

190 pag
5/12/07

Universidad Nacional Autónoma de México
 Biblioteca General

Revisado el 2001-06-25

Valor \$ 400

Nº Clasificación 2001-7436 IC. 356



212 pag.

620X1698 Jc

620
 Centrales Electricas.
 Hidrometeorología.
 Jamora Chinelipe.
 Turbinas
 Jevonlamiarlo de

621.3121

621



UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

**“OBRAS CIVILES PARA LA CENTRAL
HIDROELECTRICA CHINCHIPE”**

(Etapa de prefactibilidad)

TESIS PREVIA LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.

AUTOR:

Gustavo Fernando Vélez Aguirre

DIRECTOR:

Ing. José Sánchez Paladines

Loja - Ecuador
2001



Esta versión digital, ha sido acreditada bajo la licencia Creative Commons 4.0, CC BY-NY-SA: Reconocimiento-No comercial-Compartir igual; la cual permite copiar, distribuir y comunicar públicamente la obra, mientras se reconozca la autoría original, no se utilice con fines comerciales y se permiten obras derivadas, siempre que mantenga la misma licencia al ser divulgada. <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/deed.es>

2017

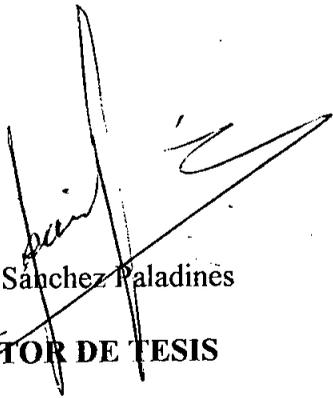
Ingeniero José Sánchez Paladines, Director de la Tesis “Obras Civiles para la Central Hidroeléctrica Chinchipe (Etapa de Prefactibilidad)”:

C E R T I F I C A :

Que el contenido del presente trabajo de Tesis cubre con todo el plan programado, con la suficiente validez técnica e investigativa.

Por tal motivo autorizo su presentación al Honorable Consejo de Facultad para los fines legales consiguientes.

Loja, Julio, 25 de 2000



Ing. José Sánchez Paladines

DIRECTOR DE TESIS

AUTORIA:

La responsabilidad sobre la información recopilada, métodos aplicados, diseños y resultados obtenidos en el presente trabajo, pertenecen exclusivamente al autor

Gustavo Vélez A.

Gustavo F. Vélez Aguirre

DEDICATORIA:

A mis padres y hermanos, quiénes me supieron dar el apoyo suficiente para lograr culminar una de mis aspiraciones, cual es la de formarme profesionalmente.

Gustavo



AGRADECIMIENTO:

Poner nombres es inadecuado, y se corre el riesgo de omitir a alguien. Por eso mis sinceros agradecimientos a todas las personas que me brindaron su apoyo en la realización de la presente tesis; así como a los diversos profesionales que me supieron guiar técnicamente para conseguir la realización de este trabajo.

A la Empresa Eléctrica Regional del Sur S.A y al INECEL, por permitirme obtener toda la información necesaria en todo momento.

INDICE

	Pág.
CAPITULO 1 INTRODUCCION	1
CAPITULO 2 GENERALIDADES	5
2.1 Recopilación y análisis de la información existente en la E.E.R.S.S.A	5
2.1.1 Climatología	5
2.1.2 Hidrología	5
2.1.3 Topografía y cartografía	6
2.1.4 Geología	6
2.1.5 Geotecnia	7
2.1.6 Estudios varios	8
CAPITULO 3 HIDROMETEOROLOGIA	11
3.1 Características geométricas de la cuenca	11
3.1.1 Area de la cuenca de drenaje	11
3.1.2 Forma de la cuenca de drenaje	12
3.1.3 Extensión superficial media	14
3.1.4 Pendiente media de la cuenca	14
3.1.5 Cuadro de resumen	15
3.1.6 Conclusiones	16
3.2 Análisis de lluvias	17
3.3 Análisis de parámetros climatológicos	17
3.4 Series de caudales mensuales y anuales	18
3.5 Analogía con otras cuencas similares	18

3.6	Curvas de duración general	18
3.7	Curvas de variación estacional	23
3.8	Estudio de crecientes	24
3.8.1	Método probabilístico de Gumbel	25
3.8.2	Método de Lebediev	30
3.8.3	Método de Nash	34
3.8.4	Fórmula empírica del INERHI	37
3.8.5	Cuadro de resumen y conclusiones	38
3.9	Estimación del arrastre de sedimentos	40
3.9.1	Importancia del estudio	40
3.9.2	Tipos de erosión	40
3.9.3	Propiedades de los sedimentos	41
3.9.4	Transporte de sedimentos	42
3.9.4.1	Métodos de medición y muestreo	42
3.10	Cuadro de resumen y conclusiones	43
	CAPITULO 4 PREDISEÑO DE OBRAS HIDRAULICAS	44
4.1	Prediseño de las principales obras	44
4.2	Esquema de alternativas	47
4.3	Producción de energía.-Energía a generarse	50
4.4	Cálculo dela potencia garantizada e instalada	51
4.4.1	Energía primaria	52
4.4.2	Energía media	53
4.4.3	Energía secundaria	53
4.5	Selección de la mejor alternativa	53



4.6 Estimación de costos y beneficios	54
4.7 Resumen de la selección de alternativas	58
CAPITULO 5 INFORME DE PREFACTIBILIDAD DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA	60
5.1 Diseño de la captación	60
5.2 Diseño del túnel de conducción	124
5.3 Diseño del desarenador	129
5.4 Diseño del tanque de presión	141
5.5 Diseño de la rápida	145
5.6 Diseño de la tubería de presión	149
5.7 Diseño de la casa de máquinas y restitución al río	161
CAPITULO 6 TURBINAS HIDRAULICAS	164
6.1 Generalidades	164
6.2 Selección y características de las turbinas	165
6.2.1 Clasificación de las turbinas	166
6.2.2 Velocidad específica	167
6.3 Eficiencia de turbinas y generadores	168
6.4 Cavitación	169
CAPITULO 7 ESTIMACION DE COSTOS UNITARIOS Y CRONOGRAMA DE CONSTRUCCION	172
7.1 Estimación de costos unitarios en base a otros proyectos	172
7.2 Presupuesto estimado	172
7.3 Cronograma de construcción	175

CAPITULO 8 INFORME DE PREFACTIBILIDAD

8.1 Informe ejecutivo resumido 176

CAPITULO 9 IMPACTO AMBIENTAL

181

9.1 Introducción 181

9.2 Objetivos de la evaluación de ambientales en un proyecto eléctrico 181

9.3 Planificación de la evaluación de impactos ambientales para una central 183

9.4 Impactos ambientales negativos y positivos 183

9.4.1 Matriz de Leopold 183

9.5 Acciones para la disminución de impactos ambientales 185

9.6 Efectos ambientales 185

9.7 Conclusiones y recomendaciones 186

CAPITULO 10 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

187

10.1 Conclusiones 187

10.2 Recomendaciones 188

CAPITULO 1



1

CAPITULO 1 INTRODUCCION

1.1 PRELIMINARES

Los constantes requerimientos de energía eléctrica a nivel mundial han hecho que los países busquen el desarrollo de sus recursos hídricos, y obviamente el Ecuador, que dispone de tales recursos aprovechables en proporciones significativas, hace a las centrales hidroeléctricas una de las alternativas tecnológicas de energía convencionales y renovables más fácilmente accesibles.

Debido a las dificultades que presenta el transporte, consumo y régimen de precios de los derivados del petróleo, se hace necesario desplazar el uso de estas fuentes de energía para aplicación en producción eléctrica. Se debe considerar además, que este recurso es no renovable y representa una inversión creciente con el tiempo.

Los proyectos hidroeléctricos de mediana capacidad tienen gran importancia, puesto que además de constituir soluciones adecuadas para el abastecimiento eléctrico del país o de una región en el corto, mediano o largo plazo, utilizan un recurso renovable, ocasionan impactos ambientales de poca importancia, permiten el uso intensivo de mano de obra, incentivan la inversión y la participación de la ingeniería nacional, generan energía eléctrica a bajos costos, reducen el consumo de combustibles derivados del petróleo y fomentan el desarrollo económico y social de la región en la que se encuentran.

Debido a la crisis energética en épocas de estiaje, la Empresa Eléctrica Regional del Sur S.A, ha resuelto la construcción de la central hidroeléctrica Chinchipe, gracias a la entrega

de dos grupos de turbinas por parte del ex INECEL; las mismas que inicialmente estuvieron asignadas a la central hidroeléctrica Intag, en el cantón Cotacachi, provincia de Imbabura.

1.2 ESQUEMA DE UNA CENTRAL HIDROELECTRICA

1.2.1 DEFINICION DE CENTRAL HIDROELECTRICA

La central hidroeléctrica es el conjunto de instalaciones electromecánicas, estructuras civiles e hidráulicas, mediante el cual la energía de una corriente fluvial es transformada en energía mecánica por medio de las turbinas, y luego en eléctrica a través de los generadores.

1.2.2 DESCRIPCION DE UNA INSTALACION TIPO DE UNA CENTRAL HIDROELECTRICA

Existen diversos tipos de aprovechamientos hidroeléctricos que difieren en aspectos netamente de diseño. Sin embargo todos los tipos de aprovechamiento incluyen las siguientes obras:

1. Una presa o dique de derivación, que se construye de hormigón o utilizando materiales locales, hasta donde sea posible.
2. Canales y tuberías que conduzcan agua a las turbinas, y adicionalmente obras y

dispositivos para proteger las instalaciones y equipos electromecánicos, de la acción de cuerpos sólidos que pudieren ser arrastrados.

3. La central propiamente dicha, construida por grupos hidroeléctricos que se componen de las siguientes partes:

- a. Turbinas hidráulicas.
- b. Reguladores de velocidad.
- c. Alternadores.
- d. Compuertas para controlar desfogues y proteger la conducción y turbinas.
- e. Tableros eléctricos.
- f. Canal o tubería para restituir las aguas turbinadas al cauce original.

1.2.3 CLASIFICACION DE LAS CENTRALES HIDROELECTRICAS

Para diferenciar a las centrales hidroeléctricas desde el punto de vista tecnológico y constructivo, se han realizado numerosas clasificaciones; sin embargo se recomienda adoptar la clasificación propuesta por la Organización Latinoamericana de Energía (OLADE), la misma que está en función de la potencia instalada. Se opta por esta clasificación por el reconocimiento que este organismo tiene sobre los países de la región, por la asistencia técnica y capacitación que brinda; y además porque este organismo busca lograr una unificación de los países latinoamericanos en aspectos de contratación de estudios, construcción de obras y su financiamiento.

CUADRO 1.1 CLASIFICACION DE LAS CENTRALES HIDROELECTRICAS SEGUN LA ORGANIZACION LATINOAMERICANA DE ENERGIA (OLADE)

TIPO	POTENCIA (Kw)
Microcentrales	hasta 50
Minicentrales	de 50 a 500
Pequeñas centrales	de 500 a 5000
Grandes centrales	mayores de 5000

De acuerdo al cuadro 1.1, el Proyecto Hidroeléctrico Chinchipe, que tendrá una potencia instalada de 9700 Kw (dos etapas), corresponde a la clasificación de grandes centrales.

CAPITULO 2

CAPITULO 2 GENERALIDADES

2.1 RECOPIACION Y ANALISIS DE LA INFORMACION EXISTENTE EN LA EMPRESA ELECTRICA REGIONAL DEL SUR S.A

La información existente en la Empresa Eléctrica Regional del Sur S.A., para el presente estudio, está relacionada con: climatología, hidrología, topografía y cartografía, y estudios varios.

2.1.1 CLIMATOLOGIA

Debido a su posición sobre la línea ecuatorial y por la presencia del importante relieve de la cordillera de los Andes, el Ecuador presenta una amplia gama de climas aún a distancias muy cortas.

En la zona del presente proyecto no existe una red de estaciones, el clima es variable, la temperatura tiene relación con la altitud; siendo en la cordillera las medias anuales de 6° C a 12° C, y, en la llanura de 18° C a 24° C.

2.1.2 HIDROLOGIA

Las principales referencias hidrológicas proceden de la estación Palanda A.J. Valladolid en su período de registro Octubre 1977 a Marzo 1989. La estación es limnimétrica, y se afora desde el

desde el puente frente a la población de Palanda; los limnímetros están localizados 100 metros aguas abajo del puente.

La zona del Proyecto Hidroeléctrico Chinchipe está localizada en las estribaciones de la Cordillera del Cóndor, al sur de la Cordillera de Sabanilla y al occidente de la de Numbala; siendo drenada por los ríos Valladolid, Palanda, Numbala y Vergel.

2.1.3 TOPOGRAFIA Y CARTOGRAFIA

La información topográfica se la obtendrá de levantamientos topográficos a escala 1:500, realizados por el ex INECEL en los sitios de interés del proyecto.

En lo referente a la información cartográfica, se utilizará:

- Instituto Geográfico Militar (IGM): cartas topográficas a escala 1:50000.
- Sub Comisión Ecuatoriana PREDESUR: mapa de la región sur del Ecuador, a escala 1:250000.

2.1.4 GEOLOGIA

La información geológica que se expone a continuación, se basa en un estudio geofísico realizado por el ex INECEL en Junio de 1995 en el sitio del proyecto.

Esta investigación geofísica ha permitido la determinación de las diferentes capas

geológico-geofísicas que constituyen la geología de la zona del proyecto Chinchipe; las mismas que a continuación se resumen:

- a. La primera capa en los primeros y últimos metros del túnel está constituida en un 90% de material coluvial y un 10% de suelo vegetal superficial.
- b. La segunda capa está conformada por un granito metasomático que representa un alto grado de meteorización y fracturamiento.
- c. La tercera capa petrográficamente es igual a la anterior, pero se diferencia por ser más sólida, menos alterada y fracturada. Hay que indicar que la mayor parte del túnel (los primeros 1000 m) atravesará por esta capa.
- d. La cuarta capa geológico-geofísica que representa la roca de base, está conformada por granito metasomático sano.

Además, no se ha llegado a determinar a lo largo de todo el estudio geofísico, corrientes de aguas subterráneas importantes.

2.1.5 GEOTECNIA

De los estudios mencionados, se debe considerar los siguientes aspectos, durante el diseño y construcción de las obras civiles del proyecto:

- a. La roca en donde se excavaría el túnel de conducción presenta muy buenas propiedades físico-mecánicas a lo largo de los primeros 1000 m, recomendándose sostenimiento únicamente en los primeros metros, donde hay alteraciones de la roca.
- b. En los últimos 50 m el túnel atravesaría roca meteorizada, fracturada y también coluvial, por lo que se recomienda algún tipo de sostenimiento.
- c. El tanque de presión, la tubería de presión y la casa de máquinas; se cimentarán en suelo coluvial y aluvial, razón por la que requerirán de algún mejoramiento de suelo.

2.1.6 ESTUDIOS VARIOS

El proyecto hidroeléctrico Chinchipe se proyecta en la zona más austral del Ecuador, entre las coordenadas 70° 05'E a 79° 10'E y entre los 4° 35'S a 4° 51'S (mapa 2.1); en el cantón Palanda, perteneciente a la provincia de Zamora Chinchipe; con el aprovechamiento de las aguas del río Palanda, y, con dos unidades de 850 kw cada una; cuya potencia instalada satisfará la demanda proyectada a 15 años, la misma que es de 1700 kw; y guarda excelentes condiciones para una futura ampliación hasta 9700 kw en una segunda etapa, que alimentaría el Sistema Nacional Interconectado.

Las poblaciones que serán beneficiadas con su energía eléctrica son: Zumba, Palanda, Valladolid, El Porvenir, Chito, El Chorro, La Chonta, Isimanchi, Palanuma, Pucabamba, El Pite.

El acceso a dicho proyecto se lo realiza utilizando la vía Loja-Yangana-Valladolid-Palanda; cubriendo una distancia de 120 Km. La captación estará ubicada a 2 km al Sur-Oriente de Palanda, y el acceso se puede hacer mediante el antiguo camino utilizado por la población para dirigirse a San Francisco del Vergel, o mediante la vía Palanda-Puente Numbala que está por concluirse. Desde Palanda al sitio de implantación de la casa de máquinas se utiliza la vía Palanda-Río Numbala.

2.2 ACTUALIZACION DE LA INFORMACION HIDROMETEOROLOGICA

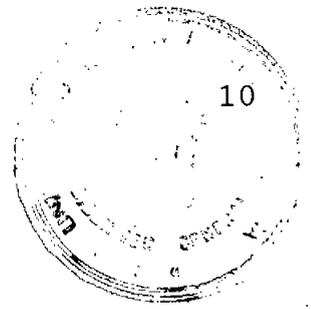
Al estar el presente proyecto localizado en la zona fronteriza con el Perú, la información hidrometeorológica es restringida, por lo que no es posible actualizarla, razón por la que se ha procedido a tomar las principales referencias hidrológicas procedentes de la estación Palanda A.J. Valladolid, en su período de registro Octubre 1977 a Marzo 1989; la misma que ha sido emitida por la División de Hidrología y Sedimentología del INECEL; y que se indica en el cuadro 2.1. La estación es limnimétrica y se afora desde el puente frente a la población de Palanda.

2.3 RESUMEN DE LA INFORMACION HIDROMETEOROLOGICA

Los técnicos del INECEL han realizado una evaluación preliminar de los caudales en el río Palanda, 1.5 km aguas abajo de su confluencia con el río Valladolid, obteniendo los siguientes resultados¹:

- Caudal al 90 % diario 16.50 m³/s

¹ INECEL. División de hidrología y sedimentología.



- Caudal al 90 % mensual 22.50 m³/s
- Area de drenaje aprovechamiento Chinchipe 470 Km²
- Area de drenaje Isimanchi en Isimanchi 460 Km²
- Area de drenaje Nangaritza A.J.Zamora 2368 Km²
- Lluvia media anual (1979-1988) 1900 mm

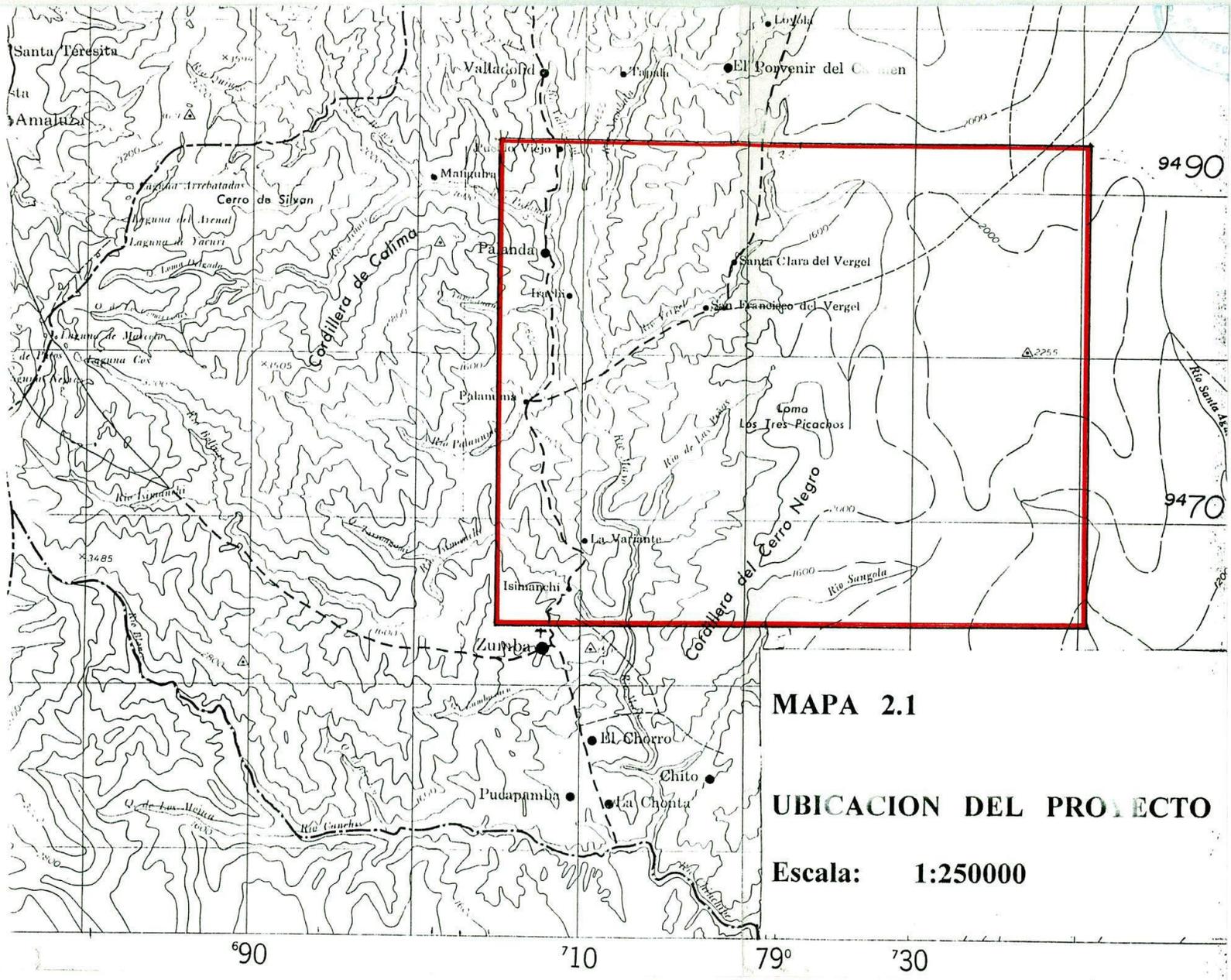
ANEXOS

ESTACION PALANDA A.J. VALLADOLID

CAUDALES MENSUALES MEDIOS Y ANUALES

CUADRO 2.1

	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1977										37.02	24.86	37.04	32.97
1978	33.41	38.40	47.72	48.20	46.61	45.10	46.94	38.39	32.72	38.88			41.64
1979						35.81	43.00	29.91	24.32	23.04	17.28	51.72	32.15
1980	38.44	46.49	58.06	49.31	41.25	63.63	71.42	27.92	35.84	50.4	33.66	41.93	46.53
1981	33.38	51.83	48.62	55.55	30.47	48.91	32.23	21.96	38.05	27.05	20.34	44.39	37.73
1982	35.64	28.95	22.08	40.59	34.74	32.83	48.12	42.92	37.05	25.10	28.73	49.65	35.53
1983	51.57	40.69	34.71	26.67	37.25	32.76	32.96	29.43	35.89	42.07	28.09	33.77	35.49
1984	22.89	47.93	35.99	41.23	28.83	61.22	44.18	36.58	24.89	33.76	22.83	54.27	37.88
1985	23.91	33.67	37.57	47.49	41.36	59.46	44.84	34.88	32.78	41.36	22.53	20.66	36.71
1986	35.97	26.88	30.52	59.94	38.94	25.39	41.72	34.86	41.15	26.28	29.17	38.47	35.77
1987	48.91	67.76	29.03	43.36	38.49	39.38	58.58	30.27	26.67	24.60	23.13	40.12	39.19
1988	42.61	49.38	34.49	39.93	34.98	22.01	36.52	24.95	22.83	29.61	28.40	17.73	31.95
1989	47.87	52.17	54.20										51.41
MEDIO	37.69	44.01	39.36	45.23	37.29	42.41	45.50	32.01	32.02	33.26	25.37	39.07	38.07
MAXIMO	51.57	67.76	58.06	59.94	46.61	63.63	71.42	42.92	41.15	50.40	33.66	54.27	51.41
MINIMO	22.89	26.88	22.08	26.67	28.83	22.01	32.23	21.96	22.83	23.04	17.28	17.73	31.95



MAPA 2.1

UBICACION DEL PROYECTO

Escala: 1:250000

CAPITULO 3

CAPITULO 3 HIDROMETEOROLOGIA

La cantidad de agua que escurre en un río varía a lo largo del año. Esta variación de caudal obedece a múltiples factores entre los que se destacan: el área de la cuenca, las condiciones climáticas existentes, la topografía del terreno, la cobertura vegetal y las características geológicas y geométricas de la cuenca.

3.1 CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA CUENCA

Frecuentemente se efectúan comparaciones entre la cuenca hidrográfica en estudio y cuencas hidrográficas ya analizadas, o con aquellas que disponen de registros o informaciones en largos períodos de tiempo. Para esto es necesario conocer las características geométricas de la cuenca hidrográfica.

3.1.1 AREA DE LA CUENCA DE DRENAJE

Es la superficie comprendida dentro de las divisorias de aguas (*divortium acuarium*) que limitan la cuenca hasta un punto de cierre establecido (punto de concentración). El área de la cuenca de drenaje se recomienda expresarla en Km^2 .

En el presente estudio se ha tomado la cuenca del río Mayo; la misma que tiene una área de 3631.90 Km^2 (gráfico 3.1).

3.1.2 FORMA DE LA CUENCA DE DRENAJE

Controla la velocidad con que llega el agua al cauce principal, es difícil expresarla por un índice numérico; por lo que se han propuesto varios coeficientes que expresan la organización del drenaje y otros factores que alteran la hidrología.

3.1.2.1 INDICE DE GRAVELIUS O COEFICIENTE DE COMPACIDAD

Es la relación entre el perímetro de la cuenca y la raíz cuadrada de su área.

$$K_c = 0.28 \times \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (3.1)$$

En donde:

P: perímetro de la cuenca de drenaje, 294.04 Km.

A: área de la cuenca de drenaje, 3631.90 Km².

Según el valor de este índice, y con ayuda de la tabla 3.1, se determina la forma de la cuenca de drenaje y su tendencia a las crecidas.

TABLA 3.1 FORMA DE LA CUENCA Y TENDENCIA A LAS CRECIDAS

K_c	FORMA DE LA CUENCA	TENDENCIA A CRECIDAS
1.00 a 1.25	De casi redonda a oval redonda	Alta
1.25 a 1.50	De oval redonda a oval oblonga	Media
1.50 a 1.75	De oval oblonga a rectangular oblonga	Baja

3.1.2.2 FACTOR DE FORMA

Es la relación entre el ancho medio y la longitud axial de la cuenca. La longitud axial de la cuenca se mide cuando se mide el curso de agua más largo desde la desembocadura hasta la cabecera más distante de la cuenca.

El ancho medio, B , se obtiene cuando se divide el área para la longitud axial de la cuenca.

$$K_f = \frac{B}{L} \quad (3.2)$$

$$B = \frac{A}{L} \quad (3.3)$$

$$K_f = \frac{A}{L^2} \quad (3.4)$$

En donde:

B : ancho medio de la cuenca, en Km.

L : longitud axial de la cuenca, 88 Km.

A : área de la cuenca, 3631.90 Km².

3.1.3 EXTENSION SUPERFICIAL MEDIA

Se define como la distancia media en que el agua de lluvia tendría que escurrir sobre los terrenos de una cuenca, en caso de que la escorrentía se diese en línea recta desde donde la lluvia cayó hasta el punto más próximo al lecho de una corriente cualquiera de la hoya. La extensión media de la escorrentía superficial está dada por:

$$l = \frac{A}{4L} \quad (3.5)$$

En donde:

l : extensión superficial media, en Km.

L : longitud axial de la cuenca, 88 Km.

A : área de drenaje de la cuenca, 3631.90 Km².

3.1.4 PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA

Es un parámetro adimensional, matemáticamente igual a la relación entre la diferencia máxima de altitudes encontradas en la cuenca, y la raíz cuadrada de su superficie; hasta el sitio de cierre.

$$P_m = \frac{\Delta H}{\sqrt{A}} \times 100 \quad (3.6)$$

En donde:

P_m : pendiente media de la cuenca, en %.

ΔH : diferencia de altitudes, 2720 m.s.n.m.

A : área de drenaje, 3631.90 Km.

3.1.5 CUADRO DE RESUMEN

En el cuadro 3.1 se indican las características de la cuenca de drenaje del río Mayo; las mismas que han sido obtenidas de mediciones directas en las cartas topográficas del IGM así como de los cálculos matemáticos respectivos.

CUADRO 3.1 CARACTERISTICAS DE LA CUENCA DE DRENAJE DEL RIO MAYO

CARACTERISTICAS	SIMBOLO	UNIDAD	VALOR
Area	A	Km ²	3631.90
Perímetro	P	Km	294.04
Cota máxima	C _{máx}	m.s.n.m	3400
Cota mínima	C _{mín}	m.s.n.m	680
Longitud mayor (axial)	L	Km	88.00
Indice de compacidad de Gravelius	K _c		1.40
Factor de forma	K _f		0.50
Forma de la cuenca			Oval redonda a oval oblonga
Tendencia a las crecidas			Media
Extensión superficial media	I	Km	10.37
Pendiente media	P _{med.}	%	11:20
Cota de captación	C _{cap.}	m.s.n.m	980.00

3.1.6 CONCLUSIONES

Analizando el valor obtenido para el índice de compacidad de Gravelius, y con ayuda de la tabla 3.1 se deduce que la cuenca del río Mayo tiene forma oval redonda a oval oblonga, con tendencia media a las crecidas.



3.2 ANALISIS DE LLUVIAS

Por la ubicación del Ecuador en el globo terrestre en la zona ecuatorial, se producen vientos cargados de humedad que producen nubosidad y lluvias con tendencia a precipitaciones de gran duración, que son de 1500 mm a 2300 mm al año¹. Las precipitaciones por las características pluviométricas de la amazonía determinan una distribución proporcional para todo el año, con máximas registradas en los meses de Junio y Julio¹.

3.3 ANALISIS DE PARAMETROS CLIMATOLOGICOS

Con el fin de realizar una buena selección de materiales en los equipos electromecánicos e hidromecánicos; así como en el diseño de las líneas de transmisión, es necesario obtener datos relacionados con la temperatura y humedad.

Temperatura: Es importante contar con datos en la zona de la casa de máquinas para la refrigeración de la maquinaria y para el diseño del equipo de aire acondicionado.

La temperatura promedio es de 21.6° C.

Humedad: es necesaria para el diseño del aire acondicionado en la casa de máquinas. La humedad media es del 94%.

¹ SUBCOMISION ECUATORIANA PREDESUR, Plan de desarrollo regional del sur 1998-2003, Loja, Ecuador, Página 250.

3.4 SERIES DE CAUDALES MENSUALES Y ANUALES

Las series de caudales mensuales y anuales han sido proporcionadas por la División de Hidrología y Sedimentología del ex INECEL (cuadro 2.1).

3.5 ANALOGIA CON OTRAS CUENCAS SIMILARES

Para realizar comparaciones de las series de registros generados para la estación Palanda A.J. Valladolid, se han utilizado los datos de las cuencas vecinas de Isimanchi, Nangaritza, AJ Zamora, Chinchipe, por presentar características similares a la cuenca en estudio²; tales como tamaño, ubicación, orografía, altura, orientación.

3.6 CURVA DE DURACION GENERAL

La curva de duración general indica el porcentaje de tiempo (probabilidad), o el número de días, meses o años del total de ocurrencias en que un caudal es igualado o superado.

Para el presente estudio, la curva de duración general se la realizará con caudales medios mensuales; tomando como caudal de diseño el que tiene una probabilidad de ocurrencia del 90%.³

Escoger un caudal garantizado en un 90% del tiempo significa que se le puede aprovechar

² INECEL, División de hidrología y sedimentología.

³ KROCHIN, Sviatoslav. Diseño Hidráulico, Quito, Ecuador, 1986, Página 356.

este porcentaje del tiempo y que solamente 37 días al año los caudales serán menores.

Para determinar la curva de duración general, se utilizó el método de ajuste analítico, propuesto por Ven Te Chow, el mismo que se describe a continuación.

1. Registrar el caudal medio mensual de cada año (Q_i) de la estación en estudio (cuadro 3.2).
2. Se ordena los caudales de mayor a menor y se calcula la probabilidad, asignando a cada uno un número de orden m .

$$P = \frac{m}{N + 1} \times 100 \quad (3.7)$$

En donde:

P : probabilidad, en % .

m : número de orden.

N : número total de casos, 131.

3. Se calcula el caudal medio mensual.

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{N} \quad (3.8)$$

En donde:

Q_m : caudal medio mensual, en m³/s.

Q_i : caudal máximo mensual para cada año, en m³/s.

N : número total de casos, 131.

4. Se calcula las relaciones $Q_i - Q_m$, y, $\sum(Q_i - Q_m)^2$.

5. Se calcula la desviación estándar.

$$\delta Q = \sqrt{\frac{\sum(Q_i - Q_m)^2}{N - 1}} \quad (3.9)$$

En donde:

δQ : desviación estándar.

6. Se calcula el coeficiente de variación.

$$C_v = \frac{\delta Q}{Q_m} \quad (3.10)$$

En donde:

C_v : coeficiente de variación.

δQ : desviación estándar del caudal.

Q_m : caudal medio mensual.

7. Se calcula el coeficiente de oblicuidad

$$C_s = (3 \times C_v) + C_v^3 \quad (3.11)$$

En donde:

C_s : coeficiente de oblicuidad.

8. Con los valores de C_s y P %, entrar en la tabla 3.2 y determinar K para las diferentes probabilidades.

9. Se traza la curva de duración (figura 3.1) por los puntos ajustados P y Q_i (cuadro 3.3), calculados con la ecuación 3.12.

$$Q_i = Q_m + (\delta Q \times K_i) \quad (3.12)$$

En donde:

K_i : coeficiente función del C_s y P% (tabla 3.2).

Los valores para graficar la curva de duración general se resumen en el cuadro 3.3.

TABLA 3.2 VALORES DE K PARA DIFERENTES PROBABILIDADES⁴

Cs	Probabilidad promedio	PROBABILIDAD EN % O MAYOR QUE LA VARIABLE DADA ¹									Cv
		-	-	-	-	-	+	+	+	+	
		95	90	80	50	20	5	1	0.1	0.001	
0.00	50.00	2.33	1.65	8.84	0.00	0.84	1.64	2.33	3.00	3.72	0.000
0.10	49.30	2.25	1.62	0.85	0.02	0.84	1.67	2.40	3.22	3.95	0.033
0.20	48.70	2.18	1.59	0.85	0.04	0.83	1.70	2.47	3.38	4.18	0.067
0.30	48.00	2.11	1.56	0.85	0.06	0.82	1.72	2.55	3.56	4.42	0.100
0.40	47.30	2.04	1.53	0.85	0.07	0.81	1.75	2.62	3.72	4.70	0.136
0.50	46.70	1.98	1.49	0.86	0.09	0.80	1.77	2.70	3.83	4.93	0.166
0.60	46.10	1.91	1.46	0.85	0.10	0.79	1.79	2.77	4.05	5.24	0.187
0.70	45.50	1.85	1.43	0.85	0.11	0.78	1.81	2.84	4.21	5.52	0.230
0.80	44.90	1.79	1.40	0.84	0.13	0.77	1.82	2.90	4.37	5.81	0.232
0.90	44.20	1.74	1.37	0.84	0.14	0.76	1.84	2.97	4.55	6.11	0.292
1.00	43.70	1.68	1.34	0.84	0.15	0.75	1.85	3.03	4.72	6.40	0.324
1.10	43.20	1.63	1.31	0.83	0.16	0.73	1.86	3.09	4.87	6.71	0.351
1.20	42.70	1.58	1.29	0.82	0.17	0.72	1.87	3.15	5.04	7.02	0.381
1.30	42.70	1.54	1.26	0.82	0.18	0.71	1.88	3.21	5.19	7.31	0.409
1.40	41.70	1.49	1.23	0.81	0.19	0.69	1.88	3.26	5.35	7.62	0.436
2.00	39.20	1.28	1.10	0.77	0.24	0.61	1.89	3.52	6.25	9.51	0.599
2.20	38.40	1.22	1.06	0.76	0.25	0.59	1.89	3.59	6.51	10.12	0.943
2.40	37.70	1.17	1.02	0.74	0.26	0.57	1.88	3.65	6.77	10.72	0.691

¹El símbolo sobre el número (+/-) indica el signo de K.

⁴ NACIONES UNIDAS, ORGANIZACION METEOROLOGICA MUNDIAL, Manual de instrucciones, Estudios hidrológicos, Publicación No.70, San José, Costa Rica, 1972, Página 108.

3.7 CURVAS DE VARIACION ESTACIONAL

En muchas ocasiones se requiere un conocimiento del comportamiento estacional del caudal, entonces se recurre al uso de las curvas de variación estacional. En éstas se lleva en abscisas el mes, en ordenadas el caudal, y, como parámetro la probabilidad.

Para el caso de caudales medios mensuales, estos dan una información sobre su distribución respecto al tiempo, en función de la probabilidad de que dichos valores sean igualados o superados.

El método a seguir para la realización de dichas curvas se describe a continuación.

1. Ordenar los caudales medios mensuales de mayor a menor, asignándoles un número de orden m para todos los años del período n , y se calcula la probabilidad de ocurrencia P (%) según la fórmula de Hazen (cuadro 3.4).

$$P = \frac{(2 \times m) - 1}{2 \times n} \times 100 \quad (3.13)$$

En donde:

m : número de orden.

n : años del período.

2. Se grafica en papel logarítmico las curvas de duración para cada mes, colocando los caudales en ordenadas y las probabilidades en abscisas (figuras 3.2 a 3.13).
3. Se obtienen probabilidades exactas del 5%, 10%, 20%, 30%, 50%, 70%, 80%, 90% y 95%, interpolando en las gráficas el valor del caudal para cada mes (cuadro 3.6).
4. Con los datos obtenidos se grafica la curva de variación estacional; colocando los meses en las abscisas y los caudales en las ordenadas (figura 3.14).

3.7.1 CONCLUSIONES

Analizando las curvas de variación estacional se observa que el período lluvioso está entre Junio y Julio; y el período seco está entre Octubre y Noviembre.

Esta información es útil para tomar las medidas precautelatorias que alarguen el período de servicio de las obras y garanticen un aprovechamiento constante del elemento hídrico.

3.8 ESTUDIO DE CRECIENTES

Se define como una creciente a un caudal del río sumamente alto en comparación con caudales observados habitualmente.

Usualmente se determina la creciente de diseño en función del **período de retorno (Tr)**; siendo éste el intervalo de tiempo en que un determinado caudal es igualado o superado durante la vida útil de la obra. En el presente estudio, se tomará un período de retorno

igual a 100 años*.

Existen diferentes metodologías para el cálculo de crecidas, dependiendo éstas del tipo e importancia de la obra a diseñar; así como de la información hidrológica disponible en la cuenca en análisis. Así tenemos que se aplicarán métodos estadísticos y empíricos.

3.8.1 METODO PROBABILISTICO DE GUMBEL

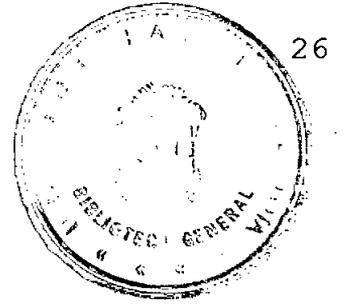
El caudal máximo de diseño se calcula aplicando el siguiente procedimiento:

1. Registrar el caudal máximo mensual de cada año (Q_i) de la estación en estudio (cuadro 3.7).
2. Se ordena los caudales de mayor a menor y se calcula la probabilidad de ocurrencia, asignando a cada uno un número de orden m .

$$P = \frac{m}{N + 1} \times 100 \quad (3.14)$$

En donde:

* MEMORIAS DEL VII CONGRESO NACIONAL DE HIDRÁULICA, Quito, Ecuador, 1977, Página 358.



P : probabilidad de ocurrencia, en % .

m : número de orden de cada dato.

N : número de años de la serie, 13.

3. Se calcula el caudal medio instantáneo .

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{N} \quad (3.15)$$

En donde:

Q_m : caudal medio instantáneo, en m^3/s .

Q_i : caudal máximo mensual para cada año, en m^3/s .

N : número de años de la serie.

4. Se calcula las relaciones $Q_i - Q_m$, y, $\sum(Q_i - Q_m)^2$.

$$\delta Q = \sqrt{\frac{\sum(Q_i - Q_m)^2}{N - 1}} \quad (3.16)$$

5. Se calcula la desviación estándar.

6. De la tabla 3.3 se obtiene el valor de la desviación estándar reducida δ_n , el mismo que está en función del número de años de la serie.

7. De la tabla 3.4 se obtiene el valor del promedio reducido \bar{Y}_n , el mismo que está en función del número de años de la serie.

8. De la tabla 3.5 se obtiene el valor de la variable reducida Y , de acuerdo al período de retorno considerado.

9. Se calcula el caudal máximo probable para el período de retorno considerado.

$$Q_{max} = Q_m + \frac{\delta Q}{\delta n} \times (Y - \bar{Y}_n) \quad (3.17)$$

10. Se determina el intervalo de confianza (ecuaciones 3.19 y 3.20), o sea aquel dentro del cual puede variar el caudal máximo; dependiendo del registro disponible.

Para ello se analiza lo siguiente:

Si Φ (ecuación 3.18), que es un coeficiente que está en función del período de retorno, varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la ecuación 3.19; y si es mayor a 0.90 se calcula con la ecuación 3.20.

$$\Phi = 1 - \frac{1}{T_r} \quad (3.18)$$

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N \times \alpha \times \delta_m} \times \left[\frac{\delta Q}{\delta_n \times \sqrt{N}} \right] \quad (3.19)$$

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \times \delta Q}{\delta_n} \quad (3.20)$$

En donde:

δQ : desviación estándar del caudal.

δ_n : desviación estándar reducida.

$\sqrt{N\alpha\delta_m}$: constante función de ϕ .

El intervalo de confianza siempre se tomará con el signo más, puesto que se desea obtener el gasto máximo más desfavorable.⁵

11. Se calcula el caudal máximo de diseño probable.

$$Q_{diseño} = Q_{max} + \Delta Q \quad (3.21)$$

En donde:

⁵NACIONES UNIDAS, ORGANIZACION METEOROLOGICA MUNDIAL. Manual de instrucciones y estudios hidrológicos, Publicación No. 70, San José de Costa Rica, 1972, Página 190.

$Q_{diseño}$: caudal máximo de diseño probable, en m^3/s .

TABLA 3.3 DESVIACION ESTANDAR REDUCIDA δ_n

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.9496	0.9676	0.9833	0.9971	1.0095	1.0206	1.0316	1.0411	1.0493	1.0560
20	1.0628	1.0696	1.0754	1.0811	1.0864	1.0915	1.0961	1.1004	1.1047	1.1080
30	1.1124	1.1159	1.1193	1.1296	1.1255	1.1285	1.1313	1.1339	1.1363	1.1380
40	1.1413	1.1436	1.1458	1.1480	1.1499	1.1519	1.1538	1.1574	1.1574	1.1590
50	1.1607	1.1623	1.1638	1.1658	1.1667	1.1681	1.1698	1.1721	1.1721	1.1730
60	1.1747	1.1759	1.1770	1.1782	1.1793	1.1803	1.1814	1.1834	1.1834	1.1840
70	1.1854	1.1863	1.1873	1.1881	1.1890	1.1898	1.1906	1.1915	1.1923	1.1930
80	1.1938	1.1945	1.1953	1.1959	1.1967	1.1973	1.1980	1.1987	1.1994	1.2000
90	1.2007	1.2013	1.2020	1.2026	1.2032	1.2038	1.2044	1.2049	1.2055	1.2060
100	1.2065									

TABLA 3.4 PROMEDIO REDUCIDO Y_n

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.4952	0.4996	0.5035	0.5070	0.5100	0.5120	0.5157	0.5181	0.5202	0.5220
20	0.5236	0.5252	0.5268	0.5283	0.5296	0.5309	0.5320	0.5332	0.5343	0.5350
30	0.5362	0.5371	0.5380	0.5388	0.5396	0.5402	0.5410	0.5418	0.5424	0.5430
40	0.5436	0.5442	0.5448	0.5453	0.5458	0.5463	0.5468	0.5473	0.5477	0.5480
50	0.5485	0.5489	0.5493	0.6497	0.5501	0.5504	0.5508	0.5511	0.5515	0.5510
60	0.5521	0.5524	0.5527	0.5530	0.5533	0.5535	0.5538	0.5540	0.5543	0.5540
70	0.5548	0.5550	0.5552	0.5555	0.5557	0.5559	0.5561	0.5563	0.5565	0.5560
80	0.5569	0.5570	0.5572	0.5574	0.5576	0.5578	0.5580	0.5581	0.5583	0.5580
90	0.5586	0.5587	0.5589	0.5591	0.5592	0.5593	0.5595	0.5596	0.5598	0.5590
100	0.5600									

TABLA 3.5 VALORES DE Y EN FUNCION DE Tr

Y	0.00	0.37	0.58	1.50	2.25	2.97	3.90	4.60	5.30	6.00
Tr	1.58	2.00	2.33	5.00	10.00	20.00	50.00	100.00	200.00	403.00

TABLA 3.6 VALORES DE $\sqrt{N\alpha\delta_m}$

ϕ	$\sqrt{N\alpha\delta_m}$	ϕ	$\sqrt{N\alpha\delta_m}$	ϕ	$\sqrt{N\alpha\delta_m}$
0.010	2.1607	0.350	1.2981	0.750	2.0069
0.020	1.7894	0.400	1.3366	0.800	2.2408
0.500	1.4550	0.450	1.3845	0.850	2.5849
0.100	1.3028	0.500	1.4427	0.900	3.1639
0.150	1.2548	0.550	1.15130	0.950	4.4721
0.200	1.2427	0.600	1.5984	0.980	7.0710
0.250	1.2494	0.650	1.7034	0.990	10.0000
0.300	1.2687	0.700	1.8355		

3.8.2 METODO DE LEBEDIEV

El caudal máximo de diseño se calcula tomando en cuenta el siguiente procedimiento:

1. Registrar el caudal máximo de cada año (Q_i) de la estación en estudio. Cuadro 3.8
2. Se ordena los caudales de mayor a menor y se calcula el caudal medio instantáneo.

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{N} \quad (3.22)$$

En donde:

Q_m : caudal medio instantáneo, en m^3/s .

Q_i : caudal máximo mensual para cada año, en m^3/s .

N : número de años de la serie.

3. Se calcula un coeficiente adimensional.

$$K_i = \frac{Q_i}{Q_m} \quad (3.23)$$

En donde:

K_i : coeficiente adimensional, que relaciona Q_i con Q_m para cada dato de la serie.

Q_i : caudal máximo mensual para cada año, en m^3/s .

Q_m : caudal medio instantáneo, en m^3/s .

4. Se calcula el coeficiente de variación.

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum(K_i - 1)^2}{N}} \quad (3.24)$$

En donde:

C_v : coeficiente de variación.

N : número de años de la serie.

5. Se calcula el coeficiente de asimetría.

$$C_s = \frac{2 \times C_v}{1 - K_{\min}} \quad (3.25)$$

En donde:

C_s : coeficiente de asimetría.

K_{\min} : coeficiente del caudal menor de la serie

6. Obtener la probabilidad de ocurrencia para el período de ocurrencia considerado.

$$P = \frac{1}{T_r} \times 100 \quad (3.26)$$

En donde:

P : Probabilidad de ocurrencia, en %.

T_r : Período de retorno considerado, en años.

7. Con la probabilidad de ocurrencia y el coeficiente de asimetría, de la tabla 3.7 se deduce el valor de k ; el mismo que es un coeficiente que depende de la probabilidad de ocurrencia (expresada en porcentaje) de que se repita el gasto de diseño; y del coeficiente de asimetría.

8. Se calcula el caudal máximo probable para el período de retorno considerado.

$$Q_{\text{máx}} = Q_m \times [(K \times C_v) + 1] \quad (3.27)$$

9. Se determina el intervalo de confianza, o sea aquel dentro del cual puede variar el caudal máximo; dependiendo del registro disponible.

$$\Delta Q = \pm \frac{A \times E_r \times Q_{\text{máx}}}{\sqrt{N}} \quad (3.28)$$



En donde:

A : coeficiente que varía entre 0.7 y 1.5; dependiendo del número de años de la serie.

Cuantos más años se tenga, menor será el valor de A ; y, si el número de años es mayor a 40, se adopta 0.70. En el presente estudio por tenerse pocos registros, se tomará un valor de $A=1.50$.

E_r : valor que depende de P y del C_v ; el mismo que se lo obtiene de la figura 3.15.

N : número de años de la serie.

Q_m : caudal medio instantáneo, en m^3/s .

El intervalo de confianza siempre se tomará con el signo más, puesto que se desea obtener el gasto máximo más desfavorable⁶.

10. Se calcula el caudal máximo de diseño probable.

$$Q_{diseño} = Q_{m\acute{a}x} + \Delta Q \quad (3.29)$$

En donde:

$Q_{diseño}$: caudal máximo de diseño probable, en m^3/s .

⁶ NACIONES UNIDAS, ORGANIZACION METEOROLOGICA MUNDIAL. Manual de instrucciones y estudios hidrológicos, Publicación No. 70, San José de Costa Rica, 1972, Página 190.

TABLA 3.7 VALORES DE K

Cs	Probabilidad promedio	PROBABILIDAD EN % O MAYOR QUE LA VARIABLE DADA ¹									Cv
		-	-	-	-	-	+	+	+	+	
		95	90	80	50	20	5	1	0.1	0.001	
0.00	50.00	2.33	1.65	8.84	0.00	0.84	1.64	2.33	3.00	3.72	0.000
0.10	49.30	2.25	1.62	0.85	0.02	0.84	1.67	2.40	3.22	3.95	0.033
0.20	48.70	2.18	1.59	0.85	0.04	0.83	1.70	2.47	3.38	4.18	0.067
0.30	48.00	2.11	1.56	0.85	0.06	0.82	1.72	2.55	3.56	4.42	0.100
0.40	47.30	2.04	1.53	0.85	0.07	0.81	1.75	2.62	3.72	4.70	0.136
0.50	46.70	1.98	1.49	0.86	0.09	0.80	1.77	2.70	3.83	4.93	0.166
0.60	46.10	1.91	1.46	0.85	0.10	0.79	1.79	2.77	4.05	5.24	0.187
0.70	45.50	1.85	1.43	0.85	0.11	0.78	1.81	2.84	4.21	5.52	0.230
0.80	44.90	1.79	1.40	0.84	0.13	0.77	1.82	2.90	4.37	5.81	0.232
0.90	44.20	1.74	1.37	0.84	0.14	0.76	1.84	2.97	4.55	6.11	0.292
1.00	43.70	1.68	1.34	0.84	0.15	0.75	1.85	3.03	4.72	6.40	0.324
1.10	43.20	1.63	1.31	0.83	0.16	0.73	1.86	3.09	4.87	6.71	0.351
1.20	42.70	1.58	1.29	0.82	0.17	0.72	1.87	3.15	5.04	7.02	0.381
1.30	42.70	1.54	1.26	0.82	0.18	0.71	1.88	3.21	5.19	7.31	0.409
1.40	41.70	1.49	1.23	0.81	0.19	0.69	1.88	3.26	5.35	7.62	0.436
2.00	39.20	1.28	1.10	0.77	0.24	0.61	1.89	3.52	6.25	9.51	0.599
2.20	38.40	1.22	1.06	0.76	0.25	0.59	1.89	3.59	6.51	10.12	0.943
2.40	37.70	1.17	1.02	0.74	0.26	0.57	1.88	3.65	6.77	10.72	0.691

¹EL SÍMBOLO SOBRE EL NÚMERO (+/-) INDICA EL SIGNO DE K

3.8.3 METODO DE NASH

Este método, al igual que el de Gumbel, requiere de un registro de caudales máximos mensuales o anuales, y de un período de retorno que se elige de acuerdo al tipo de obra a construirse. Para el presente caso se considera un período de retorno igual a 100 años.

El caudal máximo de diseño se calcula tomando en cuenta el siguiente procedimiento:

1. Registrar los caudales máximos anuales (Q_i) de la estación en estudio, ordenarlos en forma decreciente y asignarles un número de orden m (cuadro 3.9).

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{N} \quad (3.30)$$

2. Se determina el caudal máximo promedio.

En donde:

Q_m : caudal máximo promedio, en m³/s.

Q_i : caudal máximo registrado para cada año, en m³/s.

N : número de años de la serie.

3. Se calcula el período de retorno para cada dato de la serie.

$$T_r = \frac{N + 1}{m} \quad (3.31)$$

En donde:

T_r : período de retorno, en años.

N : número de años de la serie.

m : número de orden de cada dato.

4. Determinar los valores de X_i para cada caudal registrado.

$$X_i = \log \left[\log \frac{T_r}{T_r - 1} \right] \quad (3.32)$$

En donde:

X_i : constante para cada dato registrado, función del T_r .

5. Calcular el valor medio de la constante X_i .

$$X_m = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{N} \quad (3.33)$$

En donde:

X_m : promedio de la constante.

N : número de años de la serie.

6. Calcular el valor de las constantes a y c.

$$a = Q_m - (c \times X_m) \quad (3.34)$$

$$c = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i \times Q_i) - (N \times X_m \times Q_m)}{\sum_{i=1}^n [X_i^2 - (N \times X_m^2)]} \quad (3.35)$$

En donde:

a y c : constantes función de los gastos máximos anuales.

7. Cálculo del caudal máximo probable para el período de retorno considerado.

$$Q_{\text{máx}} = a + c \times \log \left[\log \frac{T_r}{T_r - 1} \right] \quad (3.36)$$

8. Determinar el intervalo de confianza dentro del cual puede variar el caudal máximo.

$$\Delta Q = \pm 2 \times \left[\frac{S_{qq}}{N^2 \times (N-1)} + (X - X_m)^2 \times \frac{1}{N-2} \times \frac{1}{S_{xx}} \times \left(S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.37)$$

$$S_{xx} = N \times \sum X_i^2 - [\sum X_i]^2 \quad (3.38)$$

$$S_{qq} = N \times \sum Q_i^2 - [\sum Q_i]^2 \quad (3.39)$$

$$S_{xq} = N \times \sum [Q_i X_i] - [\sum Q_i] \times [\sum X_i] \quad (3.40)$$

$$X = \log \left[\log \frac{T_r}{T_r - 1} \right] \quad (3.41)$$

9. Se calcula el caudal máximo de diseño probable.

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{máx}} + \Delta Q$$

3.8.4 FORMULA EMPIRICA DEL INERHI

Esta fórmula, conocida también como fórmula de Gómez, fue desarrollada por el INERHI en base a estudios realizados en 42 cuencas hidrográficas del Ecuador, y parte del principio de que existe una correlación muy cercana entre el área de la cuenca y la máxima crecida que se produce en ella.

El cálculo del caudal máximo de diseño probable para diversos períodos de retorno, se lo realiza con la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{25 \times A \times K}{\sqrt{A + 57}} \quad (3.42)$$

En donde:

A : área de la cuenca, en Km^2 .

K : coeficiente, función del período de retorno, tabla 3.8.

TABLA 3.8 VALORES DE K

Tr (años)	1000	500	100	50	25	5	1
K	1.000	0.856	0.646	0.574	0.507	0.361	0.139

3.8.5 CUADRO DE RESUMEN Y CONCLUSIONES

La División de Hidrología y Sedimentología del INECEL, ha obtenido caudales de crecida para períodos de retorno de 10, 50 y 100 años; los mismos que conjuntamente con los valores calculados anteriormente por los diversos métodos para períodos de retorno de 5,

CAUDALES MAXIMOS DE DISEÑO PROBABLE CUADRO 3.10

PERIODO DE RETORNO Tr (años)	M E T O D O S				DATOS DEL INECEL	PROMEDIO*
	GUMBEL	LEBEDIEV	NASH	INERHI		
	CAUDALES (m ³ /s)					
5	139.90	132.98	137.35	184.77		148.85
10	151.29	135.36	143.61	196.55	150.00	156.70
20	157.75	138.31	149.21	221.11		166.70
50	166.11	140.65	156.43	293.79	225.00	189.25
100	172.38	142.05	161.77	330.65	250.00	201.70
200	178.62	143.39	161.07	357.26		211.60

*Sin considerar los datos del INECEL

De los cálculos realizados por los diferentes métodos para obtener los caudales máximos de diseño probable, y de los resultados indicados, se tiene las siguientes conclusiones y recomendaciones:

1. Al tenerse una serie de registros igual a trece años, los resultados no son muy confiables; puesto que para aplicar los métodos estadísticos o probabilísticos y obtener buenos resultados, se requiere que la estadística disponible sea mínimo de veinte años de registros. Por esta razón, los resultados obtenidos por estos métodos se usarán únicamente para establecer comparaciones.
2. Aplicando la fórmula empírica del INERHI, se obtienen resultados alejados de la realidad, debido a que no se toma en cuenta el factor principal que es la precipitación.
3. Por las consideraciones anotadas anteriormente, se ha creído conveniente realizar un promedio de los caudales máximos de diseño probable, obtenidos para los diversos periodos de retorno.

4. El caudal máximo de diseño probable obtenido mediante promedio, para un período de retorno de cien años es de $210 \text{ m}^3/\text{s}$.

5. Al haberse obtenido todos los datos hidrológicos de la división de hidrología y sedimentología del INECCEL, para un período de retorno de cien años; se adoptará un caudal máximo de diseño probable de $250 \text{ m}^3/\text{s}$, por ser un dato más confiable.

3.9 ESTIMACION DEL ARRASTRE DE SEDIMENTOS

3.9.1 IMPORTANCIA DEL ESTUDIO

La sedimentología puede ser considerada como parte primordial e importante de la hidrología. La gran importancia de su conocimiento radica básicamente en el dimensionamiento de elementos hidráulicos de captación y desarenación, prevención de la erosión y desasolvamiento de cauces fluviales, canales y túneles.

Además el agua del río acarrea pequeñas partículas de material duro y abrasivo (sedimento) que pueden ocasionar daños considerables a las turbinas, así como su rápido desgaste, si no son extraídas antes de que el agua ingrese a la tubería de presión.

3.9.2 TIPOS DE EROSION

La erosión es la separación y remoción de partículas rocosas por la acción del agua y el

viento. Depende fundamentalmente de la intensidad de los agentes erosivos (agua, viento, etc.) y de la naturaleza y características de los materiales (homogeneidad, granulometría, etc.). Los tipos de erosión a considerar son:

La erosión mecánica o física, que sólo produce fragmentación o de degradación de las rocas, sin cambio de su composición.

La erosión química, en la que intervienen procesos químicos como la disolución, carbonatación, etc.

3.9.3 PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS

La propiedad más importante de una partícula o grano de sedimento es su tamaño. Puesto que el tamaño de los granos hace que los sedimentos varíen en un amplio rango, no sería muy práctico considerar en detalle las propiedades de una partícula individual, y es necesario por tanto, determinar promedios o valores estadísticos.

Prácticamente todos los sedimentos, sean éstos transportados por aire o agua tienen su origen en materiales rocosos y por consiguiente, presentan en su constitución mineralógica los minerales que constituyeron las rocas de las cuales provienen. La composición mineralógica tiene gran importancia en los aprovechamientos hidroeléctricos, pues, generalmente las partículas más grandes son sedimentadas en algunas de las obras construidas para el efecto; pero las de menor tamaño que no se han depositado, pasan a las turbinas, ocasionando varios problemas, como la cavitación.

Otra propiedad de los sedimento es el peso específico; que es el peso de las partículas por unidad de volumen, expresado en gr/cm^3 o en T/m^3 . Debido a la estabilidad del cuarzo, que es el mineral más común en la composición de los sedimentos transportados por el viento o el agua, se suele emplear frecuentemente en los cálculos su peso específico, como valor válido para las arenas, el mismo que es de 2.65 T/m^3 .*

3.9.4 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Los sedimentos son transportados de diversas formas, dependiendo de las propiedades de las partículas y de las condiciones del curso fluvial en el que se mueven; es así que dichas partículas pueden resbalar, rodar o saltar por el lecho del río; o desplazarse en suspensión mezcladas con el agua.

Para los estudios de los proyectos de pequeñas centrales hidroeléctricas en general interesa más el transporte en suspensión, porque éste es el que potencialmente puede llegar hasta las turbinas.

3.9.4.1 METODOS DE MEDICION Y MUESTREO

Para la medición de los sedimentos en suspensión se utilizan generalmente las mismas instalaciones usadas para aforos. La medición del sedimento en suspensión requiere un conocimiento completo de las condiciones del escurrimiento del río, y por lo tanto, es necesario que las medidas del caudal líquido y sólido se lleven paralelamente.

* CISNEROS, ERNANDO y LAVANDA, SILVIO, Estudio de factibilidad del potencial hidroeléctrico de la cuenca del río Sabanilla, Tesis de ingeniero civil, UTPL, Loja, Ecuador, 1996, página 90.

Para la medición del sedimento en suspensión se pueden usar varios métodos, como: muestreadores, métodos colorimétricos, empleo de fórmulas. Para la medición del material sólido se pueden emplear igualmente los muestreadores.

En el presente estudio, al no disponerse de una completa información en los anuarios hidrológicos, se adoptarán valores; los mismos que se indican en el apartado siguiente.

3.10 CUADRO DE RESUMEN Y CONCLUSIONES

En general, se puede decir que en el Ecuador son muy pocas las estaciones hidrométricas que disponen de la infraestructura necesaria para la determinación y análisis del gasto sólido. De allí el hecho de que el estudio de sedimentos, en la mayor parte de las veces, como en el presente caso, no cuente con los elementos suficientes para la investigación y evaluación.

Por esta razón se han adoptado los siguientes datos de los sedimentos para la cuenca del río Mayo⁷; los mismos que servirán para diversos diseños:

Cantidad de sedimentos totales = 225025 m³/año.

Diámetro medio de las partículas a sedimentar = 0.20 mm.

⁷ KROCHIN, SVIATOSLAV, Características de las cuencas hidrográficas en el Ecuador, Quito, Ecuador, 1986, Páginas 6 y 26.



ANEXOS

CURVA DE DURACION GENERAL : Ajuste de la curva.

No. ORDEN m	CAUDAL Qi (m³/s)	Qi-Qm m³/s	(Qi-Qm)²	PROBABILIDAD P (%)
1	71.42	33.74	1138.36	0.76
2	67.76	30.08	904.78	1.52
3	63.63	25.95	673.38	2.27
4	61.22	23.54	554.11	3.03
5	59.94	22.26	495.49	3.79
6	59.46	21.78	474.35	4.55
7	58.58	20.90	436.79	5.30
8	58.06	20.38	415.33	6.06
9	55.55	17.87	319.32	6.82
10	54.27	16.59	275.21	7.58
11	54.20	16.52	272.90	8.33
12	52.17	14.49	209.95	9.09
13	51.83	14.15	200.21	9.85
14	51.72	14.04	197.11	10.61
15	51.57	13.89	192.92	11.36
16	50.40	12.72	161.79	12.12
17	49.65	11.97	143.27	12.88
18	49.38	11.70	136.88	13.64
19	49.31	11.63	135.25	14.39
20	48.91	11.23	126.10	15.15
21	48.91	11.23	126.10	15.91
22	48.62	10.94	119.67	16.67
23	48.20	10.52	110.66	17.42
24	48.12	10.44	108.98	18.18
25	47.93	10.25	105.05	18.94
26	47.87	10.19	103.83	19.70
27	47.72	10.04	100.79	20.45
28	47.49	9.81	96.23	21.21
29	46.94	9.26	85.74	21.97
30	46.61	8.93	79.74	22.73
31	46.49	8.81	77.61	23.48
32	45.10	7.42	55.05	24.24
33	44.84	7.16	51.26	25.00
34	44.39	6.71	45.02	25.76
35	44.18	6.50	42.24	26.52
36	43.36	5.68	32.26	27.27
37	43.00	5.32	28.30	28.03
38	42.92	5.24	27.45	28.79
39	42.61	4.93	24.30	29.55
40	42.07	4.39	19.27	30.30
41	41.93	4.25	18.06	31.06
42	41.72	4.04	16.32	31.82
43	41.36	3.68	13.54	32.58
44	41.36	3.68	13.54	33.33
45	41.25	3.57	12.74	34.09
46	41.23	3.55	12.60	34.85
47	41.15	3.47	12.04	35.61
48	40.69	3.01	9.06	36.36
49	40.59	2.91	8.47	37.12
50	40.12	2.44	5.95	37.88
51	39.93	2.25	5.06	38.64
52	39.38	1.70	2.89	39.39
53	38.94	1.26	1.59	40.15
54	38.88	1.20	1.44	40.91
55	38.49	0.81	0.66	41.67



No. ORDEN m	CAUDAL Qi (m³/s)	Qi-Qm m³/s	(Qi-Qm)²	PROBABILIDAD P (%)
56	38.47	0.79	0.62	42.42
57	38.44	0.76	0.58	43.18
58	38.40	0.72	0.52	43.94
59	38.39	0.71	0.50	44.70
60	38.05	0.37	0.14	45.45
61	37.57	-0.11	0.01	46.21
62	37.25	-0.43	0.19	46.97
63	37.05	-0.63	0.40	47.73
64	37.04	-0.64	0.41	48.48
65	37.02	-0.66	0.44	49.24
66	36.58	-1.10	1.21	50.00
67	36.52	-1.16	1.35	50.76
68	35.99	-1.69	2.86	51.52
69	35.97	-1.71	2.93	52.27
70	35.89	-1.79	3.21	53.03
71	35.84	-1.84	3.39	53.79
72	35.81	-1.87	3.50	54.55
73	35.64	-2.04	4.16	55.30
74	34.98	-2.70	7.29	56.06
75	34.88	-2.80	7.84	56.82
76	34.86	-2.82	7.95	57.58
77	34.74	-2.94	8.65	58.33
78	34.71	-2.97	8.82	59.09
79	34.49	-3.19	10.18	59.85
80	33.77	-3.91	15.29	60.61
81	33.76	-3.92	15.37	61.36
82	33.67	-4.01	16.08	62.12
83	33.66	-4.02	16.16	62.88
84	33.41	-4.27	18.24	63.64
85	33.38	-4.30	18.49	64.39
86	32.96	-4.72	22.28	65.15
87	32.83	-4.85	23.53	65.91
88	32.78	-4.90	24.01	66.67
89	32.76	-4.92	24.21	67.42
90	32.72	-4.96	24.61	68.18
91	32.23	-5.45	29.71	68.94
92	30.52	-7.16	51.27	69.70
93	30.47	-7.21	51.99	70.45
94	30.27	-7.41	54.91	71.21
95	29.91	-7.77	60.38	71.97
96	29.61	-8.07	65.13	72.73
97	29.43	-8.25	68.07	73.48
98	29.17	-8.51	72.43	74.24
99	29.03	-8.65	74.83	75.00
100	28.95	-8.73	76.22	75.76
101	28.83	-8.85	78.33	76.52
102	28.73	-8.95	80.11	77.27
103	28.40	-9.28	86.13	78.03
104	28.09	-9.59	91.98	78.79
105	27.92	-9.76	95.27	79.55
106	27.05	-10.63	113.01	80.30
107	26.88	-10.80	116.65	81.06
108	26.67	-11.01	121.23	81.82
109	26.67	-11.01	121.23	82.58
110	26.28	-11.40	129.97	83.33
111	25.39	-12.29	151.06	84.09
112	25.10	-12.58	158.27	84.85
113	24.95	-12.73	162.06	85.61

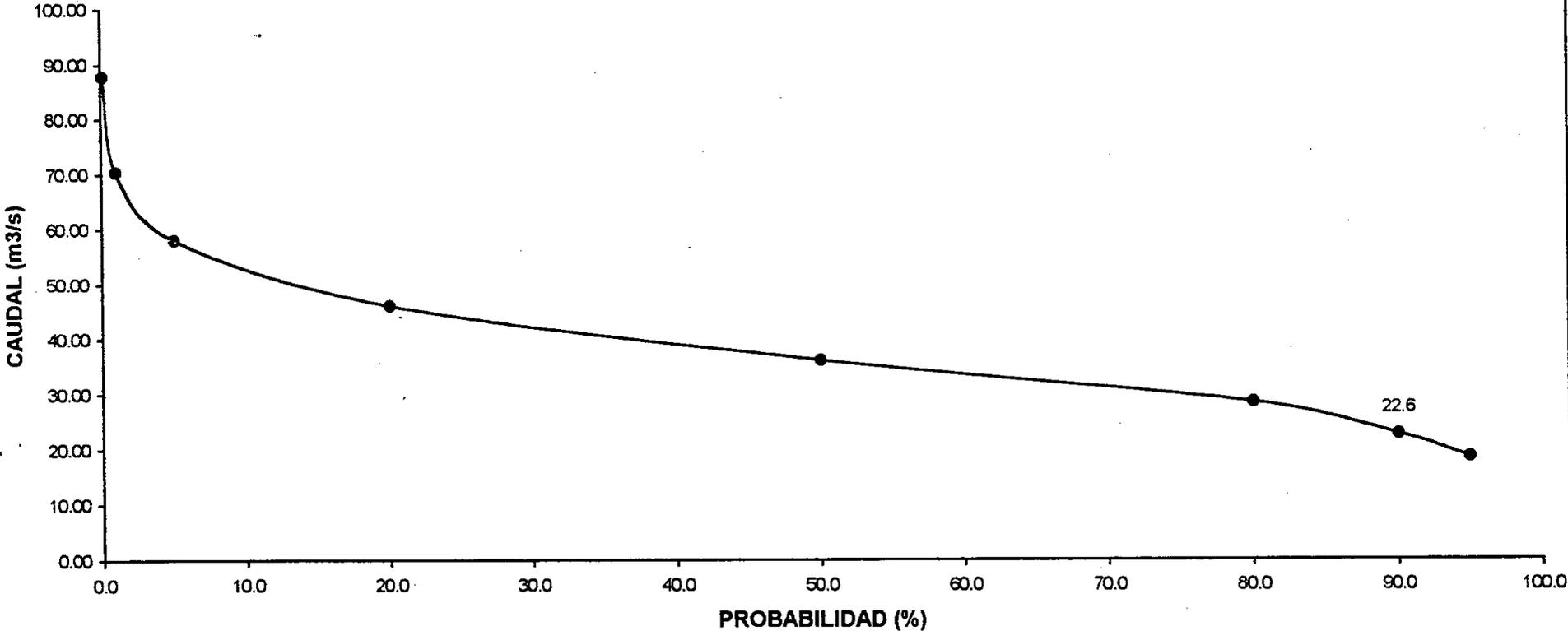
No. ORDEN m	CAUDAL Qi (m³/s)	Qi-Qm m³/s	(Qi-Qm)²	PROBABILIDAD P (%)
114	24.89	-12.79	163.60	86.36
115	24.86	-12.82	164.36	87.12
116	24.60	-13.08	171.10	87.88
117	24.32	-13.36	178.50	88.64
118	23.91	-13.77	189.63	89.39
119	23.13	-14.55	211.72	90.15
120	23.04	-14.64	214.34	90.91
121	22.89	-14.79	218.76	91.67
122	22.83	-14.85	220.54	92.42
123	22.83	-14.85	220.54	93.18
124	22.53	-15.15	229.54	93.94
125	22.08	-15.60	243.37	94.70
126	22.01	-15.67	245.56	95.45
127	21.96	-15.72	247.13	96.21
128	20.66	-17.02	289.70	96.97
129	20.34	-17.34	300.69	97.73
130	17.73	-19.95	398.02	98.48
131	17.28	-20.40	416.18	99.24
Σ	4936.14		15765.88	
Qm	37.68			
δQ	11.01			
Cv	0.29			
Cs	0.90			

CUADRO 3.3

**VALORES PARA DIBUJAR LA
CURVA DE DURACION GENERAL**

Ki	P %	Qi m³/s
4.55	0.1	87.79
2.97	1	70.39
1.84	5	57.94
0.76	20	46.05
-0.14	50	36.14
-0.84	80	28.43
-1.37	90	22.59
-1.74	95	18.52

Figura 3.1 CURVA DE DURACION GENERAL



CUADRO 3.4

CURVAS MENSUALES DE DURACION GENERAL

ENERO - FEBRERO - MARZO - ABRIL - MAYO - JUNIO

No. ORDEN	ENERO	PROBABILIDAD %
1	51.57	4.55
2	48.91	13.64
3	47.87	22.73
4	42.61	31.82
5	38.44	40.91
6	35.97	50.00
7	35.64	59.09
8	33.41	68.18
9	33.38	77.27
10	23.91	86.36
11	22.89	95.45
n	11	

No. ORDEN	FEBRERO	PROBABILIDAD %
1	67.76	4.55
2	52.17	13.64
3	51.83	22.73
4	49.38	31.82
5	47.93	40.91
6	46.49	50.00
7	40.69	59.09
8	38.40	68.18
9	33.67	77.27
10	28.95	86.36
11	26.88	95.45
n	11	

No. ORDEN	MARZO	PROBABILIDAD %
1	58.06	4.55
2	54.20	13.64
3	48.62	22.73
4	42.72	31.82
5	37.57	40.91
6	35.99	50.00
7	34.71	59.09
8	34.49	68.18
9	30.52	77.27
10	29.03	86.36
11	22.08	95.45
n	11	

No. ORDEN	ABRIL	PROBABILIDAD %
1	59.94	5.00
2	55.55	15.00
3	49.31	25.00
4	42.80	35.00
5	47.49	45.00
6	43.36	55.00
7	41.23	65.00
8	40.59	75.00
9	39.93	85.00
10	26.67	95.00
n	10	

No. ORDEN	MAYO	PROBABILIDAD %
1	46.61	5.00
2	41.36	15.00
3	41.25	25.00
4	38.94	35.00
5	38.49	45.00
6	37.25	55.00
7	34.98	65.00
8	34.74	75.00
9	30.47	85.00
10	28.83	95.00
n	10	

No. ORDEN	JUNIO	PROBABILIDAD %
1	63.63	4.55
2	61.62	13.64
3	59.46	22.73
4	48.91	31.82
5	45.10	40.91
6	39.38	50.00
7	35.81	59.09
8	32.83	68.18
9	32.76	77.27
10	25.39	86.36
11	22.01	95.45
n	11	

CUADRO 3.5

CURVAS MENSUALES DE DUARCION GENERAL

JULIO - AGOSTO - SEPTIEMBRE - OCTUBRE - NOVIEMBRE - DICIEMBRE

No. ORDEN	JULIO	PROBABILIDAD %
1	71.42	4.55
2	58.58	13.64
3	48.12	22.73
4	46.94	31.82
5	44.54	40.91
6	44.18	50.00
7	43.00	59.09
8	41.72	68.18
9	36.52	77.27
10	32.96	86.36
11	32.23	95.45
n	11	

No. ORDEN	AGOSTO	PROBABILIDAD %
1	42.92	4.55
2	38.39	13.64
3	36.58	22.73
4	34.88	31.82
5	34.86	40.91
6	30.27	50.00
7	29.91	4.55
8	29.43	68.18
9	27.92	77.27
10	24.95	86.36
11	21.96	95.45
n	11	

No. ORDEN	SEPTIEMBRE	PROBABILIDAD %
1	41.15	4.55
2	38.05	13.64
3	37.05	22.73
4	35.89	31.82
5	35.84	40.91
6	32.78	50.00
7	32.72	59.09
8	26.67	68.18
9	24.89	77.27
10	24.32	86.36
11	22.83	95.45
n	11	

No. ORDEN	OCTUBRE	PROBABILIDAD %
1	50.40	4.55
2	42.07	13.64
3	41.36	22.73
4	38.88	31.82
5	37.62	40.91
6	33.76	50.00
7	29.61	59.09
8	27.05	68.18
9	26.28	77.27
10	25.10	86.36
11	24.60	95.45
n	11	

No. ORDEN	NOVIEMBRE	PROBABILIDAD %
1	33.66	4.55
2	29.17	13.64
3	28.73	22.73
4	28.40	31.82
5	28.09	40.91
6	24.86	50.00
7	26.13	59.09
8	22.83	68.18
9	22.53	77.27
10	20.34	86.36
11	17.28	95.45
n	11	

No. ORDEN	DICIEMBRE	PROBABILIDAD %
1	54.27	4.55
2	51.72	13.64
3	49.65	22.73
4	44.39	31.82
5	41.93	40.91
6	40.12	50.00
7	38.47	59.09
8	37.04	68.18
9	33.77	77.27
10	20.66	86.36
11	17.73	95.45
n	11	

FIGURA 3.2 CURVA MENSUAL DE DURACION GENERAL ENERO

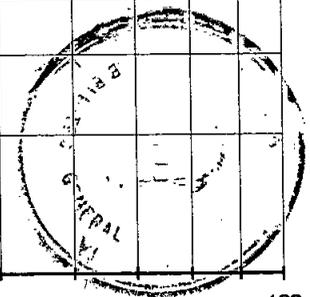
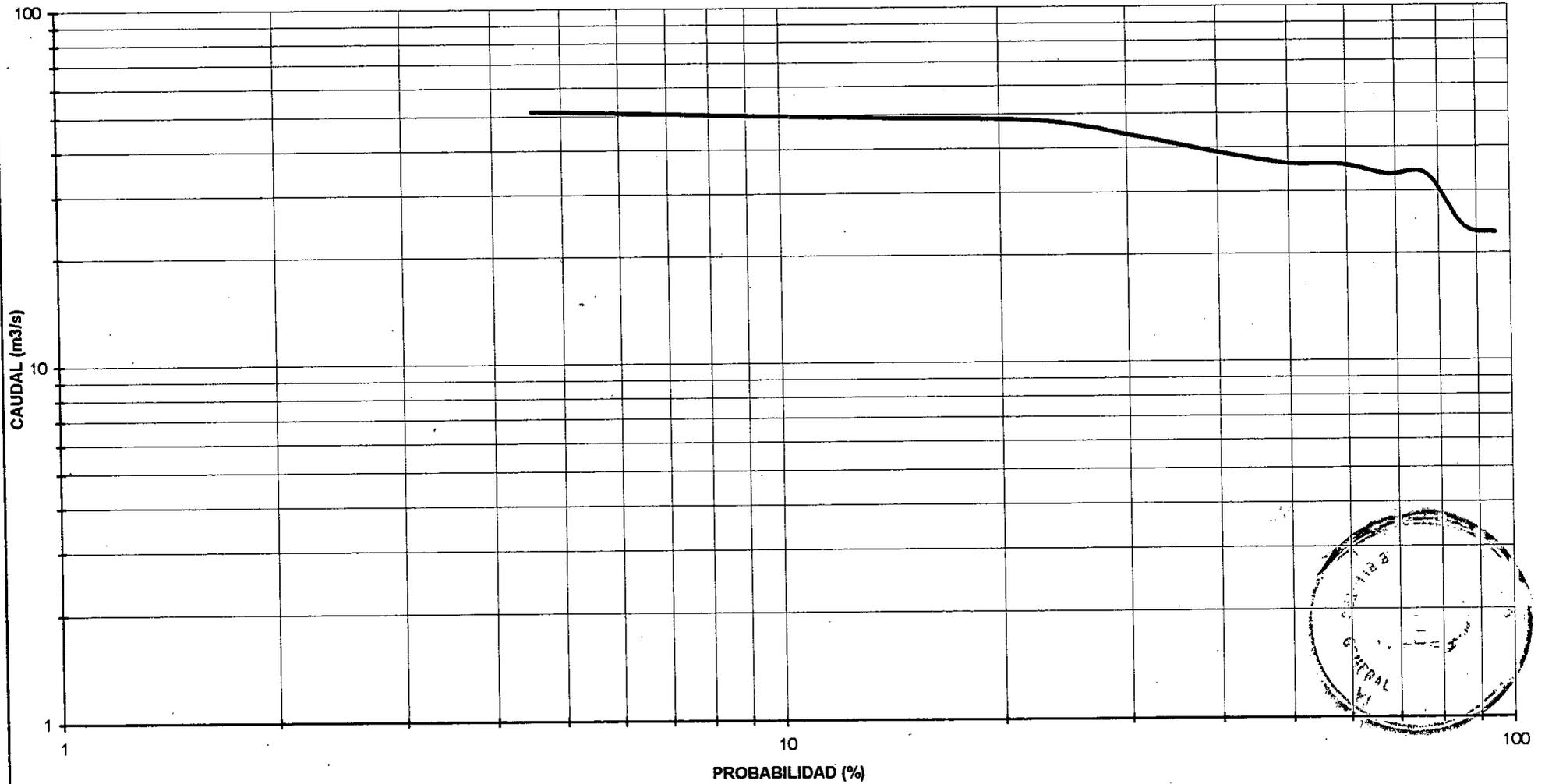


FIGURA 3.3 CURVA MENSUAL DE DURACION GENERAL FEBRERO

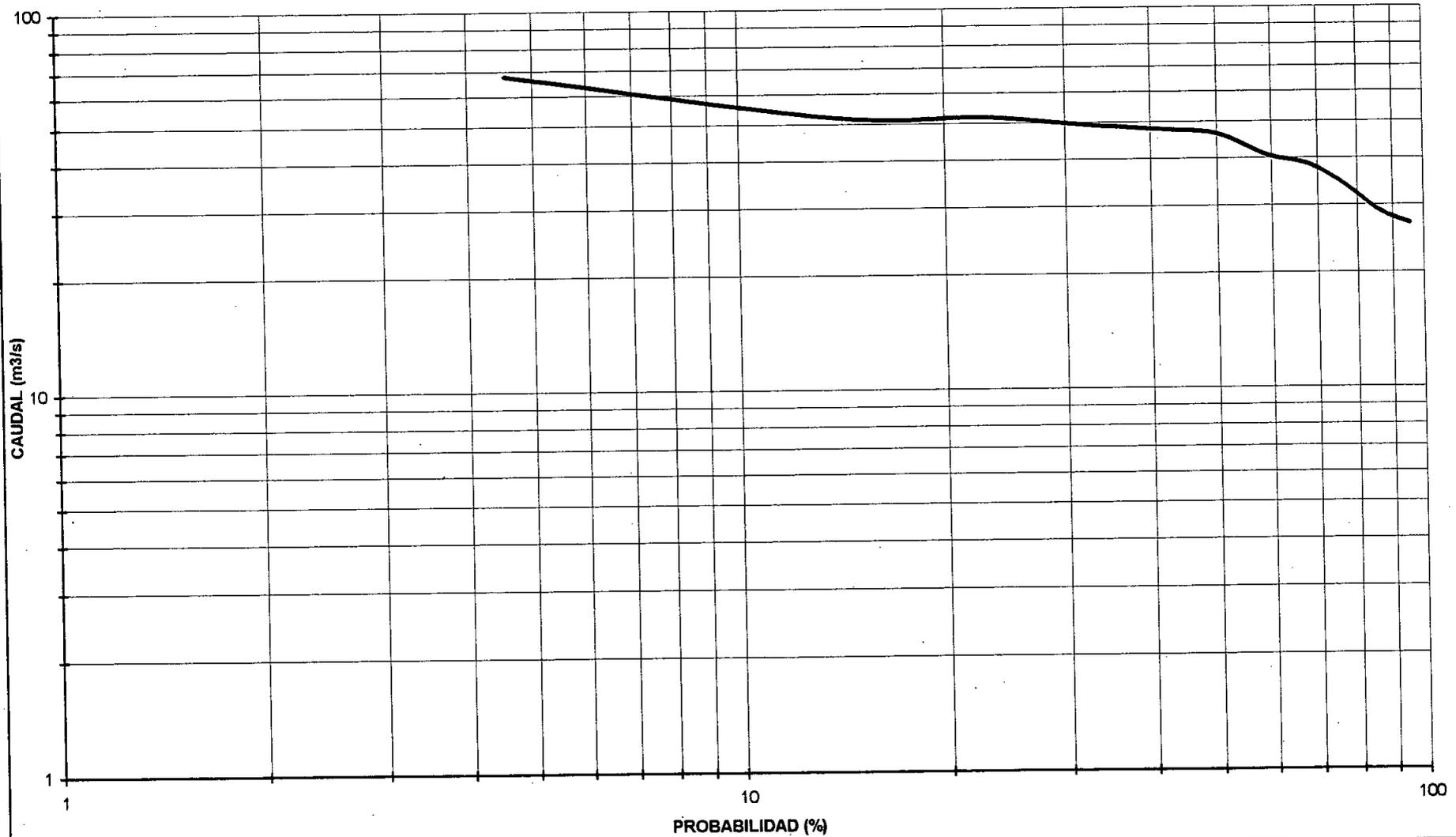


FIGURA 3.4 CURVA MENSUAL DE DURACION GENERAL MARZO

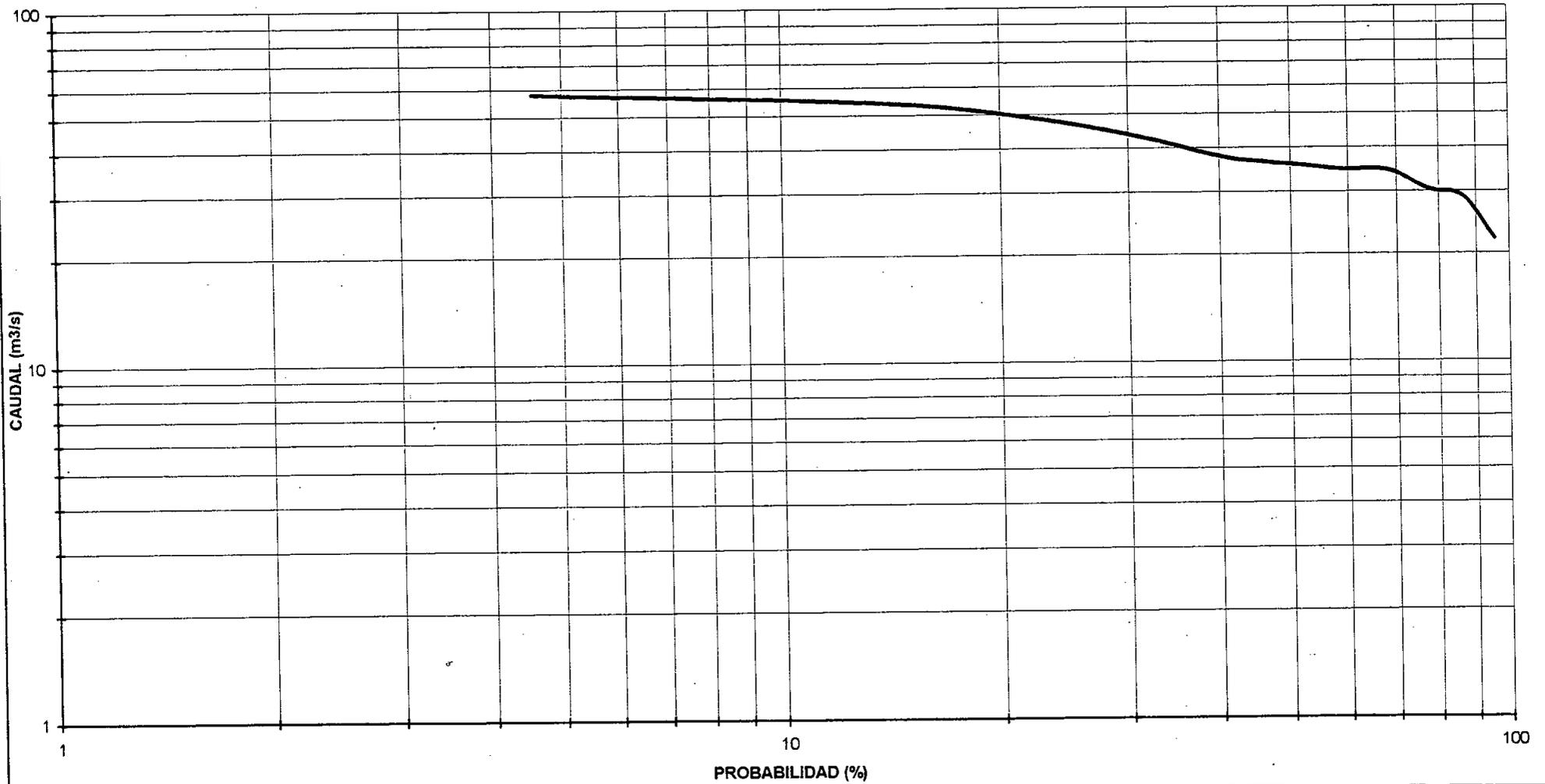


FIGURA 3.5 CURVA MENSUAL DE DURACION GENERAL ABRIL

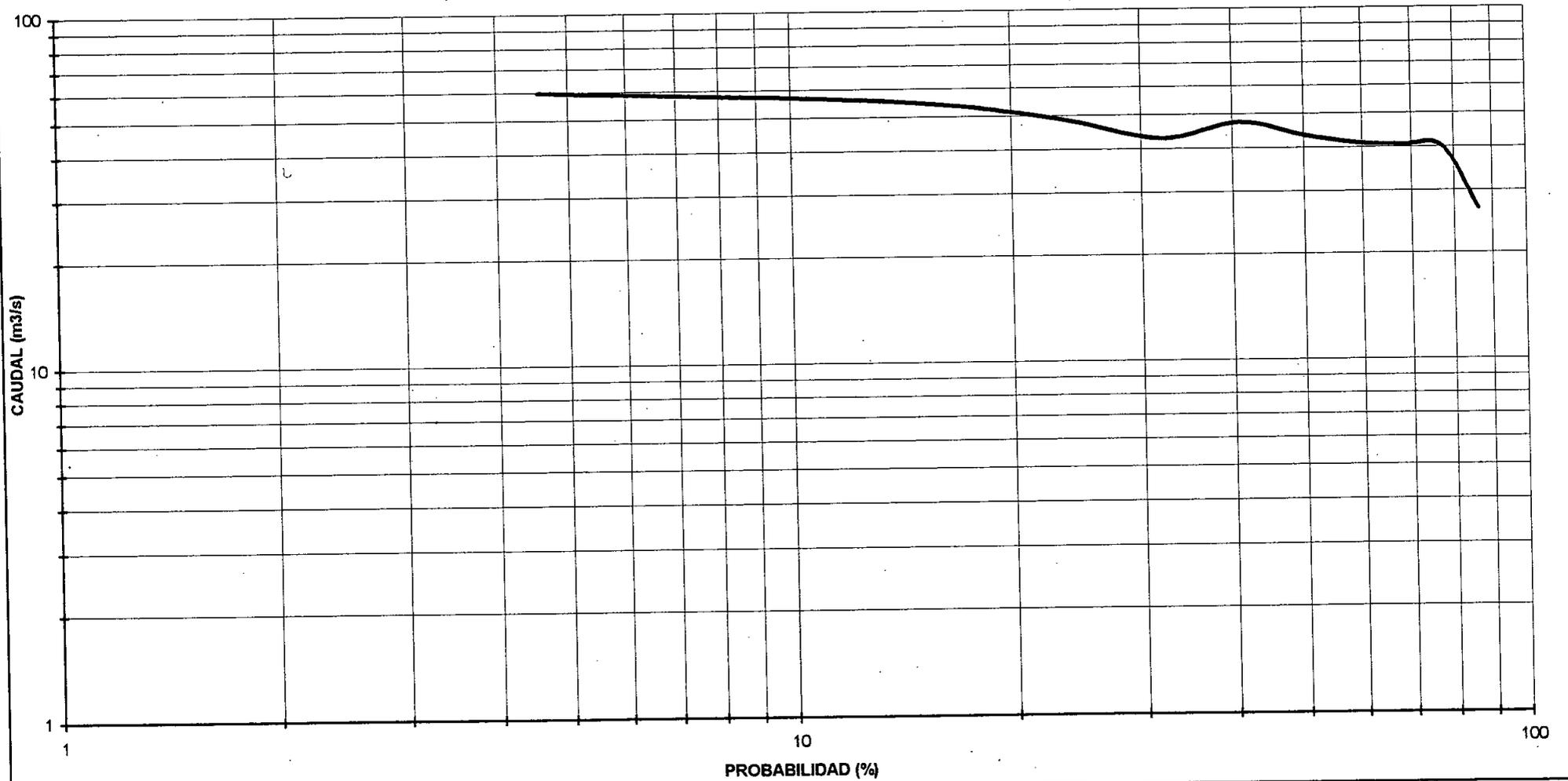


FIGURA 3.6 CURVA MENSUAL DE DURACION GENERAL MAYO

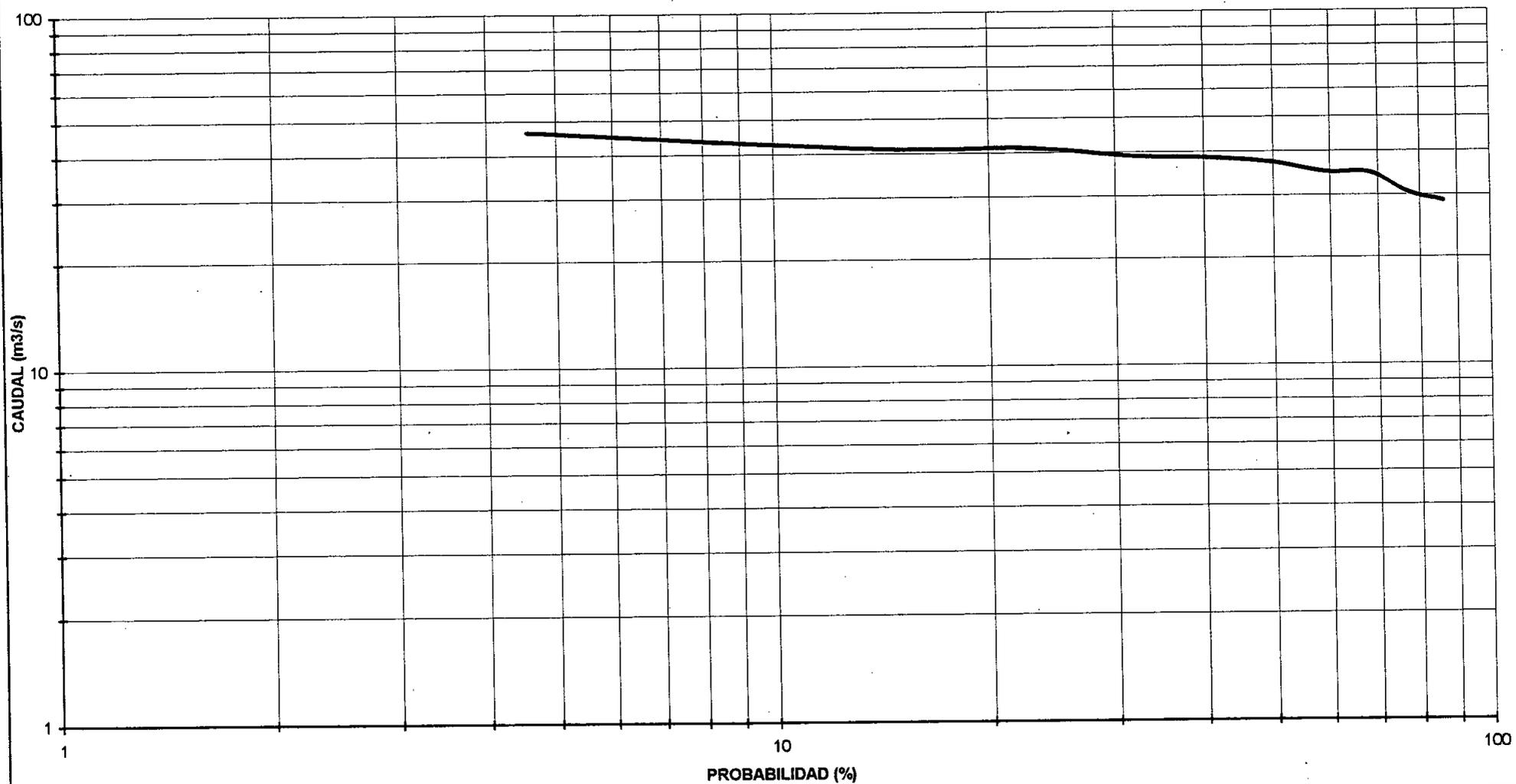


FIGURA 3.7 CURVA MENSUAL DE DURACION GENERAL JUNIO

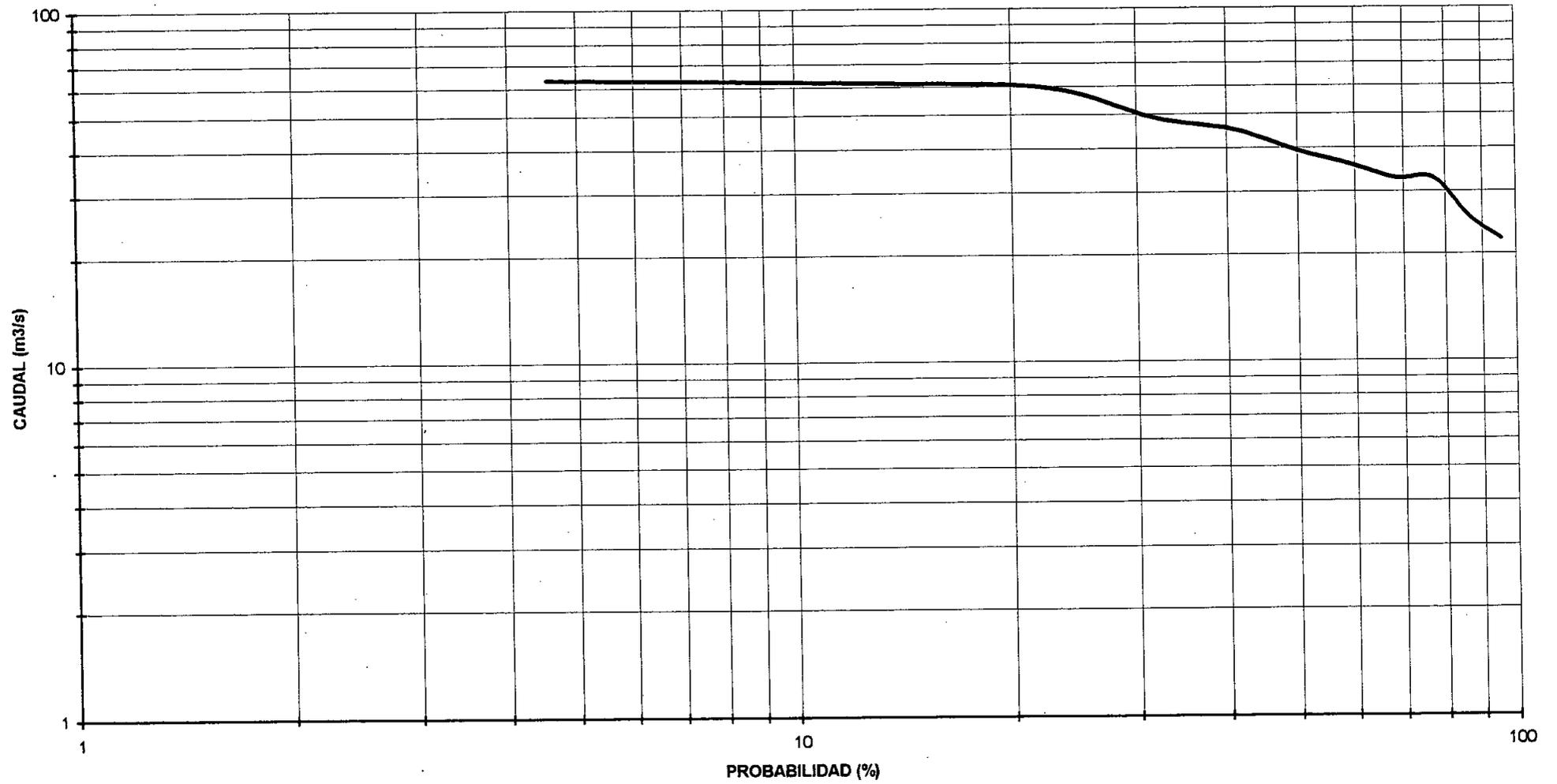


FIGURA 3.8 CURVA MENSUAL DE DURACION GENERAL JULIO

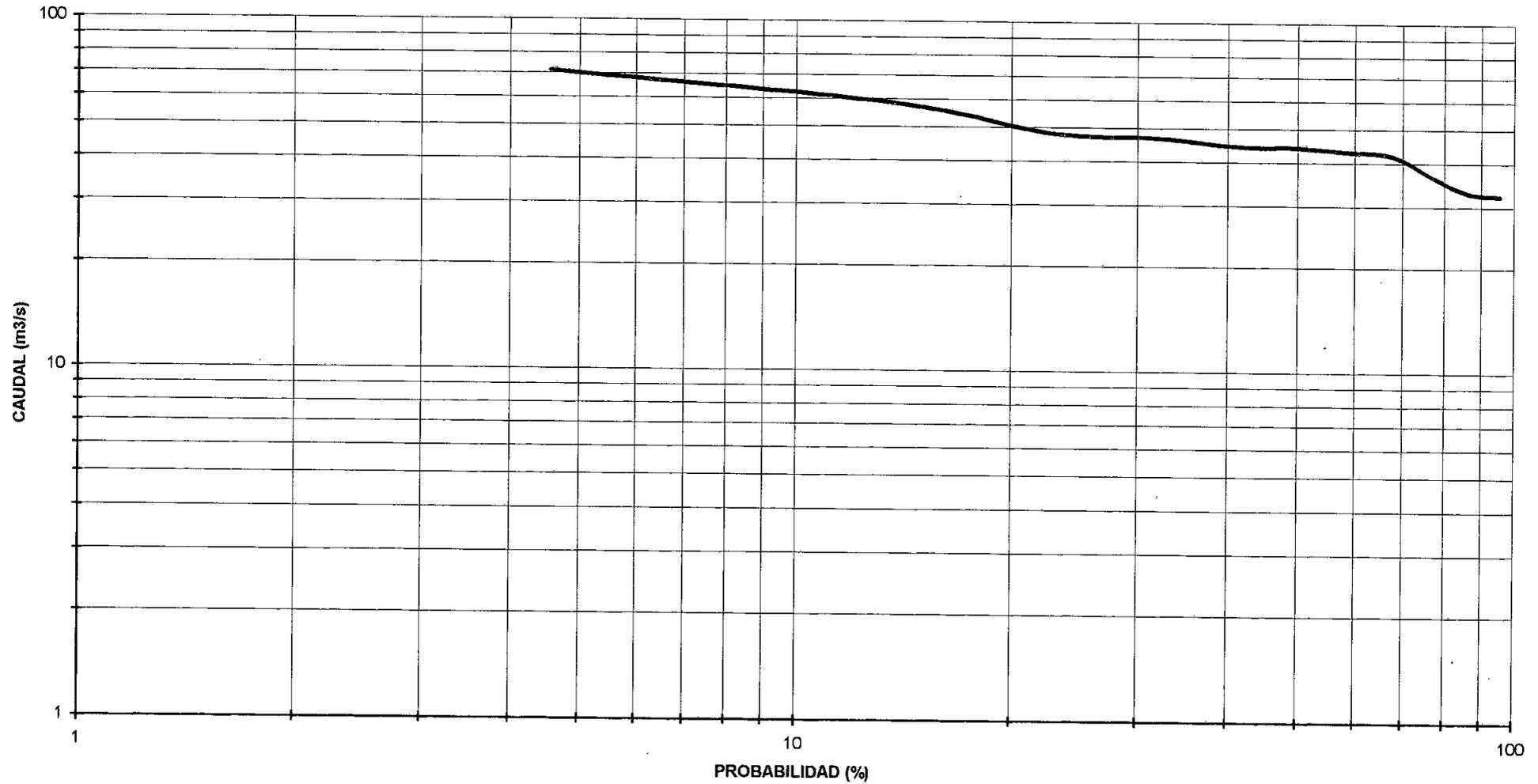


FIGURA 3.9 CURVA MENSUAL DE DURACION GENERAL AGOSTO

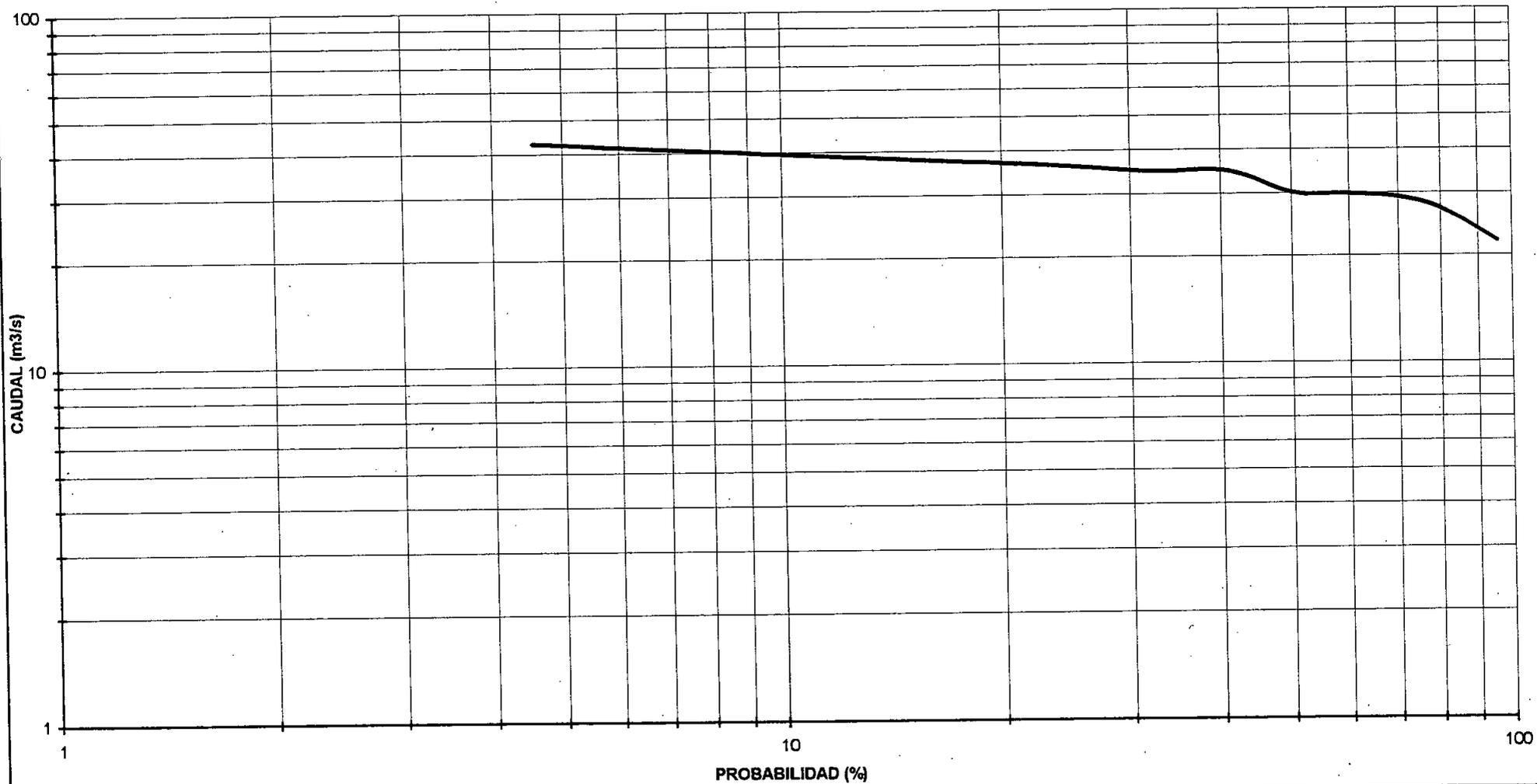


FIGURA 3.10 CURVA MENSUAL DE DURACION GENERAL SEPTIEMBRE

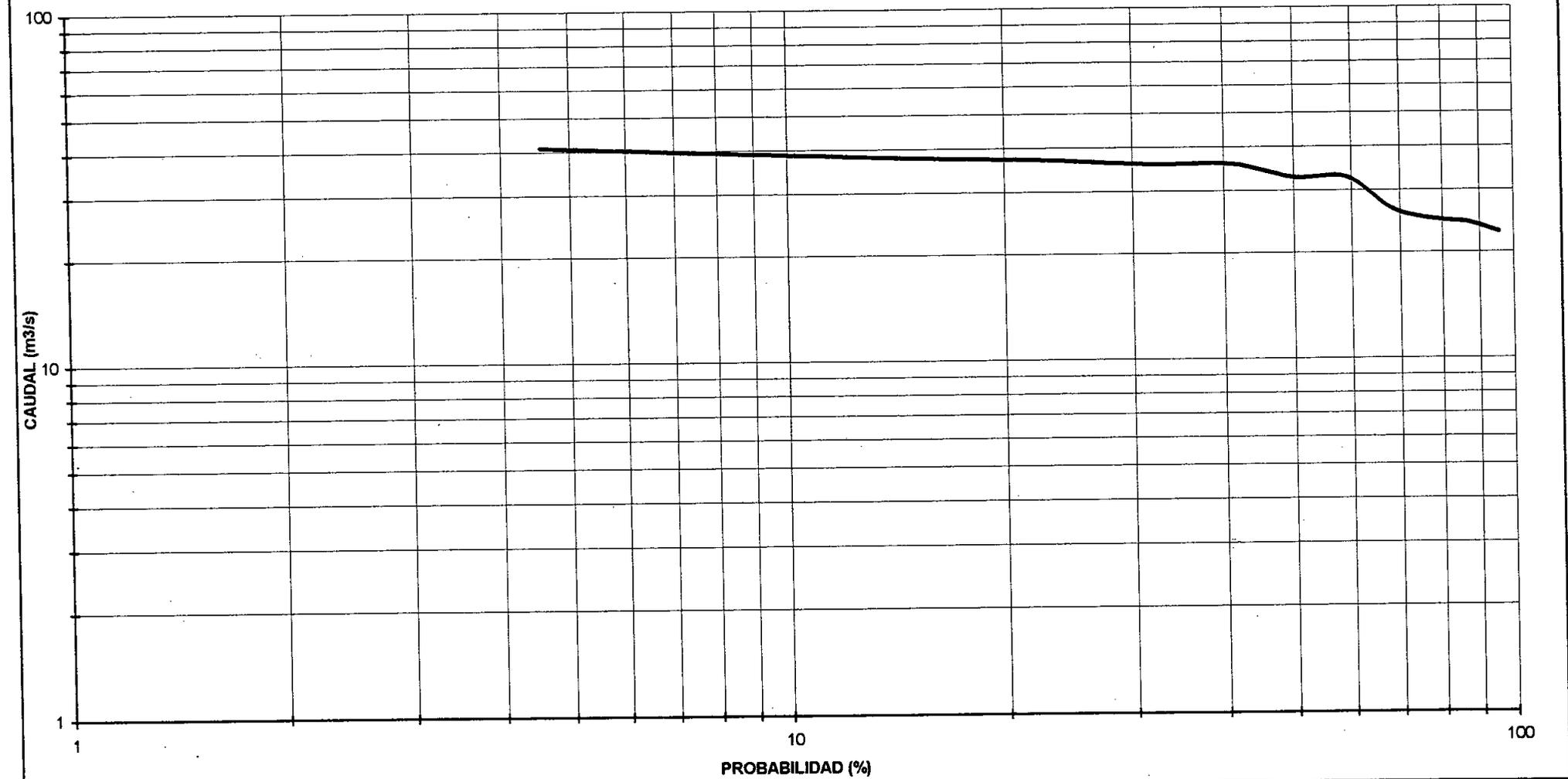


FIGURA 3.11 CURVA MENSUAL DE DURACION GENERAL OCTUBRE

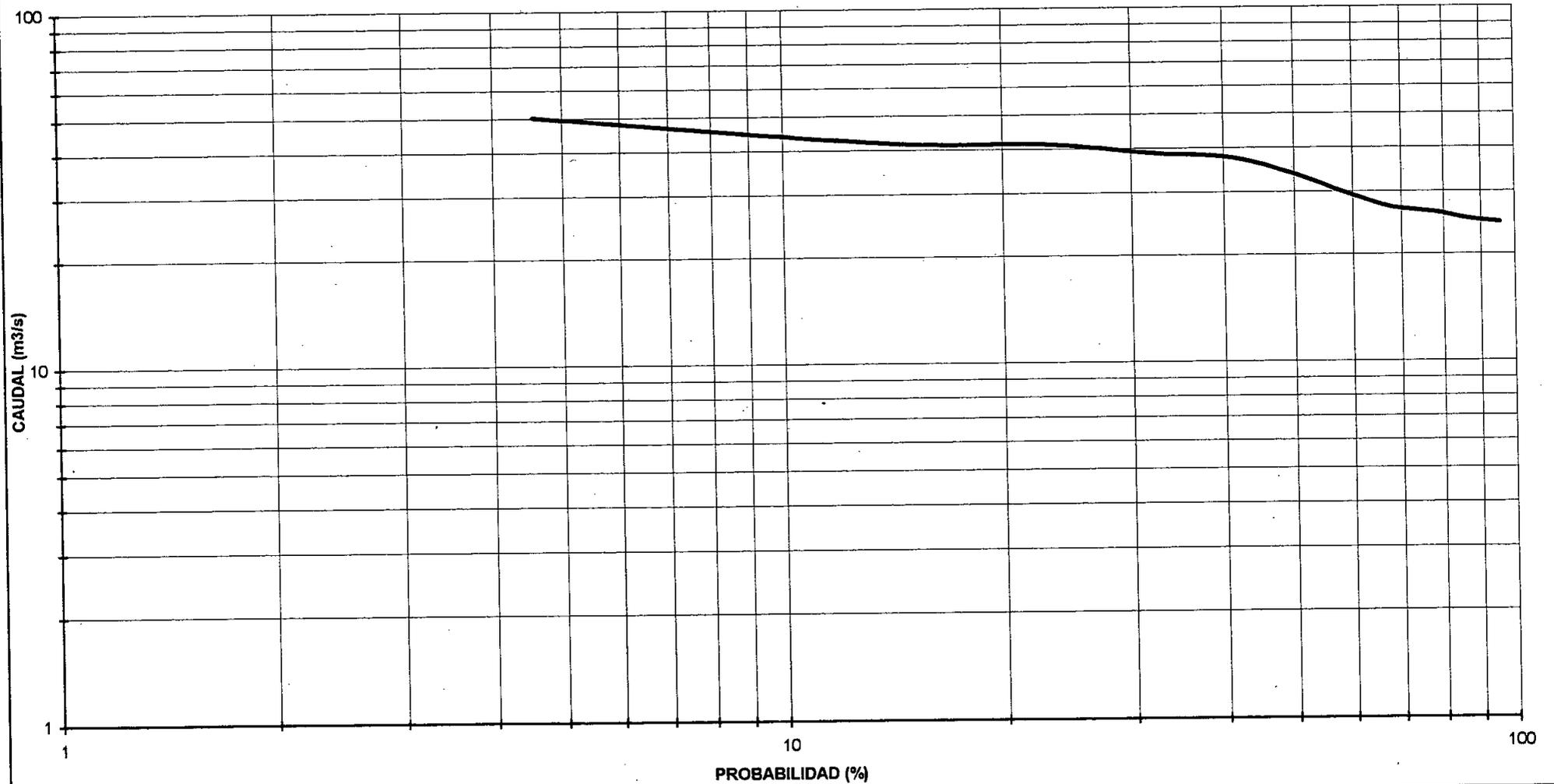


FIGURA 3.12 CURVA MENSUAL DE DURACION GENERAL NOVIEMBRE

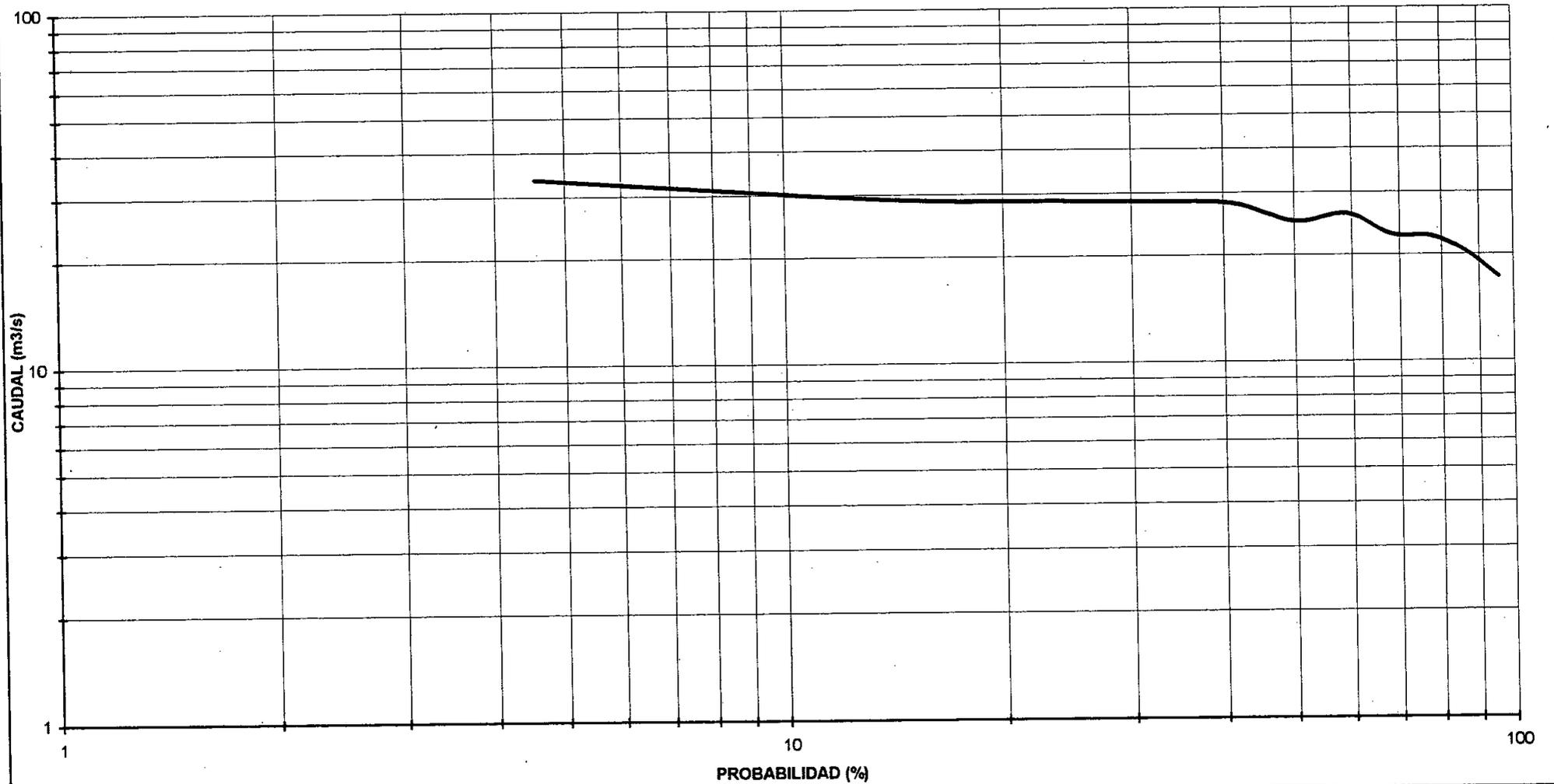
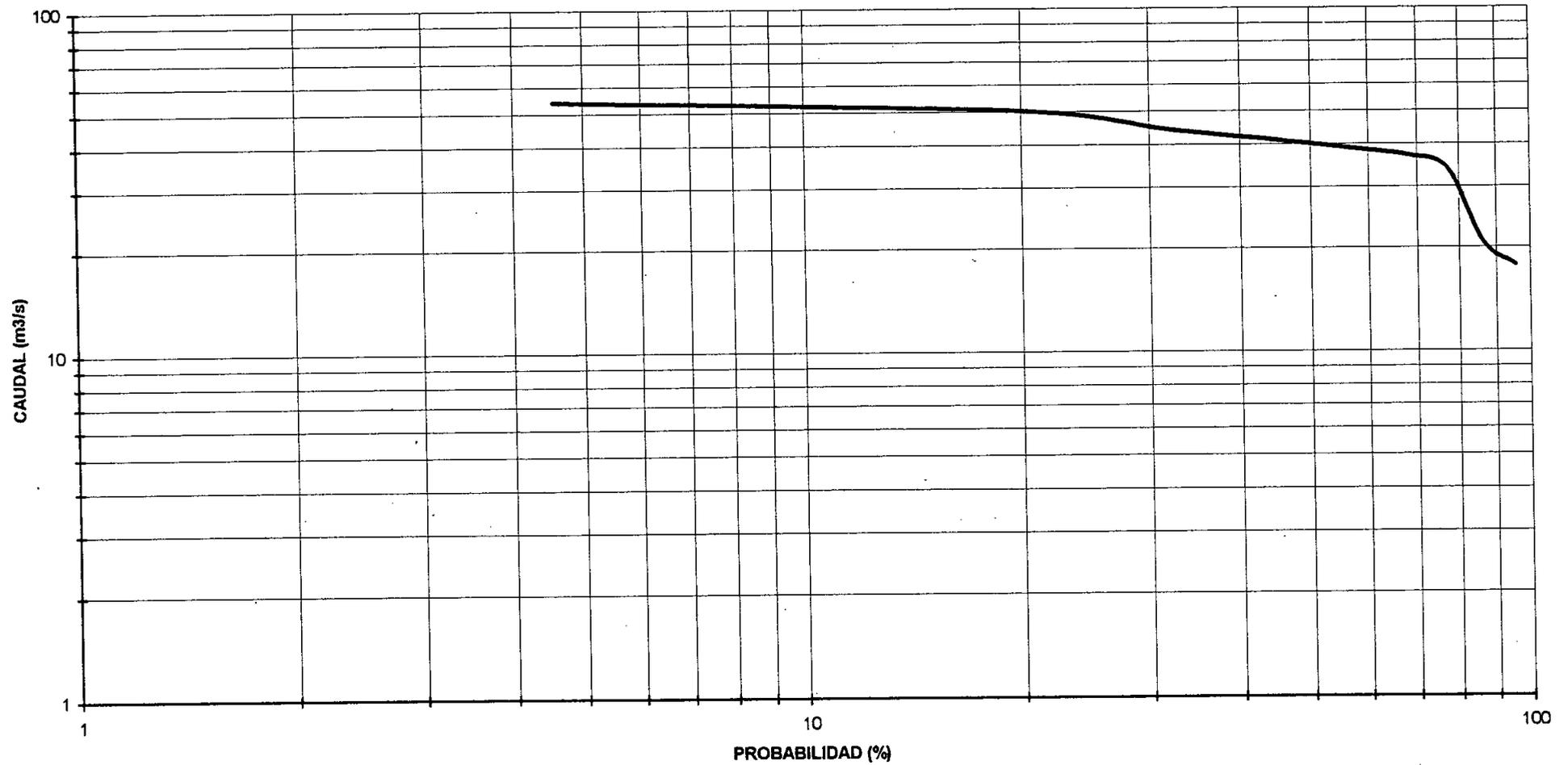


FIGURA 3.13 CURVA MENSUAL DE DURACION GENERAL DICIEMBRE



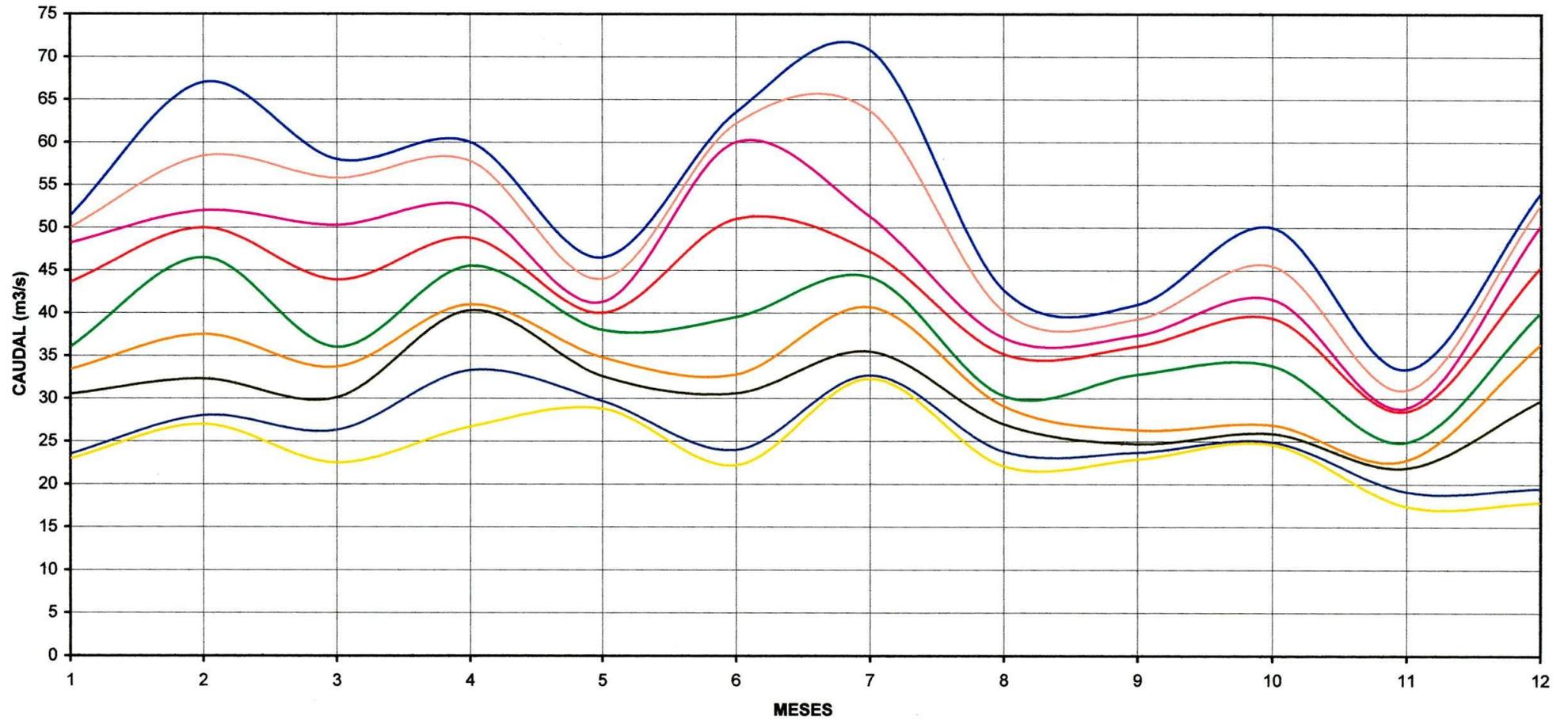
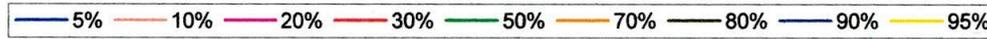
VALORES PARA DIBUJAR LAS CURVAS MENSUALES DE DURACION GENERAL

CUADRO 3.6

PROBABILIDADES AL 5% - 10% - 20% - 30% - 50% - 70% - 80% - 90% - 95%

MES No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
PROBABILIDAD	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
5%	51.40	67.00	58.00	60.00	46.50	63.50	70.80	42.70	41.00	50.00	33.40	54.10
10%	50.00	58.40	55.80	57.80	44.00	62.20	63.70	40.20	39.30	45.50	31.00	52.70
20%	48.20	52.00	50.30	52.50	41.30	60.00	51.30	37.10	37.40	41.60	28.90	50.30
30%	43.60	50.00	43.90	48.80	40.00	51.00	47.20	35.20	36.10	39.40	28.50	45.40
50%	36.00	46.50	36.00	45.50	38.00	39.50	44.20	30.30	32.80	33.80	24.90	40.10
70%	33.40	37.50	33.70	41.00	34.80	32.80	40.70	29.10	26.30	26.90	22.80	36.40
80%	30.50	32.30	30.10	40.30	32.60	30.60	35.50	27.00	24.70	25.90	21.90	29.80
90%	23.50	28.00	26.30	33.30	29.70	24.00	32.70	23.80	23.70	24.90	19.10	19.50
95%	22.95	27.00	22.50	26.70	28.80	22.20	32.30	22.10	22.90	24.60	17.40	17.90

FIGURA 3.14 CURVAS DE VARIACION ESTACIONAL



ESTUDIO DE CRECIENTES: METODO DE GUMBEL

CUADRO 3.7

CAUDALES MAXIMOS ANUALES

AÑO	Qi (m ³ /s)	Qi (descen) (m ³ /s)	No. ORDEN m	PROBABILIDAD P(%)	Qi-Qm	(Qi-Qm) ²
1977	103.32	136.02	1	7.14	10.61	112.49
1978	136.02	136.02	2	14.29	10.61	112.49
1979	120.72	130.81	3	21.43	5.40	29.12
1980	136.02	130.81	4	28.57	5.40	29.12
1981	130.81	130.81	5	35.71	5.40	29.12
1982	118.27	130.81	6	42.86	5.40	29.12
1983	120.72	128.24	7	50.00	2.83	7.99
1984	130.81	123.20	8	57.14	-2.21	4.90
1985	128.24	120.72	9	64.29	-4.69	22.03
1986	130.81	120.72	10	71.43	-4.69	22.03
1987	130.81	120.63	11	78.57	-4.78	22.89
1988	123.20	118.27	12	85.71	-7.14	51.03
1989	120.63	103.32	13	92.86	-22.09	488.14
Σ		1630.38				960.47
Qm		125.41				
δQ		8.95				
N		13.00				

ESTUDIO DE CRECIENTES: METODO DE LEVEDIEV

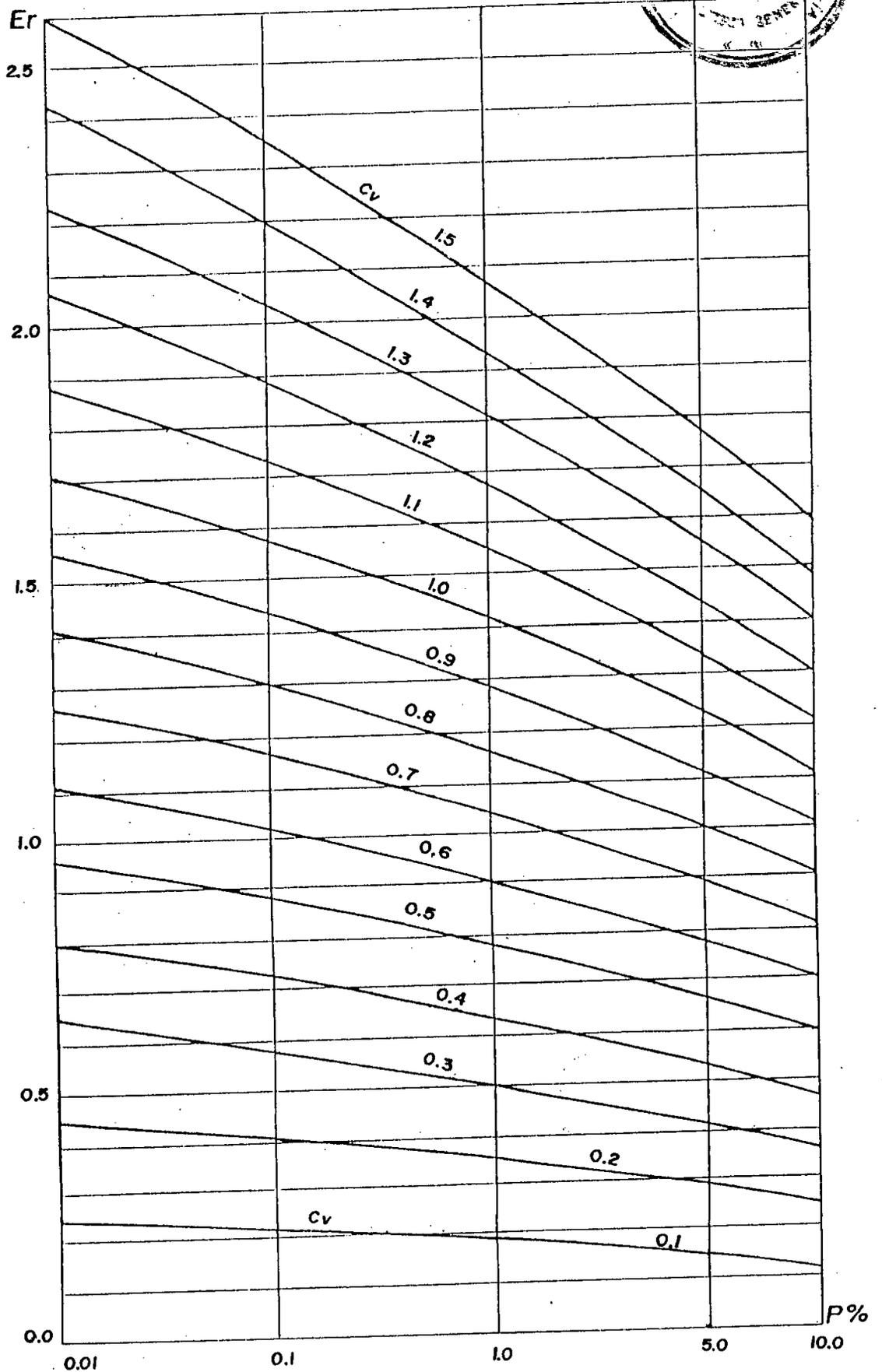
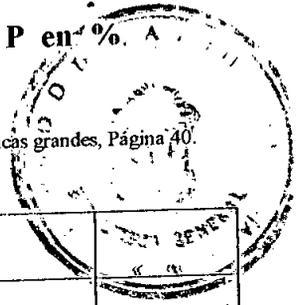
CUADRO 3.8

CAUDALES MAXIMOS ANUALES

AÑO	Qi (m ³ /s)	Qi (descen) (m ³ /s)	Ki=Qi/Qm	Ki-1	(Ki-1) ²
1977	103.32	136.02	1.08	0.085	0.007
1978	136.02	136.02	1.08	0.085	0.007
1979	120.72	130.81	1.04	0.043	0.002
1980	136.02	130.81	1.04	0.043	0.002
1981	130.81	130.81	1.04	0.043	0.002
1982	118.27	130.81	1.04	0.043	0.002
1983	120.72	128.24	1.02	0.023	0.001
1984	130.81	123.20	0.98	-0.018	0.000
1985	128.24	120.72	0.96	-0.037	0.001
1986	130.81	120.72	0.96	-0.037	0.001
1987	130.81	120.63	0.96	-0.038	0.001
1988	123.20	118.27	0.94	-0.057	0.003
1989	120.63	103.32	0.82	-0.176	0.031
Σ		1630.38			0.061
Qm		125.41			
N		13.00			
Mínimo			0.82		

FIGURA 3.15 VALORES DE E_r EN FUNCION DE C_v Y P en %
METODO DE LEBEDIEV

FUENTE: R. Springail, Esgurrimento en cuencas grandes, Página 40.



ESTUDIO DE CRECIENTES: METODO DE NASH

CUADRO 3.9

CAUDALES MAXIMOS ANUALES

AÑO	Qi (m ³ /s)	Qi (descen) (m ³ /s)	No. ORDEN m	Retorno Tr (años)	Xi	Xi ²	Xi*Qi	Qi ²
1977	103.32	136.02	1	14.00	-1.49	2.23	-202.99	18501.44
1978	136.02	136.02	2	7.00	-1.17	1.38	-159.72	18501.44
1979	120.72	130.81	3	4.67	-0.98	0.96	-128.18	17111.26
1980	136.02	130.81	4	3.50	-0.84	0.70	-109.26	17111.26
1981	130.81	130.81	5	2.80	-0.72	0.51	-93.79	17111.26
1982	118.27	130.81	6	2.33	-0.61	0.38	-80.36	17111.26
1983	120.72	128.24	7	2.00	-0.52	0.27	-66.86	16445.50
1984	130.81	123.20	8	1.75	-0.43	0.19	-53.49	15178.24
1985	128.24	120.72	9	1.56	-0.35	0.12	-42.20	14573.32
1986	130.81	120.72	10	1.40	-0.26	0.07	-31.91	14573.32
1987	130.81	120.63	11	1.27	-0.17	0.03	-21.06	14551.60
1988	123.20	118.27	12	1.17	-0.07	0.01	-8.64	13987.79
1989	120.63	103.32	13	1.08	0.06	0.00	6.12	10675.02
Σ		1630.38			-7.57	6.85		205432.69
MEDIA		125.41			-0.58			

CAPITULO 4



CAPITULO 4 PREDISEÑO DE OBRAS HIDRAULICAS

4.1 PREDISEÑO DE LAS PRINCIPALES OBRAS

Las obras civiles del proyecto hidroeléctrico Chinchipe en su primera etapa, serán diseñadas para trabajar con un caudal de $16.5 \text{ m}^3/\text{s}$, a excepción de la tubería de presión que se diseñará con caudal de $3.8 \text{ m}^3/\text{s}$ para generar 1700 Kw/h.

Las principales obras que serán diseñadas, se indican a continuación:

4.1.1 OBRA DE CAPTACION

La obra de toma se hará de hormigón. Debe buscarse un sitio estrecho en el río para minimizar la longitud del dique y consecuentemente las excavaciones y los volúmenes de hormigón.

Se debe escoger la mejor fundación para las obras, preferentemente sobre afloramientos de roca para conseguir su estabilidad. Finalmente se buscará un sitio que no esté sujeto al peligro de derrumbes de los taludes.

El azud se colocará perpendicularmente en la dirección del río, y estará unido a muros de ala en las dos orillas, cuya parte superior estará a 30 cm por encima del nivel de agua en máxima creciente.

La sección transversal del azud tendrá un perfil hidrodinámico (perfil Creager). A continuación del azud se construirá un zampeado, cuya longitud sea suficiente para que al pasar la creiente de diseño, su energía alcance a disiparse mediante la formación de un resalto hidráulico. El espesor del zampeado debe ser lo suficiente para resistir tanto el impacto del chorro que cae, como la subpresión que tiende a levantarlo. El azud tendrá en su parte anterior un dentellón para anclarlo a la fundación y para disminuir la subpresión.

4.1.2 DESARENADOR

Debe localizarse en un sitio relativamente plano para evitar excavaciones muy grandes con cortes muy altos; así como en un sitio geológicamente estable para reducir el riesgo de los derrumbes.

En el presente proyecto al tenerse un caudal mayor que $10\text{m}^3/\text{s}$, se diseñará un desarenador de dos cámaras¹, el mismo que estará en directa comunicación con un canal de aproximación. A la entrada de cada cámara se pone compuertas de admisión.

El lavado se hará mediante una compuerta situada al final de cada cámara de sedimentación.

¹ KROCHIN, SVIATOSLAV, Diseño hidráulico, Segunda edición, Quito, Ecuador, 1978, Página 133.

4.1.3 CANALES ABIERTOS

Los canales abiertos serán de hormigón , considerando un recubrimiento de 0.20m. Se dejará una altura de seguridad entre el nivel del agua y el de la plataforma igual al 30% del calado normal.

4.1.4 TUNELES

Los túneles son obras de conducción subterránea. Se utilizan en los siguientes casos:

1. Cuando es necesario pasar el agua de un valle a otro, atravesando el macizo montañoso que los separa.
2. Cuando la pendiente transversal es demasiado elevada y el material de mala calidad, no permiten asegurar la estabilidad del canal abierto.

En el caso que los túneles requieran revestimiento de hormigón, éste tendrá un espesor igual a por lo menos $1/12$ de la altura².

4.1.5 TANQUE DE PRESION

Debe tener el volumen suficiente para absorber las variaciones de caudal producidas por la

² ORGANIZACION LATINOAMERICANA DE ENERGIA, Manual de diseño de pequeñas centrales hidroeléctricas, Volumen III, Bucaramanga, Colombia, 1985, Páginas 132.

central. A la entrada de la tubería de presión debe colocarse una rejilla de hierro, cuyos barrotes tendrán una separación³ de 2 cm a 5 cm. Para facilitar la limpieza, la rejilla debe estar inclinada respecto a la horizontal entre 60° y 80°.³

4.1.6 TUBERIA DE PRESION

La tubería de presión será de acero, colocada a cielo abierto siguiendo el perfil natural del terreno. Solamente cuando las características geológicas sean inestables, se optará por una tubería subterránea.

En cada cambio de dirección de la tubería pero a distancias no menores de 150 m se pondrá bloques de anclaje de hormigón³. El volumen de los bloques debe ser calculado verificando su estabilidad al deslizamiento y al volcamiento.

4.2 ESQUEMA DE ALTERNATIVAS

Es necesario hacer un análisis del tipo de obras de toma, y de la conducción del agua hacia las turbinas; para luego seleccionar la mejor alternativa; la misma que estará en función de algunos factores, entre los que se puede mencionar las condiciones topográficas e hidrológicas de la zona en estudio.

³ ORGANIZACION LATINOAMERICANA DE ENRGIA, Manual de mini y microcentrales hidráulicas, Bucaramanga, Colombia, 1985, Páginas 40 y 132.

4.2.1 TIPOS DE OBRAS DE TOMA

4.2.1.1 OBRAS DE TOMA CONVENCIONALES

Este tipo de obras se construyen generalmente en ríos de montaña, es decir en aquellos que tienen caudales relativamente pequeños y gradientes relativamente grandes.

La captación de agua se hace mediante una reja de entrada, la misma que impide que pase a la conducción material sólido flotante demasiado grueso.

Para esto el umbral de la reja se coloca a cierta altura sobre el fondo del río y la separación entre barrotes⁴ normalmente es de 5 cm a 20 cm.

4.2.1.2 OBRAS DE TOMA CON REJILLA DE FONDO (CAUCASIANAS)

Las obras de toma con rejilla de fondo se construyen en su mayoría en terrenos intransitables, lejos de los centros poblados; de tal manera que su funcionamiento debe ser seguro y en lo posible sin mantenimiento. Se recomienda construir las en los ríos que tienen las siguientes características⁵:

- a) Pendientes longitudinales fuertes que pueden llegar al 10% o más.

⁴ ORGANIZACION LATINOAMERICANA DE ENERGIA, Manual de diseño de pequeñas centrales hidroeléctricas, Volumen III, Bucaramanga, Colombia, 1985, Página 3.

⁵ KROCHIN SVIATOSLAV, Diseño hidráulico, segunda edición, Quito, Ecuador, 1978, Página 92.

b) Crecientes causadas por aguaceros de corta duración y que llevan gran cantidad de piedras.

La captación del agua se la realiza mediante una rejilla de fondo ubicada sobre el cuerpo del azud, con una inclinación entre el 20% y el 30% de la pendiente del río⁶.

La principal desventaja de este sistema es la facilidad con que se tapa la rejilla, especialmente cuando hay material flotante como hojas y hierbas.

La rejilla se hace de barras de hierro de sección rectangular o trapezoidal, colocados paralelamente en la dirección del río. No se deben utilizar barrotes redondos, pues se obstruyen rápidamente y son más difíciles de limpiar.

4.2.2 CONDUCCION DEL AGUA HACIA LAS TURBINAS

Además del tipo de obra de toma, es necesario hacer un análisis de la conducción del agua hacia las turbinas. Al respecto existen dos alternativas; las mismas que deben ser evaluadas desde el punto de vista técnico-económico:

4.2.2.1 CON TUBERÍA DE PRESION CORTA

En este caso, la tubería es corta, pero el canal de conducción (túnel) es largo. El canal

⁶ Castro Marco, Diseño de captaciones en ríos de montaña, Quito, Ecuador, Página 11.



largo está expuesto a mayor riesgo de bloqueo, colapso o deterioro como producto de un escaso mantenimiento. Construir el canal a través de pendientes escarpadas es difícil, costoso y a veces imposible.

4.2.2.2 CON TUBERIA DE PRESION LARGA

Este sistema es necesario cuando resulta imposible construir un canal (túnel) debido a las características del terreno, hay que tomar siempre algunas precauciones. La más importante es asegurar que la avenida temporal del río no dañe la tubería.

Además es importante calcular el diámetro de la tubería más económico, pues si se trata de una tubería larga el costo sería muy elevado.

4.3 PRODUCCION DE ENERGIA.- ENERGIA A GENERARSE

La producción de energía de una central hidroeléctrica depende del desnivel o salto útil H_n (m), del caudal utilizable Q (m^3/s) y del tiempo de operación. Se trata de un sistema de conversión de energía, es decir, se toma energía en la forma de caudal y salto y se entrega energía en forma de electricidad.

De entre las diversas fases del ciclo hidrológico, lo que más interesa para el aprovechamiento del agua, y en especial para la producción de energía hidráulica, es aquella que se encuentra en los cauces fluviales; ya que esta puede ser captada y desviada hacia lugares en que se aprovechan desniveles y, por tanto, producir energía eléctrica.

En el presente caso, al tenerse dos turbinas de 850 Kw de potencia cada una, la energía ha generarse es:

$$E = \frac{P \times t}{1000} \quad (4.1)$$

$$E = 14892 \text{ Mwh/año}$$

En donde:

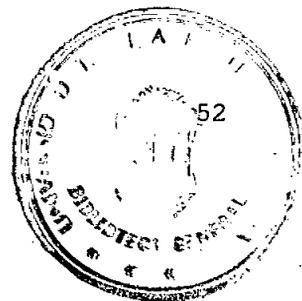
P: potencia, 1700 Kw.

t: tiempo de operación, 8760 h.

4.4 CALCULO DE LA POTENCIA GARANTIZADA E INSTALADA

La potencia instalable en el proyecto está definida en función del caudal de diseño y de la altura de caída disponible.

Para el presente proyecto, al tenerse dos turbinas de 850 Kw cada una, la potencia instalada es de 1700 Kw; la misma que corresponde a un caudal medio mensual de 3.8 m³/s, y a una altura de caída neta de 55 m. Es decir se tiene que:



$$P = 8.2 \times Q \times H_n \quad (4.2)$$

$$P = 1713 \cong 1700 \text{ Kw}$$

En donde:

Q : caudal medio mensual, $3.8 \text{ m}^3/\text{s}$.

H_n : altura de caída neta, 55m .

4.4.1 ENERGIA PRIMARIA

La energía primaria es la generación anual de una central hidroeléctrica, definida en función del caudal medio mensual, de la altura disponible y del tiempo de operación.

Se calcula con la expresión siguiente:

$$E_p = \frac{P \times t}{1000} \quad (4.3)$$

$$E_p = 14892 \text{ Mwh/año}$$

En donde:

P : potencia, 1700 Kw .

t : tiempo de operación, 8760 h.

4.4.2 ENERGIA MEDIA

Es la generación anual calculada a base del caudal medio mensual turbinable, de la altura disponible y del tiempo de operación. En el presente caso, la energía media es igual a la energía primaria, osea:

$$E_m = 14892 \text{ Mwh/año}$$

4.4.3 ENERGIA SECUNDARIA

Es la generación anual aleatoria de una central hidroeléctrica, calculada como la diferencia entre la energía media y la energía primaria.

$$E_s = E_m - E_p \quad (4.4)$$

$$E_s = 0$$

4.5 SELECCIÓN DE LA MEJOR ALTERNATIVA

El mejor sitio de desarrollo hidroeléctrico en la zona de interés para el Proyecto

Hidroeléctrico Chinchipe, es el localizado en el río Palanda, cerca de la población del mismo nombre, aguas abajo de la unión del río Valladolid con el río Palanda; alternativa que pretende trasvasar estas aguas mediante un túnel de conducción hasta el río Numbala. Este túnel será de aproximadamente 1320 m de longitud, el mismo que atravesará roca de excelente calidad para su perforación.

La captación, en el río Palanda, estará en la cota 980 m.s.n.m.

En el sitio de captación el flujo del río se orienta frontalmente contra la entrada del túnel, lo que permite derivar el agua directamente, sin necesidad de construcción de obras de cierre o espigones.

La conducción del agua hacia las turbinas tiene que hacerse con tubería de presión corta, ya que es la mejor alternativa que se ajusta a las condiciones topográficas de la zona.

4.6 ESTIMACION DE COSTOS Y BENEFICIOS

Económicamente un proyecto hidroeléctrico es una fuente de costos y beneficios que ocurren en diferentes períodos de tiempo. El reto de tomar las decisiones en torno a la pertinencia de ejecutar o no el proyecto, es identificar los costos y beneficios atribuidos al mismo, y valorarlos con el objeto de señalar si es conveniente o no su ejecución.

Para la evaluación resulta muy importante la identificación de los costos y los beneficios; y en qué año se efectúa cada uno de ellos. Se debe realizar el proyecto sólo si los beneficios son mayores que los costos.

4.6.1 DATOS PARA LA EVALUACION ECONOMICA

4.6.1.1 COSTOS

Los costos se subdividen en costos de inversión, costos de operación y mantenimiento, y, costos por reposiciones intermedias de equipos⁷.

Se asume que del costo total de la central (capítulo 7), el 40% se invierte al inicio de la construcción, un 30% al finalizar el primer año, y un 30% al finalizar el segundo año de construcción*.

4.6.1.1.1 COSTOS DE OPERACION Y MANTENIMIENTO

Se consideran a partir del año de inicio de operación de la central. En este caso a partir del año 3, hasta el final del proyecto, año 50. Se asume que de año en año, y por concepto de operación y mantenimiento se invierte un 1% del costo total de la central.

⁷ OLADE, Manual de mini y micro centrales hidráulicas, Lima, Perú, 1996, Página 262.

* NICOLA, GERARDO, Las microcentrales hidráulicas, Tungurahua, Ecuador, 1987, Página 89.

4.6.1.1.2 COSTO DE REPOSICIONES INTERMEDIAS

Se asume que los equipos pueden funcionar 15 años sin problemas, luego de los cuales se debe invertir un 100% del valor de éstos, cada 15 años⁸.

4.6.1.2 BENEFICIOS

Se considera el ingreso anual que se produce por la venta de energía desde la entrada en servicio de la central hasta el fin de su vida útil.

Se determina a partir de la energía que se venderá cada año, y de una tarifa por Mw que pagarán los usuarios. Se calcula multiplicando la energía vendida durante el año n y la tarifa de venta de energía.

4.6.2 EVALUACION DE LOS BENEFICIOS Y COSTOS

Una vez actualizados los beneficios y los costos, la evaluación se realizará determinando tres indicadores⁸: el valor actual neto (VAN), la tasa interna de retorno (TIR) y la relación beneficio–costo (B/C).

⁸ OLADE, Manual de mini y microcentrales hidráulicas, Lima, Perú, 1996, Página 262.

4.6.2.1 VALOR ACTUAL NETO (VAN)

Es la diferencia de la suma total de los beneficios actualizados, menos la suma total de los costos actualizados, a una misma tasa de interés i .

El proyecto será rentable si el valor actual del flujo de beneficios netos que genera es positivo.

4.6.2.2 TASA INTERNA DE RETORNO (TIR)

Es la tasa de interés que hace que la suma de todos los beneficios sea igual a la suma de todos los costos, actualizados a esa tasa de interés.

Se deduce que si los costos son iguales a los beneficios, el proyecto sólo cubrirá sus costos y no dejará ninguna utilidad monetaria. En este caso, el VAN es igual a cero.

Es conveniente realizar el proyecto cuando la tasa de interés es menor que la tasa interna de retorno (TIR).

El VAN como el TIR, se han calculado aplicando las funciones del programa EXCEL.

4.6.2.3 RELACION BENEFICIO - COSTO (B/C)

Es el cociente de la suma total de los beneficios dividido entre la suma total de los costos, a una misma tasa de interés i . Si este cociente es mayor que uno debe realizarse el proyecto.

Los respectivos valores obtenidos se indican en los cuadros 4.1, 4.2 Y 4.3.

4.7 RESUMEN DE LA SELECCION DE ALTERNATIVAS

Para el análisis de los costos y beneficios, se sugiere tomar un interés del 5% al 10%⁹. En el presente caso se ha elegido una tasa de interés del 10%.

Los cálculos realizados, se basan en las siguientes hipótesis:

La tasa de interés considerada es del 10% anual.

La tasa del crecimiento del precio del Mw.h sea en promedio del 30%.

Bajo estas hipótesis se ha obtenido los siguientes valores:

VAN positivo, igual a \$ 2'732.058.56. U.S.D.

TIR, igual a 10.64%

Relación beneficio-costos, es mayor a 1.

⁹ ORGANIZACION LATINOAMERICANA DE ENERGIA, Manual de mini y micro centrales hidráulicas, Lima, Perú, 1996, Página 267.

De los cálculos realizados se llega a las siguientes conclusiones:

- a) Al tenerse un valor del VAN positivo, la realización del proyecto es factible.

- b) Siendo la relación beneficio/costo mayor que uno, se debe realizar el proyecto, puesto que los beneficios a obtenerse son mayores que los costos.

ANEXOS

EGRESOS PROYECTADOS

CUADRO 4.1

COSTO TOTAL DEL PROYECTO 9,568,107.19
 COSTO DEL EQUIPO ELECTROMECC 952,000.00

AÑO	EGRESOS AL FINAL DE CADA AÑO	
	Monto	Rubro
0	3,827,242.88	40% del costo total
1	2,870,432.16	30% del costo total
2	2,870,432.16	30% del costo total
3	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
4	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
5	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
6	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
7	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
8	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
9	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
10	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
11	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
12	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
13	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
14	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
15	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
16	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
17	952,000.00	Reposición intermedia de equipos
17	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
18	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
19	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
20	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
21	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
22	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
23	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
24	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
25	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
26	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
27	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
28	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
29	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
30	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
31	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
32	952,000.00	Reposición intermedia de equipos
32	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
33	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
34	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
35	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
36	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
37	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
38	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento



EGRESOS PROYECTADOS

COSTO TOTAL DEL PROYECTO 9,568,107.19
COSTO DEL EQUIPO ELECTROMECC 952,000.00

AÑO	EGRESOS AL FINAL DE CADA AÑO	
	Monto	Rubro
39	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
40	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
41	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
42	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
43	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
44	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
45	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
46	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
47	952,000.00	Reposición intermedia de equipos
47	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
48	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
49	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento
50	95,681.07	Costo de operación y mantenimiento

INGRESOS PROYECTADOS

CUADRO 4.2

COSTO TOTAL DEL PROYECTO 9,568,107.19
 COSTO DEL EQUIPO ELECTROMECC 952,000.00

AÑO	INGRESOS AL FINAL DE CADA AÑO		Cantidad de Mw vendidos	Precio por Mw
	Monto	Rubro		
0	-	Venta de energía	0	0.031
1	-	Venta de energía	0	0.040
2	-	Venta de energía	0	0.052
3	1,001.82	Venta de energía	14,892	0.067
4	1,302.36	Venta de energía	14,892	0.087
5	1,693.07	Venta de energía	14,892	0.114
6	2,200.99	Venta de energía	14,892	0.148
7	2,861.29	Venta de energía	14,892	0.192
8	3,719.68	Venta de energía	14,892	0.250
9	4,835.58	Venta de energía	14,892	0.325
10	6,286.25	Venta de energía	14,892	0.422
11	8,172.13	Venta de energía	14,892	0.548
12	10,623.76	Venta de energía	14,892	0.713
13	13,810.89	Venta de energía	14,892	0.921
14	17,954.16	Venta de energía	14,892	1.208
15	23,340.41	Venta de energía	14,892	1.561
16	30,342.53	Venta de energía	14,892	2.038
17	39,445.29	Venta de energía	14,892	2.648
18	51,278.88	Venta de energía	14,892	3.441
19	66,662.55	Venta de energía	14,892	4.471
20	86,661.31	Venta de energía	14,892	5.811
21	112,659.71	Venta de energía	14,892	7.561
22	146,457.62	Venta de energía	14,892	9.831
23	190,394.90	Venta de energía	14,892	12.781
24	247,513.37	Venta de energía	14,892	16.621
25	321,767.39	Venta de energía	14,892	21.601
26	418,297.60	Venta de energía	14,892	28.081
27	543,786.88	Venta de energía	14,892	36.511
28	706,922.95	Venta de energía	14,892	47.471
29	918,999.83	Venta de energía	14,892	61.711
30	1,194,699.78	Venta de energía	14,892	80.221
31	1,553,109.71	Venta de energía	14,892	104.291
32	2,019,042.63	Venta de energía	14,892	135.571
33	2,624,755.41	Venta de energía	14,892	176.251
34	3,412,182.04	Venta de energía	14,892	229.121
35	4,435,836.65	Venta de energía	14,892	297.861
36	5,766,587.64	Venta de energía	14,892	387.221
37	7,496,563.94	Venta de energía	14,892	503.391
38	9,745,533.12	Venta de energía	14,892	654.411
39	12,669,193.05	Venta de energía	14,892	850.731

INGRESOS PROYECTADOS

CUADRO 4.2

COSTO TOTAL DEL PROYECTO 9,568,107.19
 COSTO DEL EQUIPO ELECTROMECC 952,000.00

AÑO	INGRESOS AL FINAL DE CADA AÑO		Cantidad de Mw vendidos	Precio por Mw
	Monto	Rubro		
40	16,469,950.97	Venta de energía	14,892	1,105.960
41	21,410,936.25	Venta de energía	14,892	1,437.748
42	27,834,217.13	Venta de energía	14,892	1,869.072
43	36,184,482.27	Venta de energía	14,892	2,429.793
44	47,039,826.95	Venta de energía	14,892	3,158.731
45	61,151,775.04	Venta de energía	14,892	4,106.351
46	79,497,307.55	Venta de energía	14,892	5,338.256
47	103,346,499.81	Venta de energía	14,892	6,939.733
48	134,350,449.76	Venta de energía	14,892	9,021.653
49	174,655,584.69	Venta de energía	14,892	11,728.148
50	227,052,260.09	Venta de energía	14,892	15,246.593

RESUMEN DE INGRESOS Y EGRESOS PROYECTADOS

CUADRO 4.3

COSTO TOTAL DEL PROYECTO	9,568,107.19
COSTO DE EQUIPO ELECTROMECHANICO	952,000.00
TASA DE INTERES	10%
TASA DE CRECIMIENTO DE PRECIOS	30%

Año	Ingresos	Egresos	Flujo Neto	Valor Actual en t=0
0	-	3,827,242.88	-3,827,242.88	-3,827,242.88
1	-	2,870,432.16	-2,870,432.16	-2,609,483.78
2	-	2,870,432.16	-2,870,432.16	-2,372,257.98
3	1,001.82	95,681.07	-94,679.26	-71,133.93
4	1,302.36	95,681.07	-94,378.71	-64,461.93
5	1,693.07	95,681.07	-93,988.00	-58,359.15
6	2,200.99	95,681.07	-93,480.08	-52,767.07
7	2,861.29	95,681.07	-92,819.78	-47,631.23
8	3,719.68	95,681.07	-91,961.40	-42,900.67
9	4,835.58	95,681.07	-90,845.49	-38,527.36
10	6,286.25	95,681.07	-89,394.82	-34,465.57
11	8,172.13	95,681.07	-87,508.95	-30,671.35
12	10,623.76	95,681.07	-85,057.31	-27,101.88
13	13,810.89	95,681.07	-81,870.18	-23,714.87
14	17,954.16	95,681.07	-77,726.91	-20,467.92
15	23,340.41	95,681.07	-72,340.66	-17,317.78
16	30,342.53	95,681.07	-65,338.54	-14,219.57
17	39,445.29	1,047,681.07	-1,008,235.78	-199,474.07
18	51,278.88	95,681.07	-44,402.19	-7,986.12
19	66,662.55	95,681.07	-29,018.52	-4,744.76
20	86,661.31	95,681.07	-9,019.76	-1,340.73
21	112,659.71	95,681.07	16,978.63	2,294.33
22	146,457.62	95,681.07	50,776.55	6,237.69
23	190,394.90	95,681.07	94,713.83	10,577.47
24	247,513.37	95,681.07	151,832.30	15,414.87
25	321,767.39	95,681.07	226,086.31	20,866.86
26	418,297.60	95,681.07	322,616.53	27,069.29
27	543,786.88	95,681.07	448,105.81	34,180.47
28	706,922.95	95,681.07	611,241.87	42,385.56
29	918,999.83	95,681.07	823,318.76	51,901.53
30	1,194,699.78	95,681.07	1,099,018.71	62,983.17
31	1,553,109.71	95,681.07	1,457,428.64	75,930.12
32	2,019,042.63	1,047,681.07	971,361.55	46,006.05
33	2,624,755.41	95,681.07	2,529,074.34	108,893.76
34	3,412,182.04	95,681.07	3,316,500.97	129,816.18
35	4,435,836.65	95,681.07	4,340,155.58	154,440.54
36	5,766,587.64	95,681.07	5,670,906.57	183,449.20
37	7,496,563.94	95,681.07	7,400,882.86	217,647.75
38	9,745,533.12	95,681.07	9,649,852.04	257,987.47

RESUMEN DE INGRESOS Y EGRESOS PROYECTADOS

CUADRO 4.3

COSTO TOTAL DEL PROYECTO	9,568,107.19
COSTO DE EQUIPO ELECTROMECHANICO	952,000.00
TASA DE INTERES	10%
TASA DE CRECIMIENTO DE PRECIOS	30%

39	12,669,193.05	95,681.07	12,573,511.98	305,591.93
40	16,469,950.97	95,681.07	16,374,269.89	361,788.32
41	21,410,936.25	95,681.07	21,315,255.18	428,144.57
42	27,834,217.13	95,681.07	27,738,536.06	506,513.19
43	36,184,482.27	95,681.07	36,088,801.20	599,083.00
44	47,039,826.95	95,681.07	46,944,145.88	708,440.36
45	61,151,775.04	95,681.07	61,056,093.97	837,641.50
46	79,497,307.55	95,681.07	79,401,626.48	990,297.95
47	103,346,499.81	1,047,681.07	102,298,818.74	1,159,883.62
48	134,350,449.76	95,681.07	134,254,768.69	1,363,823.92
49	174,655,584.69	95,681.07	174,559,903.61	1,635,697.24
50	227,052,260.09	95,681.07	226,956,579.02	1,933,341.26
Valor Actual Neto VAN			2,732,058.56	
Tasa Interna de Retorno TIR				9.88%

CAPITULO 5

CAPITULO 5 INFORME DE PREFACTIBILIDAD DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA

5.1 DISEÑO DE LA CAPTACION

5.1.1 REJA DE ENTRADA

En la orilla izquierda del río Palanda, en la cota 980 se colocará una rejilla metálica para la captación del agua.

Esta rejilla está provista de barrotes verticales, los mismos que impiden la entrada del material flotante y piedras.

La reja funciona como vertedero sumergido en estiaje y como orificio sumergido en crecientes.

El caudal que pasa sobre un vertedero sumergido está dado por:

$$Q = SMbH^{3/2} \quad (5.1)$$

$$H = 2.10 \text{ m}$$

Para obtener un diseño óptimo de la rejilla de entrada, se adopta un valor de H igual a 2.50m.

$$H=2.50m$$

En donde:

Q : caudal de captación, 16.5 m³/s.

S : coeficiente de sumersión, asumido igual a 0.45.¹

b : ancho efectivo del vertedero, asumido $b=3H$.¹

M : coeficiente del vertedero, asumido igual a 2.21.¹

H : carga de agua sobre el vertedero.

Además se asume que el umbral de la reja de entrada (Y_1) está situado sobre el fondo del río a una altura por lo menos igual a la de la reja; y en ningún caso menor de 1 m; entonces se obtiene que dicho valor es:

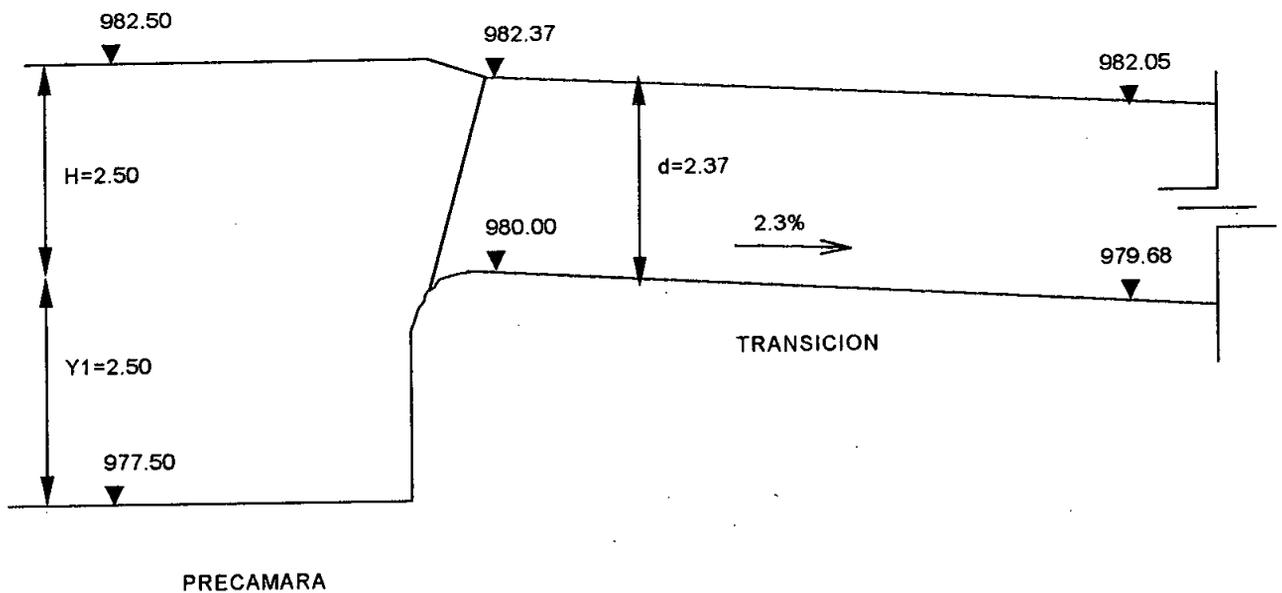
$$Y_1=H=2.50m$$

¹ KROCHIN, Igor, Estudio y selección de un aprovechamiento hidroeléctrico de las cuencas de Echeandia y Caluma, Tesis de ingeniero civil, E.P.N., Quito, Ecuador, 1985, Página 67.

La ecuación 5.1 debe afectarse por un coeficiente de pérdidas (K), debido a la contracción lateral producida por los barrotes de la reja. Así mismo, con los valores encontrados de H y de Y_1 se procede a calcular el valor del coeficiente del vertedero y del coeficiente de corrección por sumersión.

En la figura 5.1, se indican los distintos parámetros que intervienen en los cálculos respectivos.

FIGURA 5.1



COEFICIENTE DEL VERTEDERO

El coeficiente del vertedero se calcula aplicando la fórmula de Bazin.

$$M = \left[1.794 + \frac{0.0133}{H} \right] \times \left[1 + 0.55 \left(\frac{H}{H + Y_1} \right)^2 \right] \quad (5.2)$$

$$M = 2.05$$

En donde:

H : carga de agua sobre el vertedero, 2.50m.

Y_1 : elevación de la cresta sobre el fondo, aguas arriba, 2.50m.

COEFICIENTE DE CORRECCION POR SUMERSION

El coeficiente de corrección por sumersión se calcula aplicando la fórmula de Villemonte.

$$S = \left[1 - \left(\frac{h_n}{H} \right)^{3/2} \right]^{0.385} \quad (5.3)$$

$$S = 0.37$$

En donde:

h_n : elevación del agua bajo el vertedero sobre la cresta, 2.37m.



H: carga de agua sobre el vertedero, 2.50m.

ANCHO LIBRE DE LA REJA

El ancho libre de la reja se obtiene despejando de la ecuación 5.1 el valor de *b*:

$$b = \frac{Q}{KSMH^{3/2}} \quad (5.4)$$

$$b = 6.50 \text{ m}$$

En donde:

Q: caudal de captación, 16.5m³/s.

K: coeficiente de pérdida por contracción lateral en los barrotes, 0.85.²

S: coeficiente de corrección por sumersión, 0.37.

M: coeficiente del vertedero, 2.05.

H: carga de agua sobre el vertedero, 2.50m.

NUMERO DE ESPACIOS

Está dado por:

² KROCHIN, Sviatoslav, Diseño hidráulico, segunda edición, Quito, Ecuador, 1985, Página 31.

$$Ne = \frac{b}{s} \quad (5.5)$$

$$Ne = 130$$

En donde:

b: ancho libre de la reja, 6.50m.

s: separación entre barrotes, 0.05m.

NUMERO DE BARRAS

Está dado por:

$$Nb = Ne - 1 \quad (5.6)$$

$$Nb = 129$$

En donde:

Ne: número de espacios, 130.

ANCHO TOTAL DE LA REJA

Está dado por:

$$B = b + (Nb \times a) \quad (5.7)$$

$$B = 9.10 \text{ m}$$

En donde:

b : ancho libre de la reja, 6.50m.

Nb : número de barras, 129.

a : espesor de cada barroto, 0.02m.

VELOCIDAD DEL AGUA A TRAVES DE LA REJILLA

La velocidad del agua a través de la rejilla se calcula con la expresión siguiente; cuyo valor deberá estar comprendido entre³ 0.8 m/s y 1.20 m/s.

$$V = \frac{Q}{bH} \quad (5.8)$$

$$0.8 \text{ m/s} \leq V \leq 1.20 \text{ m/s} = 1 \text{ m/s}$$

En donde:

³ TORRES, Vicente, Diseño hidráulico II, Apuntes de clase, U.T.P.L., Loja, Ecuador, 1996.

Q : caudal de diseño, 16.5 m³/s.

b : ancho libre de la reja, 6.50m.

H : carga de agua, 2.50m.

ORIENTACION DEL PLANO DEL MURO DE REJILLA

Con respecto a la dirección del río es:

$$\beta = \text{Arc cos } \frac{V_r}{V_e} \quad (5.9)$$

En donde:

V_r : velocidad media del agua en el río⁴, 1 m/s.

V_e : velocidad del agua a través de la rejilla, 1 m/s.

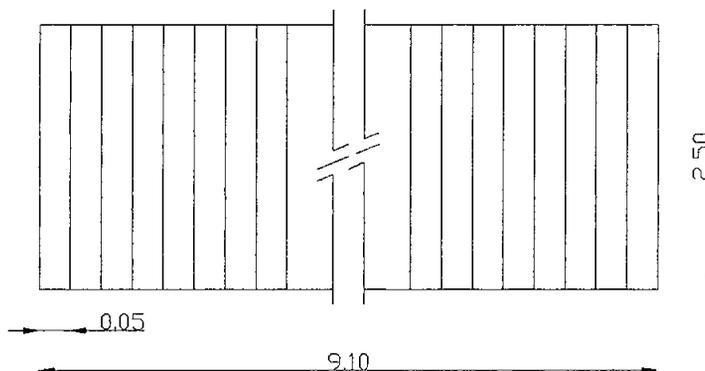
Luego el ángulo del muro deberá tener con la dirección del río:

$$90^\circ - \beta = 90^\circ - 0^\circ = 90^\circ$$

⁴ INECEL, División de hidrología y sedimentología.

En la figura 5.2 se indican las dimensiones de la reja.

FIGURA 5.2



5.1.2 GALERÍA DE SUCCION DE SEDIMENTOS

“Las galerías de succión de sedimentos son efectivas para la defensa de las obras hidráulicas de los efectos de los sedimentos, especialmente para captaciones con rejilla lateral”⁵, como es el presente caso. Este tipo de obra se recomienda para proyectos de centrales hidroeléctricas⁵. La altura, el caudal de diseño y la velocidad en la galería son⁵:

⁵ New water intake structures and reservoirs on mountain and piedmont river stretches, U.S.S.R, 1975, Página 267.

$$h = (0.25 \text{ a } 0.50)H \geq 1 \rightarrow h = 1.90 \text{ m} \quad (5.10)$$

$$Q = (0.20 \text{ a } 0.25)Q_d \rightarrow Q = 20.22 \text{ m}^3/\text{s} \quad (5.11)$$

$$V = 4 \text{ m/s} \cdot \text{ a } 7 \text{ m/s} \rightarrow V = 5.5 \text{ m/s} \quad (5.12)$$

En donde:

H : altura de la presa, 5.00m.

Q_d : caudal de diseño, 16.5 m³/s.

Con las consideraciones anteriores, y adoptando un coeficiente de rugosidad igual a 0.025, por presencia de enrocado en el fondo, se calcula la pendiente de la galería:

$$J = \left[\frac{V \times \eta}{R^{\frac{2}{3}}} \right]^2 \rightarrow J = 0.055 \quad (5.13)$$

Además en la entrada de la galería se colocará una compuerta, para interrumpir el paso del flujo en caso de limpieza; cuyas dimensiones serán 1.20 m x 1.90 m respectivamente.

5.1.3 TRANSICION

Para unir la reja de entrada con el túnel de conducción, se diseñará una transición recta en contracción, cuya longitud es igual a:

$$L = \frac{b_1 - b_2}{2 \times \operatorname{tg} 12.5^\circ} \rightarrow L = 14.00 \text{ m} \quad (5.14)$$

En donde:

b_1 : ancho de la reja de entrada, 9.10m.

b_2 : ancho del túnel de conducción, 3.00m.

La pérdida en la superficie de agua está dada por las siguientes expresiones:

$$Z = (1 + c)h \quad (5.15)$$

En donde:

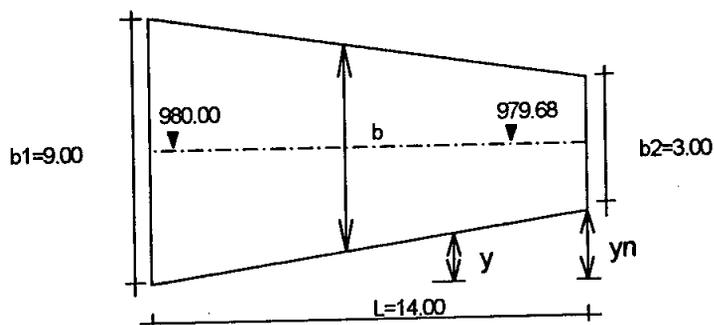
c : coeficiente para transición recta⁶, igual a 0.30.

CALCULO DE LAS COTAS DE LA TRANSICION

En el cuadro 5.1 se indican las cotas de la transición, desde la reja de entrada hasta el túnel de conducción.

⁶ KROCHIN, SVIATOSLAV, Diseño hidráulico, Segunda edición, Quito, Ecuador, 1978, Página 36.

CUADRO 5.1



x	y	b	A2	V2=Q/A2	V2^2/2g	h	z	d+z	COTAS	S%
0.00	0.00	9.10	21.57	0.765	0.030	0.000	0.000	2.37	980.00	2.3
1.00	0.22	8.66	20.53	0.804	0.033	0.003	0.004	2.37	980.00	
2.00	0.44	8.23	19.50	0.846	0.036	0.007	0.009	2.38	979.99	
3.00	0.65	7.79	18.47	0.893	0.041	0.011	0.014	2.38	979.99	
4.00	0.87	7.36	17.44	0.946	0.046	0.016	0.021	2.39	979.98	
5.00	1.09	6.92	16.40	1.006	0.052	0.022	0.028	2.40	979.97	
6.00	1.31	6.49	15.37	1.073	0.059	0.029	0.038	2.41	979.96	
7.00	1.53	6.05	14.34	1.151	0.067	0.038	0.049	2.42	979.95	
8.00	1.74	5.61	13.31	1.240	0.078	0.049	0.063	2.43	979.94	
9.00	1.96	5.18	12.27	1.344	0.092	0.062	0.081	2.45	979.92	
10.00	2.18	4.74	11.24	1.468	0.110	0.080	0.104	2.47	979.90	
11.00	2.40	4.31	10.21	1.616	0.133	0.103	0.134	2.50	979.87	
12.00	2.61	3.87	9.18	1.798	0.165	0.135	0.175	2.55	979.82	
13.00	2.83	3.44	8.14	2.026	0.209	0.179	0.233	2.60	979.77	
14.00	3.05	3.00	7.11	2.321	0.274	0.245	0.318	2.69	979.68	

5.1.4 REGULACION DE LA CRECIENTE

Toda obra de toma debe diseñarse en tal forma que pueda por sí sola permitir el paso de la creciento máxima sin sufrir ningún daño.

En épocas de estiaje la rejilla trabaja como un vertedero; convirtiéndose en un orificio en épocas de crecida; lo cual origina una pérdida de carga adicional, que hace que este incremento de caudal sea muy pequeño en comparación con el incremento

de caudal del río.

En el diseño del túnel de conducción (ver sección 5.2); se han obtenido los valores para la época de estiaje del calado normal y del ancho del túnel; para proceder a determinar su máxima capacidad y su incremento de calado.

Para conseguir una regulación efectiva de la creciente, se pone una pantalla de hormigón armado sobre el nivel de agua en estiaje; la misma que no presenta obtáculo alguno en estiaje; pero en creciente con el aumento del calado se sumerge y trabaja como orificio.

CAPACIDAD MAXIMA DEL TUNEL DE CONDUCCION

La capacidad máxima del túnel de conducción se la determina a partir del valor de K'_q máximo⁷ (ver sección 5.2, tabla 5.1), para la cual se tiene la relación D/b .

$$K'_q \text{ máx} = 0.3773 \Rightarrow \frac{D}{b} = 0.94$$

$$D = 0.94 \times b \quad \rightarrow \quad D = 2.82 \text{ m} \quad (5.16)$$

En donde:

⁷ INSTITUTO NACIONAL DEL RIEGO, Cálculo de túneles, Quito, Ecuador, 1967, Página 2.

D : calado máximo del túnel

b : base del túnel, 3.00m

Luego la capacidad máxima del túnel se determina con la ecuación siguiente:

$$Q_{\text{máx}} = \frac{K'_q \text{máx} b^{8/3} J^{1/2}}{\eta} \rightarrow Q_{\text{máx}} = 17.89 \text{ m}^3 / \text{s} \quad (5.17)$$

En donde:

$K'_q \text{máx}$: valor de la tabla 5.1, igual 0.3773.

b : base del túnel, 3.00m.

J : pendiente del túnel, 0.0015.

η : coeficiente de rugosidad, 0.015.

Como se puede ver, este caudal máximo representa el 8.4% del caudal de captación.

Siendo el calado normal igual a 2.37m, el aumento de profundidad en creciente es de:

$$\Delta d = 2.82 - 2.37 \Rightarrow \Delta d = 0.45 \text{ m}$$

Con esto la compuerta de admisión se sumerge y pasa a trabajar como orificio con

una carga H . El caudal que pasa a través de un orificio está dado por:

$$Q = cA\sqrt{2gH} \quad \rightarrow \quad H = 0.90 \text{ m} \quad (5.18)$$

En donde:

Q : máxima capacidad del túnel, $17.89 \text{ m}^3/\text{s}$.

c : coeficiente de descarga, 0.6 .⁸

A : área del orificio ($2.37 \text{ m} \times 3.00 \text{ m}$), 7.11 m^2 .

g : aceleración de la gravedad, 9.8 m/s^2 .

H : carga de agua antes de la pantalla

De donde se deduce que la cota antes de la compuerta es:

$$\text{Cota antes de la compuerta} = 979.68 + 2.37 + 0.45 + 0.90 = 983.40$$

Para evacuar el caudal de excesos, se diseña un vertedero en la pared de la transición; cuya longitud se determina mediante algunos tanteos. Se empieza por asumir valores de la longitud del vertedero, hasta obtenerse un caudal total que sea menor o igual al caudal de máxima crecida, es decir $250 \text{ m}^3/\text{s}$.

La carga de agua sobre el vertedero de excesos será:

⁸ SILVA MILTON, Manual de mecánica de fluidos, Quito, Ecuador, Página 78.

$$\text{Carga de agua sobre el vertedero de excesos} = 0.90 + 0.45 = 1.35\text{m}$$

El caudal que pasa a través del vertedero se determina con la siguiente expresión:

$$Q = MBH^{3/2} \quad \rightarrow \quad Q = 32.63 \text{ m}^3 / \text{s} \quad (5.19)$$

En donde:

M: coeficiente del vertero lateral, 1.6.

B: ancho del vertedero, valor asumido, 13m.

H: carga de agua sobre el vertedero de excesos, 1.35m.

Con los 17.89 m³/s que es la capacidad máxima del túnel, el caudal total traído por el río será:

$$Q = 17.89 + 32.63 \Rightarrow Q = 50.52 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Para determinar la cota después de la rejilla, se calcula primero el valor de la altura de agua:

$$Q = cA\sqrt{2gH} \quad \rightarrow \quad H = 1.46 \text{ m} \quad (5.20)$$

En donde:

Q : caudal total traído por el río, $50.52\text{m}^3/\text{s}$.

C : coeficiente del vertedero, 0.60.

A : área del orificio (6.50m x 2.50 m), 16.25m^2 .

g : aceleración de la gravedad, $9.8\text{m}/\text{s}^2$.

H : carga de agua.

El caudal que pasa por el azud es:

$$Q = CLH^{3/2} \quad \rightarrow \quad Q = 226.75 \text{ m}^3 / \text{s} \quad (5.21)$$

En donde:

C : coeficiente de descarga, 2.21.⁹

L : longitud efectiva de la cresta, 30 m

H : carga de agua, 2.36 m

Sumando el caudal que pasa por el azud, más el caudal que pasa por el vertedero de excesos, se obtiene el caudal total:

$$Q_T = 226.75 + 32.63 \Rightarrow Q_T = 259.38\text{m}^3 / \text{s}$$

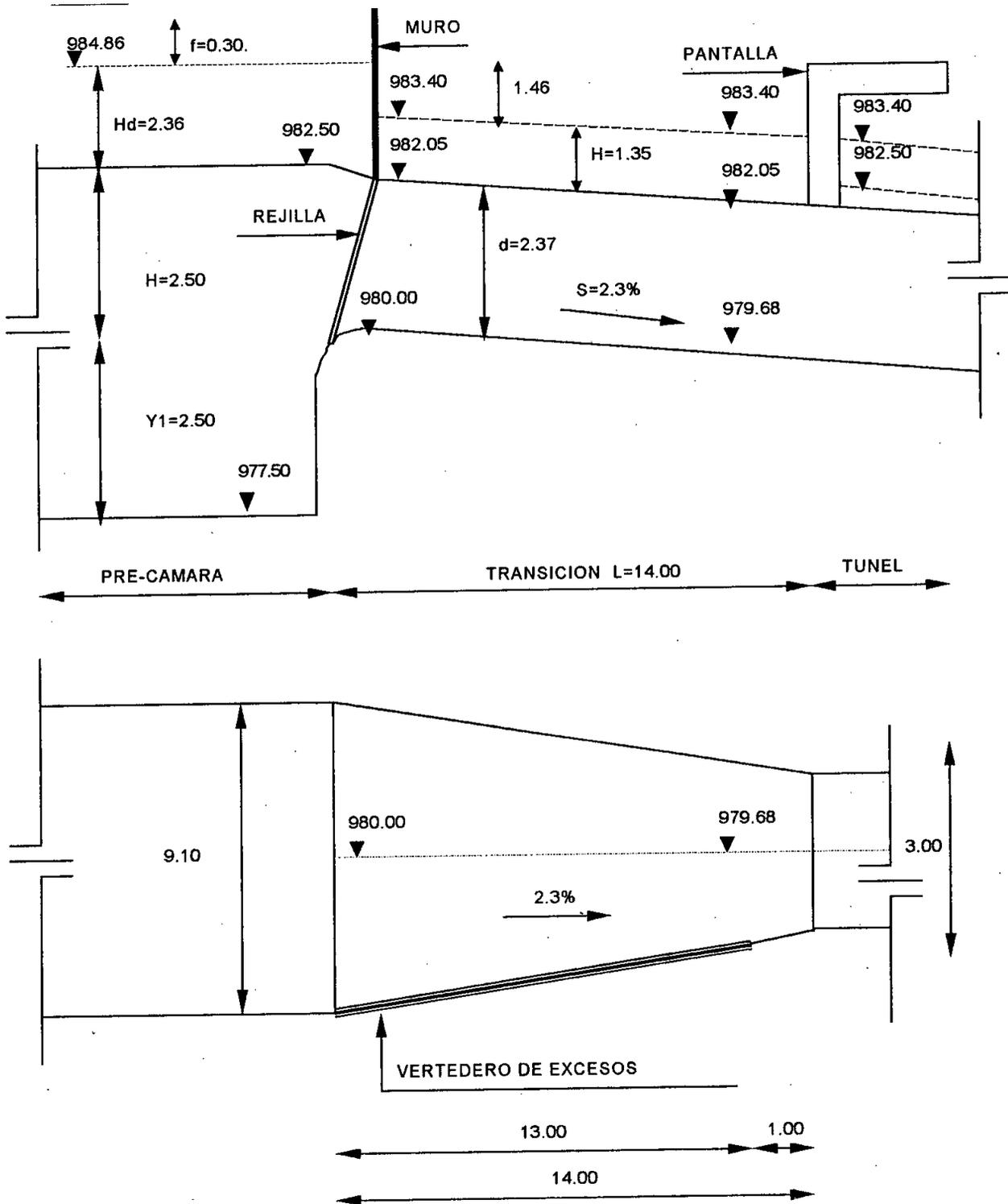
⁹ KROCHIN, SVIATOSLAV, Diseño hidráulico, Segunda edición, Quito, Ecuador, 1978, Página 50.

Como el caudal total es similar al caudal de crecida, la regulación es suficiente; es decir que:

$$259.38m^3/s \cong 250m^3/s \Rightarrow \text{regulación suficiente}$$

En la figura 5.3 se indican las diferentes cotas.

FIGURA 5.3



5.1.5 CALCULO DEL AZUD

El azud es un tipo de barrage, represa vertedora, cuya función es captar y dejar escapar el agua excedente o de avenidas que no debe ingresar al sistema. Es represa porque levanta el nivel del agua, y vertedora porque deja pasar el agua no tomada.

Por razones de estabilidad se ha adoptado por dar a los azudes un perfil trapezoidal ligeramente redondeado, para facilitar el paso del agua y reducir las presiones sobre el cimacio (parte superior del paramento), llegando éstas ha ser casi nulas en todos sus puntos. Esto se logra con la utilización de un perfil Creager, en el cual la lámina vertiente de agua se adhiere a su superficie, evitándose así la entrada de aire debajo de ella.

Así mismo el azud debe ofrecer seguridad frente a los deslizamientos, volteos y asentamientos diferenciales, así como frente al sifonamiento o tubificación.

Descarga sobre la cresta del cimacio:

La descarga sobre una cresta de cimacio se obtiene aplicando la fórmula general para un vertedero:

$$Q = CLH_o^{3/2} \quad \rightarrow \quad H_o = 2.42 m \quad (5.22)$$

En donde:

Q : caudal de crecida, $250\text{m}^3/\text{s}$.

C : coeficiente de descarga, 2.21

H_o : carga sobre la cresta del azud (incluida la carga de velocidad)

L : longitud efectiva de la cresta (ancho del azud), 30m

Velocidad de aproximación del agua al azud:

$$V_a = \frac{Q}{A} \rightarrow V_a = \frac{Q}{(H + H_o)L} \quad (5.23)$$

$$V_a = 1.12\text{m/s}$$

En donde:

Q : caudal de crecida, $250\text{m}^3/\text{s}$.

H : altura del paramento aguas arriba del azud, 5.00m.

L : longitud efectiva de la cresta (ancho del azud), 30m.

H_o : carga sobre la cresta del azud, 2.42m.

Carga debida a la velocidad:

$$H_a = \frac{V_a^2}{2g} \rightarrow H_a = 0.06\text{m} \quad (5.24)$$

En donde:

V_a : velocidad de aproximación del agua al azud, 1.12m/s.

g : aceleración de la gravedad, 9.81m/s².

Carga de agua:

$$H_d = H_o - H_a \quad \rightarrow \quad H_d = 2.36 \text{ m} \quad (5.25)$$

En donde:

H_o : carga sobre la cresta del azud, 2.42m.

H_a : carga debida a la velocidad, 0.06m.

ECUACION PARA EL PERFIL HIDRODINAMICO

El perfil Creager ha sido calculado teórica y experimentalmente por varios investigadores; llegando a obtener la siguiente ecuación para el perfil hidrodinámico¹⁰:

$$X^n = KH_d^{n-1} Y \quad \rightarrow \quad X^{1.85} = 4.15Y \quad (5.26)$$

¹⁰ CHOW, VEN TE, Hidráulica de canales abiertos, Bogotá, Colombia, 1994, Páginas 356 y 357.



En donde:

X : abscisa del perfil.

Y : ordenada del perfil.

H_d : carga sobre la cresta del vertedero, 2.36m.

K : coeficiente para paramento vertical aguas arriba, igual a 2*

n : coeficiente para paramento vertical aguas arriba, igual a 1.85*

Las coordenadas del perfil se indican en el cuadro 5.2

* CHOW, VEN TE, Hidráulica de canales abiertos, Bogotá, Colombia, 1994, Página 357.

CUADRO 5.2

X	Y	X	Y
0.00	0.00	2.80	1.61
0.20	0.01	3.00	1.83
0.40	0.04	3.20	2.06
0.60	0.09	3.40	2.31
0.80	0.16	3.60	2.57
1.00	0.24	3.80	2.84
1.20	0.34	4.00	3.12
1.40	0.45	4.20	3.41
1.60	0.57	4.40	3.72
1.80	0.71	4.60	4.04
2.00	0.87	4.80	4.37
2.20	1.03	5.00	4.71
2.40	1.21	5.17	5.01
2.60	1.41		

RADIO TANGENTE AL AZUD Y AL COLCHON DE AGUAS

El zampeado aguas abajo generalmente es horizontal, o con una ligera pendiente; por lo que es necesario un radio de transición entre la curvatura del azud y la pendiente del zampeado.

La transición se logra trazando dos líneas tangentes al vertedero y a la solera, en cuya bisectriz se encuentra ubicado el centro del radio R , dado por¹¹:

$$R \geq 5h_c \quad \rightarrow \quad R = 3.50 \text{ m} \quad (5.27)$$

En donde:

H_c : calado contraído del resalto al pie del azud, 0.701m

¹¹ SANDOVAL, RAMIRO, Principios de la hidráulica, Quito, Ecuador, 1993, Página 247.

Además para poder graficar el perfil hidrodinámico, se requiere calcular los siguientes parámetros¹²; los mismos que se indican en la figura 5.4.

$$R_1 = 0.5H_d \quad \rightarrow \quad R_1 = 1.20 \text{ m} \quad (5.28)$$

$$R_2 = 0.2H_d \quad \rightarrow \quad R_2 = 0.50 \text{ m} \quad (5.29)$$

$$X_1 = 0.282H_d \quad \rightarrow \quad X_1 = 0.70 \text{ m} \quad (5.30)$$

$$X_2 = 0.175H_h \quad \rightarrow \quad X_2 = 0.40 \text{ m} \quad (5.31)$$

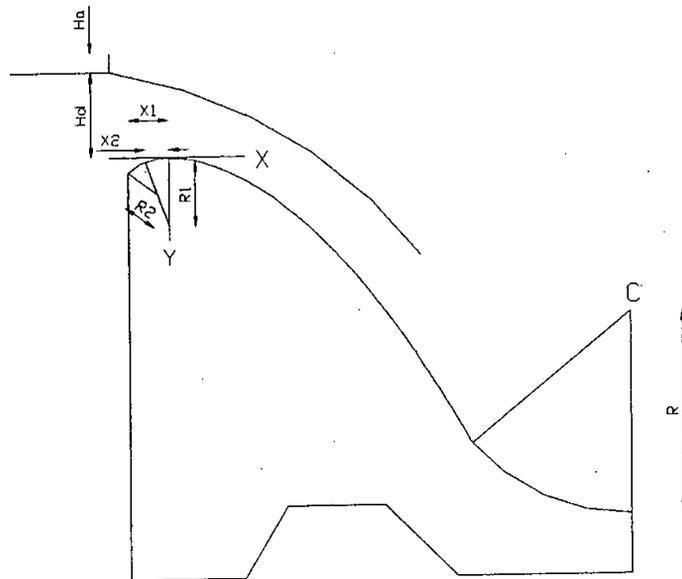
En donde:

H_d : carga de agua sobre el azud, 2.36m

La figura 5.4 indica el perfil del azud.

¹² CHOW, VEN TE, Hidráulica de canales abiertos, Bogotá, Colombia, 1994, Página 357.

FIGURA 5.4



DISIPACION DE ENERGIA

Debido a la presencia del azud, se crea en el río una diferencia de energía aguas arriba y aguas abajo del mismo; que actúa sobre el material del cauce erosionándolo y poniendo en peligro las obras. Debe por lo tanto protegerse el cauce, disipando la energía antes de que llegue al cauce normal. Esta disipación se la consigue con la formación de un resalto hidráulico. Como consecuencia la alta velocidad al pie del azud se reduce a una velocidad lo suficientemente baja para no causar daño.

Para lograr el resalto se construye al pie del azud un zameado o colchón de aguas; cuya longitud debe ser por lo menos igual a la del resalto producido al pie del mismo.

Para calcular la disipación de energía, primeramente se determina la altura contraída

al pie del azud, d_{con} y en función de ésta se halla la segunda conjugada d_2 del resalto; para compararla después con el calado normal del río. Al realizar esta comparación se presentan tres casos:

- a) Si $d_2 > d_{con}$, el calado del río es insuficiente para detener el agua y el resalto es rechazado hacia abajo. Este caso se debe evitar.
- b) Si $d_1 = d_{con}$, el resalto se forma inmediatamente a continuación del calado contraído. Este caso es poco común que se presente.
- c) Si $d_2 < d_{con}$, el resalto es sumergido y el calado normal del río se extiende hasta topar el azud. Este caso se trata de obtener.

El calado contraído d_{con} al pie del azud se lo calcula mediante la ecuación 5.32, la misma que se resuelve por aproximaciones sucesivas, asumiendo como primer valor de d_{con} igual a 0 dentro del radical.

$$d_{con} = \frac{q}{k\sqrt{2g(T_o - d_{con})}} \quad \rightarrow \quad d_{con} = 0.768 \text{ m} \quad (5.32)$$

En donde:

q : caudal unitario por unidad de longitud, $8.33 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$.

L : longitud efectiva de la cresta, 30m.

k : coeficiente para vertedero sumergido¹³, 0.95.

T_o : carga sobre la cresta del azud más el paramento aguas arriba del azud, 7.42m

H_o : carga sobre la cresta del azud, 2.42m.

P : altura del paramento aguas arriba del azud, 5.00m.

Para que el resalto se produzca inmediatamente al pie del azud se hace que $d_1 = d_{con}$

y se calcula la segunda conjugada con la expresión:

$$d_2 = \frac{d_{con}}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8q^2}{g(d_{con})^3}} - 1 \right] \rightarrow d_2 = 3.92 \text{ m} \quad (5.33)$$

En donde:

q : caudal unitario por unidad de longitud, 8.33 m³/s/m.

De los datos hidrológicos¹⁴, se tiene que el calado normal del río es $d_N = 3.30\text{m}$; el mismo que es menor al calado conjugado d_2 , por lo que el resalto es rechazado.

Al formarse un resalto rechazado al pie del azud, se necesita profundizar el cauce del río para formar un colchón y producir un resalto sumergido. Para lograr esto debe

¹³ INERHI, Obras de captación de obras superficiales, Quito, Ecuador, 1985, Página 53.

¹⁴ INECEL, División de hidrología y sedimentología.

cumplirse la condición siguiente:

$$d_2 \leq \Delta h + d_N + Z_1 \quad (5.34)$$

Siendo Δh el valor en el que se debe profundizar el colchón. Despejando su valor de la ecuación 5.30^A, y por seguridad¹⁵ se tiene que:

$$\Delta h = kd_2 - (d_N + Z_1) \quad \rightarrow \quad \Delta h \cong 1.25 \text{ m} \quad (5.35)$$

En donde:

Z_1 : energía perdida, cuyo valor se desprecia¹⁵.

k : coeficiente de seguridad que se toma entre 1.10 a 1.20 cuando se desprecia Z_1 .¹⁵

d_N : calado normal del río, 3.30m.

Se recalcula el valor del nuevo calado contraído para T_o igual a:

$$T_o = (P + H_o) + \Delta h \quad \rightarrow \quad T_o = 8.67 \text{ m} \quad (5.36)$$

Aplicando las ecuaciones 5.32 y 5.33, se obtienen los valores de los calados contraído y conjugado respectivamente, cuyos valores son los siguientes:

$$d_{con} = 0.701 \text{ m}$$

$$d_2 = 4.15 \text{ m}$$

¹⁵ KROCHIN, SVIATOSLAV, Diseño hidráulico, Segunda edición, Quito, Ecuador, 1986, Páginas 58 y 59.

Para que el resalto sea sumergido, el calado conjugado d_2 tiene que ser menor que la suma del calado normal d_N más la profundidad del colchón Δh :

$$d_2 \leq d_N + \Delta h \quad (5.37)$$

$$4.15 \leq 4.55 \Rightarrow \text{resalto sumergido}$$

COLCHON DE AGUAS O ZAMPEADO

Al ser el resalto sumergido al pie del azud, la longitud del zampeado no necesita ser mayor que la longitud del resalto. Para que el resalto alcance a formarse, necesita de cierta longitud que es la que se debe dar al zampeado.

Para determinar esta longitud se aplican las siguientes ecuaciones empíricas:

$$\text{SAFRANETZ} \rightarrow L = 4.5d_2 \Rightarrow L = 18.70m \quad (5.38)$$

$$\text{PAVLOVSKI} \rightarrow L = 2.5 \times (1.9d_2 - d_1) \Rightarrow L = 17.96m \quad (5.39)$$

$$\text{BAKHMETEV - MAZTKE} \rightarrow L = 5 \times (d_2 - d_1) \Rightarrow L = 17.25m \quad (5.40)$$

En donde:

d_1 : calado contraído del resalto, 0.701m.

d_2 : calado conjugado del resalto, 4.15m.

Como se observa el mayor valor obtenido es 18.70m; pero por seguridad se adopta

como longitud del zampeado 20.00m.

Al final del zampeado frecuentemente háy erosión del fondo, que puede ser peligrosa si el zampeado no dispone de un dentellón que lo proteja de la socavación. La profundidad de este dentellón debe ser mayor que la profundidad de la socavación producida por la erosión.

La magnitud de la erosión se calcula con la expresión:

$$Y = k \times \sqrt{q \times \sqrt{Z}} - d_N \rightarrow Y = 2.55 \text{ m} \quad (5.41)$$

En donde:

k : coeficiente función de la longitud del zampeado y del calado normal del río¹⁶6.06.

q : caudal unitario por unidad de longitud, 8.33 m³/s/m.

Z : diferencia entre las superficies aguas arriba y abajo del azud, 6.25m

La profundidad del dentellón debe ser mayor que 2.55 m; adoptándose como tal 3.15m.

¹⁶ KROCHIN, SVIATOSLAV, Diseño hidráulico, Segunda edición, Quito, Ecuador, 1978, Página 91.

El espesor del zampeado sea suficiente como para resistir el impacto del agua que baja desde el azud. Este espesor está dado por:

$$t = \frac{h}{\gamma - 1} \geq 0.30m \quad \rightarrow \quad t = 0.60 \quad (5.42)$$

En donde:

h : sub presión al final del zampeado (punto B, figura 5.5), $0.82T/m^2$.

γ : peso específico del hormigón, $2.4T/m^3$.

El espesor obtenido se multiplica por un coeficiente de seguridad igual a 1.20.

Para calcular las subpresiones al inicio y al final del zampeado respectivamente, se aplica la fórmula 5.95 (movimiento del agua bajo la presa 5.1.6), en la cual:

N : suma de superficies horizontales (figura 5.5), 57.47m.

V : suma de superficies verticales (figura 5.5), 9.90m.

Luego, por semejanza de triángulos, en la figura 5.5 se tiene que las subpresiones en A y en B son:

$$S_A = 2.30 T/m^2$$

$$S_B = 0.82 T/m^2$$

Aplicando la fórmula 5.42 se tiene que el espesor del zampeado es:

$$t = 0.80m > 0.30m$$

Por efecto de las piedras en el zampeado y en el dentellón se colocará una armadura mínima, la misma que está dada por:

$$A_s = 0.018 \times b \times d \quad (5.43)$$

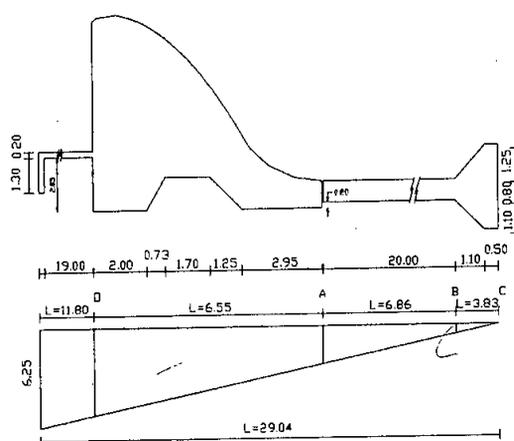
$$A_s = 3.60 \text{ cm}^2/m \rightarrow 1 \phi 10 \text{ a } 20 \text{ c/s}$$

En donde:

b: longitud del elemento, se considera 1.00m.

d: espesor, se considera 0.20m.

FIGURA 5.5



ESTABILIDAD DEL AZUD

El lecho del río está formado generalmente por arena, grava o arcilla; por lo que es necesario comprobar la estabilidad del azud; es decir asegurarse que las fuerzas a que está sometido no produzcan hundimientos, deslizamientos o volcamientos.

Por estar el azud separado del zampeado por una junta de construcción, el cálculo de éste se hace independientemente. Las fuerzas que intervienen para los respectivos cálculos son:

a) **PRESION DEL AGUA (E)**

La presión del agua, que es normal a la superficie de la presa, pasa por el centro de gravedad del trapecoide ABCD de la figura 5.6.

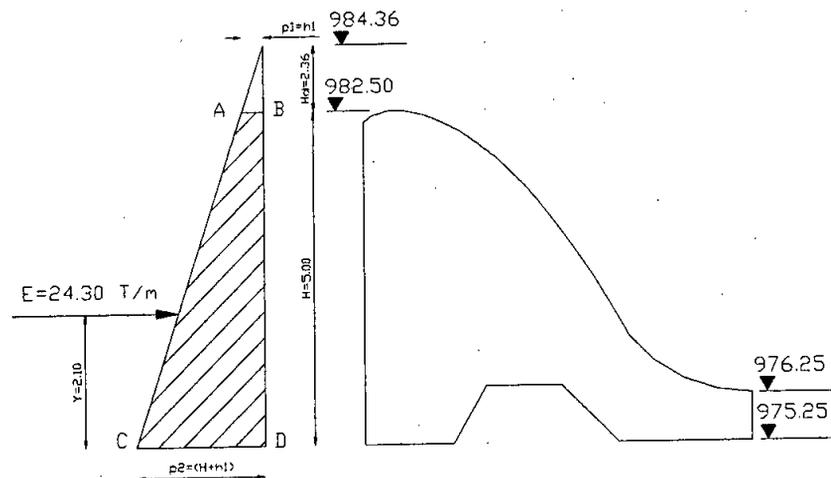


FIGURA 5.6

El empuje del agua será:

$$E = \frac{\gamma H}{2} (H + 2h_a) \quad \rightarrow \quad E = 24.30 \text{ T/m} \quad (5.44)$$

En donde:

γ : peso específico del agua, $1\text{T}/\text{m}^3$.

H : altura del paramento aguas arriba del azud, 5.00m .

H_d : carga de agua sobre el azud, 2.36m .

Cuyo punto de aplicación está dado por:

$$\bar{y} = \frac{H}{3} \left[\frac{H + 3h_d}{H + 2h_d} \right] \rightarrow \bar{y} = 2.10 \text{ m} \quad (5.45)$$

b) PESO PROPIO (G)

El peso de una presa actúa como fuerza pasiva, fundamental y permanente, que colabora con la estabilidad. Depende de la forma y dimensiones de la presa, así como del peso específico del material de que está construida.

Para obtener el peso propio del azud, éste se lo ha dividido en figuras geométricas fáciles de calcular sus áreas. (ver figura 5.7). Su peso propio se lo determina mediante la expresión:

$$G = A \times \gamma^o \rightarrow G = 82.32\text{T}/\text{m} \quad (5.46)$$

Cuyas coordenadas del punto de aplicación son:

$$\bar{x} = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} \rightarrow \bar{x} = 2.92\text{m} \quad (5.47)$$

$$\bar{y} = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} \rightarrow \bar{y} = 3.04m$$



En donde:

A : área del azud, 34.30 m².

γ^o : peso específico del hormigón, 2.4 T/m³.

$\sum A_i X_i$: sumatoria del producto de las áreas por las abscisas del centro de gravedad de cada sección en que ha sido dividido el azud (ver figura 5.7 y cuadro 5.3 respectivamente), 100.08.

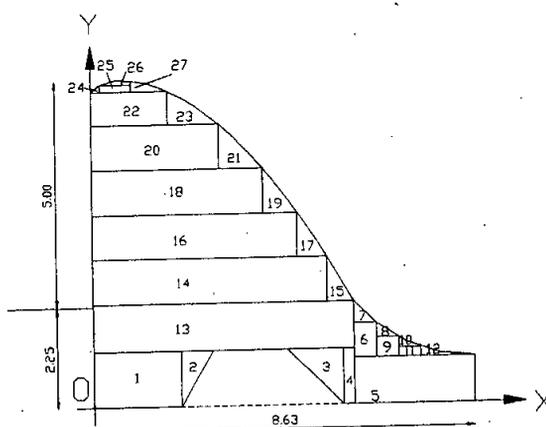
$\sum A_i Y_i$: sumatoria del producto de las áreas por las ordenadas del centro de gravedad de cada sección en que se ha dividido el azud (ver figura 5.7 y cuadro 5.3 respectivamente), 104.18.

Los resultados obtenidos se presentan en el cuadro 5.3; y las figuras en que se ha dividido el azud se indican en la figura 5.7.

CUADRO 5.3

FIGURA No.	AREA A _i	CENTRO DE GRAVEDAD		PRODUCTOS	
		X _i	Y _i	A*X _i	A*Y _i
1	2.46	0.99	0.63	2.43	1.54
2	0.45	2.21	0.83	1.00	0.38
3	0.78	5.23	0.83	4.09	0.65
4	0.31	5.77	0.63	1.80	0.20
5	2.84	7.25	0.53	20.54	1.49
6	0.38	6.18	1.43	2.36	0.55
7	0.12	6.10	1.98	0.74	0.24
8	0.08	6.60	1.59	0.55	0.13
9	0.22	6.68	1.27	1.44	0.27
10	0.06	7.10	1.35	0.40	0.08
11	0.10	7.18	1.15	0.74	0.12
12	0.13	7.83	1.12	1.00	0.14
13	6.16	2.94	1.78	18.09	10.94
14	5.28	2.64	2.80	13.95	14.79
15	0.29	5.48	2.58	1.61	0.76
16	4.62	2.31	3.80	10.68	17.56
17	0.33	4.84	3.58	1.60	1.18
18	3.86	1.93	4.75	7.44	18.32
19	0.38	4.11	4.58	1.57	1.75
20	2.88	1.44	5.75	4.13	16.53
21	0.49	3.20	5.58	1.57	2.74
22	1.29	0.85	6.63	1.10	8.57
23	0.48	2.09	6.50	1.00	3.12
24	0.02	0.13	7.06	0.00	0.11
25	0.11	0.55	7.09	0.06	0.74
26	0.03	0.67	7.19	0.02	0.23
27	0.15	1.17	7.09	0.18	1.06
Σ	34.30			100.08	104.18

FIGURA 5.7



c) PRESION DE SEDIMENTOS (P_s)

Al quedar remansada el agua tras el azud, los sólidos que lleva en suspensión se van depositando lentamente en el fondo, hasta que al cabo de cierto tiempo el depósito formado al pie de la presa alcanza cierta importancia y produce un empuje adicional contra la pared del azud.

El empuje de los sedimentos se calcula con la fórmula de Rankine¹⁷:

$$P_s = \frac{1}{2} \gamma_s h^2 \operatorname{tg}^2 \left[45^\circ - \frac{\phi}{2} \right] \rightarrow P_s = 1.08T / m \quad (5.49)$$

En donde:

γ_s : peso específico del material sumergido¹⁸, 1.04T/m³.

h : altura de la capa de sedimentos, 2.50m.

ϕ : ángulo de fricción interna del material, valor asumido¹⁷, 30°.

El punto de aplicación de P_s es:

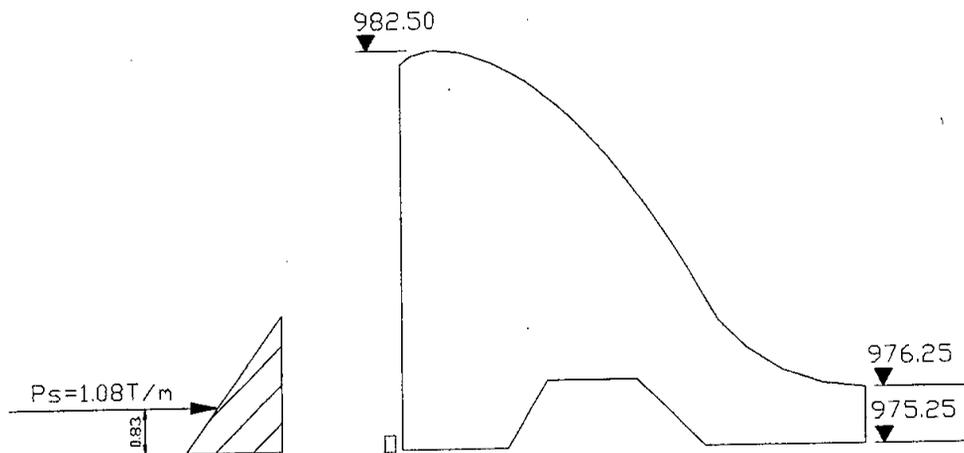
¹⁷ VALLARINO, EUGENIO, Tratado básico de presas, Tercera edición, Madrid, España, 1995, Páginas 85 y 86.

¹⁸ LINSLEY, KOHLER, PAULUS, Hidrología para ingenieros, Segunda edición, México, 1988, Página 343.

$$\bar{y} = \frac{h}{3} \quad \rightarrow \quad \bar{y} = 0.83m \quad (5.50)$$

En la figura 5.8 se indica el diagrama de la presión de sedimentos actuante sobre el azud, con su respectivo punto de aplicación respecto al punto O.

FIGURA 5.8



d) PRESION INTERNA O SUB PRESION (S_p)

Se denomina subpresiones a las fuerzas por unidad de superficie ejercidas por el agua en contacto con la fundación, por debajo de la superficie del terreno.

Estas presiones serán variables desde el extremo de aguas arriba al de aguas abajo; y dependen de la configuración de la superficie de contacto, de las características de

permeabilidad del terreno de fundación y de la carga de agua.

Generalmente los azudes se construyen sobre suelos permeables y la sobre elevación del agua en el paramento aguas arriba produce filtración debajo de la presa.

El cálculo de la subpresión se lo realiza para el caso más desfavorable; por lo que se procede a analizar los siguientes casos:

Para máxima creciente:

$$\Delta z = N.A.A - N.A.a \quad \rightarrow \Delta z = 4.46m \quad (5.51)$$

En donde:

N.A.A: nivel aguas arriba, 984.86m.

N.A.a: nivel aguas abajo, 980.40m.

Para el azud sin carga de agua:

$$\Delta z = N.A.A - N.A.a \quad \rightarrow \Delta z = 6.25m \quad (5.52)$$

En donde:

N.A.A: nivel aguas arriba, 982.50m.

N.A.a: nivel aguas abajo, 976.25m.

De esto se concluye que el caso más desfavorable es para el azud sin carga de agua

Haciendo la suposición de que la sub presión varía linealmente, de un máximo en el talón a cero en el pie y que obra a lo largo de toda la base del azud, la sub presión se calcula con la expresión¹⁹:

$$S_p = \frac{\gamma(\Delta z \times L_1)}{2} \quad \rightarrow S_p = 26.97T/m \quad (5.53)$$

En donde:

Δz : carga hidráulica, 6.25m.

L_1 : longitud horizontal del azud, 8.63m.

γ : peso específico del agua, 1T/m³.

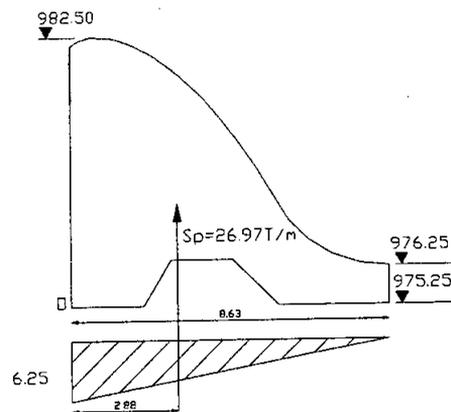
El punto de aplicación de S_p es:

¹⁹ PORTLAND CEMENT ASSOCIATION, Presas pequeñas de concreto, Segunda reimpresión, México, 1989, Página 52.

$$\bar{x} = \frac{L_1}{3} \bar{x} = \rightarrow \bar{x} = 2.88m \quad (5.54)$$

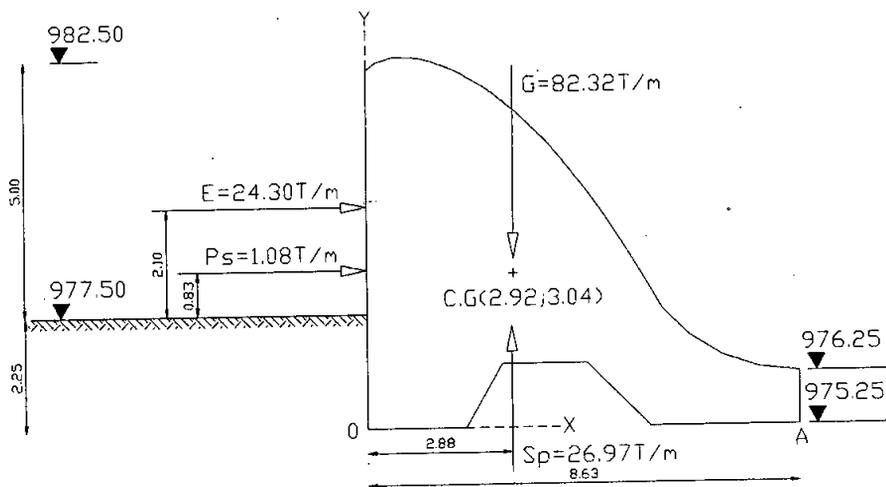
En la figura 5.9 se indica el diagrama de la subpresión actuante sobre el azud, con su respectivo punto de aplicación respecto al punto O.

FIGURA 5.9



Las fuerzas actuantes sobre el azud con sus respectivos puntos de aplicación respecto al punto O se resumen en la figura 5.10.

FIGURA 5.10



Conocidas las dimensiones y las fuerzas sobre el azud, se procede a comprobar la estabilidad del mismo.

Estabilidad del azud al deslizamiento

Para que el azud no se deslice, el factor de seguridad al deslizamiento deberá ser:

$$F.S.D = \frac{(G - S_p)}{E + P_s} \geq 1.20 \quad (5.55)$$

$$F.S.D = 1.30 > 1.20.$$

En donde:

G : peso propio del azud, 82.32 T/m.

S_p : subpresión, 26.97 T/m.

E : empuje del agua, 24.30 T/m.

P_s : presión de sedimentos, 1.08 T/m.

f : coeficiente de fricción del hormigón sobre suelo húmedo²⁰, 0.60.

Estabilidad del azud al volcamiento:

Para que el azud no se vuelque, el factor de seguridad al volcamiento deberá ser:

$$F.S.V = \frac{Mr}{Mv} = \frac{(82.32 \times 5.71)}{(24.30 \times 4.35) + (1.08 \times 3.08) + (26.97 \times 5.75)} \geq 1.50 \quad (5.56)$$

$$F.S.V = 1.80 > 1.50$$

En donde:

Mr : momento resistente (peso con respecto al punto A figura 5.10), 470.04 T.m.

Mv : momento de volcamiento (suma de las fuerzas actuantes con respecto al punto A, figura 5.10), 264.11T.m.

²⁰ KROCHIN, SVIATOSLAV, Diseño hidráulico, Segunda edición, Quito, Ecuador, 1978, Página 53.

Posición de la resultante de fuerzas:

La posición de la resultante de las fuerzas actuantes sobre el azud está dada por:

$$\bar{x} = \frac{Mr - Mv}{G - S_p} \rightarrow \bar{x} = 3.72m \quad (5.57)$$

En donde:

Mr : momento resistente, 470.04 T.m.

Mv : momento de volcamiento, 264.11 T.m.

G : peso del azud, 82.32 T/m.

S_p : subpresión, 26.97 T/m.

Se comprueba si la resultante cae dentro del tercio medio de la base, para lo cual debe cumplirse:

$$\frac{B}{3} < \bar{x} < \frac{2B}{3} \quad (5.58)$$

$$2.88 < 3.72 < 5.75$$

En donde:

B : base del azud, 8.63m.

Excentricidad:

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x} \quad \rightarrow \quad \bar{e} = 0.595 \quad (5.59)$$

En donde:

B : base del azud, 8.63m.

Esfuerzos del suelo:

Al no tenerse un dato exacto de la capacidad portante del suelo, se recomienda tomar un valor igual a²¹: $\sigma_s = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$. Para que no existan asentamientos, debe comprobarse que los esfuerzos del suelo sean menores que su capacidad portante.

$$\sigma_{1-2} = \frac{G - S_p}{A} \pm \frac{6 \times e \times (G - S_p)}{A^2} \leq \sigma_s \quad (5.60)$$

$$\sigma_1 = 9.10 \text{ T/m}^2 < 20 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_2 = 3.72 \text{ T/m}_2 < 20 \text{ T/m}^2$$

²¹ DE LEON, ALFREDO, Estructuras hidráulicas, Mérida, Venezuela, 1976, Anexo A-27.

En donde:

σ_{I-2} : esfuerzos del suelo

G : peso del azud, 82.32 T/m.

S_p : subpresión, 26.97 T/m.

e : excentricidad, 0.595 m.

A : área de fundación (se considera como ancho del azud 1m), 8.63 m².

Por efecto de las piedras y cambios de temperatura en el azud se colocará una armadura mínima, la misma que está dada por:

$$A_s = 0.018 \times b \times d \quad (5.61)$$

$$A_s = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 1 \phi 10 \text{ mm @ } 20 \text{ cm } \text{ c/s}$$

En donde:

b : longitud del elemento, se considera 1.00m

d : espesor, se considera 0.20m

PROTECCION DE LAS ORILLAS

Para evitar la erosión de las orillas del río se construyen muros a los lados de la estructura, que se extienden paralelamente al río en toda la longitud del azud y del zampeado.

Para el presente caso se han diseñado muros en cantiliver, considerando los siguientes datos:

Altura total del muro	$H=9.00\text{m}$
Altura del agua (incluida altura de seguridad)	$h=8.00\text{m}$
Peso específico del agua	$\gamma_a=1.00\text{T/m}^3$
Profundidad de cimentación	$D_f=1.50\text{m}$
Ángulo de fricción interna del suelo	$\phi=30^\circ$
Peso específico del suelo	$\gamma_s=1.76\text{T/m}^3$
Coefficiente de rozamiento	$\mu=0.50$
Capacidad portante del suelo de fundación	$\sigma_{adm}=20\text{ T/m}^2$
Resistencia del hormigón	$f'_c=210\text{Kg/cm}^2$
Límite de fluencia del acero	$f_y=4200\text{Kg/cm}^2$
Factor de seguridad al deslizamiento	$F.S.D=1.5$
Factor de seguridad al volcamiento	$F.S.V=2.0$
Peso específico del hormigón	$\gamma^p=2.4\text{T/m}^3$

DIMENSIONAMIENTO

Para dimensionar los distintos elementos del muro²² se han adoptado los criterios

²² IZURIETA Jaime y GARZON Carlos, Muros de contención, Quito, Ecuador, 1987, Página 45.

siguientes; en la figura 5.11 se indican las dimensiones del muro.

$$\text{corona} \quad c = \frac{H}{24} \rightarrow c = 0.50m \quad (5.62)$$

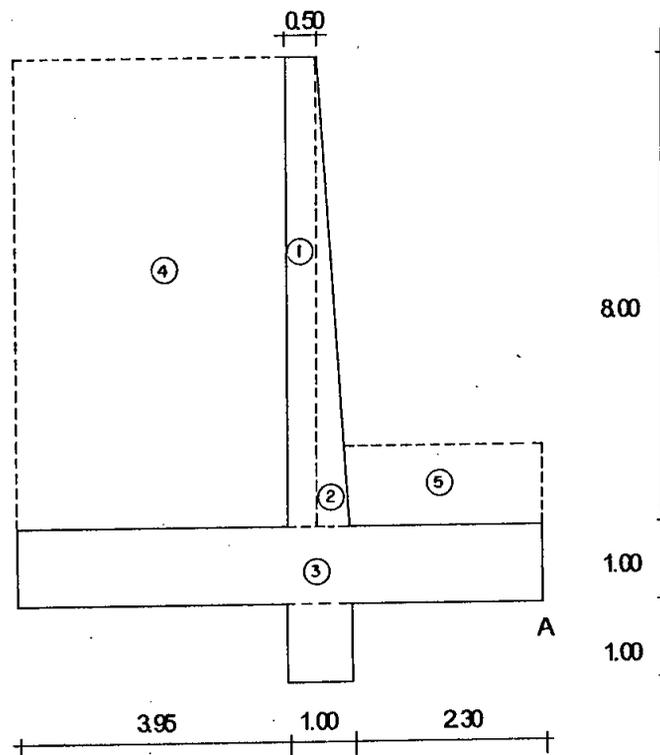
$$\text{base} \quad B = 0.40H \text{ a } 0.70H \rightarrow B = 7.25m \quad (5.63)$$

$$\text{peralte de la zapata} \quad h = \frac{H}{12} \text{ a } \frac{H}{10} \rightarrow h = 1.00m \quad (5.64)$$

$$\text{longitud del dedo} \quad l = \frac{B}{3} \rightarrow l = 2.30m \quad (5.65)$$

$$\text{base de la pantalla} \quad d = \frac{H}{12} \text{ a } \frac{H}{10} \rightarrow d = 1.00m \quad (5.66)$$

FIGURA 5.11



FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES EN EL MURO

Empuje (E_a) y momento (M_a) producidos por el agua

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \quad \rightarrow \quad E_a = 32T/m \quad (5.67)$$

$$Y_a = \frac{h}{3} + 1 \quad \rightarrow \quad Y_a = 3.67m \text{ (desde A)} \quad (5.68)$$

$$M_a = E_a \times Y_a \quad \rightarrow \quad M_a = 117.33Tm \quad (5.69)$$

Empuje (E_s) y momento (M_s) producidos por el suelo

$$E_s = \frac{1}{2} \times \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \times \gamma_s \times H^2 \quad \rightarrow \quad E_s = 5.94T/m \quad (5.70)$$

$$Y_s = \frac{Df}{3} Y_s = 0.50m \text{ (desde A)} \quad \rightarrow \quad Y_s = 0.50m \quad (5.71)$$

$$M_s = E_s \times Y_s \quad \rightarrow \quad M_s = 2.97Tm \quad (5.72)$$

Peso (W) y momento resistente (Mr)

Para determinar el peso del muro, éste se lo ha dividido en cinco secciones (figura 5.11), para calcular sus pesos y momentos (respecto del punto A), cuyos resultados se indican en el cuadro 5.4.

CUADRO 5.4

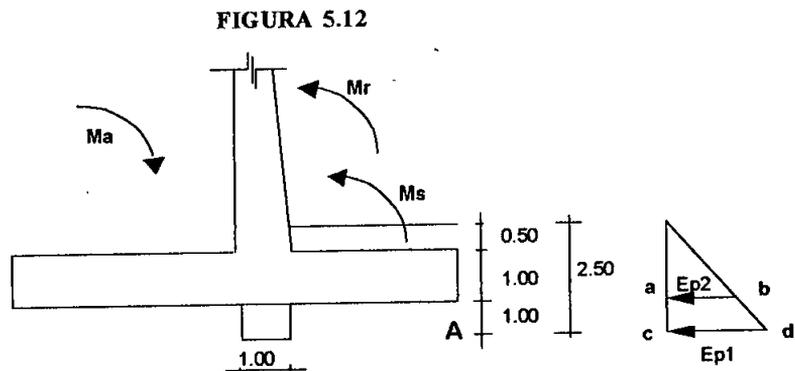
FIGURA (No)	BASE (m)	ALTURA (m)	AREA (m ²)	PESO ESP. (T/m ³)	PESO (T)	BRAZO (m)	MOMENTO (Tm)
1	0.50	8.00	4.00	2.40	9.60	3.05	29.28
2	0.50	8.00	2.00	2.40	4.80	2.63	12.64
3	7.25	1.00	7.25	2.40	17.40	3.63	63.08
4	3.95	8.00	31.60	1.00	31.60	5.28	166.69
5	2.30	0.50	1.15	1.76	2.02	1.15	2.33
Σ					W = 65.42		Mr = 274.00

Comprobación al deslizamiento

$$F.S.D = \frac{\mu \times W}{E_a - E_s} \geq 1.5 \quad (5.73)$$

$$F.S.D = 1.26 < 1.5 \Rightarrow \text{el muro se desliza}$$

Para evitar el deslizamiento del muro, en su base se coloca un dentellón de 1.00 m por 1.00m, cuyo diseño se presenta a continuación.



Los empujes pasivos del suelo se calculan con las siguientes expresiones

$$Ep_1 = \frac{1 + \operatorname{sen} 30^\circ}{1 - \operatorname{sen} 30^\circ} \times \gamma_s \times h_1^2 \quad \rightarrow \quad Ep_1 = 13.20T/m \quad (5.74)$$

$$Ep_2 = \frac{1 + \operatorname{sen} 30^\circ}{1 - \operatorname{sen} 30^\circ} \times \gamma_s \times h_2^2 \quad \rightarrow \quad Ep_2 = 7.92T/m \quad (5.75)$$

En donde:

h_{1-2} : alturas correspondientes a cada empuje, 2.50m y 1.50 m respectivamente.

El empuje pasivo total será igual al área del trapecio abcd:

$$E_p = \left(\frac{Ep_1 + Ep_2}{2} \right) \times h \quad \rightarrow \quad E_p = 10.56T/m \quad (5.76)$$

Con el dentellón se comprueba nuevamente el deslizamiento:

$$F.S.D = \frac{\mu \times W}{E_o - E_p} \geq 1.5 \quad \rightarrow \quad F.S.D = 1.53 > 1.50 \quad (5.77)$$

Comprobación al volcamiento

$$F.S.V = \frac{M_r}{M_o - M_s} \geq 2 \quad (5.78)$$

$$F.S.V = 2.40 > 2$$

Posición de la resultante

En la figura 5.12 si se realiza la suma de momentos respecto al punto A se tiene la posición resultante de fuerzas.

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow M_r + M_s - M_o - W\bar{X} = 0 \quad (5.79)$$

$$\bar{X} = 2.44m$$

Para que la resultante de fuerzas caiga dentro del tercio medio de la base del muro, debe cumplir la condición:

$$\frac{B}{3} \leq \bar{X} \leq \frac{2B}{3} \quad (5.80)$$

$$2.42 < 2.44 < 4.83$$

Excentricidad

$$e = \frac{B}{2} - \bar{X} \leq \frac{B}{6} \quad (5.81)$$

$$e = 1.18 < 1.20$$

Esfuerzos del suelo

$$\sigma_{1-2} = \frac{W}{B} \pm \frac{6We}{B^2} \leq \frac{B}{6} \quad (5.82)$$

$$\sigma_1 = 17.83 T/m^2 < 20 T/m^2$$

$$\sigma_2 = 0.21 T/m^2 < 20 T/m^2$$

Verificación de la pantalla por cortante

Para que el espesor de la pantalla en la base (1.00m) sea adecuado, el esfuerzo cortante debe cumplirse la condición:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \times b \times d} \leq 0.53 \times \sqrt{f'c} \quad (5.83)$$

$$V_u = E_a \times \alpha \quad (5.84)$$

$$v_u = 6.40 \text{ Kg/cm}^2 < 7.68 \text{ Kg/cm}^2$$



En donde:

E_a : empuje del agua, 32 T/m².

α : coeficiente de mayoración por efectos debidos al empuje²³, 1.70.

V_u : cortante último real.

ϕ : factor de reducción de capacidad²⁴, 0.85.

b : ancho de la cara en compresión, 1.00m.

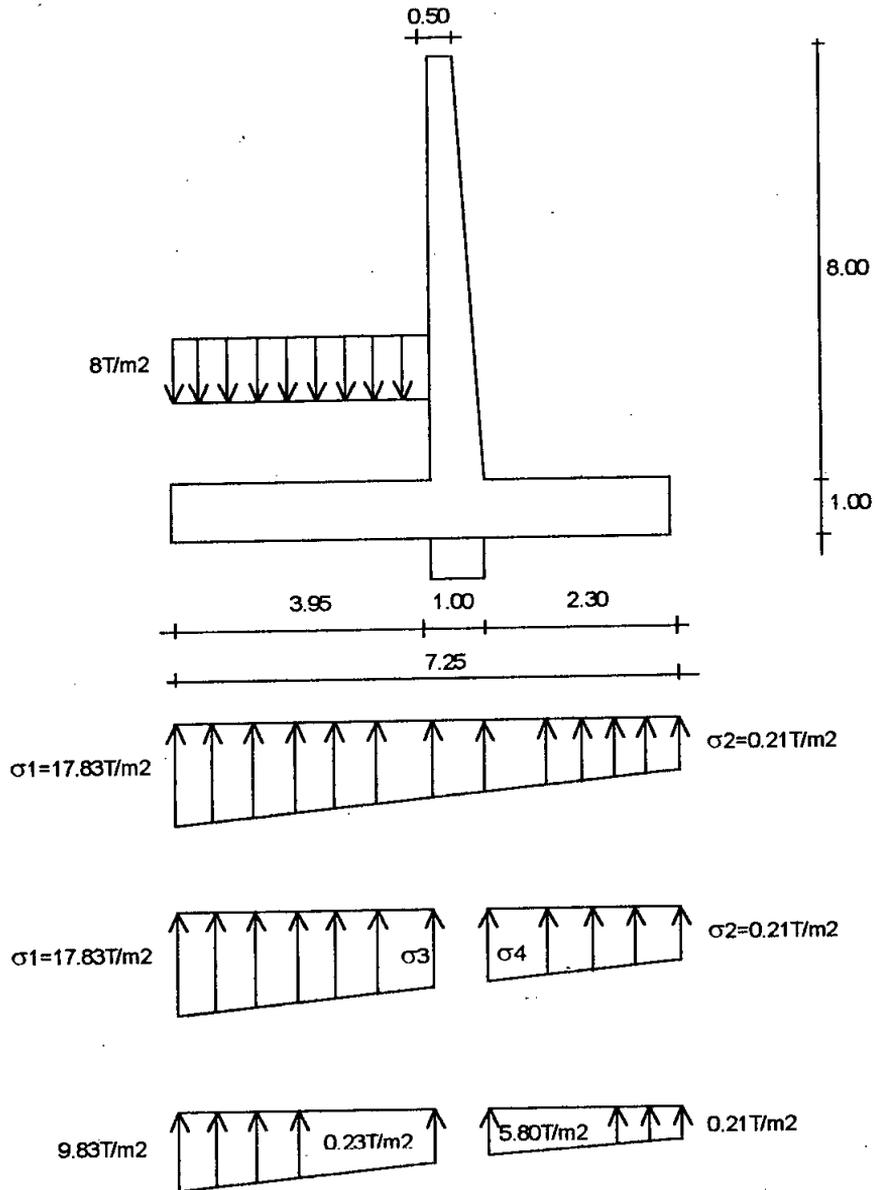
d : altura efectiva de la sección, 1.00m.

²³ IZURIETA Jaime y GARZON Carlos, Muros de contención, Quito, Ecuador, 1987, Página 47.

²⁴ CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION, Quito, Ecuador, 1977, Página 60.

Presiones en la zapata

FIGURA 5.13



Por semejanza de triángulos se tiene que:

$$\frac{17.83 - 0.21}{7.25} = \frac{\sigma_3 - 0.21}{2.30 + 1} = \frac{\sigma_4 - 0.21}{2.30}$$

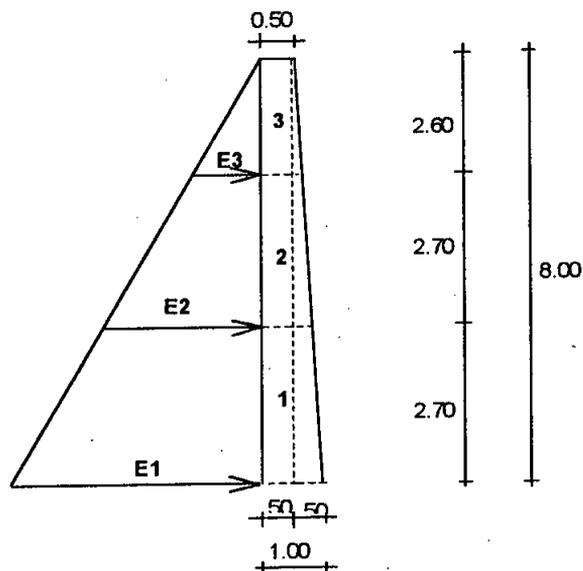
$$\sigma_3 = 8.23T/m^2$$

$$\sigma_4 = 5.80T/m^2$$

Diseño de la pantalla

Se han considerado tres secciones de análisis como indica la figura 5.14 y se procede a estudiar cada una de ellas, calculando para cada caso:

FIGURA 5.14



Empujes

$$E = \frac{1}{2} \times \gamma_a \times H_i^2 \quad (5.85)$$

$$E_1 = 32T \quad E_2 = 14.05T \quad E_3 = 3.40T$$

En donde:

H_i : alturas de cada dovela

γ_a : peso específico del agua, $1T/m^3$.

Momentos

$$M = E \times \bar{Y}_i \quad (5.86)$$

$$M_1 = 58.33Tm \quad M_2 = 24.82Tm \quad M_3 = 2.95Tm$$

En donde:

Y_i : brazos de las fuerzas con respecto al centro de gravedad del triángulo de presiones.

Luego, aplicando las siguientes fórmulas, se determina la armadura que tendrá cada sección, resumiendo los cálculos en el cuadro 5.5.

$$\alpha = \frac{Mu \times 10^5}{\phi b d^2 f'c} \quad (5.87)$$

$$\rho = \omega \frac{f'c}{fy} \quad (5.88)$$

$$As = \rho b d \quad (5.89)$$

$$As_{mi} = \frac{14}{fy} b d \quad (5.90)$$

En donde:

Mu : momento último, Kg/cm².

ϕ : factor de reducción de capacidad²⁵, 0.90.

b : longitud unitaria del muro, 100 cm.

d : peralte de cada dovela (considerando 10 cm de recubrimiento²⁵).

ρ : cuantía de acero.

ω : índice de refuerzo²⁶.

²⁵ CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION, Quito, Ecuador, 1977, Páginas 51 y 60.

²⁶ COLECCIÓN SCHAUM, Diseño de concreto armado, Página 114.

CUADRO 5.5

DOVELA No.	E (T)	Y (m)	M (Tm)	Mu (Tm)	d (cm)	α	ω	ρ	As (cm ² /m)	As mín (cm ² /m)	As Adoptada (cm ² /m)
1	32	2.67	85.33	119.47	90.00	0.0780	0.0080	0.0004	3.60	30.00	30.00
2	14.05	1.77	24.82	34.75	73.00	0.0345	0.0350	0.0018	12.78	24.33	24.33
3	3.4	0.87	2.95	4.13	56.00	0.0070	0.0070	0.0004	1.96	18.67	18.67

Consecuentemente la armadura de la pantalla será:

CUADRO 5.6

DOVELA No.	Armadura (M c)
1	3 ϕ 18 M c 202 + 7 ϕ 18 M c 200 + 3 ϕ 18 M c 201
2	3 ϕ 18 M c 201 + 7 ϕ 18 M c 200
3	7 ϕ 18 M c 200

Diseño de la zapata

1. Diseño del dedo

De la figura 5.13 se tiene que las presiones en las secciones críticas del dedo son:

$$\sigma_2 = 0.21T / m^2 \qquad \sigma_4 = 5.80T / m^2$$

El momento flector es:

$$M = \frac{L^2}{6} \times [2\sigma_2 + \sigma_4] \quad \rightarrow \quad M = 5.48Tm \quad (5.91)$$

En donde:

L : longitud del dedo, 2.30m.

El momento último es:

$$Mu = 1.40 \times M \quad Mu = 7.67 Tm \quad (5.92)$$

El momento resistente es:

$$Mr = 39.03 \times b \times d^2 > Mu \quad (5.93)$$

$$Mr = 316.143 Tm > 7.67 Tm$$

En donde:

b : longitud considerada, 100cm.

d : peralte efectivo, 90cm.

Verificación de la sección al corte

El esfuerzo cortante es igual al área del trapecio bajo el dedo:

$$V = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L \rightarrow V = 6.91 T \quad (5.94)$$

Aplicando las ecuaciones 5.83 y 5.84, tenemos:

$$v_u = 1.26 Kg/cm^2 < 7.68 Kg/cm^2$$

Armadura del dedo

Para determinar la armadura del dedo, se sigue igual procedimiento que para el armado de la pantalla, resumiendo los resultados en el cuadro 5.6.

CUADRO 5.7

M (Tm)	Mu (Tm)	d (cm)	α	ω	ρ	As (cm ² /m)	As mín (cm ² /m)	As Adoptada (cm ² /m)	Armadura
5.48	7.67	90.0	0.005	0.005	0.00025	2.25	30.00	30.00	1 ϕ 20 @ 10 Mc204

5.1.6 MOVIMIENTO DEL AGUA BAJO LA PRESA

Para calcular la subpresión se aplicará el método empírico de la filtración compensada o de Lane; método sugerido para proyectar presas de concreto sobre cimentaciones permeables, para que sean seguras contra las subpresiones²⁷.

Este método se resume en lo siguiente: "La distancia de ruptura compensada de la sección transversal de una presa es la suma de las distancias verticales de ruptura (con inclinaciones mayores de 45°) más un tercio de las distancias de ruptura horizontales (menores de 45°)"²⁷.

$$L = \frac{N}{3} + V \geq L_{\min} \quad \rightarrow \quad L = 6.50m \quad (5.95)$$

²⁷ BUREAU OF RECLAMATION, Diseño de presas pequeñas, Séptima impresión; México, 1978, Página 274.

En donde:

N : suma de superficies horizontales (figura 5.), 8.42m.

V : suma de superficies verticales (figura 5.), 3.70m.

La distancia de ruptura compensada debe ser mayor o igual a la longitud mínima de fundación, dada por:

$$L_{\min} = C \times Z \quad \rightarrow \quad L_{\min} = 15.63m \quad (5.96)$$

En donde:

C : coeficiente de Lane²⁸, para suelo con canto rodado, grava y arena igual a 2.5.

Z : carga de agua, 6.25m.

Como se puede ver, el valor de L es menor que L_{\min} , razón por la que hay que poner una precámara aguas arriba del azud, con la finalidad de aumentar la longitud de recorrido de las filtraciones para reducir la subpresión debajo de la presa.

Para determinar la longitud de la precámara se han realizado algunos tanteos, hasta obtener un valor de L mayor al de L_{\min} . Este valor corresponde a 28 metros.

Aplicando la fórmula 5.96 y adicionando a las distancias horizontales la longitud de

²⁸ KROCHIN, SVIATOSLAV, Diseño hidráulico, Segunda edición, Quito, Ecuador, 1978, Página 64.



la precámara se tiene:

$$L = 15.90m > 15.63m$$

Con lo que se cumple la condición plateada por el método propuesto.

Por efecto de la temperatura y de las piedras en la precámara se colocará una armadura mínima, la misma que está dada por:

$$A_s = 0.018 \times b \times d \quad (5.97)$$

$$A_s = 3.15 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow 1 \phi 12 \text{ a } 30 \text{ c/s}$$

En donde:

b: longitud del elemento, se considera 1.00m

d: espesor, se considera 0.175m

5.2 DISEÑO DEL TUNEL DE CONDUCCION

Luego de haber realizado algunos análisis, y de acuerdo a la topografía de la zona y a recomendaciones hechas por el INECEL, la manera más adecuada para conducir el agua hacia el tanque de presión es mediante un túnel; el mismo que debe atravesar un macizo montañoso conformado por rocas metamórficas²⁹.

²⁹ INECEL, Informe geofísico, Quito, Ecuador, 1996.

La forma de la sección del túnel debe ser tal que para un área dada, el caudal que circula sea máximo. La circular es la más conveniente, pues a más de tener la máxima capacidad para la mínima sección, es la que mejor resiste cualquier tipo de presiones.

Debido a las dificultades de construcción que presenta la sección circular, se opta por diseñar una sección tipo baúl. Aplicando la ecuación de Manning se tiene:

$$Q = \frac{k'_q b^{8/3} J^{1/2}}{\eta} \quad (5.98)$$

En donde:

Q : caudal, de conducción, 16.5 m³/s

b : ancho del túnel, 3.00 m

J : pendiente del túnel, 0.0015

η : coeficiente de rugosidad de Manning, 0.015.

k'_q : parámetro en función de Q , η , b , J .

De la ecuación 5.98 se obtiene el valor de $k'_q = 0.3414$. Con este valor, y haciendo uso de la tabla 5.1, se obtiene la relación D/b igual a 0.79.

Y finalmente se obtiene el calado del agua, el mismo que debe ser menor que el 85%

de la altura total del túnel³⁰.

$$D = 0.79b < 85\%H \quad (5.99)$$

$$D = 2.37m < 2.55m$$

En donde:

b : base del túnel, 3.00m.

H : altura total del túnel, 3.00m

El espacio de aire o franco de seguridad será³⁰:

$$f = b - D \geq 0.30r \quad (5.100)$$

$$f = 0.63m > 0.45m$$

En donde:

b : ancho del túnel, 3.00m.

D : calado normal, 2.37 m

³⁰ KROCHIN, SVIATOSLAV, Diseño hidráulico, Segunda edición, Quito, Ecuador, 1978, Páginas 189 y 191.

r : radio de la bóveda, 1.50m.

La velocidad de diseño en los túneles oscila entre 1.5 m/s y 2.50 m/s.³¹

$$V = \frac{k'_v b^{2/3} J^{1/2}}{\eta} \quad (5.101)$$

$$V = 2.40m / s < 2.50m / s$$

En donde:

k'_v : parámetro obtenido de la tabla 5.1, igual a 0.4432.

b : ancho del túnel, 3.00m,

J : pendiente del túnel, 0.0015.

η : coeficiente de rugosidad de Manning, 0.015

El túnel tendrá un recubrimiento de hormigón simple, con un espesor mínimo de 15 cm.³¹

³¹ KROCHIN, SVIATOSLAV, Diseño hidráulico, Segunda edición, Quito, Ecuador, 1978, Páginas 186. y 201.

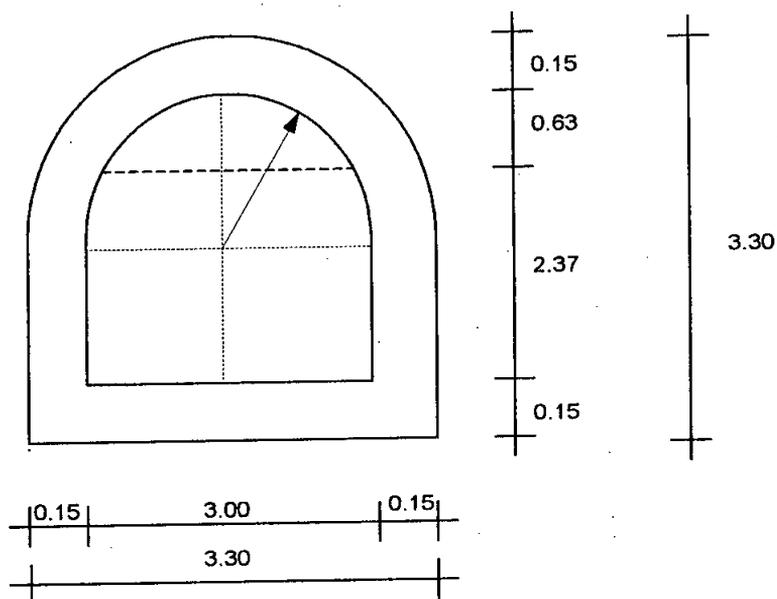
TABLA 5.1*

D/b	K'v	K'q	D/b	K'v	K'q
0.51	0.3995	0.2038	0.76	0.4417	0.3303
0.52	0.4019	0.2182	0.77	0.4423	0.3346
0.53	0.4043	0.2114	0.78	0.4429	0.3386
0.54	0.4067	0.2197	0.79	0.4432	0.3426
0.55	0.4092	0.2239	0.80	0.4435	0.3463
0.56	0.4117	0.2305	0.81	0.4437	0.3500
0.57	0.4138	0.2358	0.82	0.4438	0.3534
0.68	0.4159	0.2410	0.83	0.4438	0.3568
0.59	0.4180	0.2464	0.84	0.4433	0.3598
0.60	0.4200	0.2517	0.85	0.4433	0.3629
0.61	0.4230	0.2571	0.86	0.4428	0.3666
0.62	0.4238	0.2620	0.87	0.4420	0.3680
0.63	0.4257	0.2675	0.88	0.4412	0.3703
0.64	0.4273	0.2791	0.89	0.4403	0.3726
0.65	0.4290	0.2810	0.90	0.4391	0.3740
0.66	0.4306	0.2830	0.91	0.4378	0.3755
0.67	0.4321	0.2880	0.92	0.4367	0.3765
0.68	0.4335	0.2921	0.93	0.4342	0.3771
0.69	0.4347	0.2970	0.94	0.4320	0.3773
0.70	0.4361	0.3029	0.95	0.4296	0.3770
0.71	0.4372	0.3076	0.96	0.4264	0.3762
0.72	0.4389	0.3133	0.97	0.4228	0.3745
0.73	0.4394	0.3170	0.98	0.4182	0.3718
0.74	0.4403	0.3216	0.99	0.4113	0.3672
0.75	0.4410	0.3260	1.00	0.3969	0.3543

* INSTITUTO NACIONAL DEL RIEGO, Cálculo de túneles, Quito, Ecuador, 1967, Página 2.

En la figura 5.15 se indica la sección adoptada para el túnel de conducción.

FIGURA 5.15



5.3 DISEÑO DEL DESARENADOR

El agua captada del río y conducida a las turbinas transporta pequeñas partículas de materia sólida en suspensión compuesta de materiales abrasivos (como arena) que ocasionan el rápido desgaste de las turbinas, provocando una disminución del rendimiento y a veces reposiciones frecuentes y costosas.

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.

En el presente proyecto al tenerse un caudal mayor que $10\text{m}^3/\text{s}$, se diseñará un desarenador de dos cámaras³², el mismo que estará en directa comunicación con un canal de aproximación, que es una estructura a cielo abierto, cuya transición empieza en el segundo portal del túnel. La longitud de la transición, aplicando la ecuación 5.14 es de 8.00m, en donde b_1 : ancho del túnel de conducción, 3.00m, b_2 : ancho del canal de aproximación, 6.60m. Además las pérdidas en la superficie del agua se calculan con la ecuación 5.15, con un coeficiente C igual a 0.20^{32} . El radio y los anchos b para la primera y segunda mitades respectivamente son:

$$b = \left[R - \sqrt{R^2 - X^2} + 0.5b_1 \right] \times 2 \rightarrow \text{primera mitad} \quad (5.102)$$

$$b = 2 \times \left[L \times \text{tg} 12.5^\circ - \left(R - \sqrt{R^2 - (L - X)^2} \right) \right] + b_1 \rightarrow \text{segunda mitad} \quad (5.102)$$

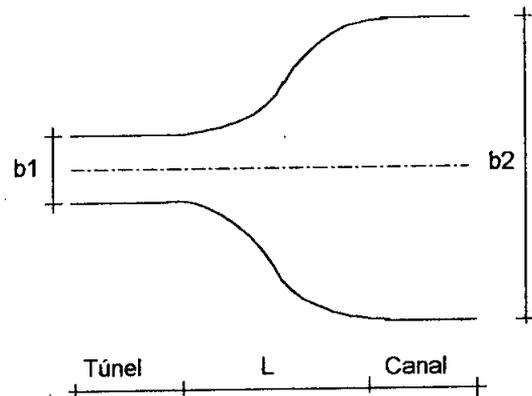
$$R = 1.183 \times L \quad (5.102)$$

Los resultados obtenidos se presentan en el cuadro 5.8.

³² KROCHIN, SVIATOSLAV, Diseño hidráulico, Segunda edición, Quito, Ecuador, 1978, Página 133.

CUADRO 5.8

DATOS		
Caudal de diseño	Q	16.50 m ³ /s
Calado normal	d	2.37 m
Ancho mayor	b ₂	6.60 m
Ancho menor	b ₁	3.00 m
Coefficiente transiclor	c	0.20
Longitud	l	8.12 m
Longitud adoptada	L	8.00 m
Radio	r	9.46 m
Radio adoptado	R	9.50 m
Area entrada	A ₁	15.64 m ²
Velocidad entrada	V ₁	1.05 m/s
Carga de velocidad	V ₁ ² /2g	0.06 m
Cota de inicio	C	977.70 m.s.n.m



PRIMERA MITAD DE LA TRANSICION										
x	R	b	A ₂	V ₂ =Q/A	V ₂ ² /2g	h	z	d+z	COTAS	S%
0.00	9.50	3.00	7.11	2.32	0.27	0.00	0.00	2.37	977.70	2
1.00	9.50	3.11	7.36	2.24	0.26	0.02	0.02	2.39	977.68	
2.00	9.50	3.43	8.12	2.03	0.21	0.01	0.01	2.38	977.69	
3.00	9.50	3.97	9.41	1.75	0.16	0.01	0.01	2.38	977.69	
4.00	9.50	4.77	11.30	1.46	0.11	0.00	0.00	2.37	977.70	
SEGUNDA MITAD DE LA TRANSICION										
5.00	9.50	5.57	13.21	1.25	0.08	0.04	0.03	2.40	977.67	
6.00	9.50	6.12	14.51	1.14	0.07	0.08	0.06	2.43	977.64	
7.00	9.50	6.44	15.27	1.08	0.06	0.12	0.10	2.47	977.60	
8.00	9.50	6.55	15.52	1.06	0.06	0.17	0.14	2.51	977.56	

El canal de aproximación se diseña aplicando el método de Newton-Raphson, para una sección rectangular, con los siguientes datos:

Caudal de diseño	$Q=16.5\text{m}^3/\text{s}$
Coefficiente de rugosidad	$\eta=0.015$
Pendiente longitudinal	$i=0.00015$
Ancho del canal	$b=6.60\text{m}$
Talud del canal	$m=0$

Obteniéndose los resultados siguientes:

Calado	$d=2.44\text{m}$, adopto 2.40m
Velocidad	$V=1.02\text{m/s}$

Se considera un recubrimiento de 0.20m y un franco de seguridad del 30% del calado normal, es decir 0.70m .

El desarenado se compone de los siguientes elementos:

Transición de entrada que une el canal de aproximación con el desarenador, cuyo diseño es similar al de la transición anterior, obteniéndose para b_1 (ancho de la superficie 13.50m y del fondo 9.00m), y, b_2 : (ancho del canal de aproximación, 6.60m), las siguientes longitudes:

$L=22\text{ m}$ en la superficie

$L=13.53\text{m}$ en el fondo

Se adopta el mayor valor, 22.00m . Así mismo el radio es 26m .

Los resultados se indican en el cuadro 5.9.

Cámara de sedimentación en la cual las partículas sólidas caen al fondo debido a la

disminución de la velocidad producida por el aumento de sección.

La velocidad de asentamiento está en función del tamaño de las partículas de arena, admitiéndose como máximo un tamaño igual a 0.25mm.³³ Para el presente caso se adopta un tamaño de las partículas de arena igual a 0.20mm, obteniéndose como velocidad de asentamiento 2.160cm/s.³³

La velocidad del agua en la cámara de sedimentación estará³³ entre 0.1 m/s y 0.4m/s; adoptándose como tal 0.20 m/s.

La sección transversal de la cámara es:

$$A = \frac{0.5 \times Q}{V} \rightarrow A = 41.25m^2 \quad (5.103)$$

En donde:

Q : caudal de captación, 16.5m³/s.

V : velocidad del agua en la cámara de sedimentación, 0.20m/s.

³³ KROCHIN, SVIATOSLAV, Diseño hidráulico, segunda edición, Quito, Ecuador, 1978, Página 127 y 131.

Dando a la sección transversal la forma trapezoidal, y adoptando una profundidad de 3.70m, se tiene:

$$A = bd + md^2 \quad (5.104)$$

$$b \cong \frac{A - md^2}{d} \rightarrow b = 9.30m$$

En donde:

m : talud de las paredes del desarenador, 0.5.

El ancho en la superficie del agua es:

$$B = b + 2md \rightarrow B = 13.00m \quad (5.106)$$

La longitud de la cámara de sedimentación es:

$$L = \frac{k \times d \times V}{W} \rightarrow L = 44.50m \quad (5.107)$$

En donde:

k : coeficiente que varía entre 1.20 y 1.50³⁴, adopto 1.30.

d : calado del desarenador, 3.70m.

³⁴ KROCHIN, SVIATOSLAV, Diseño hidráulico, Segunda edición, Quito, Ecuador, 1978, Página 128.

V : velocidad del agua en el desarenador, 0.20m/s.

W : velocidad de sedimentación, 0.02160m/s.

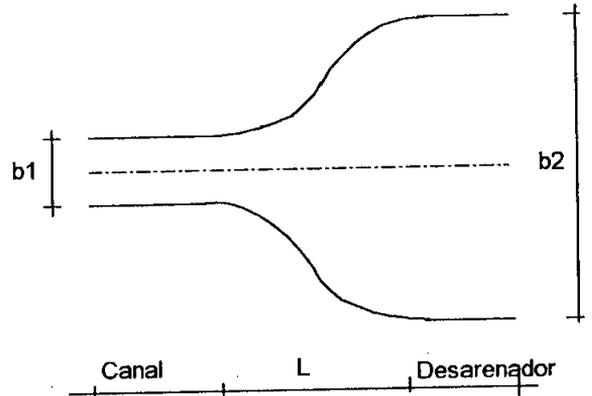
La pendiente longitudinal³⁵ en las cámaras de sedimentación varía entre 2% y 6%, adoptándose un valor del 4%. Esta pendiente empieza al final de la transición.

El desarenador estará comunicado por medio de un vertedero frontal con el tanque de presión.

³⁵ KROCHIN, SVIATOSLAV, Diseño hidráulico, Segunda edición, Quito, Ecuador, 1978, Página 132.

CUADRO 5.9

DATOS		
Caudal de diseño	Q	16.50 m ³ /s
Calado normal	d	2.37 m
Ancho mayor	b ₂	13.00 m
Ancho menor	b ₁	3.30 m
Coefficiente transicior	c	0.20
Longitud	l	21.88 m
Longitud adoptada	L	22.00 m
Radio	r	26.03 m
Radio adoptado	R	26.00 m
Area entrada	A ₁	30.81 m ²
Velocidad entrada	V ₁	0.54 m/s
Carga de velocidad	V ₁ ² /2g	0.015 m
Cota de inicio	C	979.975 m.s.n.m



PRIMERA MITAD										
x	R	b	A ₂	V ₂ =Q/A	V ₂ ² /2g	h	z	d+z	COTAS	S%
0.00	26.00	3.30	7.821	2.110	0.227	0.0000	0.0000	2.37	979.975	0.21
1.00	26.00	3.34	7.912	2.085	0.000	0.0001	0.0001	2.37	979.975	
2.00	26.00	3.45	8.186	2.016	0.207	0.0002	0.0002	2.37	979.975	
3.00	26.00	3.65	8.644	1.909	0.186	0.0004	0.0003	2.37	979.975	
4.00	26.00	3.92	9.288	1.776	0.161	0.0006	0.0005	2.37	979.975	
5.00	26.00	4.27	10.121	1.630	0.135	0.0010	0.0008	2.37	979.974	
6.00	26.00	4.70	11.147	1.480	0.112	0.0015	0.0012	2.37	979.974	
7.00	26.00	5.22	12.372	1.334	0.091	0.0021	0.0017	2.37	979.973	
8.00	26.00	5.82	13.800	1.196	0.073	0.0030	0.0024	2.37	979.973	
9.00	26.00	6.51	15.440	1.069	0.058	0.0043	0.0034	2.37	979.972	
10.00	26.00	7.30	17.301	0.954	0.046	0.0062	0.0050	2.37	979.970	
SEGUNDA MITAD										
11.00	26.00	8.17	19.366	0.852	0.037	0.0041	0.0033	2.37	979.972	
12.00	26.00	9.05	21.459	0.769	0.030	0.0088	0.0070	2.38	979.968	
13.00	26.00	9.84	23.320	0.708	0.026	0.0121	0.0097	2.38	979.965	
14.00	26.00	10.53	24.960	0.661	0.022	0.0162	0.0130	2.38	979.962	
15.00	26.00	11.13	26.389	0.625	0.020	0.0211	0.0169	2.39	979.958	
16.00	26.00	11.65	27.613	0.598	0.018	0.0269	0.0215	2.39	979.953	
17.00	26.00	12.08	28.639	0.576	0.017	0.0335	0.0268	2.40	979.948	
18.00	26.00	12.44	29.472	0.560	0.016	0.0406	0.0325	2.40	979.943	
19.00	26.00	12.71	30.116	0.548	0.015	0.0475	0.0380	2.41	979.937	
20.00	26.00	12.90	30.574	0.540	0.015	0.0534	0.0427	2.41	979.932	
21.00	26.00	13.00	30.810	0.536	0.015	0.0041	0.0033	2.37	979.972	
22.00	26.00	13.00	30.810	0.536	0.015	0.0589	0.0471	2.42	979.928	

COMPUERTAS DE ADMISION AL DESARENADOR

A la entrada del desarenado se colocan dos compuertas de admisión, una para cada cámara de sedimentación. El caudal que pasa al abrir cada compuerta es:

$$Q = K \times e \times a \times b \times \sqrt{2 \times g \times (H - (e \times a))} \geq 110 \% Q_d \quad (5.108)$$

$$Q = 9.83 \text{ m}^3/\text{s} > 9.10 \text{ m}^3/\text{s}$$

En donde:

K : coeficiente³⁶, 0.96.

e : valor obtenido de la tabla 5.2,³⁶ función de la relación a/H , igual 0.625.

a : valor asumido, 1.20m.

b : valor asumido, 2.35m.

H : carga de agua sobre la compuerta, 3.10m.

Q_d : caudal de diseño, 8.25 m³/s.

COMPUERTAS DE LIMPIA DEL DESARENADOR

Se diseñan de la misma forma que las compuertas de admisión, con los siguientes datos:

³⁶ KROCHIN, SVIATOSLAV, Diseño hidráulico, Segunda edición, Quito, Ecuador, 1978, Página 394.

K : coeficiente, 0.96.

e : valor obtenido de la tabla 5.2, función de la relación a/H , igual 0.62.

a : valor asumido, 1.30m.

b : valor asumido, 1.30m.

H : carga de agua sobre la compuerta, 6.32m.

Q_d : caudal de diseño, 8.25 m³/s.

Obteniendo que el caudal que pasa al abrir cada compuerta es 10.50m³/s.

TABLA 5.2

a/H	e
0.00	0.611
0.10	0.615
0.15	0.618
0.20	0.620
0.25	0.622
0.30	0.625
0.35	0.628
0.40	0.630
0.45	0.638
0.50	0.645
0.55	0.650
0.60	0.660
0.65	0.675
0.70	0.690
0.75	0.705
0.80	0.720
0.85	0.745
0.90	0.780
0.95	0.835
1.00	1.000

CANAL DE EVACUACION DE EXCESOS

En la parte derecha del canal de aproximación se colocará un vertedero, que permita el paso del agua al canal de evacuación de excesos. Este canal se conecta con la rápida de excesos. Su ancho debe ser por lo menos igual al del resalto que se produce en el mencionado paso.

Aplicando las ecuaciones 5.32, 5.33 y 5.39, con los siguientes datos:

H : carga de agua sobre el vertedero, 0.50m.

Y_1 : altura, 3.10m.

Q : caudal de diseño, 16.5m³/s.

b : longitud del vertedero, 29.00m.

q : caudal unitario, 0.568 m³/s/m.

Se obtiene que los calados del resalto y su longitud son:

$$d_1=0.10m \quad d_2=0.80m \quad L_R=3.60m$$

El canal de evacuación de excesos se diseña aplicando el método de Newton-Raphson, para una sección rectangular, con los siguientes datos:

Caudal de diseño $Q=16.5\text{m}^3/\text{s}$

Coefficiente de rugosidad $\eta=0.015$



Pendiente longitudinal	$i=0.024$
Ancho del canal	$b=3.60\text{m}$
Talud del canal	$m=0$

Obteniéndose los resultados siguientes:

Calado	$d=0.70\text{m}$
Velocidad	$V=6.54\text{m/s}$

Además se considera un recubrimiento de 0.20m y un franco de seguridad del 30% del calado normal, es decir 0.20m.

ARMADO DEL DESARENADOR

El armado del desarenador se lo hará tomando en cuenta las consideraciones realizadas en el diseño del muro de protección. Así mismo se aplicarán para el diseño de la armadura, las mismas fórmulas empleadas en el diseño del mencionado muro.

Según esto se tiene una altura de altura 6.30m y un espesor de la corona de 0.50m.

Así mismo se tiene una armadura que corresponde a $1\phi 25\text{mm}$ a 10 cm en las dos caras; y una armadura de temperatura de $1\phi 16\text{ mm}$ a 25 cm. En el fondo se coloca una armadura mínima correspondiente a $1\phi 14\text{ mm}$ a 10 cm.

5.5.4 DISEÑO DEL TANQUE DE PRESION

El tanque de presión es una estructura hidráulica que se construye al inicio de la tubería de presión, cuyas funciones principales son las de proporcionar la conexión necesaria para unir la tubería de presión con la estructura que la antecede; así como mantener sobre la tubería una altura de agua suficiente para evitar la entrada de aire.

El tanque tendrá una sección que se adapte a la forma de la parte frontal del desarenado y a la topografía de la zona que para el efecto existe. Además tendrá una pendiente longitudinal del 5%, hacia un depósito con pendiente transversal del 1%, el mismo que va hacia una compuerta de lavado que se conecta con la rápida de excesos. También se ha previsto la colocación de un vertedero en el muro derecho del tanque, que se conecta con el canal de evacuación de excesos mencionado anteriormente.

ENTRADA DE AIRE

Si el nivel de agua sobre la entrada a la tubería de presión baja de un cierto valor, se forman remolinos, que permiten la entrada de aire a la tubería, ocasionando problemas en la misma y afectando la eficiencia de las turbinas. El problema entonces consiste en establecer qué altura bajo el nivel del agua debe quedar la parte superior de la tubería.

La mínima altura de agua sobre la tubería de presión, para salida frontal del flujo, se

calcula con la siguiente fórmula:³⁷

$$h = 0.543 \times V \times \sqrt{D} \quad (5.109)$$

En donde:

V : velocidad del agua en la tubería, 3.36m/s.

D : diámetro de la tubería, 1.20m.

VOLUMEN DEL TANQUE DE PRESIÓN

El volumen máximo necesario que el tanque de presión debe tener por encima del nivel mínimo aceptable de agua, es:

$$Vu = \frac{0.693 \times A \times V_o^2}{i \times g} \quad (5.110)$$

En donde:

A : área del túnel de conducción, 8.00 m².

V_o : velocidad del agua en la conducción (túnel), 2.40 m/s.

i : gradiente del túnel de conducción, 0.0015.

g : aceleración de la gravedad, 9.8 m/s².

Dando una longitud de 60 m y un ancho de 30 m, para una sección rectangular se

³⁷ OLADE, Manual de diseño de pequeñas centrales hidroeléctricas, volumen III, Bucaramanga, Colombia, 1985, Páginas 39.

tiene que el calado es:

$$d = \frac{Vu}{bL} \rightarrow d = 1.20m \quad \text{adopto} \quad d = 1.50m \quad (5.111)$$

En donde:

V_u : volumen útil del tanque de presión, 2170 m³.

b : ancho adoptado, 30m.

L : longitud adoptada, 60m.

COMPUERTA DE LAVADO DEL TANQUE DE PRESION

Aplicando la ecuación 5.108 se tiene:

$$Q = 18.23 \quad m^3/s \approx 18.15 m^3/s$$

En donde:

k : coeficiente, 0.96.

a : valor asumido, 2.00m.

b : valor asumido, 2.20m.

H : carga de agua, 3.50m.

e : valor en función de la relación a/H , 0.66 (tabla 5.2).

REJILLA

Para evitar la entrada de materiales flotantes en la tubería, entre ésta y el tanque de presión se coloca una rejilla, cuya inclinación respecto a la horizontal, para facilitar la limpieza es de 75° .³⁸

La rejilla se calcula con los siguientes datos:

$$B = (N_b - 1) \times a + (N_b \times s) \quad \rightarrow N_b = 73 \quad (5.112)$$

En donde:

B : ancho de la reja, 2.90m.

a : espesor del barrote, 0.02m.

s : separación entre barras, 0.02m.

La rejilla tendrá 2.90m de base, 3.50m de alto, con un total de 73 barrotes de 100x20 mm de sección; separados 0.02m entre sí.

³⁸ OLADE, Manual de diseño de pequeñas centrales hidroeléctricas, Volumen III, Bucaramanga, Colombia, 1985, Página 40.

ARMADO DEL TANQUE DE PRESION

Al igual que en el desarenador, el armado del tanque se lo hará tomando en cuenta las consideraciones realizadas en el diseño del muro de protección. Así mismo se aplicarán para el diseño de la armadura, las mismas fórmulas empleadas en el diseño del mencionado muro.

Según esto se tiene una altura de altura 4.00m y un espesor de la corona de 0.30m.

Así mismo se tiene una armadura que corresponde a 1ϕ 20mm a 20 cm en las dos caras; y una armadura de temperatura de 1ϕ 14 mm a 25 cm. En el fondo se coloca una armadura mínima correspondiente a 1ϕ 14 mm a 20 cm.

5.5 DISEÑO DE LA RAPIDA

El agua que llega al tanque de presión tiene un caudal más o menos constante, pero su utilización es variable, de acuerdo a las horas de poco consumo. Es por esto que el exceso de agua debe ser eliminado, generalmente se lo hace por un canal de desfogue de gran pendiente o rápida.

La rápida tendrá una longitud de 100 m aproximadamente, con una pendiente del 55% (seno del ángulo del canal con la horizontal, 34°), la misma que elimina las descargas del desarenador y del tanque de presión, conduciendo los sedimentos y los excesos hasta el río Numbala.

Para el cálculo se usa el método de Pavlovski, buscando la longitud del tramo desde el comienzo de la rápida hasta un calado que de una velocidad no mayor a la admisible, que en este caso se asume igual a 20m/s.³⁹

Dicha longitud está dada por:

$$L = \frac{1}{i \times a} \times \{X_2 - X_1 - (1-f) \times [f(X_2) - f(X_1)]\} \quad (5.113)$$

Siendo:

$$K = A \times C \times \sqrt{R} \quad C = \frac{R^{\frac{1}{6}}}{\eta} \quad a = \frac{K_2 - K_1}{K_o \times (d_2 - d_1)} \quad X_{1-2} = \frac{K_{1-2}}{K_o}$$

$$f = \frac{1.10 \times i \times C_m^2 \times b_m}{g \times P_m} \quad f(X_{1-2}) = 1.151 \times \log \frac{X_{1-2} + 1}{X_{1-2} - 1}$$

En donde:

i: pendiente, 55%.

³⁹ CROCHIN, SVIATOSLAV, Diseño hidráulico, Segunda edición, Quito, Ecuador, 1978, Página 169.

A : área mojada.

R : radio hidráulico.

η : coeficiente de rugosidad, 0.014.

C : coeficiente de Chézy.

C_m, B_m, P_m : valores medios del coeficiente de Chézy, base y perímetro mojado.



Se adopta un ancho igual a:

$$b = 0.765 Q^{\frac{2}{5}} \rightarrow \text{adopto } b = 2.35m \quad (5.114)$$

En donde:

Q : caudal de diseño, 16.50 m³/s.

El calado crítico se obtiene con la ecuación:

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} \rightarrow d_c = 1.64m \quad (5.115)$$

En donde:

Q : caudal de diseño, 16.50 m³/s.

b : ancho del canal, 2.50 m.

El calado normal se calcula por el método de Newton-Raphson, obteniendo un valor

igual a 0.40m.

Aplicando las ecuaciones anteriores se obtiene los siguientes valores:

CUADRO 5.7

DATOS PARA DISEÑO		
Caudal	Q	16.50 m ³ /s
Rugosidad	η	0.014
Longitud	L	100.00 m
Pendiente	i	0.55
Base	i	2.348 m
Base adoptada	b	2.500 m
Calado crítico	dc	1.6436 m
Calado normal	do	0.400 m
Calado asumido	d2	0.350 m
Velocidad admitida*	V	25.00 m/s

	d	A	P	R	C	K		a	f	X1	X2	f(X1)	f(X2)	L(m)	V(m/s)
do	0.40	1.00	3.30	0.30	58.54	32.23	Ko	4.91	145	7.25	0.65	0.17	0.76	29.00	22.00
d1	1.64	4.11	5.79	0.71	67.47	233.60	K1								
d2	0.30	0.75	3.10	0.24	56.38	20.80	K2								
dm	0.97	2.43	4.44	0.55	64.59	116.03									

*KROCHIN, SVIATOSLAV, Diseño hidráulico, Quito, Ecuador, 1968, Página 239.

Del cálculo se puede ver que la velocidad obtenida es menor a la permitida, razón por la cual no se ha creído conveniente colocar rugosidad artificial. Sin embargo se colocarán disipadores de energía cada 30 metros a lo largo de la rápida.

Al final de cada tramo de la rápida el régimen pasa de supercrítico a subcrítico con la formación de un resalto hidráulico, cuyo calado aplicando la fórmula 5.33 es $d_2=2.90$ m. Al ser este valor mayor que el calado normal en el canal ($2.90 > 0.40$), el resalto es rechazado, por lo que hay que profundizar el cauce para formar un colchón disipador de energía. Aplicando la ecuación 5.35, dicha profundidad es

1.70m.

Con esta profundidad el resalto se sumerge ,y la longitud del colchón aplicando la fórmula 5.39, es 9.70m.

5.6 DISEÑO DE LA TUBERIA DE PRESION

La tubería que lleva el agua desde el tanque de presión hasta la casa de máquinas, tiene una longitud aproximada de 120 metros.

DIAMETRO DE LA TUBERIA

El diámetro de la tubería debe ser determinado a base de un estudio económico, que depende de la velocidad del agua y de la pérdida de carga. Para su determinación, nos imponemos un diámetro que dé una velocidad aceptable (entre 4m/s y 6m/s)⁴⁰ y se calcula la energía producida en el año y su valor, y se lo compara con el costo de la tubería.

Para los cálculos respectivos, se han utilizado las siguientes fórmulas, cuyos resultados se indican en el cuadro 5.8.

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4} \quad \text{área} \quad (5.116)$$

$$V = \frac{Q}{A} \quad \text{velocidad} \quad (5.117)$$

$$hf = \frac{6.35 \times \eta^2 \times L \times V^2}{D^5} \quad \text{pérdida por fricción} \quad (5.118)$$

$$P = 8.2 \times Q \times H_n \quad \text{potencia} \quad (5.119)$$

$$Pf = 8.2 \times Q \times hf \quad \text{potencia pérdida} \quad (5.119)$$

$$e = \frac{1.25 \times H_b \times D}{2 \times \sigma} + 0.005 \quad \text{espesor de la tubería} \quad (5.120)$$

$$Vol = \pi \times e \times D \quad \text{volumen de acero por metro de tubería} \quad (5.121)$$

$$E_f = 0.5 \times t \times b \times P_f \quad \text{pérdida anual} \quad (5.122)$$

$$a = \frac{(1+r)^T}{(1+r)^T - 1} \times \gamma_a \times C \times Vol \times L \quad \text{amortización} \quad (5.123)$$

Con los valores así obtenidos, se procede a realizar la curva costo versus diámetro de la tubería (gráfico 5.1), en la cual se observa que el menor costo corresponde para una tubería de 1.30m; sin embargo las condiciones de velocidad no se cumplen; razón por la que se ha adoptado la tubería de 1.20m de diámetro, aunque su costo es un poco mayor.

DIAMETRO ECONOMICO DE LA TUBERIA DE PRESION¹

CUADRO 5.8

DATOS PARA EL DISEÑO		
Caudal de diseño	Q=	3.8 m ³ /s
Coefficiente de rugosidad	h=	0.012
Longitud de la tubería	L=	120 m
Peso específico del acero	ga=	8 T/m ³
Costo por tonelada de tubería ²	C=	5760.15 U.S.D
Costo por Kilowatio-hora ³	b=	0.1 U.S.D
Horas de trabajo anuales (60%)	t=	5256 h
Altura de caída bruta	Hb=	60 m
Esfuerzo de trabajo del acero	s=	12000 T/m ²
Tiempo a pagarse la tubería	T=	50 años
Tasa de interés	r=	10 %

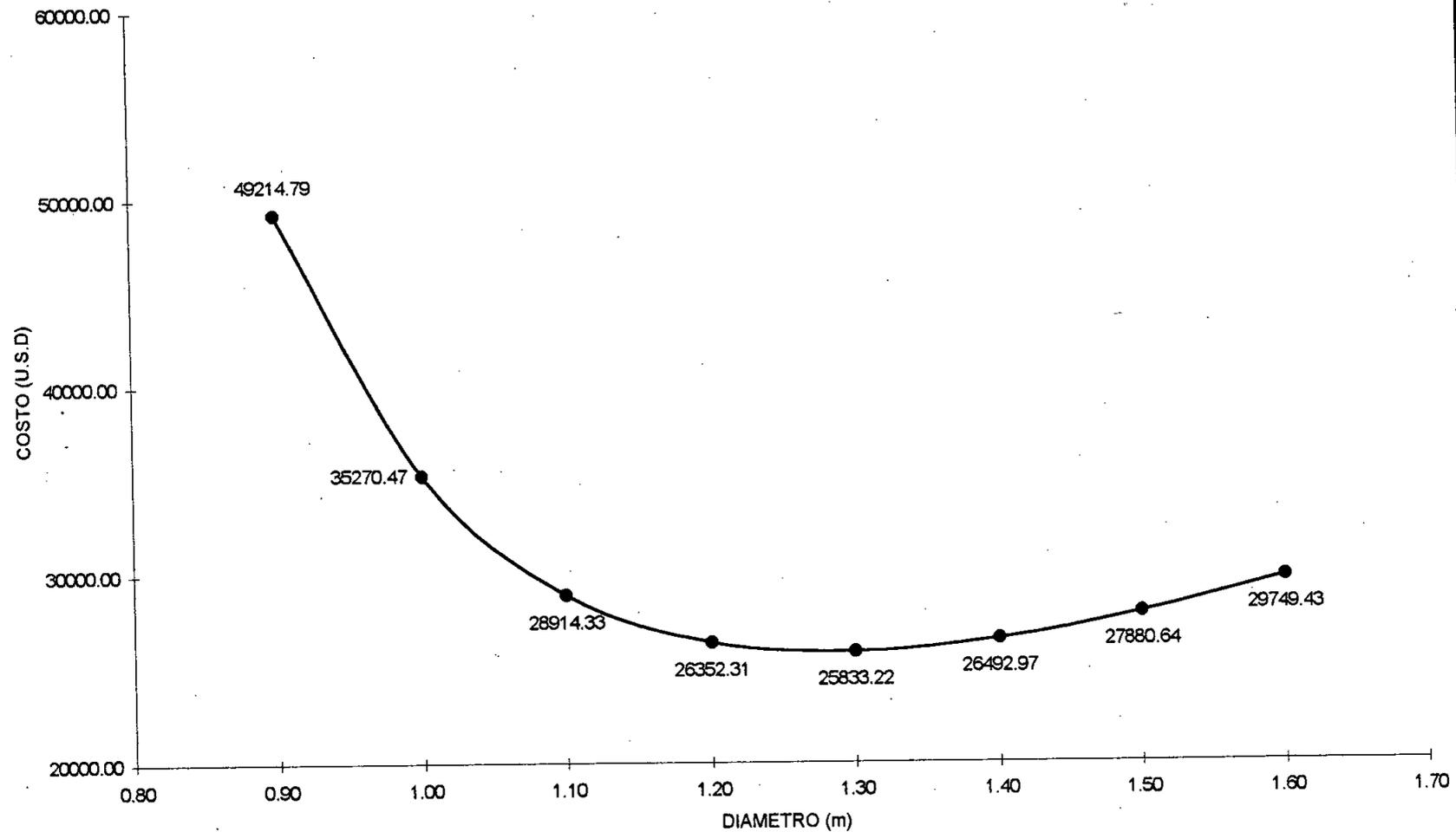
CONCEPTO	SIMBOLO	UNIDAD	CALCULOS PARA Q=3.8 m ³ /s							
			0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60
Diámetro de la tubería	D	m	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60
Area de la tubería	A	m ²	0.64	0.79	0.95	1.13	1.33	1.54	1.77	2.01
Velocidad del agua	V	m/s	6.0	4.8	4.0	3.4	2.9	2.5	2.2	1.9
Pérdida por fricción	hf	m	4.51	2.57	1.55	0.97	0.63	0.43	0.30	0.21
Altura de caída neta	Hn	m	55.49	57.43	58.45	59.03	59.37	59.57	59.70	59.79
Potencia	P	Kw	1729.21	1789.56	1821.46	1839.33	1849.85	1856.30	1860.39	1863.07
Potencia perdida	Pf	Kw.h	140.39	80.04	48.14	30.27	19.75	13.30	9.21	6.53
Espesor de la tubería	e	m	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
Volumen de la tubería	Vol	m ³ /m	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.05
Pérdida anual	Ef	Kw.h	36895.01	21034.28	12652.22	7954.77	5190.75	3496.05	2419.77	1715.09
Amortización	a	años	12319.78	14236.19	16262.11	18397.53	20642.47	22996.92	25460.87	28034.34
TOTAL		U.S.D	49214.79	35270.47	28914.33	26352.31	25833.22	26492.97	27880.64	29749.43

¹KROCHIN, Sviatoslav, Diseño hidráulico, Segunda edición, Quito, Ecuador, 1986, Página 326.

²PREDESUR, Proyecto de riego Zapotillo, Presupuesto general, Loja, Ecuador, 1998, Página 31.

³E.E.R.S.S.A, Análisis tarifario, Loja, Ecuador, 1999.

GRAFICO 5.1 DIAMETRO ECONOMICO DE LA TUBERIA DE PRESION



JUNTAS DE DILATACION

En las tuberías de presión de acero tiene que haber juntas de dilatación. Generalmente existe una inmediatamente después de cada bloque de anclaje, a una distancia⁴¹ de 5.00m.

ANCLAJES Y APOYOS

En los cambios de la rasante de la tubería o en los cambios de sección de ésta, es conveniente colocar macizos de anclaje, que sirven para contrarrestar los esfuerzos que en ella se producen. La distancia entre éstos para tubería descubierta, como en el presente caso, no debe exceder de 100m.⁴²

Para calcular las dimensiones de un bloque de anclaje deben calcularse primero todas las fuerzas que le son transmitidas por la tubería. Estas fuerzas son:

I. Componente del peso propio de la tubería, normal al eje de la misma.

$$F_1 = (W_T + W_w) \times \cos \alpha \times L \quad (5.124)$$

⁴¹ GUERRA, MANUEL, Proyecto hidroeléctrico El Manzano, E.P.N, Tesis de grado de ingeniero civil, Quito, Ecuador, 1971, Página 103.

⁴² SVIATOSLAV, CROCHIN, Diseño hidráulico, Segunda edición, Quito, Ecuador, 1986, Página 329.

En donde:

W_T : peso de la tubería, 0.273 T/m.

W_G : peso del agua, 1.131 T/m

α : ángulo de la tubería con la horizontal aguas arriba, 32.5°.

L : mitad de la distancia del apoyo inmediato superior hasta el centro del anclaje.

2. Componente del peso propio de la tubería, paralela al eje de la misma y que tiende a producir su desplazamiento hacia el anclaje.

$$F_2 = W_T \times \text{sen } \alpha \times L \quad (5.125)$$

En donde:

L : longitud desde la junta de dilatación anterior hasta el anclaje.

3. Rozamiento en los apoyos que actúa hacia el anclaje, produciendo un esfuerzo de compresión en la tubería cuando aumenta la temperatura, y un esfuerzo de tracción cuando disminuye la misma.

$$F_3 = \pm f \times (W_T + W_w) \times \text{cos } \alpha \times L \quad (5.126)$$

En donde:

f : coeficiente de rozamiento, 0.4.

L : distancia a la junta de dilatación anterior.

4. Fuerza paralela al eje, debido al rozamiento en la prensa estopa, positiva cuando aumenta la temperatura y negativa cuando disminuye.

$$F_4 = \pm 0.745 \times \pi \times D \quad (5.127)$$

En donde:

D : diámetro exterior de la tubería, 1.218m.

t : espesor de la tubería, 0.009m.

5. Fuerza axial en la junta de dilatación dirigida hacia el anclaje y debida a la pequeña diferencia de sección.

$$F_5 = 0.25\pi \times (D^2 - d^2) \quad (5.128)$$

6. Presión del agua en dirección del eje, dirigida hacia el anclaje.

$$F_6 = 0.25 \times \pi \times d^2 \times H \times 1.25 \quad (5.129)$$

En donde:

d : diámetro interior, 1.20m.

H : carga de agua sobre el anclaje.

$$F_7 = 0.25 \times \pi \times d^2 \times h \quad (5.130)$$

7. Fuerza de arrastre del agua en dirección del movimiento de la misma.

En donde:

d : diámetro interior, 1.20m.

h : pérdida de carga por rozamiento en el tramo considerado.

Además del lado hacia aguas abajo del anclaje se tiene fuerzas análogas que son F_8 , F_9 , F_{10} , F_{11} , F_{12} , F_{13} , F_{14} respectivamente.

También actúa la fuerza centrífuga producida por el cambio de dirección en el codo.

Es conveniente, por facilidad de cálculo reemplazar esta fuerza por dos iguales paralelas al eje de la tubería y dirigidas hacia el anclaje, cuyos valores son:

$$F_{15} = F_{16} = \frac{Q \times V}{g} \quad (5.131)$$

Una vez obtenidas las fuerzas que actúan sobre el anclaje se determinan las resultantes de todas ellas, en el sentido horizontal como en el vertical; para luego dimensionar el bloque de anclaje y garantizar su estabilidad, la misma que está dada por las condiciones siguientes:

1. Las fuerzas de fricción entre el bloque y el suelo, deben ser superiores que el empuje horizontal F_H :

$$F_H < f \times (W \pm F_v) \quad (5.132)$$

En donde:

W : peso del bloque.

f : coeficiente de rozamiento entre suelo y bloque, 0.4.

2. La resultante de todas las fuerzas debe pasar dentro del tercio medio de la base.

$$x = \frac{M}{W \pm F_v} \rightarrow \frac{b}{3} \leq x \leq \frac{2b}{3} \quad (5.133)$$

En donde:

M : momento producido por las fuerzas.

W : peso del bloque.

F_v : fuerzas verticales.

b : base del bloque.

3. La presión transmitida por el bloque al suelo debe ser menor que la capacidad portante de éste.

$$\sigma = \frac{W \pm F_v}{b \times L} \pm \frac{6 \times M}{b \pm L^2} \leq \sigma_s \quad (5.134)$$

En donde:

σ_s : capacidad portante del suelo de fundación, 15T/m².

En el cuadro 5.9 se indican los resultados obtenidos para cada bloque de anclaje.

CUADRO 5.9

ANCLAJE	b(m)	y(m)	z(m)	W(T)	σ (T/m ²)	σ_s (T/m ²)	b/3	X(m)	2b/3	OBSERVACION
1	3.5	4.5	3.5	5.22	9.3	15	1.17	1.72	2.33	CUMPLE
2	4	4.5	2.2	90.41	13.1		1.33	1.43	2.67	CUMPLE
3	4	4.5	3.2	103	12.2		1.33	1.60	2.67	CUMPLE

APOYOS INTERMEDIOS

Para permitir el movimiento de la tubería cuando esta se contrae o se dilata por los cambios de temperatura, se colocan apoyos intermedios. Generalmente la distancia entre apoyos varía entre 6 y 12 m.⁴³ En el presente proyecto se colocarán los apoyos cada 8.30m.

Las fuerzas que actúan en el apoyo son las equivalentes a F_1 y F_3 indicadas en los anclajes; considerando una distancia entre apoyos $L=8.30m$.

Para el cálculo de la estabilidad del apoyo, nos referimos a la figura 5.16, en la cual el tubo se apoya solamente por una parte de su circunferencia en el bloque; a la cual corresponde un ángulo central⁴⁴ $\beta=100^\circ$.

Las fuerzas correspondientes son:

$$F_1=9.83 \text{ T} \quad F_3=3.93 \text{ T}$$

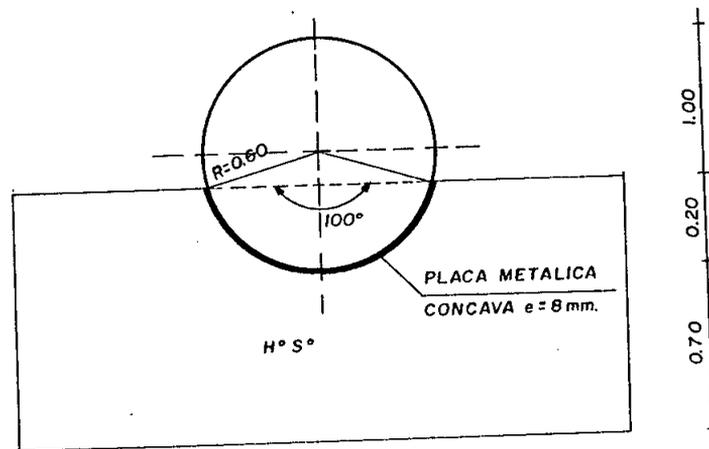
Además se tiene que los brazos de palanca de dichas fuerzas respecto al punto D, son:

$$d_1=1.26 \text{ m} \quad d_3=1.10 \text{ m}$$

⁴³ KROCHIN, SVIATOSLAV, Diseño hidráulico, Segunda edición, Quito, Ecuador, 1978, Página 335.

⁴⁴ SCHOKLITSCHI, ARMIN, Construcciones hidráulicas, Tercera edición, Vol. II, Barcelona, España, 1968, Página 289.

FIGURA 5.16



El peso del bloque es $W=10.41T$, cuyo centro de gravedad está a una distancia $X=0.71m$ a la izquierda de D. Además se tiene que el peso del tubo más el agua contenida en el, para la distancia de $8.30m$ es $G=11.65T$.

Consecuentemente los momentos de volcamiento y resistente, respecto a D son:

$$Mv = F_3 \times d_3 \quad \rightarrow \quad Mv = 4.32Tm \quad (5.137)$$

$$Mr = F_1 \times d_1 + W \times X \quad \rightarrow \quad Mr = 19.80Tm \quad (5.138)$$

La resultante de fuerzas, aplicando la ecuación 5.133 está a una distancia $X=0.70m$; y siendo la base $b=1.45m$, se cumple la condición indicada.

Con la ecuación 5.134, se tiene que los esfuerzos transmitidos al suelo de fundación son $\sigma_1=7.82 T/m^2$ y $\sigma_2=6.02 T/m^2$; los cuales son menores que la capacidad portante del dicho suelo, es decir $15 T/m^2$.

MOMENTO FLECTOR Y FLECHA MAXIMA

Se considera a la tubería como una viga simplemente apoyada, para la cual el momento flector es:

$$M = \frac{W \times L^2}{8} \quad \rightarrow \quad M = 12.09T.m \quad (5.135)$$

$$\Delta = \frac{5 \times W \times L^4}{384 \times E \times I} \leq \frac{L}{360} \quad (5.136)$$

$$\Delta = 0.0116m < 0.0231m$$

La flecha está dada por:

En donde:

W : peso de la tubería más el agua, 1.404 T/m.

L : distancia entre apoyos, 8.30m.

E : módulo de elasticidad del acero, $21.02 \times 10^9 \text{Kg/m}^2$.

I : momento de inercia de la tubería, 0.00624m^4 .

5.7 DISEÑO DE LA CASA DE MAQUINAS Y RESTITUCION AL RIO

La casa de máquinas se diseña a cielo abierto. Sus dimensiones están sujetas a las de las turbinas, las mismas que son dadas por las casas fabricantes, de acuerdo al tipo

seleccionado. Además la fundación de los equipos tendrá que complementar su diseño de acuerdo a datos de los fabricante, ya que se requieren anclajes sólidos para evitar vibraciones o rupturas durante la operación.

Además se debe considerar el número de turbinas a alojar, considerando áreas de circulación y áreas para montaje de los equipos. Es conveniente incluir un taller electromecánico para reparaciones.

Un equipo que tiene notable importancia sobre la configuración de la casa de máquinas es el puente grúa, que sirve para transportar la maquinaria a la plataforma de montaje, tanto durante la instalación como durante las operaciones de mantenimiento. Consiste en una viga que puede moverse sobre rieles a lo largo de toda la casa de máquinas, y que tiene una polea con un gancho para poder levantar los equipos.

En el presente diseño, referencialmente se indica en el plano respectivo, las medidas y disposición de las turbinas en la casa de máquinas; el mismo que es un diseño tipo proporcionado por el INECEL.

El canal de restitución se diseña aplicando el método de Newton-Raphson, para una sección rectangular, con los siguientes datos:

Caudal de diseño $Q=3.80 \text{ m}^3/\text{s}$

Coefficiente de rugosidad $\eta=0.015$

Pendiente longitudinal	$i=0.00035$
Ancho del canal	$b=2.00\text{m}$
Talud del canal	$m=0$

Obteniéndose los resultados siguientes:

Calado	$d=2.00\text{m}$
Velocidad	$V=1.00\text{m/s}$

CAPITULO 6

CAPITULO 6 TURBINAS HIDRAULICAS

6.1 GENERALIDADES

Las turbinas hidráulicas son las máquinas que transforman la energía hidráulica (presión y velocidad del agua) en energía mecánica (rotación de un eje).

Los elementos fundamentales de una turbina hidráulica son los siguientes:

a) Rodete: llamado rotor o rueda, es el elemento fundamental de las turbinas hidráulicas. Consta de un disco provisto de un sistema de álabes, paletas o cucharas, animado por una cierta velocidad angular.

La transformación de la energía hidráulica del salto, en energía mecánica se produce en el rodete, mediante la aceleración y desviación del flujo de agua a su paso por los álabes.

b) Tubo de aspiración: llamado también tubo de succión. Su función principal es la de recobrar una parte de la energía cinética correspondiente a la velocidad del agua en la salida del rodete.

c) Carcasa: este elemento tiene la función general de recubrir y soportar a las partes de la turbina.

6.2 SELECCIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LAS TURBINAS

Uno de los primeros problemas en el diseño de una planta hidroeléctrica es la selección del tipo de turbina para las condiciones de operación dadas.

En base a experiencias del United States Bureau of Reclamation, fabricantes de diversos países y demás institutos especializados, se han preparado gráficos que indican las zonas de aplicación más conveniente por rendimiento, costos, y tamaño de los diversos tipos de turbinas hidráulicas.

Una vez conocidos los valores de la altura de caída neta y del caudal de diseño; y calculada la velocidad específica (ver numeral 6.2.2), nos referimos al gráfico 6.1 y al cuadro 6.1 respectivamente para seleccionar el tipo de turbina. Lo hacemos con los siguientes datos:

Altura de caída neta, 55m.

Caudal de diseño, $16.5\text{m}^3/\text{s}$.

Velocidad específica, 273rpm.

Consecuentemente la turbina seleccionada corresponde al tipo francis rápida.

**CUADRO 6.1 CARACTERISTICAS PRINCIPALES
DE LAS TURBINAS HIDRAULICAS**

TURBINA		Ns r.p.m	Q m ³ /s	H m	P Kw	η %
ACCION	PELTON	1 Ch:30	0.05-50	30-1800	2-300000	91
		2 Ch:50				
		4 Ch:30-50				
		6 Ch:50-70				
	TURGO	60-260	0.025-10	15-300	5-8000	85
REACCION	FRANCIS	L:60-150	1-500	2-750	2-750000	92
		N:150-250				
		R:250-400				
	KAPLAN	300-800	1000	5-80	2-200000	93

NOTA: Ns: velocidad específica

Q:caudal

H: altura de caída neta

P:potencia

η : eficiencia

Ch: chorro

L:lenta

N: normal

R: rápida

6.2.1 CLASIFICACION DE LAS TURBINAS

El agua que alimenta a la turbina, antes de llegar a ella, debe pasar por algún dispositivo de llegada o admisión; luego en la turbina misma se producen algunas transformaciones, a saber:

- a) Al correr el agua por el distribuidor aumenta su velocidad y adquiere energía cinética.
- b) Los filetes del agua que adquieren así gran velocidad, chocan con las paletas del rodete, absorbiendo casi toda su energía para transmitirla al eje de la turbina.

Según esto, las turbinas hidráulicas se clasifican en dos grupos:

a) Turbinas de acción o de impulso

Las turbinas de acción reciben la energía de un chorro de agua entregado por una boquilla en el extremo de la tubería de presión. El chorro se forma libre en el aire y se desplaza sobre la superficie de los álabes bajo la presión atmosférica. Con frecuencia se llama a esta turbina rueda Pelton.

b) Turbinas de reacción o de presión

Esta turbina consiste en un rodete móvil circular con una serie de álabes unidos a una flecha central, que reciben el agua de los conductos de paso fijos para guía, colocados concéntricamente con respecto a la periferia del rodete. Todos los conductos de la turbina están completamente llenos de agua a presión, no teniendo acceso a ellos el aire.

En esta clasificación se encuentran las turbinas Francis y las Kaplan.

6.2.2 VELOCIDAD ESPECIFICA

La velocidad específica se define como la velocidad de rotación de una turbina prototipo, cuyo modelo semejante opera bajo parámetros unitarios. Se calcula así:

$$N_s = \frac{1.17 \times \eta \times \sqrt{P}}{H_n^{1.25}} \rightarrow N_s = 273.3 \text{ r.p.m} \quad (6.1)$$

En donde:

η : velocidad de giro del rodete¹, 1200 rpm.

P : potencia, 850 Kw (cada turbina)

H_n : altura de caída neta, 55 m.

6.3 EFICIENCIA DE TURBINAS Y GENERADORES

Las turbinas tienen un cierto rango de eficiencia dentro de su operación normal. Las eficiencias dependen del tipo de turbina, de las pérdidas de agua que no circulan por el rodete y de las pérdidas por fricción.

¹ Dato tomado de las características de las turbinas que el INECEL donará a la E.E.R.S.S.A.

El producto de estas eficiencias da como resultado la eficiencia total para la turbina, de manera que multiplicada, por la eficiencia del generador se obtiene el valor total de la eficiencia de la central o grupo turbina-generador.

En el cuadro 6.2 se resumen algunos tipos de turbinas con sus respectivas eficiencias:

CUADRO 6.2²

TIPO DE TURBINA	EFICIENCIAS		
	TURBINA	GENERADOR	GRUPO TURBINA-GENERADOR
Pelton	0.80 a 0.85	0.86 a 0.90	0.69 a 0.77
Francis	0.80 a 0.90	0.86 a 0.90	0.69 a 0.81
Kaplan	0.80 a 0.90	0.86 a 0.90	0.69 a 0.81

6.4 CAVITACION

La cavitación es el proceso de formación de burbujas de vapor dentro del agua, con la producción de altas presiones locales. En las turbinas hidráulicas la cavitación suele ocurrir en los álabes y en las partes laterales cercanas a la salida del rodete y al ingreso del tubo de aspiración.

Los efectos de la cavitación se manifiestan en una variación del comportamiento de la turbina, al disminuir la potencia, el caudal y la eficiencia, en la producción de ruidos y vibraciones y en la destrucción de las superficies de los álabes y zonas adyacentes.

² MARIN, OSCAR y LANDAZURI, PEDRO, Guía para el estudio y diseño de mini y micro centrales hidroeléctricas, Tesis de grado de ingeniero civil, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador, 1985, Página 401.

Para evitar la cavitación, el tubo de aspiración debe tener cierta altura desde el rodete hasta la superficie del agua en el canal de descarga. Dicha altura está dada por:

$$H_s \leq \frac{P_o}{\gamma} - \frac{P_{amin}}{\gamma} - \frac{\eta V^2}{2g} \quad \rightarrow \quad H_s = 3.10 \text{ m} \quad (6.2)$$

En donde:

η : rendimiento del tubo de aspiración³, 0.65

P_o/γ : presión atmosférica local, tabla³ 6.1.

P_{amin}/γ : presión mínima a la salida del rodete, tabla³ 6.2.

H : altura de caída, 55m,(valor utilizado en la tabla³ 6.2)

g : gravedad, 9.8 m/s²

V : velocidad de salida del agua del rodete³, 8.9 m/s.

³ ZOPPETTI, GAUDENCIO, Centrales hidroeléctricas, Cuarta edición, Barcelona, España, 1979, Páginas 134, 135 y 137.

TABLA 6.1 PRESION EN COLUMNA DE AGUA EN FUNCION DE LA ALTITUD

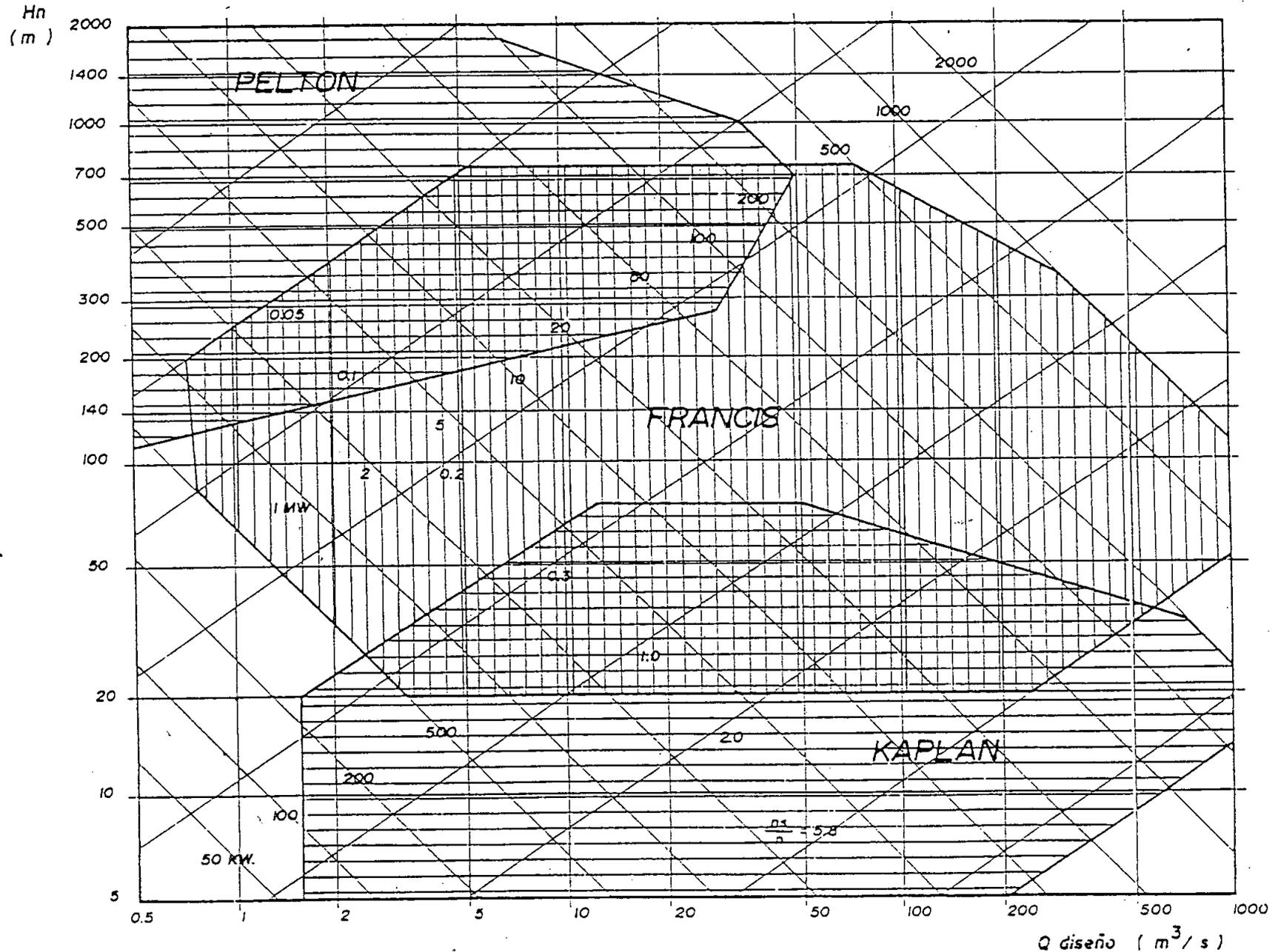
Altitud sobre el nivel del mar	0	500	1000	2000
Po/γ (en metros de agua)	10.30	9.70	9.20	8.10

TABLA 6.2 VALORES DE LA PRESION LIMITE EN FUNCION DEL NUMERO ESPECIFICO DE REVOLUCIONES

Ns	(Pa/γ) m/m/H
150	0.019
200	0.030
250	0.050
300	0.080
350	0.115
400	0.165
450	0.230
500	0.300
550	0.395
600	0.500
650	0.610
700	0.730
750	0.860
800	1.000
850	1.145
900	1.290
950	1.440
1000	1.600

ANEXOS

GRAFICO 6.1 DIAGRAMA DE SELECCION DE TURBINAS
HIDRAULICAS



CAPITULO 7

CAPITULO 7 ESTIMACION DE COSTOS UNITARIOS Y CRONOGRAMA DE CONSTRUCCION

7.1 ESTIMACION DE COSTOS UNITARIOS EN BASE A OTROS PROYECTOS

Para la determinación de los costos unitarios se ha utilizado la GUÍA PARA LOS ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD DE APROVECHAMIENTOS HIDROELÉCTRICOS; la misma que ha sido elaborada por el INECEL en base a diversos proyectos hidroeléctricos a nivel nacional e internacional.

En esta guía se dan los precios unitarios, a Septiembre de 1982; los mismos que han sido actualizados en dólares al presente año.

7.2 PRESUPUESTO ESTIMADO

El presupuesto general aproximado del proyecto es:

PRESUPUESTO GENERAL APROXIMADO (U.S.DOLARES)

1 U.S.D=S/. 25000

RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	C O S T O		
			UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
A. - AZUD					
Excavación	m3	1,332.50	10.24	13,644.80	
Hormigón	m3	497.00	153.61	76,344.17	
Acero de refuerzo	t	12.40	1,228.89	15,238.24	
Compuerta	t	32.50	5,120.37	166,412.03	
Otros 20%				54,327.85	
				TOTAL (A)	325,967.08
B. - CONDUCCION					
1. OBRA DE TOMA					
Excavación	m3	3,855.50	10.24	39,480.32	
Hormigón	m3	2,058.80	153.61	316,252.27	
Acero de refuerzo	t	51.50	1,228.89	63,287.84	
Compuerta	t	31.20	5,120.37	159,755.54	
Reja	t	5.20	2,560.18	13,312.94	
Otros 20%				118,417.78	
2. TUNEL DE CONDUCCION					
Excavación	m3	12,075.00	119.82	1,446,826.50	
Hormigón	m3	2,095.60	348.19	729,666.96	
3. DESARENADOR					
Excavación	m3	8,187.00	10.24	83,834.88	
Hormigón	m3	1,883.00	153.61	289,247.63	
Acero de refuerzo	t	47.00	1,228.89	57,757.83	
Compuerta	t	66.00	5,120.37	337,944.42	
Otros 20%				153,756.95	
4. TANQUE DE PRESION					
Excavación	m3	10,807.00	13.31	143,841.17	
Hormigón	m3	2,210.00	163.85	362,108.50	
Acero de refuerzo	t	62.00	1,228.89	76,191.18	
Compuerta	t	30.00	5,120.37	153,611.10	
Rejilla	t	10.00	2,560.18	25,601.80	
Otros 20%				152,270.75	
5. TUBERIA DE PRESION					
Anclaje	m3	189.00	163.85	30,967.65	
Excavación	m3	2,637.40	15.36	40,510.46	
Hormigón	m3	956.00	163.85	156,640.60	
Acero de refuerzo	t	9.60	1,228.89	11,797.34	
Peso de tubería	t	34.30	4,915.55	168,603.37	
Accesorios 20%				81,703.88	
				TOTAL (B)	5,213,389.67

SIGUE...

PRESUPUESTO GENERAL APROXIMADO (U.S.DOLARES)

1 U.S.D=S/. 25000

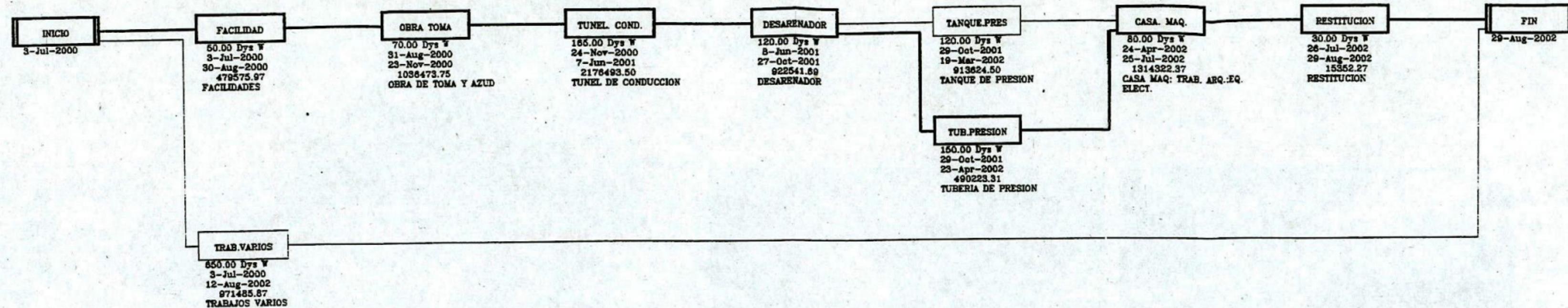
RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO		
			UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
C.- CASA DE MAQUINAS					
1. OBRAS CIVILES					
Excavación	m3	770.00	14.34	11,041.80	
Hormigón	m3	280.00	163.85	45,878.00	
Acero de refuerzo	t	15.00	1,228.89	18,433.35	
Otros 20%				15,070.63	
2. TRABAJOS ARQUITECTONICOS					
Volumen de edificación	m3	2,655.00	102.41	271,898.55	
3.- EQUIPO ELECTROMECHANICO					
Turbina, generador, transformador, varios	Kw	1,700.00	560.00	952,000.00	
4.- RESTITUCION					
Excavación	m3	240.00	11.03	2,647.20	
Hormigón	m3	35.00	176.46	6,176.10	
Acero de refuerzo	t	3.00	1,323.42	3,970.26	
Otros 20%				2,558.71	
TOTAL (C)					1,329,674.60
D.- FACILIDADES PARA CONSTRUCCION					
Campamentos 4% (A+B+C)	global			274,761.25	
Caminos	km	2.00	102,407.36	204,814.72	
TOTAL (D)					479,575.97
E.- TRABAJOS VARIOS					
2%(A+B+C+D)					146,972.15
TOTAL (E)					146,972.15
F.- COSTO TOTAL DIRECTO					
A+B+C+D+E					7,495,579.47
TOTAL (F)					7,495,579.47
G.- INGENIERIA Y ADMINISTRACION					
11% (F)					824,513.74
TOTAL (G)					824,513.74
H.- IMPREVISTOS					
15% (F+G)					1,248,013.98
TOTAL (H)					1,248,013.98
I.- INVERSION TOTAL					
F+G+H					9,568,107.19
TOTAL (I)					9,568,107.19

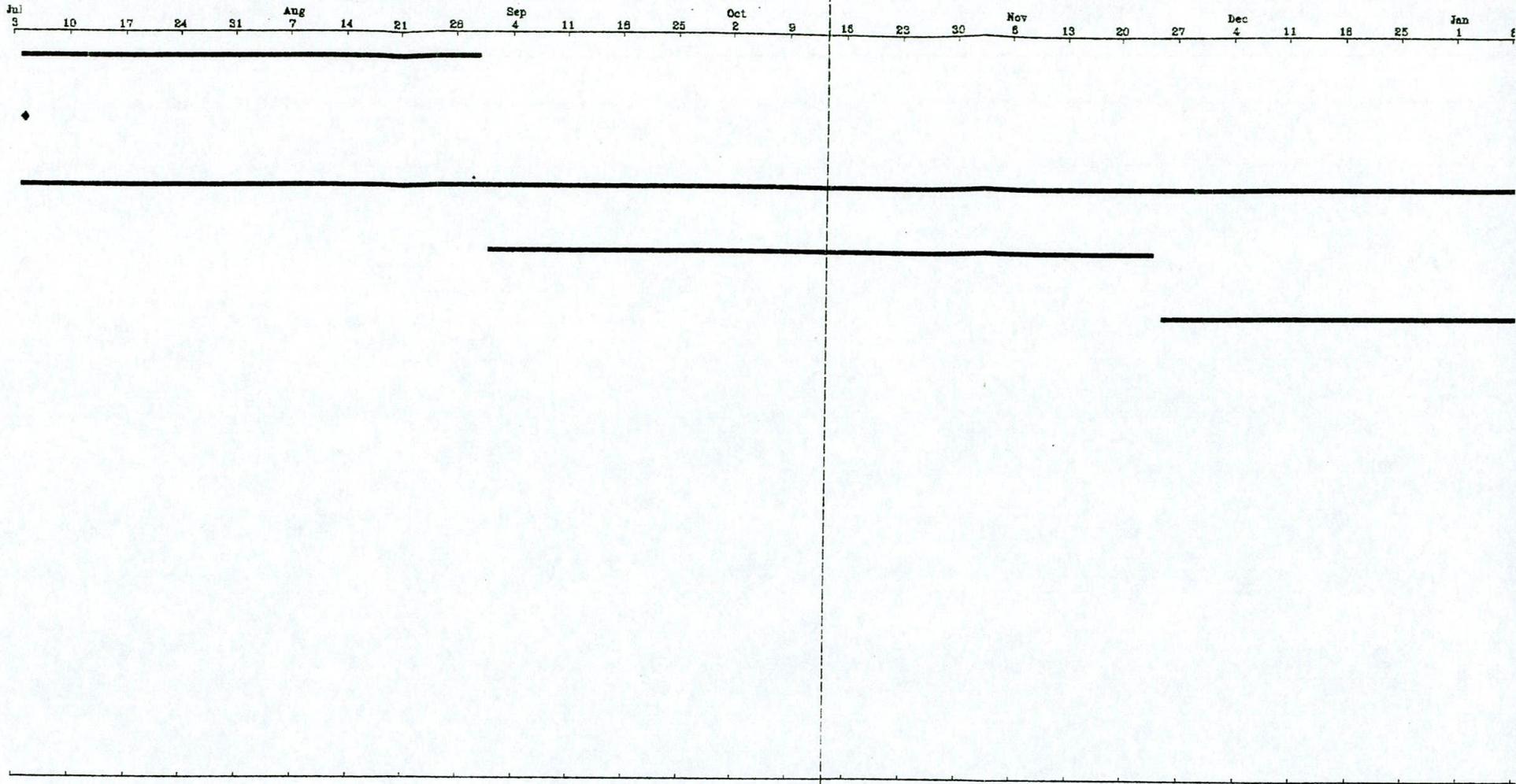
SON: NUEVE MILLONES QUINIENTOS SESENTA Y OCHO MIL CIENTO SIETE 19/100 U.S.D.

7.3 CRONOGRAMA DE CONSTRUCCION

El cronograma de construcción se lo ha realizado utilizando el programa computacional H.P.M., cuyos resultados se indican a continuación:

ANEXOS





FACILIDAD
 50.00 Dys W
 3-Jul-2000
 30-Aug-2000
 478575.97

INICIO
 3-Jul-2000

TRAB. VARIOS
 650.00 Dys W
 3-Jul-2000
 12-Aug-2002
 971485.87

OBRA TOMA
 70.00 Dys W
 31-Aug-2000
 23-Nov-2000
 1036473.75

TUNEL COND.
 165.00 Dys W
 24-Nov-2000
 7-Jun-2001
 2176493.50

DESARENADOR
 120.00 Dys W
 8-Jun-2001
 27-Oct-2001
 922541.69

TUB. PRESION
 150.00 Dys W
 29-Oct-2001
 23-Apr-2002
 480223.31

TANQUE PRES
 120.00 Dys W
 29-Oct-2001
 19-Mar-2002
 913624.50

CASA MAQ.
 80.00 Dys W
 24-Apr-2002
 25-Jul-2002
 1314322.37

RESTITUCION
 30.00 Dys W
 26-Jul-2002
 29-Aug-2002
 15352.27

FIN
 29-Aug-2002

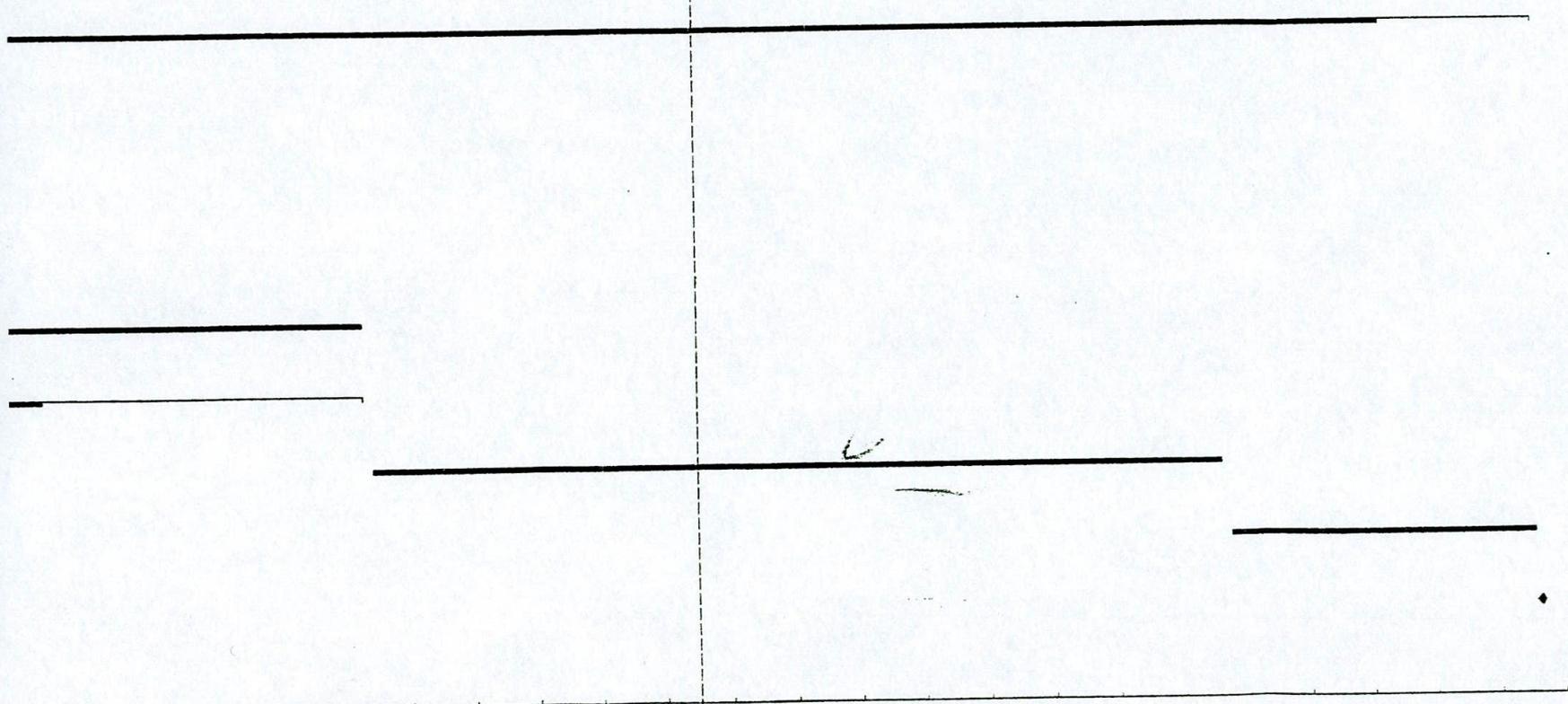
15 22 29 Feb 5 12 19 26 Mar 5 12 19 26 Apr 2 9 16 23 30 May 7 14 21 28 Jun 4 11 18 25 Jul 2 9 16 23 30 Aug 6

PROJECT: CENTRAL

13 20 27 Sep 3 10 17 24 Oct 1 8 15 22 29 Nov 5 12 19 26 Dec 3 10 17 24 31 Jan 7 14 21 28 Feb 4 11 18 25 Mar 4

ESIS DE GRADO

16 25 Apr 1 6 15 22 29 May 6 13 20 27 Jun 3 10 17 24 Jul 1 6 15 22 29 Aug 5 12 19 26 Sep 2



Legend	
Tasks	
Planned Duration	:
Planned & Actual Duration	:
Slack	:
Negative Slack	:
Baseline	:
Allocated	: E
	: Planned duration
	: Planned start
	: Planned finish
	: Act other cost
Milestones	
Start	:
Slack	:
Negative Slack	:
Planned	:
Constraints	: []
Tags	: Earliest date

FORMULAS UTILIZADAS EN EL PRESUPUESTO GENERAL

A.- AZUD

$$V_e = 0.285 \times (H_d \times L_c)^{1.57} = 0.285 \times (7.25 \times 30)^{1.57} = 1332.50 \text{ m}^3$$

$$V_h = 0.315 \times H_d^2 \times L_c = 0.315 \times 7.25^2 \times 30 = 497 \text{ m}^3$$

$$W_a = 0.025 \times V_h = 0.025 \times 497 = 12.40 \text{ t}$$

$$W_c = 0.13 \times Q_c = 0.13 \times 250 = 32.50 \text{ t}$$

B.- CONDUCCIÓN

1. OBRA DE TOMA

$$V_e = 206 \times (r_o \times Q_o)^{3/4} \times n^{2/3} = 206 \times (1.50 \times 17.89)^{3/4} \times 2^{2/3} = 3855.50 \text{ m}^3$$

$$V_h = 110 \times (r_o \times Q_o)^{3/4} \times n^{2/3} = 110 \times (1.50 \times 17.89)^{3/4} \times 2^{2/3} = 2058.80 \text{ m}^3$$

$$W_a = 0.025 \times V_h = 0.025 \times 2058.80 = 51.50 \text{ t}$$

$$W_c = 3 \times (r_o \times Q_o)^{1/2} = 3 \times (1.50 \times 17.89)^{1/2} = 31.20 \text{ t}$$

$$W_r = 1 \times (r_o \times Q_o)^{1/2} = 1 \times (1.50 \times 17.89)^{1/2} = 5.20 \text{ t}$$

2. TUNEL DE CONDUCCION

$$V_e = 3.36 \times (r_o + t_o)^2 \times L_T = 3.36 \times (1.50 + 0.15)^2 \times 1320 = 12075 \text{ m}^3$$

$$V_h = 3.36 \times [(r_o + t_o)^2 - r_o^2] \times L_T = 3.36 \times [(1.50 + 0.15)^2 - 1.50^2] \times 1320 = 2095.60 \text{ m}^3$$

3.- DESARENADOR

$$V_e = 1000 \times Q_d^{3/4} = 1000 \times 16.5^{3/4} = 8187 \text{ m}^3$$

$$V_h = 230 \times Q_d^{3/4} = 230 \times 16.5^{3/4} = 1883 \text{ m}^3$$

$$W_a = 0.025 \times V_h = 0.025 \times 1883 = 47 \text{ t}$$

$$W_c = 2 \times Q_d = 2 \times 16.5 = 33 \text{ t (duplico por tener dos compuertas)}$$

4.- TANQUE DE PRESION

$$V_e = 1320 \times Q_d^{3/4} = 1320 \times 16.5^{3/4} = 10807 \text{ m}^3$$

$$V_h = 270 \times Q_d^{3/4} = 270 \times 16.5^{3/4} = 2210 \text{ m}^3$$

$$W_a = 0.028 \times V_h = 0.028 \times 2210 = 62 \text{ t}$$

$$W_c = 3 \times (r_o \times Q_d)^{1/2} = 3 \times (1.50 \times 16.5)^{1/2} = 15 \text{ t (duplico por tener dos compuertas)}$$

$$W_r = 1 \times (r_o \times Q_d)^{1/2} = 1 \times (1.50 \times 16.5)^{1/2} = 5 \text{ t (duplico por tener dos rejillas)}$$

5.- TUBERIA DE PRESION

$$V_{h(\text{anclaje})} = 6 \times r_m \times [n \times (r_m + 2) \times (5 \times r_m + 2) + 2 \times (2 \times r_m + 1)]$$

$$V_{h(\text{anclaje})} = 6 \times 0.60 \times [1 \times (0.60 + 2) \times (5 \times 0.60 + 2) + 2 \times (2 \times 0.60 + 1)] = 63 \text{ m}^3 \text{ (tres anclajes)}$$

$$V_e = 2 \times [(2 \times r_m + 1.5) \times \{n \times (r_m + 1) + 1\} + 0.021 \times V_{h(\text{anclaje})}] \times L_{TP}$$

$$V_e = 2 \times [(2 \times 0.60 + 1.5) \times \{1 \times (0.60 + 1) + 1\} + 0.021 \times 189] \times 120 = 2367.40 \text{ m}^3$$

$$V_h = 0.024 \times (V_{h(\text{anclaje})} + 143) \times L_{TP} = 0.024 \times (189 + 143) \times 120 = 956 \text{ m}^3$$

$$W_a = 0.01 \times V_h = 0.01 \times 956 = 9.60 \text{ t}$$

$$W_{TP} = 0.0529 \times r_m \times t_m \times L_{TP} = 0.0529 \times 0.60 \times 9 \times 120 = 34.30 \text{ t}$$

C.- CASA DE MAQUINAS

1. OBRAS CIVILES

$$V_e = 14 \times Q_d \times H_N^{2/3} \times n^{1/2} = 14 \times 3.8 \times 55^{2/3} \times 1^{1/2} = 770 \text{ m}^3$$

$$V_h = 5.10 \times Q_d \times H_N^{2/3} \times n^{1/2} = 5.10 \times 3.8 \times 55^{2/3} \times 1^{1/2} = 280 \text{ m}^3$$

$$W_a = 0.052 \times V_h = 0.052 \times 280 = 15 \text{ t}$$

2. TRABAJOS ARQUITECTONICOS

$$V_{\text{edificacion}} = 20 \times \left[\frac{P}{\sqrt{H_N}} \right]^{0.70} = 20 \times \left[\frac{8000}{\sqrt{55}} \right]^{0.70} = 2655 \text{ m}^3$$

3. EQUIPO ELECTROMECAÁNICO

Para el equipo electromecánico, no se ha considerado ninguna fórmula, solamente en base de la potencia, que es de 1700 Kw, se toma el precio de la GUIA PARA LOS ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD DE APROVECHAMIENTOS HIDROELÉCTRICOS elaborada por el INECEL.

4.- RESTITUCIÓN

El canal de restitución tiene sección rectangular, cuyas dimensiones son $B=2.00$ m;
 $H=2.00$ m, $L=60.00$ m, $e=0.10$ m.

$$V_e = B \times H \times L = 2 \times 2 \times 60 = 240 \text{ m}^3$$

$$V_h = (2 \times e \times H \times L) + (b \times e \times L) = (2 \times 0.10 \times 2 \times 60) + (1.80 \times 0.10 \times 60) = 35 \text{ m}^3$$

$$W_a = 0.065 \times V_h = 0.065 \times 35 = 3 \text{ t}$$

NOMENCLATURA

V_e : volumen de excavación

V_h : volumen de hormigón

W_a : peso de refuerzo

W_c : peso de compuerta

W_r : peso de rejilla

W_{TP} : peso de tubería de presión

H_d : altura del azud = 7.25 m

L_c : longitud de la cresta del azud = 30 m

Q_c : caudal de crecida = 250 m³/s

r_o : radio del túnel de conducción = 1.50 m

Q_o : capacidad máxima del túnel de conducción = 17.89 m³/s

n : número de tuberías de presión = 2 (dos etapas)

t_o : espesor del recubrimiento del túnel de conducción = 0.15 m

L_T : longitud del túnel de conducción = 1320 m

Q_d : caudal de diseño = 16.5 m³/s

r_m : radio de la tubería de presión = 0.60 m

L_{TP} : longitud de la tubería de presión

H_N : altura de caída neta = 55 m

P : potencia = 8000 kw

B : base del canal de restitución = 2 m

H : altura del canal de restitución = 2 m

e : espesor del canal de restitución = 0.10 m

CAPITULO 8

CAPITULO 8 INFORME DE PREFACTIBILIDAD

8.1 INFORME EJECUTIVO RESUMIDO

El proyecto hidroeléctrico Chinchipe está localizado en el cantón Palanda, provincia de Zamora Chinchipe, entre las coordenadas: 70°05'E a 79°10'E, y entre los 4°35'S a 4°51'S.

En la primera etapa, objeto de este diseño, se incluyen las siguientes obras, con capacidad para trabajar con un caudal de diseño de 16.5 m³/s, a excepción de la tubería de presión que se diseñan con un caudal de 3.8 m³/s, para generar 1700 Kw.

8.1.1 OBRA DE CAPTACION

Comprende la construcción de un azud de hormigón de aproximadamente 30 m de largo por 5 m de alto, y, 30 metros de ancho.

El azud tiene capacidad para evacuar un caudal de creciente de 250 m³/s y dos compuertas de limpieza. La reja de captación se halla en la margen izquierda del río Palanda, en la cota 980 m.s.n.m, y el espaciamiento entre barrotes es de 0.05 m.. Esta reja se conecta directamente con el túnel de conducción por medio de una transición.

8.1.2 TUNEL DE CONDUCCION

La sección del túnel es circular, mide 3.00 m de ancho por 3.00 m de alto. Tiene una pendiente de 0.0015, y es revestido de hormigón con la finalidad de mejorar su rugosidad, y consecuentemente disminuir la sección transversal. El túnel tiene una longitud aproximada de 1320 m.

8.1.3 DESARENADOR

El desarenador se encuentra en directa comunicación con el canal de aproximación, que es una estructura a cielo abierto de 6.60 m de ancho, 29.00 m de largo y una pendiente longitudinal del 0.015%, cuya transición empieza al final del túnel de conducción. En la cámara de sedimentación la velocidad del agua será de 0.20 m/s.

El desarenador está directamente comunicado por medio de un vertedero frontal con el tanque de presión que permite el paso de agua limpia a este último. El diseño del desarenado está concebido de dos cámaras, con una longitud de 83.00 m, incluida la transición de entrada, el ancho de cada cámara es de 13.00 m, la altura promedio es de 5.4 m. y su pendiente longitudinal es del 4 %.

Su una capacidad de sedimentación es para partículas de 0.2 mm. de diámetro y una velocidad de 0.2 m/s en sus cámaras.

En la primera etapa del proyecto hidroeléctrico Chinchipe, trabajará solamente la

cámara derecha de éste desarenador con el fin de generar los 1.700 kw. anotados anteriormente.

En el muro derecho del desarenado está previsto dos compuertas para evacuar los sedimentos que desembocarán en una rápida que llevará esta carga hasta el río Numbala.

8.1.4 TANQUE DE PRESIÓN

Tiene el volumen útil aproximado de 2170.00 m³., la carga de agua sobre la clave de la tubería de presión es de 2.00 m. prevista de impedir el ingreso de aire a las mismas.

En la cabeza del tanque de presión está prevista la colocación de una reja fina y a continuación una compuerta que permita controlar el paso del agua a la tubería de presión. También se ha previsto en el derecho un verdadero de excesos y la instalación de una compuerta de limpieza que conecta directamente con la rápida de excesos ya mencionada.

Sin embargo para la segunda etapa de esta central quedarán construías las obras civiles hasta el muro frontal del tanque de presión, para que posteriormente se hagan todos los trabajos adicionales para alcanzar la generación de los 6.300 Kw. restantes. y alcanzar los 8.000 Kw. finales.

8.1.5 RAPIDA DE EXCESOS

La rápida de excesos se comunica con la quebrada que está a la derecha de las obras de presión y es un canal rectangular que recoge las descargas del desarenado y del tanque de presión, conduciendo los sedimentos y los excesos de agua hasta el río Numbala.

8.1.6 TUBERIA DE PRESION

La tubería de presión será de acero y vencerá un desnivel de 60 m. Desde el tanque de presión hasta la casa de máquinas. Su diámetro será de 1.20 m y su longitud de 120 m.

La tubería descansará a lo largo de su desarrollo sobre apoyos y anclajes de hormigón, construidos en una zanja trapezoidal, cuya solera tendrá 2.50 m de ancho, 0.20 m de espesor; cunetas laterales para la evacuación de las aguas lluvias y gradas de circulación en el lado derecho.

8.1.7 CASA DE MAQUINAS

Tiene una superficie aproximada de 300 m², y en ella se alojarán dos grupos de turbinas de 850 Kw de potencia cada uno.

Las aguas turbinadas se descargarán al río Numbala por medio de un canal de 2.00 m por 2.00 m de sección.

8.1.8 CAMINOS DE CONSTRUCCION

Teniendo en cuenta que la construcción de la carretera que actualmente está en ejecución entre Palanda y el puente sobre el río Numbala esté concluida próximamente, se deberán construir tres accesos adicionales hasta los sitios de las diferentes obras de la central:

Uno de 300 m. por la margen derecha del río Palanda, que arrancaría desde la carretera Palanda - Zumba, hasta el sitio del azud; otro de 600 m. Por la margen izquierda del mismo río, desde el sitio de las obras de bocatoma; y un tercer tramo de 800 m. Por la margen derecha del río Numbala desde el puente sobre éste hasta el sitio de la casa de máquinas con una bifurcación hasta el sitio del desarenador - tanque de presión.

CAPITULO 9

CAPITULO 9 IMPACTO AMBIENTAL

9.1 INTRODUCCION

Las centrales hidroeléctricas constituyen en muchos casos la solución más apropiada para suplir las necesidades de producción de energía eléctrica y contribuir con el desarrollo de una determinada región.

Estas obras hidráulicas hace algunos años en el Ecuador eran proyectadas siguiendo únicamente lineamientos técnicos, con el único fin de satisfacer las necesidades socio-económicas de la población a beneficiarse; sin tomar en cuenta los efectos ambientales que directa e indirectamente influyen sobre el entorno natural que la rodea. Es por esta razón que se ha producido un progresivo deterioro ambiental que conduce a la pérdida de los más valiosos recursos naturales como el agua, el suelo y la vegetación.

Consecuentemente la necesidad de evaluar el impacto ambiental en las obras de desarrollo, como lo son las centrales hidroeléctricas, es indispensable para no continuar con la pérdida de los recursos naturales mencionados.

9.2 OBJETIVOS DE LA EVALUACION DE IMPACTOS AMBIENTALES EN UN PROYECTO HIDROELECTRICO

Los estudios de impacto ambiental en obras de desarrollo tiene como objetivo principal la

predicción de la potencial respuesta del ambiente a una acción social determinada que se realiza en el presente. Un Estudio de impacto ambiental analiza fundamentalmente la interacción directa que se establece entre el ambiente y los individuos. Generalmente es el entorno el que condiciona la forma de vida del grupo social que vive en él, pero cualquier modificación que los habitantes realicen en su ambiente, tarde o temprano, repercutirá en el funcionamiento de los ecosistemas y ello, nuevamente afectará a las condiciones de vida de ellos mismos.

Además del hecho que permiten identificar en forma anticipada de los efectos futuros de una acción llevada a cabo en el presente, algunas de las grandes ventajas de efectuar estudios de impacto ambiental en las obras de desarrollo son las siguientes:

- a) Permiten conservar el ambiente al garantizar una calidad de vida óptima de la población en el presente y en el futuro.
- b) Favorecen el uso racional y apropiado de los recursos naturales, y garantizan su renovación en el futuro.
- c) Posibilitan planificar integralmente los proyectos, prologando, muchas veces su vida útil.

9.3 PLANIFICACION DE LA EVALUACION DE IMPACTOS AMBIENTALES PARA UNA CENTRAL

Antes de proceder a la descripción del ambiente es necesario establecer el área de influencia del proyecto, entendiéndose ésta como la región del ambiente que va a ser afectado directa o indirectamente por el proyecto. Para la delimitación del área de influencia, es necesario contar con la participación de un grupo interdisciplinario de profesionales, que aporten con su experiencia y conocimientos en los diferentes aspectos que se necesite.

9.4 IMPACTOS AMBIENTALES NEGATIVOS Y POSITIVOS

Impactos negativos: son aquellos que por su efecto sobre el medio ambiente son perjudiciales, y en algunos casos son procesos irreversibles. Entre los más importantes tenemos: deforestación, erosión, inestabilidad de taludes, contaminación de las aguas.

Impactos positivos: son aquellos en los que el impacto en el medio ambiente es benéfico, por lo que se procura se den al ejecutarse el proyecto. Entre los más importantes tenemos: utilización de recursos renovables, fuentes de desarrollo, ahorro de divisas, disminución de la contaminación ambiental.

9.4.1 MATRIZ DE LEOPOLD

La matriz desarrollada por Leopold abarca dos extensas listas de revisión, una de

parámetros ambientales que pueden ser afectados por cualquier tipo de proyecto o acción humana; y otra de acciones que pueden producir impacto.

El número de acciones que intervienen en la matriz son 100 y 88 el de efectos ambientales que se proponen con este método¹. Sin embargo no todas las acciones se aplican en todos los proyectos, y, no todos los parámetros ambientales afectables son realmente susceptibles de ser modificados; con lo que la matriz se reduce notablemente. Es decir estas dependerán de las características propias de cada proyecto; y se indican en la respectiva matriz de impactos de Leopold.

En cada celdilla de la matriz se incluyen dos números separados por una diagonal. Uno indica la *magnitud* de la alteración del factor ambiental correspondiente y, por tanto, el grado de impacto; y el otro la *importancia* del mismo.

La magnitud se considera una medida del grado o extensión del impacto. La magnitud del impacto responde a la pregunta ¿Cuánto se ha alterado el ambiente?

"Leopold propone para el método establecer una escala entre 1 a 10 para todos los impactos. El 1 representa la magnitud menor del impacto y 10 la máxima"¹.

Se añade además un signo "+" (impacto positivo) para indicar que el impacto es beneficioso, y "-" (impacto negativo) en caso adverso.

¹ PAEZ, JUAN, Introducción a la evaluación del impacto ambiental, Quito, Ecuador, 1996, Página 45 y siguientes.

9.5 ACCIONES PARA LA DISMINUCION DE IMPACTOS AMBIENTALES

Las condiciones actuales del área de influencia del proyecto hidroeléctrico Chinchipe y de las fuentes de aprovechamiento hídrico, en su mayoría no han sido alteradas por encontrarse lejos de los centros poblados. Sin embargo, se deben considerar los siguientes aspectos, que sin lugar a dudas contribuirán en la disminución de impactos en el área de influencia del mencionado proyecto.

La reforestación debe ser inmediata en las áreas de fuerte pendiente que pudieran quedar la descubierto, utilizando especies forestales nativas de la zona. Así mismo la eliminación de aguas residuales, antes de ser vertidas en los ríos deben ser tratadas en estanques de sedimentación o en plantas de purificación.

Por otra parte, en las áreas en que la ejecución de las obras de electrificación pondría en peligro la seguridad y bienestar de los conglomerados humanos o que las actividades de estas amenazaren al buen funcionamiento y conservación de los proyectos, se debe controlar su asentamiento, o de ser el caso reubicarlos en lugares más seguros.

9.6 EFECTOS AMBIENTALES

"Se producen por causa del diseño, construcción, operación y mantenimiento de las diversas unidades que conforman el proyecto hidroeléctrico"².

² CRIOLLO, AUGUSTO y ESTRELLA, FABRICIO, Obras civiles para la central hidroeléctrica Sabanilla, Tesis de ingeniero civil, U.T.P.L, Loja, Ecuador, 1996, Página 257.

Fase de diseño: la ubicación de la captación y del túnel de conducción no causan efectos ambientales negativos importantes, por estar localizados en zonas seguras, conforme se lo ha determinado por medio de observaciones insitu. El túnel de conducción al estar proyectado en un lugar estable, no producirá deslaves, siendo esta una gran ventaja.

Fase de construcción: durante la construcción los efectos negativos son de duración temporal, los mismos que pueden limitarse con una apropiada planificación de la obra y cumpliendo con las especificaciones generales de construcción.

Fase de operación y mantenimiento: durante la operación y mantenimiento del proyecto, se presentan efectos negativos mínimos, que pueden ser despreciados.

9.7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El desarrollo de proyectos hidroeléctricos al modificar los ecosistemas exige un estudio integral de cada uno de ellos y de la cuenca hidrográfica.
- Guiarse por las medidas de recuperación y conservación en proyectos en marcha, aplicables a obras similares, lo que será de beneficio nacional ante la pérdida de sus recursos más vitales: suelos, agua y bosques.
- Sensibilizar a las instituciones relacionadas con el aprovechamiento y manejo de los recursos naturales para que coordinadamente con la Empresa Eléctrica Regional del Sur. S.A., se elaboren estudios y planes integrales de utilización de esos recursos.

CAPITULO 10

CAPITULO 10 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1 CONCLUSIONES

- Partiendo de hechos reales que se vienen suscitando en el País, como son la falta de energía eléctrica, la elevación del precio de los combustibles; las centrales hidroeléctricas son la mejor alternativa, ya que aprovechan el recurso renovable como es el agua.
- La producción de energía hidroeléctrica evita la producción de la energía térmica, con lo que se desplaza el uso de combustibles, con sus consecuentes efectos ambientales.
- La construcción de la central hidroeléctrica Chinchipe aporta considerablemente al desarrollo agrícola, comercial, minero e industrial de la región sur-oriental del país.

Incidirá favorablemente en el mejoramiento de la calidad de vida de los pobladores del área servida, aparecerían nuevas oportunidades de inversión, con lo cual disminuiría la migración hacia las ciudades de mayor concentración poblacional.
- El presente es un proyecto piloto que servirá de base para la realización, en el futuro, de otros proyectos similares.

- El presente estudio permite asegurar que el Ecuador se encuentra en capacidad de enfrentar la realización de este tipo de proyectos, teniendo en cuenta como efectos positivos el desarrollo de la tecnología, formación de técnicos, y generación de puestos de trabajo permanentes y eventuales durante la construcción y operación de la central.

10.2 RECOMENDACIONES

- Aprovechar, hasta donde sea posible, la tecnología, materiales, mano de obra, recursos, etc, propios de nuestro país para la construcción de la central.

- Las grandes empresas constructoras no siempre han llegado a comprender y manejar la problemática ambiental. Por esta razón, se debe exigir mayores garantías a quienes financian, estudian o ponen en marcha estos proyectos en el Ecuador; exigiendo estándares ambientales acordes con la riqueza natural de nuestro país.

- Realizar estudios detallados de geotecnia, previos a la construcción, sobre todo el lugar de asentamiento de la casa de máquinas; lo que permitirá mejorar el diseño actual y asegurar la vida útil de la estructura.

- Se recomienda que el presupuesto obtenido sea revisado y actualizado a la fecha de construcción del proyecto.

- Ampliar la carretera que conduce desde Palanda hasta Numbala, con la finalidad de

prestar facilidades para la construcción.

•En el sitio Valladolid existe una mina de agregados, por lo que se recomienda realizar los estudios de la calidad de los materiales, para que puedan ser utilizados en la construcción de las diversas obras propuestas.

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

CRIOLLO, Augusto y ESTRELLA Fabricio. Obras civiles para la central hidroeléctrica Sabanilla (Etapa de prefactibilidad), Tesis de ingeniero civil, U.T.P.L , Loja, 1996.

CISNEROS, Fernando y Lavanda, Silvio. Estudio de prefactibilidad del potencial hidroeléctrico de la cuenca del río Sabanilla , Tesis de ingeniero civil , U.T.P.L , Loja, 1996.

UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION. Diseño de presas pequeñas, séptima impresión, Compañía Editorial Continental S.A, México, 1978.

KROCHIN, Sviatoslav. Diseño hidráulico, Tercera edición, Editorial de la Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador , 1986.

NACIONES UNIDAS, ORGANIZACION METEOROLOGICA MUNDIAL. Manual de instrucciones y estudios hidrológicos, Publicación N. 70, San José, Costa Rica, 1972.

SPRINGAIL, R. Escurrimiento en cuencas grandes, 1967

ORGANIZACION LATINOAMERICANA DE ENEREGIA. Manual de diseño de pequeñas centrales hidroeléctricas, Bucaramanga, Colombia, 1985 volumen III.

ORGANIZACION LATINOAMERICANA DE ENERGIA. Guía para la realización de inventarios de pequeñas cuencas, Bucaramanga, Colombia, 1985.

ORGANIZACION LATINOAMERICANA DE ENERGIA. Manual de mini y micro centrales hidráulicas, primera impresión, Lima, Perú, 1996.

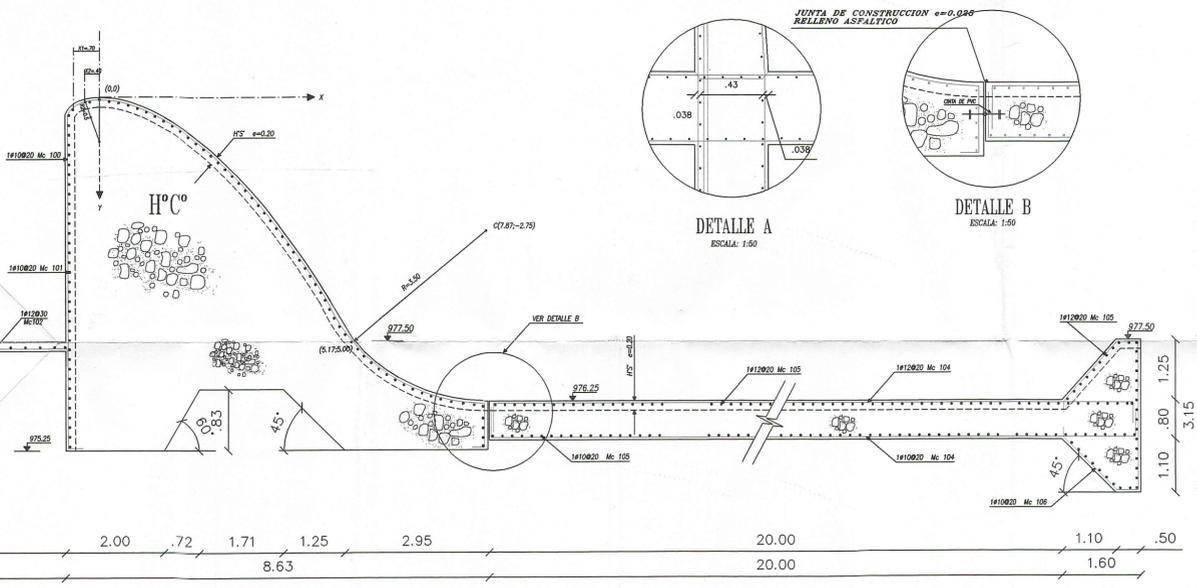
- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. Presas pequeñas de concreto, segunda reimpresión, Editorial Limusa S,A , México, 1989.
- SANDOVAL, Ramiro. Principios de la hidráulica , Quito , Ecuador 1993.
- IZURIETA , Jaime y Garzón, Carlos. Muros de contención, Editorial de la Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador, 1987.
- INERHI. Obras de captación de aguas superficiales, Quito, Ecuador, 1985.
- INECEL. División de hidrología y sedimentología, Quito, Ecuador, 1998.
- VALLARINO, Eugenio. Tratado básico de presas, tercera edición, Gráficas Rogar, Madrid, España, 1995.
- INECEL. Informes de mecánica de suelos y geofísico , Quito, Ecuador, 1998.
- DE LEON , Alfredo. Estructuras hidráulicas, Mérida, Venezuela, 1976.
- PAEZ, Juan . Introducción a la evaluación del impacto ambiental., Quito, Ecuador, 1996.
- ENCALADA, Alvaro. Evaluación ambiental en proyectos de presas y embalses, Quito, Ecuador, 1994.
- ZOPPETI , Gaudencio. Centrales hidroeléctricas, editorial Gustavo Gili, Barcelona, España, 1979.
- INECEL. Guía para los estudios de prefactibilidad de aprovechamientos hidroeléctricos, Quito, Ecuador, 1982.
- INEN. Código ecuatoriano de la construcción, Quito, Ecuador, 1977.
- EVERAD, Noel y TANNER, Jhon. Diseño de concreto armado, Colección Shaum, Cali, Colombia, 1976.
- TORRES, Vicente. Diseño hidráulico, apuntes de clase, U.T.P.L, 1998.

PLANOS

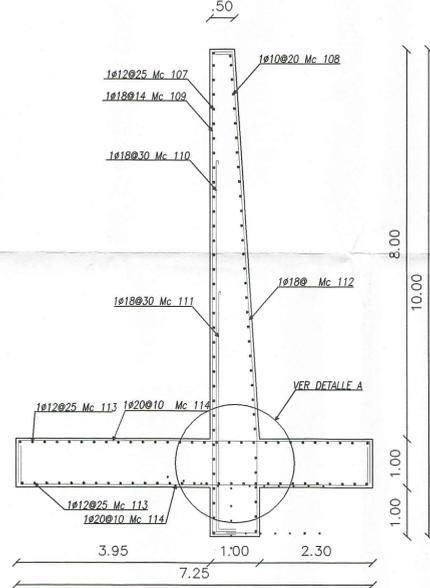
ECUACION DEL PERFIL CREAGER
 $X^{1.85} = 4.15 * Y$

COORDENADAS

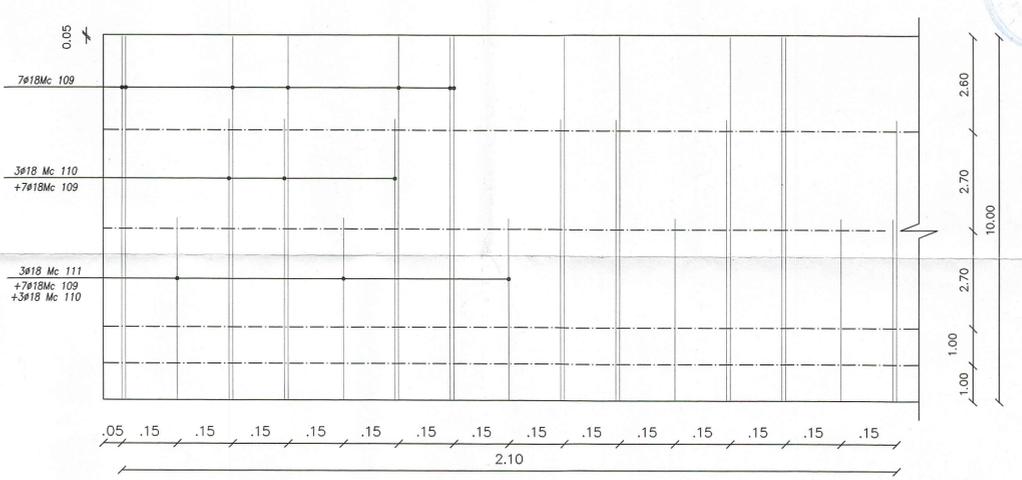
X	Y
0.00	0.00
0.20	0.01
0.40	0.04
0.60	0.09
0.80	0.16
1.00	0.24
1.20	0.34
1.40	0.45
1.60	0.57
1.80	0.71
2.00	0.87
2.20	1.03
2.40	1.21
2.60	1.41
2.80	1.61
3.00	1.83
3.20	2.06
3.40	2.31
3.60	2.57
3.80	2.84
4.00	3.12
4.20	3.41
4.40	3.72
4.60	4.04
4.80	4.37
5.00	4.71
5.17	5.00



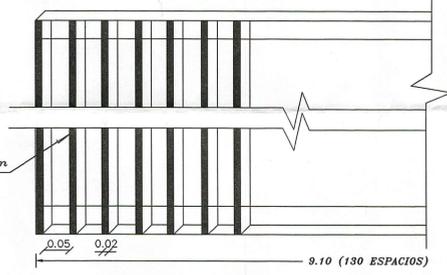
AZUD Y ZAMPEADO
 ESCALA: 1:75



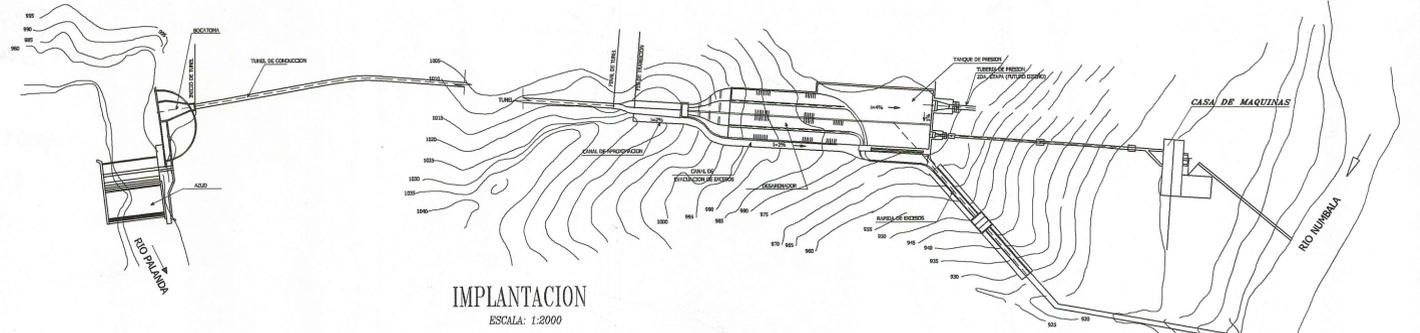
MURO DE PROTECCIÓN
 ESCALA: 1:75



ARMADO DE PANTALLA
 ESCALA: H: 1:10
 V: 1:100



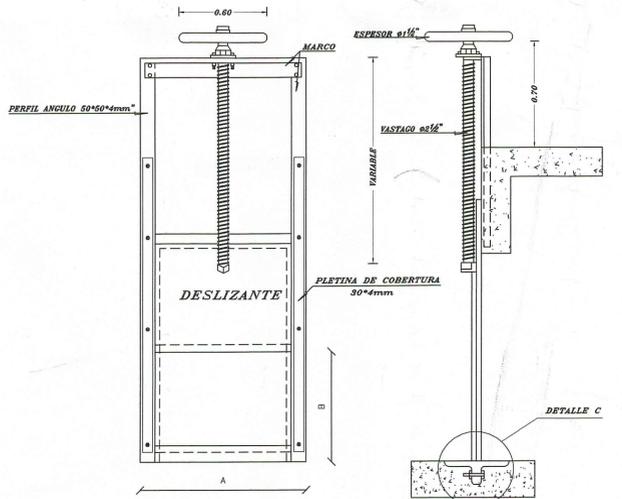
REJILLA DE CAPTACION
 ESCALA: ESQUEMATICA



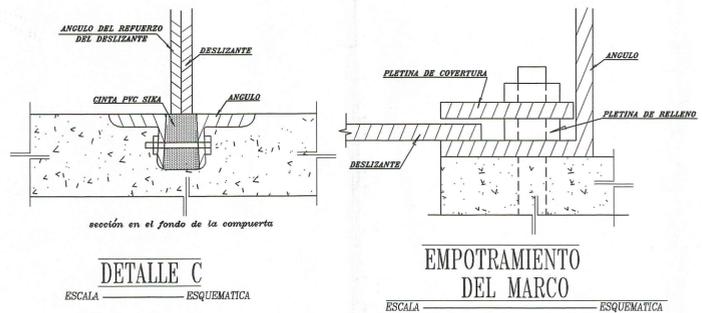
IMPLANTACION
 ESCALA: 1:2000

DATOS DE COMPUERTAS

DIMENSIONES (cm)		observaciones
A	B	
235	120	ADMICION DESARENADOR
130	130	LAVADO DESARENADOR
220	200	TANQUE DE PRESION.

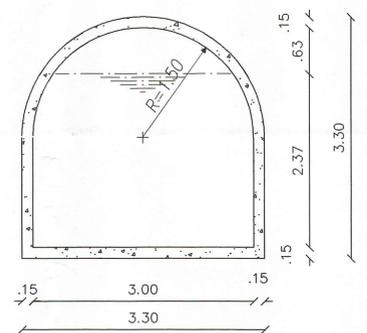


DETALLE DE COMPUERTAS DESLIZANTES
 ESCALA: ESQUEMATICA



DETALLE C
 ESCALA: ESQUEMATICA

EMPOTRAMIENTO DEL MARCO
 ESCALA: ESQUEMATICA



TUNEL DE CONDUCCION
 ESCALA: 1:50

PLANILLA DE HIERROS

MARCA	Ø (mm)	TIPO	DIMENSIONES					Cant.	LParcial m	LTotal m	VARILLA COMERCIAL	OBSERVACIONES
			a	b	c	d	gn					
100	10	P	11.45	0.90	0.50	0.85	150	20.20	3030.00	12	AZUD	
101	10	I	VAR				VAR	VAR	2882.25	12	AZUD	
102	12	I	VAR				VAR	VAR	3150.00	12	PRE-CAMARA	
103	12	C	30.00	0.50			100	31.00	3100.00	12	PRE-CAMARA	
104	10	C	21.50	0.50			300	22.50	6750.00	12	ZAMPEADO	
105	10	I	VAR				VAR	VAR	7906.50	12	ZAMPEADO	
106	10	C	0.40	3.05	1.80	0.30	150	0.05	1207.50	12	ZAMPEADO	
107	12	I	30.00			0.10	34	30.10	1023.40	12	MURO	
108	10	I	30.00			0.10	34	30.10	1023.40	12	MURO	
109	18	C	9.80	0.45			215	10.80	2322.00	12	MURO	
110	18	L	7.20	0.50			101	8.20	828.20	12	MURO	
111	18	L	5.00	0.50			101	5.00	505.00	12	MURO	
112	18	C	9.80	0.45			215	10.80	2322.00	12	MURO	
113	12	I	30.00			0.10	242	30.10	7284.20	12	MURO	
114	20	C	7.15	0.95			602	9.05	5448.10	12	MURO	

HIERROS TIPOS

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

HORMIGÓN SIMPLE H S:	f'c = 210 kg/cm2
ACERO DE REFUERZO (A-63-42-HH):	fy = 4200 kg/cm2
HORMIGÓN CICLOPEO HFC:	60% H'S + 40% PIEDRA DESPLAZADORA
ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO:	σ S = 2.00 kg/cm2

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

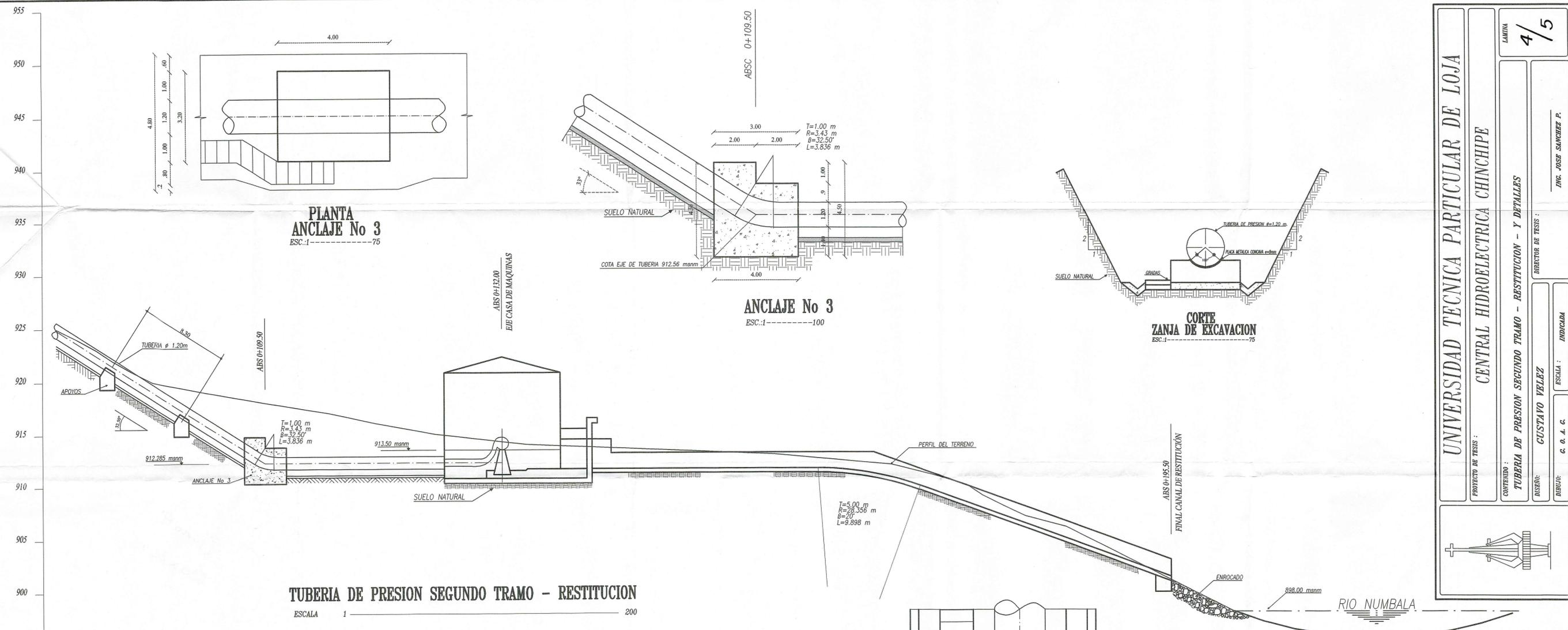
PROYECTO DE TESIS : **CENTRAL HIDROELECTRICA CHINCHIPE**

CONTENIDO : **IMPLANTACION - AZUD- TUNEL- MURO DE PROTECCION - DETALLES**

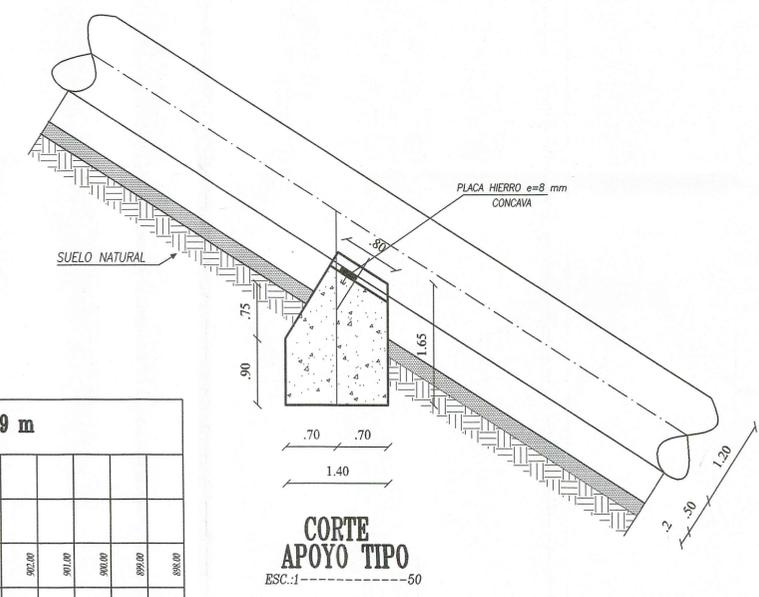
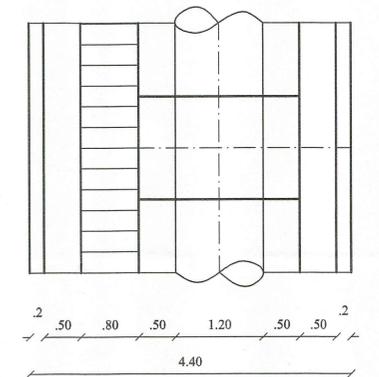
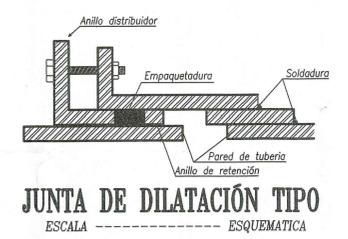
DISEÑO: **GUSTAVO VELEZ** DIRECTOR DE TESIS : **ING. JOSE SANCHEZ P.**

DIBUJO: **G. O. A. G.** ESCALA : **INDICADA**

LAMINA **1/5**



ESPECIFICACIONES TECNICAS	
HORMIGÓN SIMPLE H' S:	f'c = 210 kg/cm ²
PESO ESPECIFICO DEL SUELO	γs = 1.4 T/m ³
HORMIGÓN CICLOPEO H' C:	60% H' S + 40% PIEDRA DESPLAZADORA
ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO:	σ = 1.5 kg/cm ²
HORMIGÓN SIMPLE H' S:	f'c = 210 kg/cm ²
ANGULO DE FRICCIÓN	φ = 20°
CAUDAL DE DISEÑO	Qd = 3.8 m ³ /s
VELOCIDAD DEL AGUA	V = 3.36 m/s
DIAMETRO DE LA TUBERIA	D = 1.20 m
ESPESOR DE LA TUBERIA	e = 0.009 m
PENDIENTE	J = .637
PESO ESPECIFICO DEL ACERO	γa = 8 T/m ³
COEFICIENTE DE RUGOSIDAD	n = 0.013



ESCALAS :
H 1:200
V 1:200

DATOS HIDRAULICOS		Q=3.80 m ³ /Seg.				φ= 1.20 m				φ= 3.36 m/Seg.				J= 0.637				e= 0.009 m											
CORTES																													
COTAS	PROYECTO																												
	TERRENO	925.00	924.00	923.00	922.00	921.00	920.00	919.00	918.00	917.00	916.00	915.00	914.00	913.00	912.00	911.00	910.00	909.00	908.00	907.00	906.00	905.00	904.00	903.00	902.00	901.00	900.00	899.00	898.00
ABSCISAS	PARCIAL	1.80	2.00	1.80	1.50	1.80	2.00	5.10	5.60	6.10	4.60	5.40	6.70	21.60	11.00	912.00	911.00	1.30	1.50	2.00	2.10	3.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
	ACUMULADA	0+000.70	0+002.70	0+004.50	0+006.00	0+007.50	0+009.50	0+014.60	0+020.10	0+025.70	0+031.80	0+036.40	0+043.10	0+064.70	0+075.70	0+086.70	0+087.70	0+089.00	0+090.50	0+092.50	0+094.60	0+096.70	0+098.70	0+100.70	0+102.70	0+104.70	0+106.70	0+108.70	0+110.70

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

CENTRAL HIDROELECTRICA CHINCHIPE

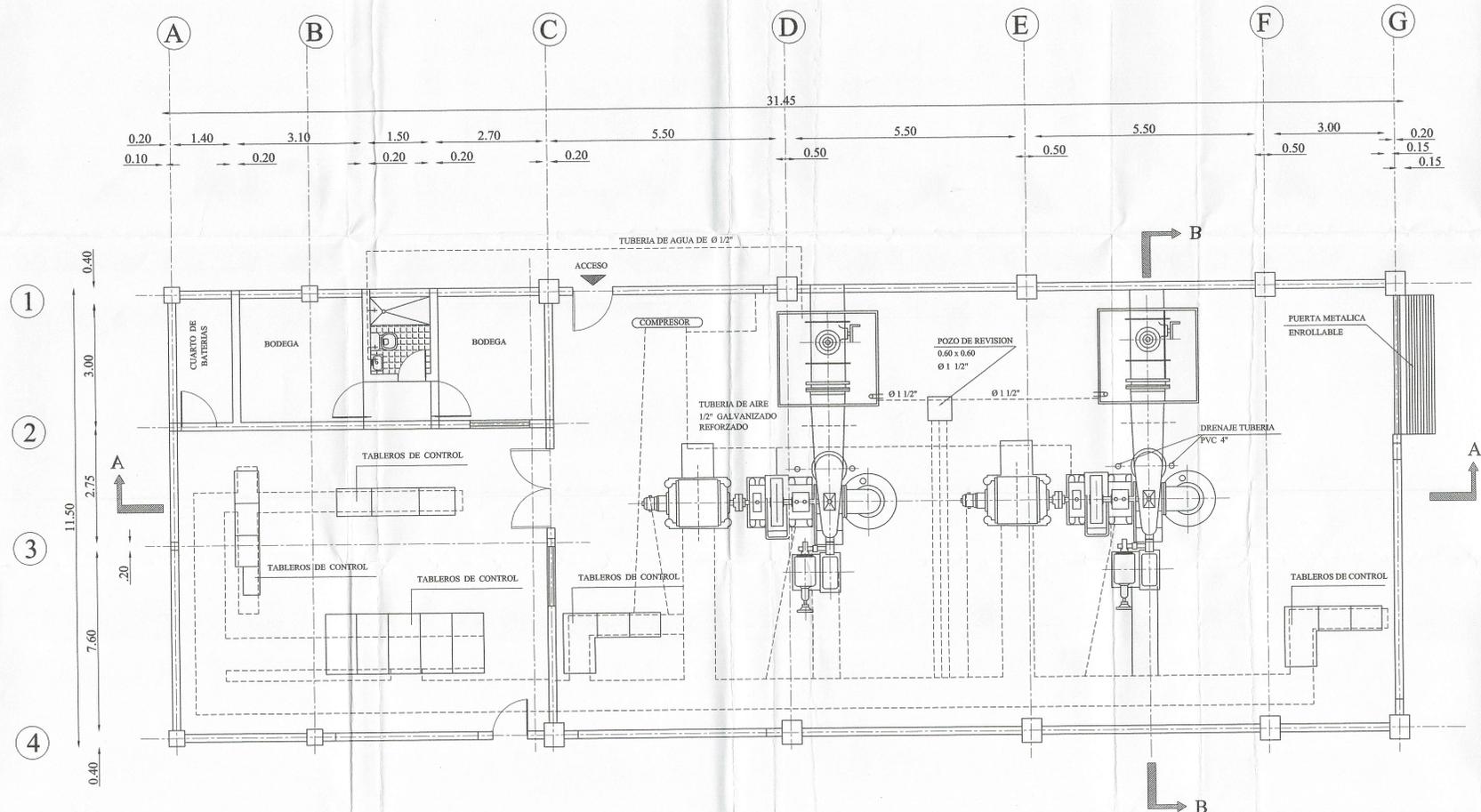
PROYECTO DE TESIS : **CENTRAL HIDROELECTRICA CHINCHIPE**

CONTENIDO : **TUBERIA DE PRESION SEGUNDO TRAMO - RESTITUCION - Y DETALLES**

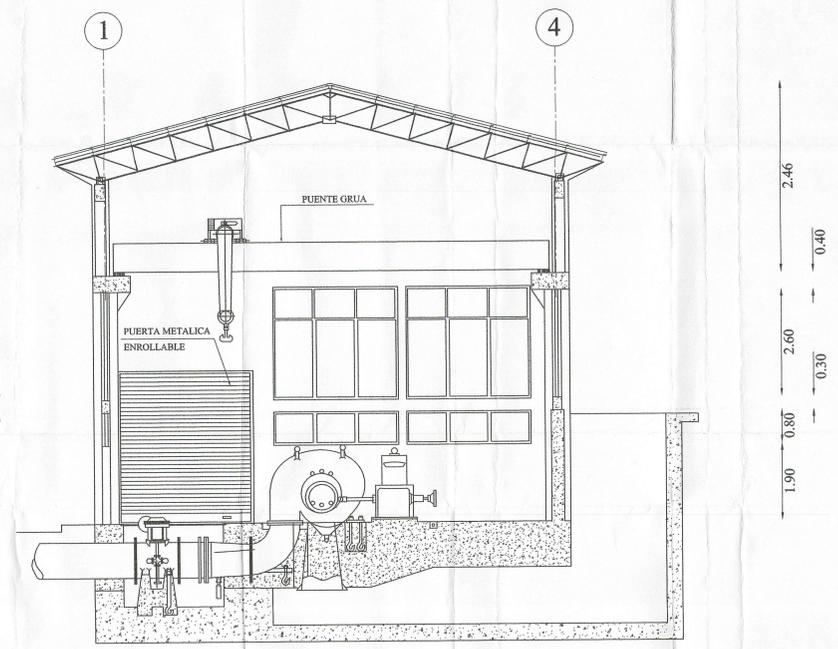
DISENYO : **CUSTAVO VELEZ** DIRECTOR DE TESIS : **ING. JOSE SANCHEZ P.**

DEBIDO : **G. G. A. G.** ESCALA : **INDICADA**

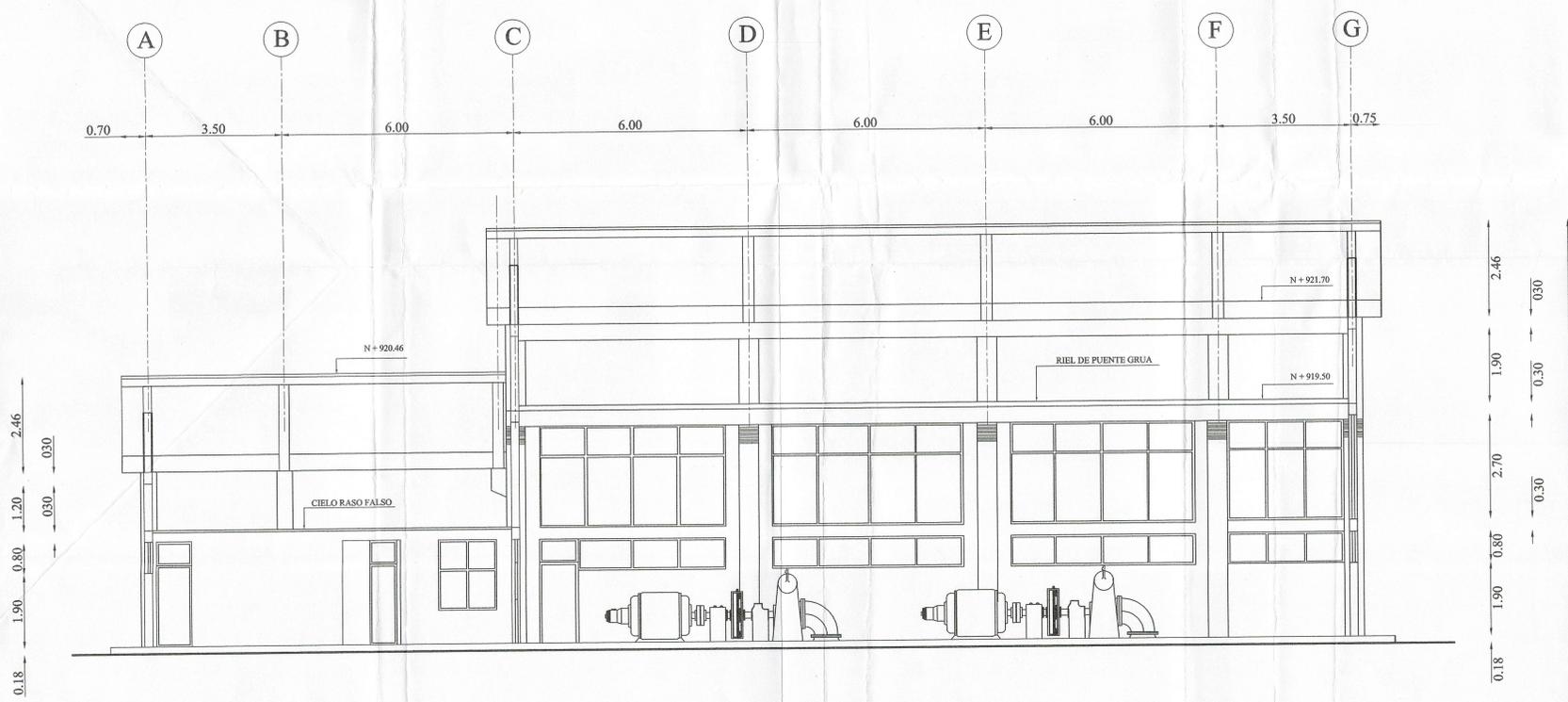
LÁMINA **4/5**



PLANTA
ESC. 1 : 75



CORTE B-B
ESC. 1 : 75



CORTE A-A
ESC. 1 : 75

	UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA	
	PROYECTO DE TESIS : CENTRAL HIDROELECTRICA CHINCHIPE	
	CONTENIDO : CASA DE MAQUINAS	
	DISEÑO : DISEÑO TIPO CEDIDO POR EX-INCECEL	DIRECTOR DE TESIS : DIV. JOSE SANCHEZ P.
	DIBUJO : G. O. A. G.	ESCALA : INDICADA
LÁMINA 5 / 5		