye desraizamiento y eliminacion de trincheras.	ha	1	906.4	906
13	Suministro, transporte y colocacion de rejas de perfiles de hierro	kgf	1500	15.38	23070
14	Caucho interior en paredes. Incluye fondo antialcalino	M2	37.52	23.5	882
15	Caucho exterior en paredes. Incluye fondo antialcalino	M2	30.8	26.79	825
16	Suministro, transporte y colocacion de ventanas basculantes de perfil de hierro y vidrio incluye vidrio	M2	1	593.02	593
17	Suministro transporte y colocacion de puertas en lamina sencilla de hierro tipo batiente	M2	1.62	662.14	1073
18	Suministro transporte y colocacion de marcos de chapa dobladas de hierro, para puertas en paredes de 15 cm de espesor	M	3.42	69.33	237
19	Fondo anticorrosivo para elementos y estructuras metalicas	M2	3.495	25.8	90
20	Esmalte en marcos y puertas metalicas	M2	3.495	18.83	66
21	Cerradura de embutir, acabado de acero niquelado. Cilindro movil, cerrojo simple, pestillo simple, ambos lados con llave distancia de cilindro al borde de 35 mm.	pza	1	431.88	432
22	W.C. de asiento, tanque bajo descarga al piso blanco o color claro, linea economica convencional. Incluye griferia, llave de arresto, bridasello de cera y tornillos	pza	1	1038.2	1038

23	Lavamanos con pedestal, de dos llaves, grifería 4", blanco o color claro, de ancho menor a 54 cm, incluye grifería y llave de arresto	pza	1	461.4	461
<b>SUB-TOTAL</b>					<b>29674</b>
<b>tubería a presión</b>					
24	Tubería de acero fundido con juntas, incluye anclajes y apoyos	Kgf	550650	3.	<b>1651950</b>
<b>Casa de máquinas</b>					
25	Demolición de miembros de concreto armado con equipo liviano	M2	3.12	428.62	1337
26	Concreto de fc 250 kgf/cm <sup>2</sup> a los 28 días, acabado obra limpia para la construcción de escaleras, incluyendo descanso, tipo recta	M3	2.87	848.47	2431
27	Concreto de fc 250 kgf/cm <sup>2</sup> a los 28 días, acabado obra limpia para la construcción de elementos arquitectónicos (barandas)	M3	0.26	1328.34	339
28	Encofrado de madera tipo recto, acabado obra limpia en escaleras	M2	456.75	219.54	100275
29	Suministro preparación y colocación de de acero de refuerzo rat= 2100kg/cm <sup>2</sup> , utilizando cabilla de diámetro de 1/2 a 7/8 de p.p.d.a. Para infraestructura	Kgf	3500	6.71	23485
30	Suministro de perfiles de acero laminados nacionales para la fabricación de estructuras de acero. No incluye transporte	Kgf	5000	5.78	28900
31	Transporte en camiones de estructuras metálicas a distancias mayores de 50 km y hasta 200 km inclusive	tfxkm	700	0.81	567
32	Montaje de estructura metálica de acero con conexiones soldadas	Kgf	5000	4.13	20650
33	fondo anticorrosivo para elementos y estructuras metálicas	M2	100	25.8	2580
34	Esmalte en cerchas metálicas	M2	100	17.66	1766
35	Transporte montañoso en camiones de tierra, agregados y escombros medidos en estado suelto, a distancias mayores a 5 km y hasta 6km inclusive	tf*km	1050	2.64	2772
36	Achique de pozo séptico	camion	7	1350	9450

37	Suministro transporte y colocacion de marcos de chapa dobladas de hierro, para puertas en paredes de 15 cm de espesor	m	58.5	69.33	4056
38	Suministro transporte y colocacion de puertas de madera maciza tipo batiente	m2	3.6	444.8	1601
39	Suministro transporte y colocacion de puertas de madera entamborada tipo batiente	m3	19.44	316.31	6149
40	W.C. de asiento, tanque bajo descarga al piso blanco o color claro, linea economica convencional. Incluye griferia, llave de arresto, bridasello de cera y tornillos	pza	2	1038.2	2076
41	Lavamanos con pedestal, de dos llaves, griferia 4", blanco o color claro, de ancho menor a 54 cm, incluye griferia y llave de arresto	pza	2	461.4	923
42	cerradura de embutir, acabado de acero niquelado. Cilindro movil, cerrojo simple, pestillo simple, ambos lados con llave distancia de cilindro al borde de 35 mm.	pza	2	431.88	864
43	Cerradura de pomo, acabado cromo brillante cilindro fijo, sin cerrojo, pestillo de seguridad, ambos pomos con llave	pza	11	330.47	3635
44	limpieza general	SG			10000
45	caucho interior en paredes. Incluye fondo antialcalino	M2	3500	23.5	82250
46	caucho exterior en paredes. Incluye fondo antialcalino	M2	2750	26.79	73673
47	suministro, transporte y colocacion de ventanas basculantes de perfil de hierro y vidrio incluye vidrio	M2	96	593.02	56930
<b>SUB-TOTAL</b>					<b>436708</b>
<b>Propuesta de recuperacion de equipos electromecanicos ( tomado de ref. [14])</b>					
48	Equipos electromecanicos y sub-estacion de salida	SG			<b>4768935</b>
<b>TOTAL</b>					<b>9373860</b>