



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA HIDRÁULICA

PROYECTO DE EQUIPAMIENTO HIDROELÉCTRICO DE LA PRESA GENERAL ANDRÉS FIGUEROA, EN EL
ESTADO DE GUERRERO

TESINA

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE
ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA

PRESENTA:
PEDRO PALMA CORTÉS

Director de Tesina:
Ing. Julio Sergio Acosta Rodríguez

Ciudad Universitaria, Cd. Mx.

Diciembre 2016

PROYECTO DE EQUIPAMIENTO
HIDROELÉCTRICO DE LA PRESA GENERAL
ANDRÉS FIGUEROA, EN EL ESTADO DE
GUERRERO

2016

CONTENIDO

OBJETIVO DE LA TESINA	7
INTRODUCCIÓN	8
1. PRESA GENERAL ANDRÉS FIGUEROA	9
1.1. Descripción general de la presa.....	9
1.2. Aspectos físicos generales	10
1.3. Descripción de las obras de la presa.....	13
1.1. Registro histórico de los gastos extraídos.....	19
1.2. Operación de la presa	21
2. PROPUESTA DE APROVECHAMIENTO.....	21
2.1. Análisis hidrológico de la cuenca.....	21
2.2. Gasto aprovechado	26
2.3. Metodología para la obtención del gasto para generación	29
2.4. Operación de la presa considerando el volumen aprovechable	31
2.5. Funcionamiento de vaso	32
3. OPCIONES DE OBRAS CIVILES PARA EL APROVECHAMIENTO	35
3.1. Aprovechando obras actuales de la presa	35
3.2. Construyendo nuevas instalaciones para el proyecto hidroeléctrico	35
1.1. Opción elegida.....	36
1.1. Justificación	36
1.2. Descripción del equipamiento.....	37
2. ANÁLISIS HIDRÁULICO DEL APROVECHAMIENTO.....	38
2.1. Cálculo del diámetro de la tubería.....	39
2.2. Análisis de transitorios.....	41
2.3. Gasto equipado	44
2.4. Características del circuito hidráulico	45
2.5. Pérdidas de carga consideradas	45
2.6. Carga neta disponible.....	48
4.7. Potencia instalable.....	49

4.8. Factor de generación	50
4.9. Factor de planta.....	51
4.10. Elección del tipo y número de unidades.....	52
4.11. Cálculo de la Carga de succión.....	55
4.12. Características del equipo de generación	57
4.13. Dimensionamiento general de la turbina	57
4.14. Dimensionamiento general de la casa de máquinas	61
4.15. Diseño del canal de desfogue	61
4.16. Régimen de operación de la Central Hidroeléctrica	63
4.17. Energía media anual generable	66
5. ASPECTOS SOCIALES DEL PROYECTO	68
6. ASPECTOS AMBIENTALES DEL PROYECTO DE EQUIPAMIENTO.....	69
RESULTADOS	71
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	74
REFERENCIAS	77

Índice de Figuras

Figura 1.1 Vista general de la presa General. Andrés Figueroa. Fuente: Google Earth.	9
Figura 1.2 Accesos a la Presa General Andrés Figueroa. Elaboración propia. Google Earth.	11
Figura 1.3 Esquema de la superficie del Distrito de riego Amuco-Cutzamala abastecida por la Presa General Andrés Figueroa. Elaboración propia Google Earth.	12
Figura 1.4 Esquema del embalse de la Presa General Andrés Figueroa. Elaboración propia Google Earth.	13
Figura 1.5 Esquema de la Cortina de la Presa General Andrés Figueroa. Fuente: Google Earth.....	15
Figura 1.6 Fotografía de la Obra de Control de la Presa General Andrés Figueroa. Fuente: archivo fotográfico propio.	17
Figura 1.7 Esquema de la Obra de excedencia de la Presa General Andrés Figueroa. Fuente: Google Earth.....	17
Figura 1.8 Fotografía del vertedor de abanico en la presa. Fuente: archivo fotográfico propio.	18
Figura 1.9 Esquema de la obra de Control en la Presa Andrés Figueroa. Fuente: Google Earth.	19
Figura 1.10 Arreglo general de la Presa General Andrés Figueroa. Elaboración propia Google Earth.	20
Figura 1.11 Tabla de las extracciones históricas de la Presa General Andrés Figueroa en el periodo comprendido de 1982 al 2013. Fuente: CONAGUA.	20
Figura 2.1 Cuenca de aportación de la presa Andrés Figueroa. Elaboración propia.	22
Figura 2.2 Estaciones climatológicas en la zona de estudio. Elaboración propia Google Earth. Fuente: CONAGUA, SMN.....	24
Figura 2.3 Registros de evaporación obtenidos como lámina de evaporación neta. Fuente: CONAGUA.....	26
Figura 2.4 Tabla de registros hidrométricos en la estación 18277 San Andrés, Gro. Fuente: CONAGUA (Referencia 9).	27
Figura 2.5 Promedio de registros hidrométricos por mes. Elaboración propia.	27
Figura 2.6 Registro histórico de volúmenes en la estación 18277 San Andrés, Gro. (Referencia 9). ..	28
Figura 2.7 Entradas anuales al vaso de la presa Andrés Figueroa. Elaboración propia.	29
Figura 2.8 Política de extracciones del vaso para riego, presa Andrés Figueroa. Fuente: CONAGUA y elaboración propia.....	30
Figura 2.9 Valores de extracción de gasto de la presa en forma mensual. Elaboración propia.	33
Figura 2.10 Política de extracción para generación, según el gasto propuesto de 3.28 m ³ /s. Elaboración propia.	34
Figura 3.1 Opciones posibles de captación de agua para generación en la Presa Andrés Figueroa. Elaboración propia. Google Earth.	36
Figura 3.2 Esquema de solución seleccionado para el equipamiento de la Presa Andrés Figueroa. Elaboración propia. Google Earth.	37

Figura 3.3 Esquema parcial de equipamiento para la presa Andrés Figueroa. Elaboración propia.	38
Figura 2.1 Esquema general de una turbina Francis. Fuente: Referencia 2.	58
Figura 2.2 Carcaza y distribuidor de la turbina Francis seleccionada	59
Figura 2.3 Rodete y tubo de aspiración o succión de la turbina Francis elegida.	60
Figura 2.4 Casa de máquinas ejemplo para obtener las dimensiones con las fórmulas empíricas de Pavlov. Fuente: Referencia 2.	62
Figura 2.5 Resultados de la simulación del régimen de funcionamiento de la planta hidroeléctrica de proyecto.	64
Figura 2.6 Resultados de la simulación del régimen de operación del proyecto hidroeléctrico de equipamiento.	65
Figura 2.7 Resultados de la potencia generada en la simulación del funcionamiento de la planta hidroeléctrica.	65
Figura 2.8 Resultados de la simulación del funcionamiento de la planta hidroeléctrica de proyecto	67
Figura 2.9 Resultados de la energía generada estimada para el proyecto de la planta hidroeléctrica.	67

Índice de Tablas

Tabla 2.1 Estaciones climatológicas cercanas a la presa Andrés Figueroa. Fuente: CONAGUA (Referencia 9).....	23
Tabla 2.2 Valores de precipitación media para la cuenca de aportación de la presa Andrés Figueroa. Elaboración propia.	25
Tabla 2.3 Resultados de los porcentajes de extracción para cada mes. Elaboración propia.	30
Tabla 2.4 Curva Elevaciones-Capacidades-Áreas de la Presa Andrés Figueroa. Fuente: Presas de México (Referencia 4).	31
Tabla 2.1 Accesorios y coeficiente de pérdida de carga en la línea de conducción de la captación a la casa de máquinas.	48
Tabla 2.2 Tabla de velocidad síncrona en función del número de pares de polos. Fuente: Referencia 1.....	53
Tabla 2.3 Tabla para determinar el tipo de turbina en función de la carga de operación y la velocidad específica. Fuente: Referencia 1.	54
Tabla 2.4 Presión vaporización del agua (Referencia 3).	56
Tabla 2.5 Dimensiones de la turbina Francis seleccionada.	59
Tabla 2.6 Dimensiones del rodete y del tubo de aspiración de la turbina Francis seleccionada.	60

AGRADECIMIENTOS

Como un testimonio de gratitud eterna dedico este trabajo de tesina a mis padres Héctor Pedro Palma y Guadalupe Cortés Contreras, por su gran empeño durante toda mi carrera escolar; por su apoyo incondicional y dedicación. A mis hijos Isaac y Julieta Palma Mercado, por su presencia en este mundo y por impulsarme a terminar mi especialización. Ustedes son mi fuerza y mi luz por siempre. A mis hermanos, por sus palabras y sus sonrisas cada día de mi vida.

Agradezco muchísimo el apoyo y la voluntad que me ofreció mi director de tesina para el desarrollo de la misma, al Ing. Julio Sergio Acosta Rodríguez, por sus consejos y compartir conmigo sus años de experiencia en la ingeniería. Asimismo, agradezco el apoyo brindado por mis compañeros de trabajo, los ingenieros Sergio Palafox, Alonso Pérez, Francisco Castro, Ulises Sánchez, Maribel Ramírez, Jorge Colchero, Sheyla Miranda, Fredy Martínez. Al Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería, UNAM. A la Maestra Adriana Cafaggi y Ma. Del Rosio Ruiz. A todos ustedes, mil gracias.

A mis sinodales, un profundo reconocimiento por aceptarme, por los consejos y la ayuda para realizar este trabajo y por ayudarme a titularme. Son ustedes grandes profesores.

Pero sobre todo, gracias a Dios por todas sus bendiciones hacia mi persona, por haber terminado la especialidad, por tener esta gran familia y por haber llegado hasta donde ahora estoy.

OBJETIVO DE LA TESINA

El objetivo de la presente tesina es:

- I. Describir las obras adicionales necesarias para el aprovechamiento del agua extraída de la Presa General Andrés Figueroa, que regula los escurrimientos del río Ajuchitlán, en el estado de Guerrero, para la generación de electricidad.

INTRODUCCIÓN

La propuesta de equipamiento hidroeléctrico de la Presa General Andrés Figueroa es un proyecto que pretende ampliar el aprovechamiento del agua almacenada en la presa para generar energía eléctrica antes de abastecer al distrito de riego.

Se aporta en esta tesina una descripción general de la Presa General Andrés Figueroa y su operación histórica. Se realiza un análisis del registro histórico de las extracciones para riego, pues con base en éste se podrán proyectar las acciones necesarias para la producción de energía eléctrica; esto es, las diferentes obras civiles adicionales sugeridas para alcanzar el objetivo a partir del análisis de propuestas para elegir la más conveniente, con su respectiva justificación.

Una vez seleccionada la opción más adecuada, se describen en forma general sus estructuras y dimensiones obtenidas a partir del cálculo de las características hidráulicas e hidroenergéticas que conlleva el proyecto y sus respectivos fundamentos teóricos. Tal es el caso del tipo de unidades generadoras recomendado, su número, su dimensionamiento, y en general, de toda la casa de máquinas; así como el régimen de operación de la central hidroeléctrica y su energía generable.

Por último se hace mención de los aspectos sociales involucrados en la instalación de la nueva central hidroeléctrica y los aspectos ambientales del proyecto de equipamiento, para la mitigación de todo posible daño producido.

1. PRESA GENERAL ANDRÉS FIGUEROA

1.1. Descripción general de la presa

La presa Gral. Andrés Figueroa (Las Garzas), está situada sobre el río Ajuchitlán o San Pedro, en el sitio con coordenadas geográficas: 100° 31' de longitud oeste y 18° 05' de latitud norte, según el esquema de la Figura 1.1.

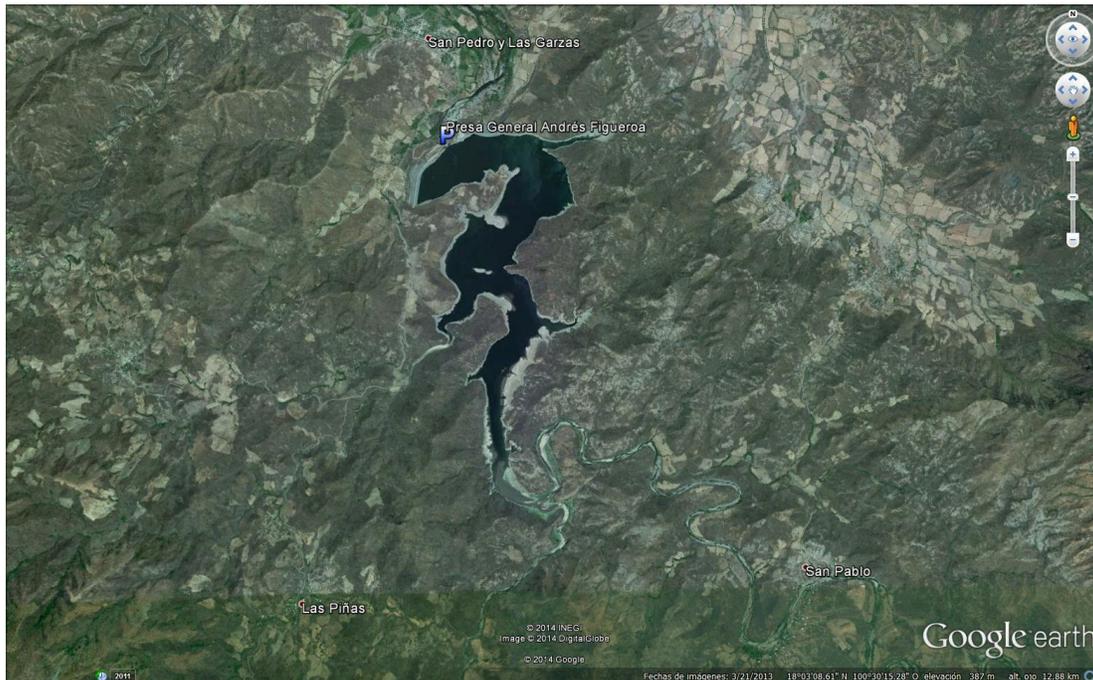


Figura 1.1 Vista general de la presa General. Andrés Figueroa. Fuente: Google Earth.

Al norte colinda con la localidad de San Pedro y Las Garzas, a 1.44 km en línea recta, aproximadamente; al suroeste con la localidad de Las Piñas, a 6.25 km en línea recta y a 7.29 km en línea recta de la localidad de San Pablo, aproximadamente; todas ellas pertenecientes al municipio de Ajuchitlán del Progreso, en el Estado de Guerrero.

1.2. Aspectos físicos generales

La presa se encuentra en la Región Hidrológica No. 18 del Medio Balsas, drena una cuenca de 1,553 km² de superficie localizada en la porción norte del estado de Guerrero; el escurrimiento medio anual es de 564.8 millones de m³, con un mínimo de 300.7 millones de m³ y un máximo de 761.0 millones de m³, según registros hidrométricos del período de 1958 a 1974.

La avenida máxima registrada en el período antes mencionado es de 1,180 m³/s (septiembre de 1967). Presenta un clima cálido subhúmedo con lluvias en verano. Se encuentra entre las isotermas de 26 y 28°C, por lo que le corresponde una temperatura media de 27°C, aproximadamente.

Por otro lado, se encuentra en la Provincia Fisiográfica de la Sierra Madre del Sur y a la subprovincia fisiográfica de Depresión del Balsas. Su sistema de topofomas consiste en Llanura aluvial con lomerío; un relieve perteneciente a la clasificación de valle en prácticamente todo el embalse. Está conformado geológicamente entre las rocas sedimentarias, consistentes en areniscas-conglomerado y el suelo aluvial; con suelos dominantes característicos del regosol, que son suelos muy jóvenes, generalmente resultado del depósito reciente de roca y arena acarreados por el agua, donde son acumulados por los ríos que descienden de la montaña cargados de sedimentos. Su edafología corresponde al tipo regosol calcárico cuya fase física es gravosa de textura media. El uso de suelo y vegetación en la región es selva sin erosión apreciable del tipo selva baja caducifolia, con vegetación secundaria aparente.

Accesos

El acceso a la presa, se puede hacer por las carreteras federales que unen la Ciudad de México, Toluca, Tejupilco, Cd. Altamirano y Ajuchitlán, estas dos últimas en el estado de Guerrero. A partir de Ajuchitlán se recorre una distancia de 14 km hacia el sur, por un camino de terracerías transitable en todo el año, hasta llegar a la cortina de la presa. También por caminos de terracería hacia el norte desde las localidades de San Pablo y Las Piñas. Hacia el oeste desde El Limón de Guadalupe y La Laja y hacia el sur desde San Pedro y Las Garzas. Esto se representa esquemáticamente en la Figura 1.2.

Propósitos de la Presa

La obra tiene un uso principal, éste es el riego de 12,150 ha localizadas aguas abajo de la obra de captación, en el valle de Ajuchitlán que se forma en torno a las localidades de: La Comunidad, Ajuchitlán del Progreso, Villa Nicolás Bravo, Tlapehuala, Corral Falso, Changata y Amuco de la Reforma. Además se tiene una pequeña zona de riego en las localidades de San Pedro y Las Garzas.



Figura 1.2 Accesos a la Presa General Andrés Figueroa. Elaboración propia. Google Earth.

Este almacenamiento opera en forma combinada con una presa derivadora localizada a 6.5 km aguas abajo sobre el río Ajuchitlán, a la altura de la localidad llamada “La Comunidad”.

Los desfogues para riego de la presa Andrés Figueroa se realizan por medio de la llamada obra de control, que se describe más adelante; estos caudales escurren por el río Ajuchitlán que funciona como conducción, hasta la derivadora “La Comunidad”.

Tesina: Proyecto de Equipamiento Hidroeléctrico de la Presa General Andrés Figueroa, en el Estado de Guerrero

La derivadora eleva el nivel del agua y descarga lateralmente por la margen izquierda, a un canal principal que irriga la mayor superficie de la zona de riego, localizada en el valle de Ajuchitlán.

De la derivadora también inicia un canal por margen derecha para el riego de una superficie pequeña localizada en los alrededores de las localidades de El Reparó y Las Palmitas.

Además, directamente de la presa de almacenamiento, se realizan desfogues por la llamada obra de toma, para el riego de otra pequeña superficie de San Pedro y Las Garzas.

En la Figura 1.3 se representa en forma esquemática la superficie de riego abastecida por la presa General Andrés Figueroa.

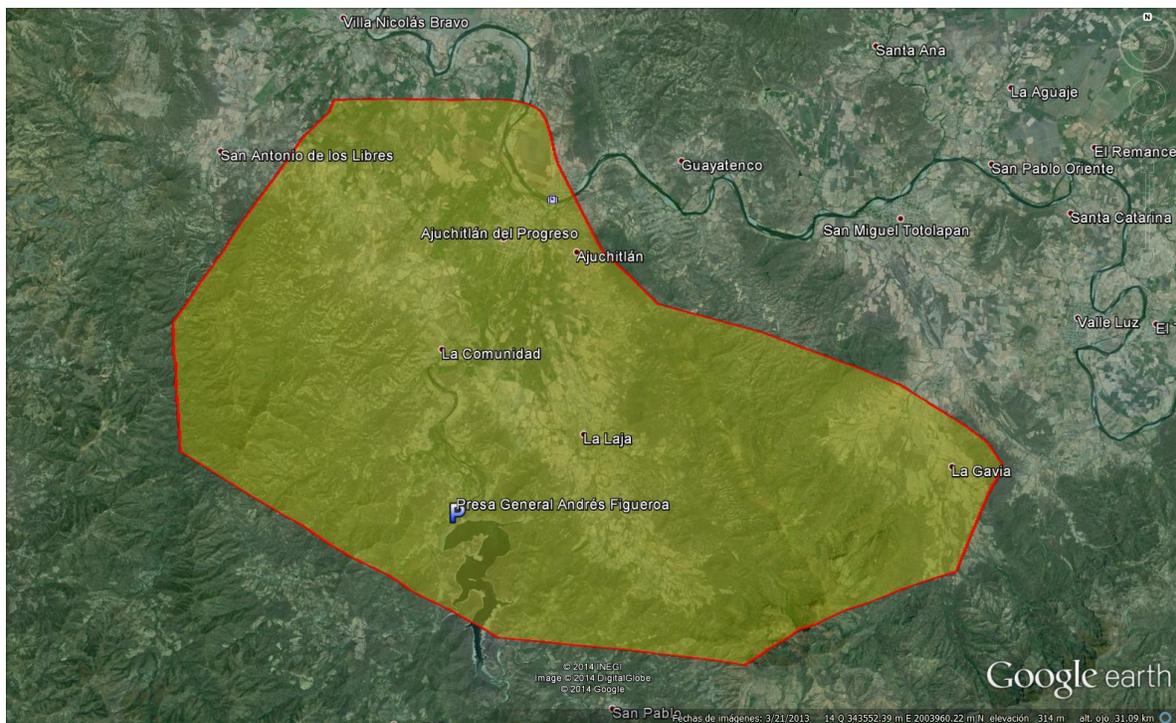


Figura 1.3 Esquema de la superficie del Distrito de riego Amuco-Cutzamala abastecida por la Presa General Andrés Figueroa. Elaboración propia Google Earth.

1.3. Descripción de las obras de la presa

➤ Embalse

El vaso de almacenamiento de la presa se diseñó para contener un volumen de azolves de 16 millones de m³, hasta la elevación 350.00 msnm. La capacidad útil para riego es de 86.50 millones de m³ con una elevación al NAMO de 377.00 msnm. Se tiene un volumen de 20.60 millones de m³ como sobrealmacenamiento para el control de avenidas, con una elevación del NAME de 382.61 msnm. La corona de las estructuras de contención (cortinas y diques) se encuentra a la elevación 385.00 msnm.

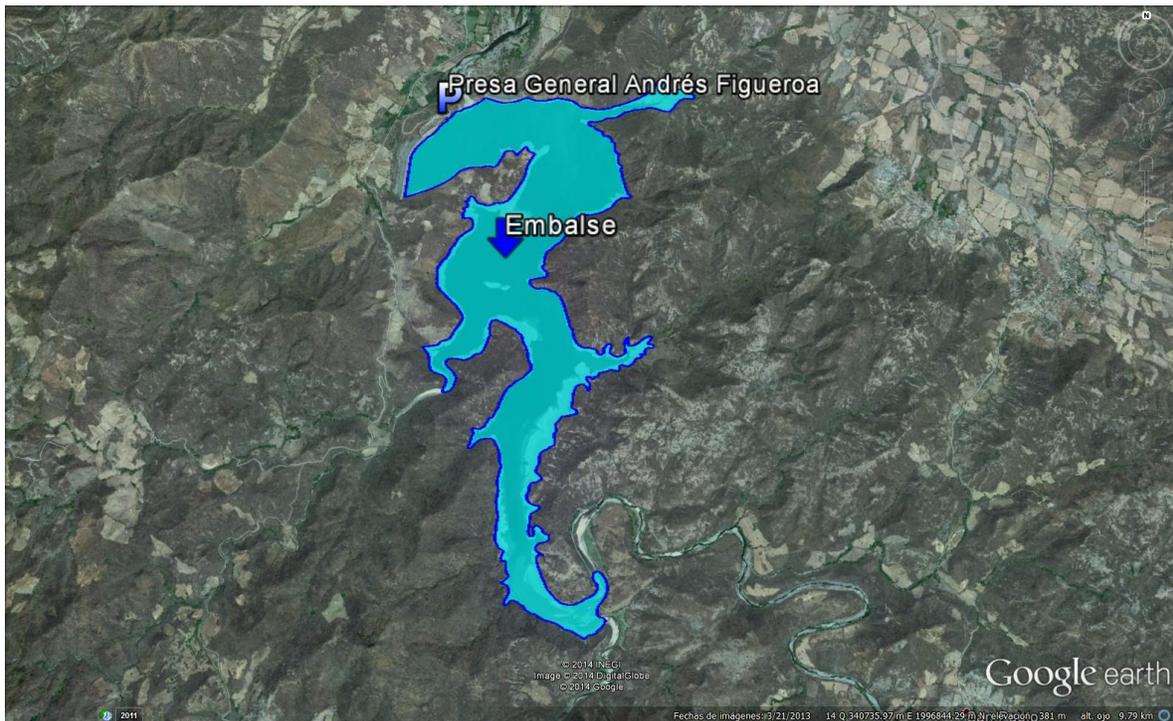


Figura 1.4 Esquema del embalse de la Presa General Andrés Figueroa. Elaboración propia Google Earth.

➤ Cortina

La cortina principal es de materiales graduados con corazón impermeable compactado, filtros de grava y arena y los taludes están protegidos por una chapa de enrocamiento.

Tiene una altura de 72.50 m desde el desplante y 60.0 m a partir del fondo original del río Ajuchitlán, el ancho de la corona es de 10.0 m y su longitud de 425.0 m.

La boquilla está formada por areniscas que afloran sobre la margen izquierda y se prolongan hacia el cauce, donde se encuentran cubiertas por aluviones.

Hacia la margen izquierda se encuentran 3 puertos; los dos más cercanos a la cortina principal están labrados sobre roca andesítica alterada y fracturada; en el puerto más alejado se encontró andesita en las laderas y aluvión en la parte baja.

El dique El Gachupín, localizado en el extremo izquierdo del conjunto de estructuras, cierra el puerto del mismo nombre; es una cortina de materiales graduados con corazón impermeable compactado, filtros de grava y arena y los taludes están protegidos por una chapa de enrocamiento; tiene una altura de 47.50 m desde el desplante, una corona de 10.00 m de ancho y una longitud de 824 m.

El siguiente puerto en dirección hacia la cortina está cerrado por un dique de sección gravedad de concreto, tiene una altura de 41.50 m desde el desplante de la cimentación, una corona de 10.47 m de ancho y una longitud de 220 m; dispone de una galería de inspección. Como se esquematiza en la Figura 1.5.

➤ **Obra de Toma**

La estructura denominada obra de toma tiene por objeto alimentar a un canal para irrigar la zona alta que se localiza en torno a las comunidades de San Pedro y Las Garzas, en la margen izquierda del río Ajuchitlán, muy próximas a la presa Andrés Figueroa.

La obra de toma se integra por una estructura de compuertas alojadas en una lumbrera ubicada sobre el paramento aguas arriba de la sección gravedad. Las compuertas de 1.80 m x 1.80 m (una de servicio y una de emergencia), son operadas desde la parte superior de la lumbrera a la elevación de la corona de la presa.

Al pie de la lumbrera se tiene una estructura de rejillas, el agua pasa por éstas y llega a un conducto de sección cuadrada de 2.0 m de lado, alojado en su primer tramo en el cuerpo de la presa, fuera de la cortina, el conducto sigue bajo un relleno compactado. La longitud total del conducto es de 270.0 m.



Figura 1.5 Esquema de la Cortina de la Presa General Andrés Figueroa. Fuente: Google Earth.

Esta obra maneja una doble función, por un lado el control de las extracciones del agua para riego se lleva a cabo mediante dos compuertas rodantes, una de servicio y la otra de emergencia de 1.80 x 1.80 metros, alojadas dentro de una lumbrera de sección cuadrada; las compuertas son operadas desde una plataforma a la altura de la corona de la cortina de concreto, por elevadores de acción manual y eléctrica. El gasto de diseño es de 16.32 m³/s.

Después de la compuerta de servicio, inicia un conducto de sección cuadrada perpendicular al eje de la cortina de concreto, el cual posteriormente, tiene una deflexión hacia la izquierda; antes de la deflexión, el conducto de la toma pasa a ser una tubería de acero de 91.44 cm (36").

Finalmente, la tubería de acero descarga a una rápida y tanque dissipador de energía el cual logra reducir la carga hidráulica para conducir el agua a un canal de sección trapecial, revestido de concreto.

Al final del canal de descarga que se menciona anteriormente se tienen dos estructuras de control; una constituida por una compuerta deslizante de operación manual que regula los caudales que van hacia la zona de riego alta y antes de éstas, dos compuertas radiales de operación manual que sirven como excedencias del canal y descargan directamente al río.

A continuación, después de la compuerta deslizante, el canal de descarga tiene una deflexión hacia la derecha y termina en una estructura de rejillas donde inicia un sifón invertido de sección circular con diámetro de 61 cm, que permite cruzar la carretera; en la salida del sifón inicia propiamente el canal de riego de la margen izquierda.

La segunda función de la obra de control es actuar como desagüe de fondo como medida de seguridad de la presa cuando, por precaución, se requiere abatir los niveles del embalse. Asimismo, puede funcionar como una obra de toma cuando el nivel en el embalse desciende por debajo del umbral de la obra propia de toma y proporcionar riego al distrito.

➤ **Obra de excedencia**

El puerto más cercano a la izquierda de la cortina principal está ocupado por la obra de excedencias; ésta consiste en un cimacio de cresta libre y planta curva tipo "abanico" de 149.5 m de longitud, que descarga a una rápida de 131.0 m de largo por 50.0 m de ancho; tiene una capacidad de descarga de 4,100 m³/s. La elevación de la cresta vertedora es la 377.00 msnm. El vertedor descarga a una rama del río Ajuchitlán, por medio de una estructura terminal tipo "salto de ski". En la Figura 1.7 se presenta un esquema de esta estructura hidráulica y en la Figura 1.8 una fotografía del vertedor.



Figura 1.6 Fotografía de la Obra de Control de la Presa General Andrés Figueroa. Fuente: archivo fotográfico propio.



Figura 1.7 Esquema de la Obra de excedencia de la Presa General Andrés Figueroa. Fuente: Google Earth.



Figura 1.8 Fotografía del vertedor de abanico en la presa. Fuente: archivo fotográfico propio.

➤ **Obra de control**

La obra de control o desagüe de fondo se aloja en el dique de sección de gravedad, a través de éste se realizan los desfogues al río, que aguas abajo, levanta la derivadora "La Comunidad". Los desfogues se controlan mediante 3 compuertas radiales de 7.0 x 8.0 metros operadas con servomecanismos eléctricos, que pueden descargar un gasto máximo de 1,800 m³/s. El nivel de acceso está a la elevación 346.55 msnm y el NAMINO se encuentra a la elevación 357.80 msnm.

Las descargas tanto de la obra de toma directa como las del vertedor, se realizan al cauce de un arroyo que confluye al río Ajuchitlán por la margen izquierda y que ahora ha ampliado su sección en razón de las descargas propias de la presa. En la Figura 1.9 se presenta un esquema de esta obra hidráulica.



Figura 1.9 Esquema de la obra de Control en la Presa Andrés Figueroa. Fuente: Google Earth.

Por lo que finalmente, la configuración general de la presa como, se encuentra actualmente, se presenta en el esquema de la Figura 1.10.

1.1. Registro histórico de los gastos extraídos

Para el registro histórico de los gastos extraídos de la Presa General Andrés Figueroa, se tienen datos desde el año 1982 hasta el año de 2008 conforme se muestra en la Figura 1.11.

Como se observa en la Figura 1.11, las extracciones de mayor volumen se encuentran registradas en los meses de noviembre a mayo y las menores e incluso nulas en los meses de junio a octubre; por lo que se puede interpretar que en los meses de estiaje (noviembre a mayo) se extrae más agua para continuar con el ciclo vegetativo de los cultivos y de junio a octubre no se extrae nada debido a que se encuentra en la época de lluvias y se permite que las mismas recuperen el nivel del vaso. Asimismo, se tiene un promedio de 53,812.74 miles de m³ anuales.

Tesina: Proyecto de Equipamiento Hidroeléctrico de la Presa General Andrés Figueroa, en el Estado de Guerrero



Figura 1.10 Arreglo general de la Presa General Andrés Figueroa. Elaboración propia Google Earth.

	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	ANUAL
	Millones m ³												
1982-1983	0.00	1.00	3.80	5.65	3.26	12.50	4.73	1.08	0.12	0.00	0.00	0.00	32.14
1983-1984	0.00	0.72	2.30	5.12	3.50	10.50	8.51	3.83	0.10	0.00	0.00	0.00	34.57
1984-1985	0.00	0.99	2.98	5.79	3.30	12.70	4.53	12.89	0.11	0.00	0.00	0.00	43.29
1985-1986	0.00	0.85	2.98	5.70	3.27	1.56	4.79	1.98	0.14	0.00	0.00	0.00	21.27
1986-1987	0.00	0.25	2.59	3.00	3.27	2.59	4.79	3.50	0.14	0.00	0.00	0.00	20.13
1987-1988	0.00	0.65	2.99	6.20	5.21	12.11	8.50	13.26	0.08	0.00	0.00	0.00	49.00
1988-1989	0.00	0.19	2.69	3.53	3.63	3.79	4.79	3.80	0.15	0.00	0.00	0.00	22.56
1989-1990	0.00	3.40	4.03	5.24	10.12	15.81	12.96	5.18	0.64	0.00	0.00	0.00	57.39
1990-1991	0.00	0.58	5.13	10.25	13.52	14.10	10.03	5.01	0.30	0.00	0.40	0.00	59.31
1991-1992	0.00	0.99	2.93	5.07	3.31	11.35	4.57	1.77	0.16	0.00	0.00	0.00	30.15
1992-1993	0.00	0.13	1.43	6.13	6.18	7.42	6.12	2.26	0.00	0.00	0.00	0.00	29.66
1993-1994	0.00	0.17	9.18	7.30	8.21	9.30	7.75	2.63	0.00	0.00	0.00	0.38	44.93
1994-1995	0.00	0.30	4.82	7.70	9.68	9.70	6.00	2.68	0.17	0.00	0.00	0.00	41.05
1995-1996	0.00	3.37	12.05	9.35	13.01	15.03	14.18	7.60	0.00	0.00	0.00	0.00	74.60
1996-1997	0.00	3.00	7.56	10.69	12.27	17.45	16.43	7.89	4.04	0.00	0.00	0.00	79.33
1997-1998	0.68	3.12	8.41	9.46	12.61	14.18	16.11	9.25	1.16	0.00	0.00	0.00	74.97
1998-1999	0.00	2.21	8.04	11.75	13.53	16.52	14.59	9.86	3.68	0.00	0.00	0.00	80.18
1999-2000	0.00	1.55	12.24	12.81	14.02	20.53	11.87	7.00	0.00	0.00	0.00	0.00	80.02
2000-2001	0.94	8.95	10.24	11.26	13.17	15.78	10.93	7.86	1.90	0.00	0.00	0.00	81.02
2001-2002	0.00	0.00	16.05	12.35	15.97	18.03	12.80	8.97	0.00	0.00	0.00	0.00	84.16
2002-2003	0.00	1.21	8.71	11.50	14.76	16.73	13.74	14.20	0.00	0.00	0.00	0.00	80.84
2003-2004	0.00	1.51	2.46	8.47	12.91	15.57	14.23	8.93	0.00	0.00	0.00	0.00	64.09
2004-2005	0.00	3.43	9.78	11.27	10.86	11.00	8.12	3.12	0.00	0.00	0.00	0.00	57.57
2005-2006	0.00	0.00	5.13	9.64	9.64	13.12	10.79	5.54	0.00	0.00	0.00	0.00	53.85
2006-2007	0.00	0.00	5.56	8.45	7.90	9.22	9.77	7.62	1.21	0.00	0.00	0.00	49.73
2007-2008	0.00	1.38	8.46	11.87	13.14	12.72	6.94	0.86	0.00	0.00	0.00	0.00	55.38

Figura 1.11 Tabla de las extracciones históricas de la Presa General Andrés Figueroa en el periodo comprendido de 1982 al 2013. Fuente: CONAGUA.

1.2. Operación de la presa

La fecha de iniciación de operaciones de la presa en estudio fue en enero de 1984, con el riego de 140 hectáreas en la sección de la localidad de San Pedro, con una extracción media anual de 14.2 millones de m³ hasta 1990. El máximo vertido se presentó en septiembre de 1989 con un gasto de 350 m³/s y un tirante de 70 centímetros sobre la cresta del vertedor de abanico, según datos de la última información disponible. Se encontraron pequeñas filtraciones en el dique.

Asimismo, se han presentado pequeños asentamientos en la cortina y en los taludes del dique en ambos lados, no se han presentado movimientos en otras direcciones. Existen agrietamientos en la corona de la cortina y también fisuras que se presentaron a lo largo de la corona, se formaron en el revestimiento a causa de que el material no cumplió con la granulometría adecuada. En la galería de drenaje existe también una pequeña grieta. Hasta la fecha no ha habido ninguna alteración por causa de sismos (*Referencia 4*).

2. PROPUESTA DE APROVECHAMIENTO

2.1. Análisis hidrológico de la cuenca

Para estudiar propuestas para el aprovechamiento hídrico se debe realizar un estudio hidrológico a detalle de la cuenca de aportación a la presa Andrés Figueroa, tema que sale de los alcances de esta tesina. Estos estudios ya se realizaron, por lo que se presentan los resultados obtenidos y que le dan fundamento a los gastos aprovechables que se pueden obtener de este cuerpo de agua.

Geográficamente, la cuenca de aportación de la presa Andrés Figueroa se encuentra enmarcada entre las coordenadas 17° 30' 26.74'' y 18° 05' 09.50'' de Latitud norte y 100° 13' 24.34'' y 100° 36' 20.84'' Longitud oeste. La cuenca tiene un área de 1,578.54 km². Como se representa en la Figura 2.1.

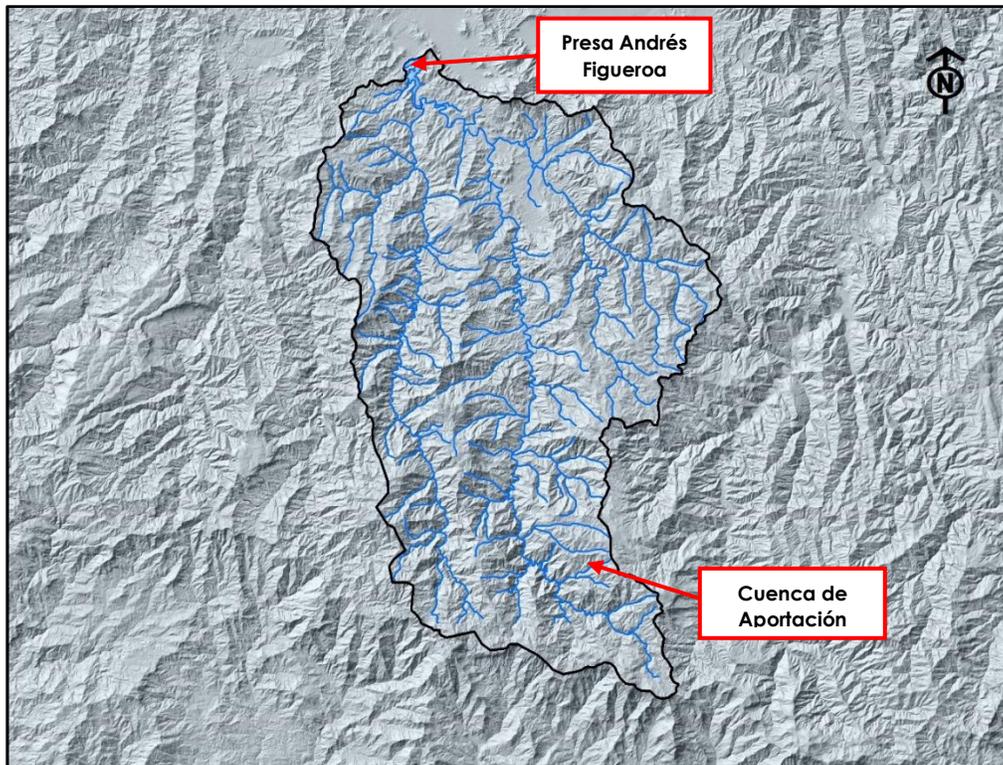


Figura 2.1 Cuenca de aportación de la presa Andrés Figueroa. Elaboración propia.

➤ **Corriente principal**

La corriente principal se origina en la altitud 2,614 msnm, aproximadamente. Discurre en dirección sureste a noroeste, con una longitud aproximada de 111.21 km.

➤ **Pendiente media**

La velocidad de propagación de las ondas de avenida y la capacidad para el transporte de sedimentos se relacionan con las características hidráulicas del escurrimiento, en particular, con la pendiente media del cauce principal. Por lo que al aplicar el criterio de Taylor-Schwartz, se llegó a una pendiente media del 1%.

➤ **Tiempo de concentración**

El tiempo de concentración en cualquier corriente se define como el tiempo que tarda una gota de agua en viajar desde el punto más alejado de la cuenca hasta el sitio de interés.

Para estimar el tiempo de concentración se pueden aplicar diversas metodologías que permiten calcular dicho tiempo. Entre éstas destacan la de Rowe, Kirpich y Soil Conservation Service SCS. Con las cuales se llegó a un tiempo de 15.9 horas.

➤ **Registro histórico de lluvias**

Los registros históricos fueron obtenidos de la base de datos de CONAGUA, del Banco Nacional de datos de Aguas Superficiales (BANDAS) y consisten en datos de lluvias mensuales medidas con pluviómetro, lluvias máximas y evaporación. La ubicación de las estaciones climatológicas se representa en la Figura 2.2.

En la siguiente tabla se muestran las principales características de las estaciones climatológicas que fueron analizadas.

Clave	Estación	Estado	Coordenadas		Altitud m.s.n.m	Periodo de registro	Años de registro
			Latitud	Longitud			
12140	San Antonio Tejas	Guerrero	17° 43' 25''	100°52'30''	1,900	(1961-2010)	49
12009	Arroyo Frio	Guerrero	17° 24' 52''	100°36'25''	290	(1965-2011)	46
12077	Santa Fe	Guerrero	18° 06' 08''	100°40'32''	500	(1963-2011)	48
12079	Santo Domingo	Guerrero	17° 20' 07''	100°21'12''	650	(1961-2010)	49
12089	Tlacotepec	Guerrero	17° 47' 23''	099°58'35''	1,539	(1948-2011)	63
12083	Tehuahueta	Guerrero	17° 49' 43''	100°23'15''	950	(1965-2011)	46
12086	Tepetitla	Guerrero	17° 13' 00''	100° 06'44''	426	(1962-2011)	49
12211	Nancintla	Guerrero	17° 44' 52''	100°12'10''	960	(1980-2011)	31
12225	Presa Andrés Figueroa	Guerrero	18° 04' 24''	100° 30'41''	387	(1982-2011)	29
12138	Ajochitlan	Guerrero	18° 09' 15''	100°30'00''	280	(1972-2011)	39

Tabla 2.1 Estaciones climatológicas cercanas a la presa Andrés Figueroa. Fuente: CONAGUA (Referencia 9).

Tesina: Proyecto de Equipamiento Hidroeléctrico de la Presa General Andrés Figueroa, en el Estado de Guerrero

Año\Meses	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	oct	Nov	Dic	Acum. Anual
1984	2.54	0.69	0.16	0.14	74.83	214.01	337.35	219.88	374.19	33.64	11.60	8.69	1277.7
1985	0.64	6.89	3.92	4.10	27.11	274.97	268.28	342.28	141.06	202.33	29.04	3.74	1304.3
1986	0.00	0.64	0.04	7.28	33.94	132.13	181.89	183.74	118.38	153.49	3.44	45.06	860.0
1987	0.05	5.83	0.10	20.10	18.51	236.21	200.18	253.29	330.65	19.80	2.33	0.13	1087.2
1988	0.00	0.12	43.63	0.00	0.00	173.91	294.45	246.50	181.77	156.28	0.90	2.22	1099.8
1989	0.01	0.00	0.00	0.00	6.53	142.10	252.70	200.16	371.03	189.27	12.53	12.69	1187.0
1990	1.69	0.40	1.86	2.33	52.79	263.66	197.49	235.45	259.90	135.06	8.94	1.00	1160.6
1991	0.00	0.00	0.00	0.00	13.75	220.03	192.69	170.29	319.09	114.21	23.38	0.00	1053.4
1992	102.88	17.15	0.00	0.00	27.21	103.31	277.41	379.61	268.01	101.80	6.13	3.90	1287.4
1993	3.24	22.20	0.00	0.00	9.77	348.04	437.37	278.07	386.06	250.35	20.77	0.03	1755.9
1994	0.00	0.00	0.00	0.10	28.61	184.33	157.80	265.04	278.82	237.14	37.06	45.38	1234.3
1995	1.42	0.00	0.00	0.00	70.80	186.64	186.81	264.53	264.21	70.38	35.33	46.31	1126.4
1996	0.00	0.00	1.21	0.00	59.82	253.48	203.29	267.99	192.13	169.90	9.59	44.12	1201.5
1997	0.55	1.04	1.64	1.76	9.31	146.38	123.95	134.35	136.40	74.69	14.80	21.21	666.1
1998	6.68	9.65	5.70	1.72	0.71	219.76	432.97	501.18	343.13	168.58	15.16	0.00	1705.2
1999	0.00	0.00	0.87	0.00	6.17	213.13	97.59	371.54	164.62	103.53	0.99	0.00	958.4
2000	0.00	0.00	6.92	0.00	50.31	221.87	212.84	262.71	130.81	54.51	0.96	2.22	943.1
2001	0.98	1.94	23.83	2.90	47.74	246.21	277.12	293.79	92.46	41.70	1.35	1.18	1031.2
2002	14.04	9.24	1.10	0.91	42.61	310.37	217.05	163.55	322.69	76.53	91.46	2.43	1252.0
2003	1.43	0.00	0.00	0.14	55.99	237.12	248.32	318.80	315.49	90.98	0.00	0.00	1268.3
2004	5.21	0.00	0.75	0.00	87.64	357.77	449.80	527.36	278.80	84.74	2.95	0.30	1795.3
2005	7.34	0.00	0.84	0.28	0.00	171.45	229.70	328.00	235.71	90.75	1.06	0.00	1065.1
2006	0.00	0.00	0.00	0.00	54.56	259.47	256.14	267.88	296.33	157.12	39.91	0.07	1331.5
2007	1.30	0.00	0.00	0.07	11.68	139.36	141.35	188.23	186.79	49.99	6.44	0.03	725.2
2008	0.00	0.00	0.00	0.00	12.20	143.21	184.60	284.81	539.27	60.01	0.00	0.00	1224.1
2009	0.34	0.33	0.00	1.81	49.17	129.98	166.85	228.53	356.00	53.20	5.65	15.91	1007.8
2010	12.74	159.96	0.00	0.00	0.06	86.58	278.83	502.43	204.71	0.50	0.09	0.00	1245.9
2011	0.00	0.00	0.11	3.68	28.87	233.12	257.88	258.52	236.86	79.54	13.65	10.38	1122.6
MEDIA MENS (mm)	5.82	8.43	3.31	1.69	31.45	208.88	241.53	283.52	261.62	107.86	14.13	9.54	1,177.77

Tabla 2.2 Valores de precipitación media para la cuenca de aportación de la presa Andrés Figueroa. Elaboración propia.

Con la lluvia acumulada anual se determina la precipitación media anual, la cual resulta de 1,177.77 mm.

➤ **Evaporación media mensual en la cuenca en estudio**

El conocer el valor de la evaporación es de utilidad para involucrar éste en la simulación de funcionamiento de vaso como una pérdida de volumen de agua. Partiendo del hecho de que es necesario conocer la evaporación en el sitio del vaso de almacenamiento, se utilizó la información de la estación climatológica “12225 – Presa Andrés Figueroa”, ya que ésta se encuentra ubicada en el vaso de almacenamiento y cuenta con información de evaporación para el periodo analizado. En la Figura 2.3 se muestran los resultados de evaporación neta.

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1984	148.12	179.13	231.21	258.37	233.59	138.11	124.67	115.85	96.04	122.15	139.30	154.35
1985	155.68	148.61	228.27	231.14	217.49	135.45	140.42	138.04	116.13	118.09	127.18	127.47
1986	162.33	169.37	222.32	222.39	178.50	151.06	132.44	126.00	100.52	120.19	122.99	128.80
1987	151.97	155.89	218.96	217.56	228.34	151.20	123.06	127.96	126.07	133.91	136.92	135.87
1988	156.52	176.40	168.14	204.75	201.39	148.00	119.54	114.84	106.79	96.04	107.31	82.04
1989	157.14	166.53	207.03	231.15	223.25	151.94	142.14	120.40	99.71	96.04	107.31	82.04
1990	100.19	70.56	155.50	177.84	180.15	134.04	102.90	124.53	101.15	109.34	108.36	128.59
1991	132.93	155.57	213.24	224.23	207.82	149.91	125.53	127.41	75.46	96.71	97.06	108.07
1992	79.29	112.07	187.10	163.56	183.88	145.74	141.40	124.61	104.65	63.63	77.23	73.83
1993	95.28	120.12	204.87	169.51	215.50	188.37	122.50	113.19	106.75	91.49	100.45	119.34
1994	94.02	116.55	195.86	207.56	242.06	169.40	120.89	129.43	103.93	106.32	96.32	94.44
1995	82.37	118.78	204.86	196.62	206.71	145.32	135.66	110.11	107.94	89.43	110.83	99.75
1996	122.10	114.24	146.53	159.19	221.42	130.56	136.40	120.80	119.08	110.94	94.42	83.33
1997	78.46	104.34	134.89	144.57	152.70	196.96	150.99	166.59	105.36	100.30	94.01	101.29
1998	147.75	164.61	134.36	158.75	175.06	117.91	142.00	107.22	91.89	93.86	67.58	73.35
1999	70.26	90.92	141.83	148.90	153.24	116.42	92.17	85.42	73.24	74.25	79.77	77.90
2000	128.92	140.48	192.82	220.35	189.80	146.48	150.51	126.98	114.43	128.23	129.42	120.47
2001	123.27	138.11	191.45	203.33	209.14	154.83	121.38	123.61	102.47	125.16	107.66	106.72
2002	103.99	116.51	161.51	171.52	176.42	130.61	113.69	106.17	90.08	88.74	90.82	90.02
2003	85.54	115.68	150.34	178.40	168.37	102.98	101.59	107.56	103.77	71.69	73.50	65.79
2004	117.48	133.10	175.50	171.71	193.75	138.07	131.05	124.12	113.94	112.03	106.61	109.54
2005	117.94	133.88	175.97	199.75	199.23	115.47	129.67	114.91	103.35	106.74	139.36	108.63
2006	129.46	136.28	193.67	200.83	197.70	105.22	121.69	112.41	103.76	87.24	76.31	94.89
2007	111.84	129.98	173.82	203.88	196.05	148.19	108.33	95.14	97.96	93.72	96.39	93.51
2008	117.87	136.40	172.68	174.99	181.95	172.89	105.04	109.24	87.59	85.88	87.61	93.15
2009	99.43	118.80	153.19	189.84	192.06	166.46	144.89	121.08	106.56	80.32	85.82	82.09
2010	86.10	90.98	154.76	184.67	202.56	151.13	112.53	96.54	85.41	105.02	90.73	84.87
2011	103.17	121.85	161.27	189.27	184.22	169.23	128.70	117.96	99.92	110.39	100.39	99.11
Media (mm)	116.41	131.28	180.43	193.02	196.87	145.43	125.78	118.15	101.57	100.64	101.85	100.69

Figura 2.3 Registros de evaporación obtenidos como lámina de evaporación neta. Fuente: CONAGUA.

2.2. Gasto aprovechado

Cualquiera que sea el tipo y capacidad del aprovechamiento hidroeléctrico el primer paso del análisis establece la recopilación de la información disponible en cuanto a hidrología, lo cual ya se realizó anteriormente. Los registros de estaciones hidrométricas cercanas al sitio de estudio aportan datos muy importantes para el análisis de caudales y su tratamiento probabilístico.

Tesina: Proyecto de Equipamiento Hidroeléctrico de la Presa General Andrés Figueroa, en el Estado de Guerrero

Para este caso en particular del aprovechamiento en la Presa Andrés Figueroa, la estación hidrométrica más cercana al sitio es la 18277 San Andrés que se localizaba en lo que ahora es el vaso de la presa. Su información se obtuvo de la base de datos "BANCO NACIONAL DE DATOS DE AGUAS SUPERFICIALES (CONSULTA DE DATOS HIDROMÉTRICOS, DE SEDIMENTOS Y VASOS. BANDAS) de la CONAGUA".

Los registros históricos de la estación abarcan desde 1958 a 1981, con un total de 288 meses en este periodo con datos, como se muestra en la Figura 2.4.

ESTACIÓN 18277 SAN ANDRÉS, GUERRERO						ESCURRIMIENTO MENSUAL (Miles de m ³)						ANUAL	
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV		DIC
1958	61,094.78	10,844.01	6,162.37	2,975.86	88,685.73	36,214.91	207,669.10	96,837.81	264,817.50	141,258.10	112,622.10	35,046.45	88,685.73
1959	19,216.71	10,131.10	6,804.43	7,008.46	10,015.47	41,598.14	63,132.32	145,890.70	86,785.40	153,178.00	44,356.69	22,819.89	50,911.44
1960	13,931.56	8,439.78	7,148.46	4,795.68	6,127.43	19,246.60	63,865.80	129,853.10	150,791.80	87,744.34	39,172.77	17,713.50	45,735.90
1961	10,818.50	6,881.67	5,183.25	3,138.75	2,497.55	36,605.16	145,478.00	127,102.90	220,524.50	50,088.00	124,875.00	27,729.07	63,410.20
1962	14,015.03	7,509.31	5,013.32	3,811.87	6,376.66	13,863.22	33,559.62	100,866.20	196,640.90	106,113.80	33,726.32	15,044.92	44,711.76
1963	10,650.42	7,071.62	5,464.58	3,314.84	4,488.70	10,981.11	49,231.57	159,406.30	154,843.10	139,410.40	31,709.28	15,640.63	49,351.05
1964	14,082.09	6,664.96	3,890.86	3,107.19	2,937.87	27,474.09	134,017.7	119,110.10	264,173.00	60,445.78	25,060.38	15,708.77	49,332.28
1965	10,881.32	7,365.99	4,860.48	3,180.57	5,151.97	12,036.40	61,354.65	169,042.60	100,806.60	85,632.04	18,079.89	11,641.44	40,836.16
1966	7,505.18	4,414.56	3,739.35	4,902.51	5,114.26	38,247.35	71,292.66	80,579.88	128,349.90	62,807.84	21,669.93	13,660.65	36,857.01
1967	32,021.97	8,131.68	5,000.65	3,445.41	4,564.53	27,321.37	63,578.87	113,763.40	323,070.30	129,002.10	27,786.84	17,077.33	62,897.04
1968	11,453.86	7,882.39	6,906.94	4,748.25	10,872.54	29,454.58	46,194.82	87,830.07	152,266.90	111,551.50	24,268.64	14,289.01	42,309.96
1969	8,496.62	4,788.63	3,821.79	2,504.12	1,913.91	6,385.66	45,693.21	153,390.30	212,953.90	63,001.95	18,998.64	10,541.88	44,374.22
1970	7,056.30	4,624.47	3,315.52	2,009.52	1,609.36	29,062.48	81,826.93	158,566.40	246,036.20	95,793.10	23,393.71	12,770.99	55,505.42
1971	9,306.83	5,390.88	4,708.48	3,784.07	2,642.26	15,633.58	42,229.24	69,901.70	141,365.70	122,942.50	26,408.57	13,539.79	38,154.47
1972	7,976.66	4,799.47	3,628.81	3,174.54	3,049.77	25,868.38	44,638.03	56,893.94	93,656.23	33,958.27	14,735.11	8,353.13	25,061.03
1973	5,724.35	3,918.77	3,070.04	3,713.16	3,565.11	59,881.25	76,983.72	127,530.20	204,389.50	105,000.60	30,611.28	15,045.20	53,286.10
1974	11,972.19	7,409.29	5,687.87	3,707.33	4,238.70	44,103.32	59,736.48	49,163.19	152,063.50	38,076.64	18,146.60	10,398.45	33,725.30
1975	9,175.85	5,606.89	3,924.19	2,483.88	7,193.09	43,365.07	56,147.45	104,230.20	140,946.40	35,918.69	16,211.12	10,096.19	36,274.92
1976	7,242.62	4,739.70	3,204.19	2,401.03	2,112.67	15,392.29	53,630.27	65,036.44	70,919.49	251,646.50	29,735.67	19,648.52	43,809.12
1977	11,421.63	6,356.00	4,605.20	2,987.49	6,190.21	51,968.93	47,095.98	111,568.50	60,778.79	25,993.13	12,387.93	9,160.02	29,209.48
1978	5,705.33	3,525.18	2,834.34	1,456.02	1,779.63	26,591.81	78,947.98	79,924.95	159,364.20	122,886.60	20,342.94	12,871.35	43,019.19
1979	7,792.76	4,595.20	2,920.44	2,202.66	1,827.90	9,581.49	52,270.12	58,185.34	132,672.90	21,919.68	10,231.34	6,954.15	25,929.50
1980	46,720.92	26,439.77	4,736.81	3,158.07	3,872.94	17,951.06	54,171.33	99,815.14	136,370.50	53,256.99	17,480.12	9,017.17	39,415.90
1981	7,804.41	4,413.94	3,034.47	2,175.37	1,299.68	73,214.18	197,012.70	148,708.60	150,075.20	143,438.90	41,293.01	18,215.28	65,890.48

Figura 2.4 Tabla de registros hidrométricos en la estación 18277 San Andrés, Gro. Fuente: CONAGUA (Referencia 9).

Entradas promedio mensuales en miles de m³:

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
ENTRADAS PROMEDIO	14,669.50	7,164.39	4,569.45	3,341.11	7,838.66	29,668.43	73,727.86	108,883.25	164,360.93	93,377.73	32,637.66	15,124.32	46,280.28

Figura 2.5 Promedio de registros hidrométricos por mes. Elaboración propia.

De la información recabada en los registros, se muestran los promedios históricos mensuales de entradas totales al vaso, observándose un incremento importante en la época de avenidas.

El escurrimiento medio mensual es de 45.91 millones de m³; por lo que anualmente se tendría un escurrimiento medio de 550.9025 millones de m³. Además, muestra los meses con mayor incidencia de escurrimiento superficial, siendo éste un indicativo importante del régimen de la cuenca. Esto se presenta en la siguiente figura.

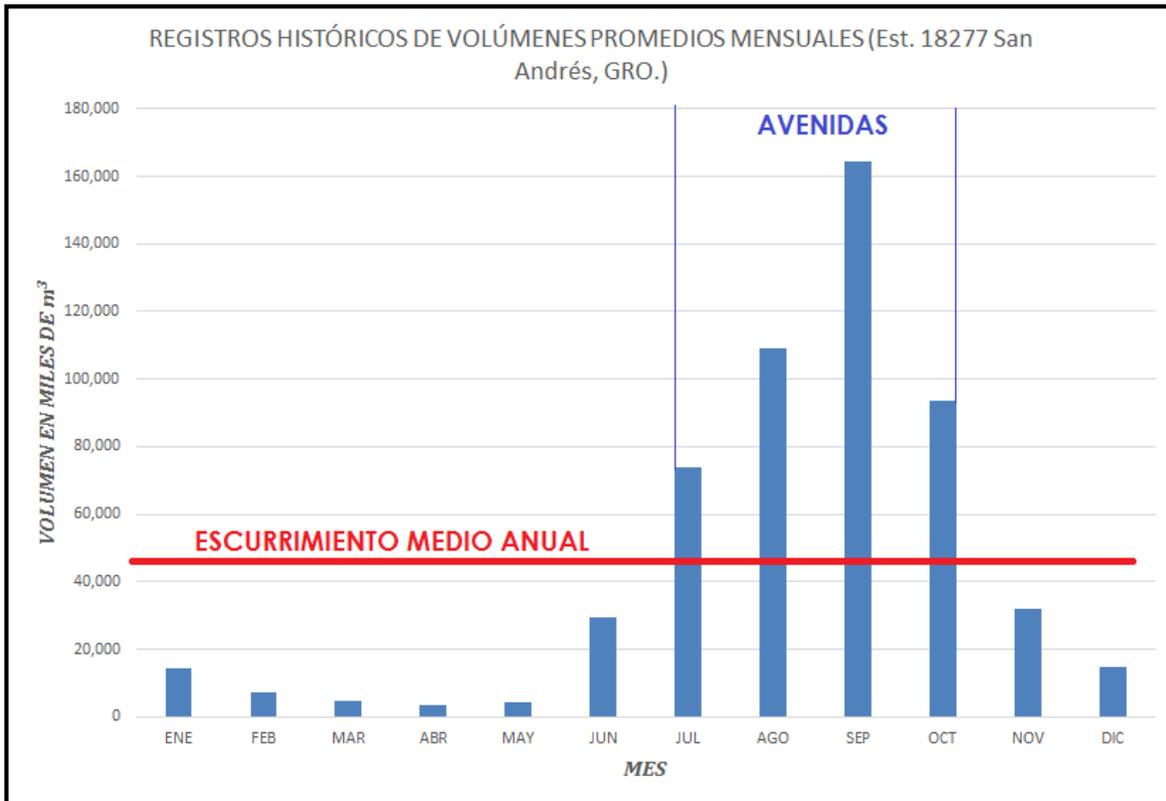


Figura 2.6 Registro histórico de volúmenes en la estación 18277 San Andrés, Gro. (Referencia 9).

De la serie cronológica de los datos de volúmenes de agua (ver tabla 2.4) se obtuvieron los parámetros estadísticos, mensuales y anuales, plasmados en la Figura 2.5.

Finalmente, en la Figura 2.7 se indican las entradas anuales al vaso (barras) y el promedio de las mismas (línea roja). Los valores por encima de la línea roja (promedio de entradas corresponden a años húmedos; por ejemplo 1958, 1961, 1981, etc.). Y los que se encuentran por debajo, años secos; por ejemplo los presentados desde el año 1971 a 1980.

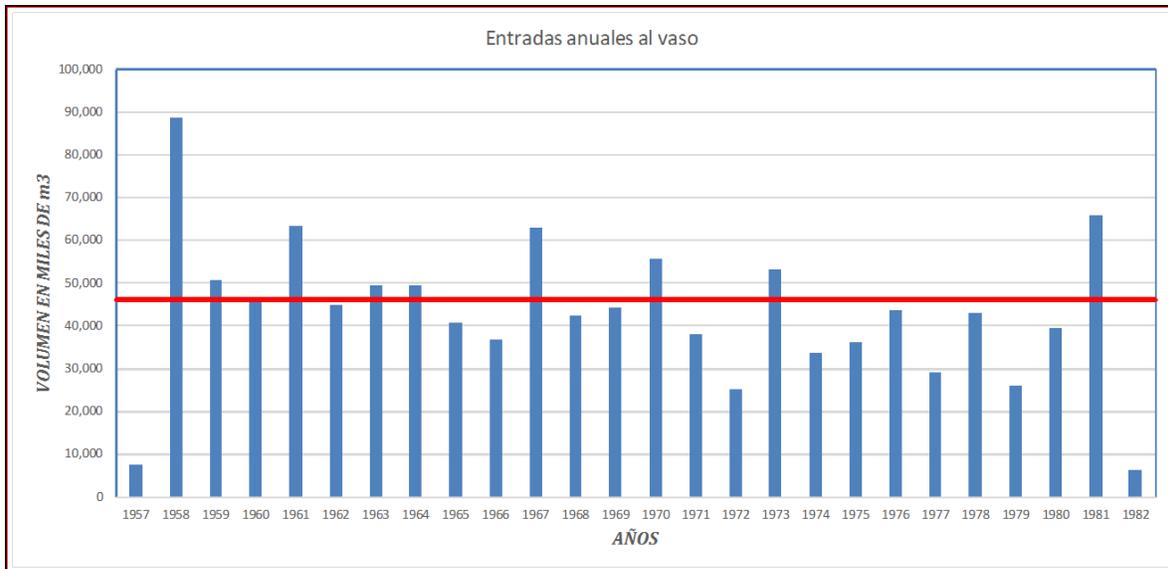


Figura 2.7 Entradas anuales al vaso de la presa Andrés Figueroa. Elaboración propia.

2.3. Metodología para la obtención del gasto para generación

Para obtener el gasto potencialmente disponible de la presa Andrés Figueroa, se propone un volumen de extracción de agua para generación, a partir de la política de extracción para riego ya establecida. Es decir, existen meses donde la extracción para riego es nula: julio, agosto, septiembre y octubre, que representa la temporada de avenidas; con estas condiciones se puede obtener el 100% de extracción de agua para generación, y al mismo tiempo existe acumulación de agua en la presa, como se observa en los registros históricos (ver Figura 2.4 y 2.6).

Para obtener los porcentajes de extracción para los demás meses, se procedió como sigue:

- Se calculó un promedio de las extracciones por mes para todos los años. El mayor volumen es en marzo, con 12.9 Millm³ extraídos, que representan el 100%.
- Se calcularon los porcentajes de los demás meses con la siguiente fórmula: $\%Vol.mes = 1 - (Vol.mes / Vol.marzo)$, como se muestra en la Figura 2.8.

Tesina: Proyecto de Equipamiento Hidroeléctrico de la Presa General Andrés Figueroa, en el Estado de Guerrero

	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	ANUAL	
	Millones m ³													
1982-1983	0.00	1.00	3.80	5.65	3.26	12.50	4.73	1.08	0.12	0.00	0.00	0.00	32.14	
1983-1984	0.00	0.72	2.30	5.12	3.50	10.50	8.51	3.83	0.10	0.00	0.00	0.00	34.57	
1984-1985	0.00	0.99	2.98	5.79	3.30	12.70	4.53	12.89	0.11	0.00	0.00	0.00	43.29	
1985-1986	0.00	0.85	2.98	5.70	3.27	1.56	4.79	1.98	0.14	0.00	0.00	0.00	21.27	
1986-1987	0.00	0.25	2.59	3.00	3.27	2.59	4.79	3.50	0.14	0.00	0.00	0.00	20.13	
1987-1988	0.00	0.65	2.99	6.20	5.21	12.11	8.50	13.26	0.08	0.00	0.00	0.00	49.00	
1988-1989	0.00	0.19	2.69	3.53	3.63	3.79	4.79	3.80	0.15	0.00	0.00	0.00	22.56	
1989-1990	0.00	3.40	4.03	5.24	10.12	15.81	12.96	5.18	0.64	0.00	0.00	0.00	57.39	
1990-1991	0.00	0.58	5.13	10.25	13.52	14.10	10.03	5.01	0.30	0.00	0.40	0.00	59.31	
1991-1992	0.00	0.99	2.93	5.07	3.31	11.35	4.57	1.77	0.16	0.00	0.00	0.00	30.15	
1992-1993	0.00	0.13	1.43	6.13	6.18	7.42	6.12	2.26	0.00	0.00	0.00	0.00	29.66	
1993-1994	0.00	0.17	9.18	7.30	8.21	9.30	7.75	2.63	0.00	0.00	0.00	0.38	44.93	
1994-1995	0.00	0.30	4.82	7.70	9.68	9.70	6.00	2.68	0.17	0.00	0.00	0.00	41.05	
1995-1996	0.00	3.37	12.05	9.35	13.01	15.03	14.18	7.60	0.00	0.00	0.00	0.00	74.60	
1996-1997	0.00	3.00	7.56	10.69	12.27	17.45	16.43	7.89	4.04	0.00	0.00	0.00	79.33	
1997-1998	0.68	3.12	8.41	9.46	12.61	14.18	16.11	9.25	1.16	0.00	0.00	0.00	74.97	
1998-1999	0.00	2.21	8.04	11.75	13.53	16.52	14.59	9.86	3.68	0.00	0.00	0.00	80.18	
1999-2000	0.00	1.55	12.24	12.81	14.02	20.53	11.87	7.00	0.00	0.00	0.00	0.00	80.02	
2000-2001	0.94	8.95	10.24	11.26	13.17	15.78	10.93	7.86	1.90	0.00	0.00	0.00	81.02	
2001-2002	0.00	0.00	16.05	12.35	15.97	18.03	12.80	8.97	0.00	0.00	0.00	0.00	84.16	
2002-2003	0.00	1.21	8.71	11.50	14.76	16.73	13.74	14.20	0.00	0.00	0.00	0.00	80.84	
2003-2004	0.00	1.51	2.46	8.47	12.91	15.57	14.23	8.93	0.00	0.00	0.00	0.00	64.09	
2004-2005	0.00	3.43	9.78	11.27	10.86	11.00	8.12	3.12	0.00	0.00	0.00	0.00	57.57	
2005-2006	0.00	0.00	5.13	9.64	9.64	13.12	10.79	5.54	0.00	0.00	0.00	0.00	53.85	
2006-2007	0.00	0.00	5.56	8.45	7.90	9.22	9.77	7.62	1.21	0.00	0.00	0.00	49.73	
2007-2008	0.00	1.38	8.46	11.87	13.14	12.72	6.94	0.86	0.00	0.00	0.00	0.00	55.38	
												Promedio =	53.81	(Millones m ³)
Promedios:	0.05	1.67	6.44	8.44	9.23	12.19	9.47	5.97	0.57	0.00	0.01	0.01		
Suma:	1.62	46.80	180.41	236.25	258.43	329.10	255.69	161.28	15.33	0.00	0.40	0.38		
				Promedio =	269.87									
Porcentajes:	99.51%	85.78%	45.18%	28.21%	21.47%	21.47%	22.31%	51.00%	95.34%	100.00%	99.88%	99.88%		

Figura 2.8 Política de extracciones del vaso para riego, presa Andrés Figueroa. Fuente: CONAGUA y elaboración propia.

Por lo que la tabla de resultados se muestra a continuación:

MES	DÍAS	% EXTRACCIÓN
ENERO	31	28.21
FEBRERO	28.25	21.47
MARZO	31	21.47
ABRIL	30	22.31
MAYO	31	51.00
JUNIO	30	95.34
JULIO	31	100.00
AGOSTO	31	100.00
SEPTIEMBRE	30	100.00
OCTUBRE	31	100.00
NOVIEMBRE	30	85.78
DICIEMBRE	31	45.18

Tabla 2.3 Resultados de los porcentajes de extracción para cada mes. Elaboración propia.

2.4. Operación de la presa considerando el volumen aprovechable

Es importante señalar que el objetivo principal de esta presa es el riego de terrenos de cultivo, así como la regulación del escurrimiento y el control de avenidas.

Teniendo como referencia la curva de elevaciones-capacidades-áreas de la presa, tomada de la memoria descriptiva de la misma y que se representa en la siguiente tabla, se obtuvieron los siguientes datos:

Elevación (msnm)	ÁREA (Ha)	ÁREA (m ²)	CAPACIDAD (Millones m ³)
325.00	0.00	0.00	0.0000
330.00	16.33	163,265.31	0.0000
332.50	28.57	285,714.29	0.0000
335.00	32.65	326,530.61	0.0000
337.50	40.82	408,163.27	0.0000
340.00	57.14	571,428.57	2.0833
342.50	73.47	734,693.88	4.1667
345.00	85.71	857,142.86	7.2917
347.50	110.20	1,102,040.82	10.4167
350.00	130.61	1,306,122.45	13.5417
352.50	155.10	1,551,020.41	16.6667
355.00	187.76	1,877,551.02	20.8333
357.50	216.33	2,163,265.31	25.0000
357.80	220.24	2,202,448.98	25.7500
360.00	244.90	2,448,979.59	31.2500
362.50	277.55	2,775,510.20	36.4583
365.00	314.29	3,142,857.14	43.7500
367.50	342.86	3,428,571.43	52.0833
370.00	375.51	3,755,102.04	62.5000
372.50	412.24	4,122,448.98	70.8333
375.00	444.90	4,448,979.59	83.3333
377.00	465.31	4,653,061.22	87.5000
377.50	477.55	4,775,510.20	94.7917
380.00	497.96	4,979,591.84	104.1667
382.50	538.78	5,387,755.10	119.7917
382.63	540.41	5,404,081.63	120.0000

Tabla 2.4 Curva Elevaciones-Capacidades-Áreas de la Presa Andrés Figueroa. Fuente: Presas de México (Referencia 4).

Elevación al NAME: 382.63 msnm; 107.67 Millones de m³

Elevación al NAMO: 377.00 msnm; 80.87 Millones de m³

Elevación al NAMINO: 357.80 msnm; 24.79 Millones de m³

Elevación al fondo del cauce: 325.00 msnm

Con estas elevaciones, se fijaron los niveles mínimo y máximo de generación, como a continuación se explica:

➤ **Nivel máximo**

Considerando que la Comisión Federal de Electricidad (CFE) establece que el rango debe oscilar entre el NAMINO y el NAMO para la generación de energía eléctrica en presas. El nivel máximo de generación de las aguas es 377.0 msnm correspondiente al NAMO.

➤ **Nivel mínimo**

Como se citó anteriormente, se toma el NAMINO (nivel a la 357.80 msnm) como el mínimo de operación de la presa; pero se debe hacer un análisis de funcionamiento de vaso, así como de gasto y carga mínimas para determinar el nivel de operación mínimo de las turbinas.

2.5. Funcionamiento de vaso

El funcionamiento de vaso se realiza con el concepto de continuidad; es decir, con la diferencia entre entradas menos salidas igual a un almacenamiento. En el funcionamiento de vaso se indican los niveles a los que se encontrará el embalse durante un año promedio. Es decir, depende de las entradas al vaso (escurrimientos y volumen de almacenamiento de agua al inicio del análisis) y de las salidas de agua del vaso, como son las extracciones, las evaporaciones, el caudal ecológico, la política de extracciones para riego del mismo, así como los derrames que se puedan presentar en ese lapso. Para este caso, se realizó un análisis de funcionamiento de vaso desde el año 1984 hasta 2008 sin considerar la extracción para generación; arrojando los siguientes resultados:

- a) El promedio anual de extracciones asciende a 55.60 Mill m³
- b) El promedio anual de caudal ecológico es de 32.84 Mill m³
- c) El promedio anual de volumen evaporado es de 1.81 Mill m³
- d) El promedio anual de derrames por el vertedor es de 468.33 Mill m³
- e) El promedio anual de entradas al vaso es de 551.88 Mill m³
- f) El promedio anual de salidas del vaso es de 409.85 Mill m³

Por lo que la diferencia entre las entradas de agua al vaso y las salidas del mismo, corresponde a un volumen de 142.03 Mill m³, durante un año promedio.

Para obtener un posible gasto de operación y con la alternativa de obra de toma propuesta, se pretende utilizar la tubería existente de 36" y obtener el gasto máximo, por lo que se propone una velocidad máxima permitida por CONAGUA para tuberías de acero de 5.0 m/s.

Se tiene un diámetro de **D = 36" = 0.9144 m**, y con ello un área de **A = 0.6567 m²**. Como la tubería opera a tubo lleno, se cumple la ecuación de continuidad: $Q = v \cdot A_h$. Así: el máximo gasto resulta de **3.28 m³/s**.

Con lo anterior, se realizaron corridas de funcionamiento de vaso ahora considerando una política de extracción mostrada en la Figura 2.9 y con el gasto de extracción calculado anteriormente, se muestran los resultados obtenidos.

GASTO PROPUESTO				
	Q =	3.28	(m³/s)	
	Factor para gasto anual =	86,400.00	(seg/día)	
MES	DÍAS	% Extracción	Gasto (m³/s)	Vol. (Mm³)
ENERO	31	28.21%	0.925	2.479
FEBRERO	28.25	21.47%	0.704	1.719
MARZO	31	21.47%	0.704	1.886
ABRIL	30	22.31%	0.732	1.896
MAYO	31	51.00%	1.673	4.480
JUNIO	30	100.00%	3.280	8.502
JULIO	31	100.00%	3.280	8.785
AGOSTO	31	100.00%	3.280	8.785
SEPTIEMBRE	30	100.00%	3.280	8.502
OCTUBRE	31	100.00%	3.280	8.785
NOVIEMBRE	30	85.78%	2.814	7.293
DICIEMBRE	31	45.18%	1.482	3.969
Totales =	365.25			67.082

Figura 2.9 Valores de extracción de gasto de la presa en forma mensual. Elaboración propia.

Tesina: Proyecto de Equipamiento Hidroeléctrico de la Presa General Andrés Figueroa, en el Estado de Guerrero

	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	ANUAL
	Millones m ³												
1982-1983	0.00	1.00	3.80	5.65	3.26	12.50	4.73	1.08	0.12	0.00	0.00	0.00	32.14
1983-1984	0.00	0.72	2.30	5.12	3.50	10.50	8.51	3.83	0.10	0.00	0.00	0.00	34.57
1984-1985	0.00	0.99	2.98	5.79	3.30	12.70	4.53	12.89	0.11	0.00	0.00	0.00	43.29
1985-1986	0.00	0.85	2.98	5.70	3.27	1.56	4.79	1.98	0.14	0.00	0.00	0.00	21.27
1986-1987	0.00	0.25	2.59	3.00	3.27	2.59	4.79	3.50	0.14	0.00	0.00	0.00	20.13
1987-1988	0.00	0.65	2.99	6.20	5.21	12.11	8.50	13.26	0.08	0.00	0.00	0.00	49.00
1988-1989	0.00	0.19	2.69	3.53	3.63	3.79	4.79	3.80	0.15	0.00	0.00	0.00	22.56
1989-1990	0.00	3.40	4.03	5.24	10.12	15.81	12.96	5.18	0.64	0.00	0.00	0.00	57.39
1990-1991	0.00	0.58	5.13	10.25	13.52	14.10	10.03	5.01	0.30	0.00	0.40	0.00	59.31
1991-1992	0.00	0.99	2.93	5.07	3.31	11.35	4.57	1.77	0.16	0.00	0.00	0.00	30.15
1992-1993	0.00	0.13	1.43	6.13	6.18	7.42	6.12	2.26	0.00	0.00	0.00	0.00	29.66
1993-1994	0.00	0.17	9.18	7.30	8.21	9.30	7.75	2.63	0.00	0.00	0.00	0.38	44.93
1994-1995	0.00	0.30	4.82	7.70	9.68	9.70	6.00	2.68	0.17	0.00	0.00	0.00	41.05
1995-1996	0.00	3.37	12.05	9.35	13.01	15.03	14.18	7.60	0.00	0.00	0.00	0.00	74.60
1996-1997	0.00	3.00	7.56	10.69	12.27	17.45	16.43	7.89	4.04	0.00	0.00	0.00	79.33
1997-1998	0.68	3.12	8.41	9.46	12.61	14.18	16.11	9.25	1.16	0.00	0.00	0.00	74.97
1998-1999	0.00	2.21	8.04	11.75	13.53	16.52	14.59	9.86	3.68	0.00	0.00	0.00	80.18
1999-2000	0.00	1.55	12.24	12.81	14.02	20.53	11.87	7.00	0.00	0.00	0.00	0.00	80.02
2000-2001	0.94	8.95	10.24	11.26	13.17	15.78	10.93	7.86	1.90	0.00	0.00	0.00	81.02
2001-2002	0.00	0.00	16.05	12.35	15.97	18.03	12.80	8.97	0.00	0.00	0.00	0.00	84.16
2002-2003	0.00	1.21	8.71	11.50	14.76	16.73	13.74	14.20	0.00	0.00	0.00	0.00	80.84
2003-2004	0.00	1.51	2.46	8.47	12.91	15.57	14.23	8.93	0.00	0.00	0.00	0.00	64.09
2004-2005	0.00	3.43	9.78	11.27	10.86	11.00	8.12	3.12	0.00	0.00	0.00	0.00	57.57
2005-2006	0.00	0.00	5.13	9.64	9.64	13.12	10.79	5.54	0.00	0.00	0.00	0.00	53.85
2006-2007	0.00	0.00	5.56	8.45	7.90	9.22	9.77	7.62	1.21	0.00	0.00	0.00	49.73
2007-2008	0.00	1.38	8.46	11.87	13.14	12.72	6.94	0.86	0.00	0.00	0.00	0.00	55.38

Figura 2.10 Política de extracción para generación, según el gasto propuesto de 3.28 m³/s. Elaboración propia.

Esto queda a reserva de lo que CONAGUA considere otorgar para generación, dato que sale de los alcances de esta tesina. Por lo que, en general, sí es posible obtener un gasto disponible para generación.

Los resultados del funcionamiento de vaso considerando la generación son:

- a) El promedio anual de extracciones asciende a 116.14 Mill m³
- b) El promedio anual de caudal ecológico es de 32.84 Mill m³
- c) El promedio anual de volumen evaporado es de 1.79 Mill m³
- d) El promedio anual de derrames por el vertedor es de 418.17 Mill m³
- e) El promedio anual de entradas al vaso es de 551.88 Mill m³
- f) El promedio anual de salidas del vaso es de 461.86 Mill m³

Por lo que la diferencia entre las entradas al vaso y las salidas del mismo, corresponde a un volumen de 90.02 Mill m³, durante un año promedio. Por lo que se confirma la posibilidad de extraer líquido para generación de electricidad de la presa Andrés Figueroa.

3. OPCIONES DE OBRAS CIVILES PARA EL APROVECHAMIENTO

3.1. Aprovechando obras actuales de la presa

Según la configuración actual de la presa, solo es posible obtener un caudal a través de la rápida de la obra de control, operado por compuertas y de una tubería de acero de 36 pulgadas existente, la cual alimenta a un canal para riego aguas abajo de esa presa. Por lo que se tienen dos opciones presentadas a continuación.

1ª. Para el canal operado por compuertas, se requiere una caja de captación a través de una derivación y que de ésta salga una tubería que conduzca el agua captada hacia la casa de máquinas, colocada aguas abajo de la cortina.

2ª. Para la tubería de acero, existe una caja de válvulas aguas abajo de la cortina. En esa caja se podría colocar una derivación, donde se origine una línea de conducción hacia la casa de máquinas, en la margen izquierda del cauce del río Ajuchitlán.

3.2. Construyendo nuevas instalaciones para el proyecto hidroeléctrico

Para la creación de obras civiles nuevas adicionales en la Presa Andrés Figueroa, con el propósito de producir electricidad, se tienen contempladas tres opciones de construcción. Estas tres opciones, incluyen en su captación túneles, llamados ejes 1, 2 y 3, que se encuentran alojados en el cuerpo de toda la cortina, según el esquema de la Figura 3.1.

Como se muestra en la Figura 3.1, se trata de tres ejes, que parten del cuerpo de la presa a través de túneles construidos en el cuerpo para la captación de agua del embalse. Cada alternativa tiene alojada en los puntos señalados su casa de máquinas. Son captaciones que conducen el agua a través de tuberías circulares de acero hacia la casa de máquinas, de la cual, ya utilizado el caudal, se vierte nuevamente al cauce del río Ajuchitlán para su posterior aprovechamiento.

1.1. Opción elegida

Analizando las dos alternativas mencionadas en los párrafos anteriores, se seleccionó la alternativa dos, correspondiente a la utilización de las obras actuales de la presa. Esto es, realizando una derivación de la caja existente. Por lo que se elaborarán los análisis correspondientes y la respectiva descripción de las obras a implementar. Este esquema se encuentra en la figura 3.2.



Figura 3.1 Opciones posibles de captación de agua para generación en la Presa Andrés Figueroa. Elaboración propia. Google Earth.

1.1. Justificación

Esta alternativa fue elegida debido a su facilidad de adaptación y a la utilización directa de tubería y al mínimo establecimiento de obras adicionales para el aprovechamiento; ya que en las anteriores se requiere realizar un mayor número de obras civiles para el equipamiento de la presa, así como procesos constructivos complicados y peligrosos, ya que se necesita perforar el cuerpo de la cortina de la presa, lo cual no será permitido por las autoridades en cuestión del agua.

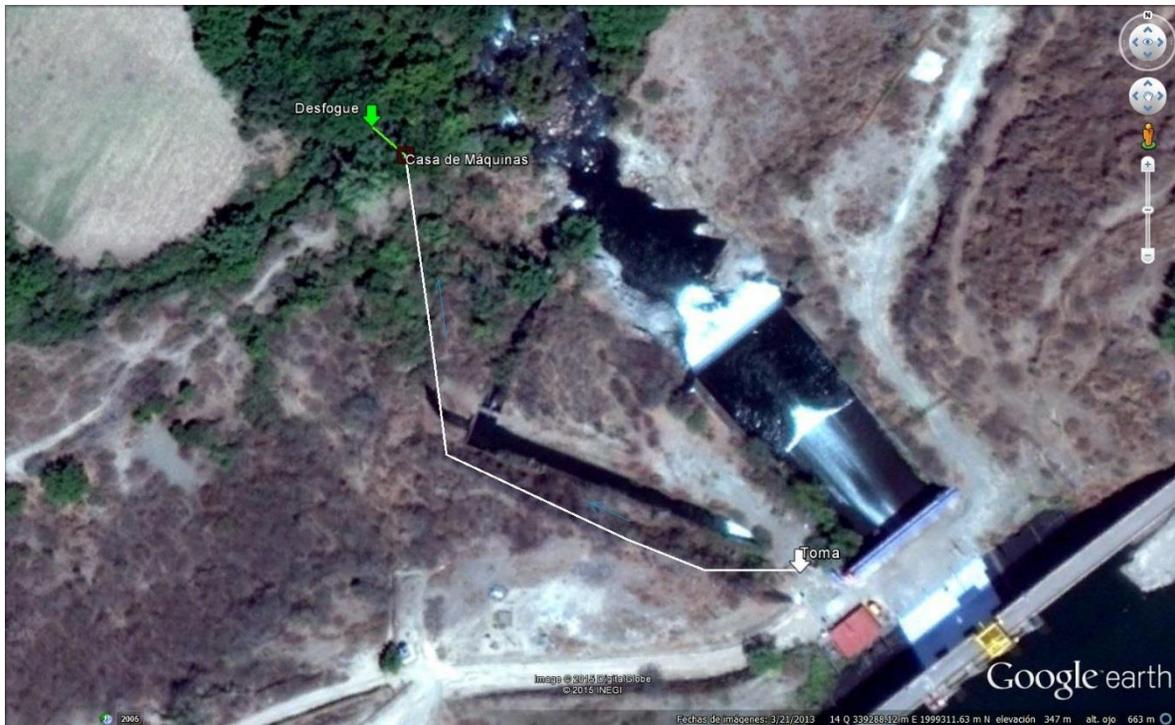


Figura 3.2 Esquema de solución seleccionado para el equipamiento de la Presa Andrés Figueroa. Elaboración propia. Google Earth.

1.2. Descripción del equipamiento

La descripción del equipamiento de la presa Andrés Figueroa consta de:

- Una obra de toma que consiste en realizar una derivación en la caja de válvulas de la tubería de 36" existente, que consiste en una tubería cuya trayectoria es superficial hasta la casa de máquinas y que se encuentra aguas abajo de la cortina.
- Una línea de conducción superficial que consiste en una tubería de acero que dirija al caudal hacia la casa de máquinas, instalada aguas abajo, en la margen izquierda del río Ajuchitlán.
- Una casa de máquinas, la cual alojará las turbinas y todo el equipamiento necesario para la generación de electricidad.
- Una obra de desfogue, la cual tiene por objetivo desalojar el caudal utilizado por las turbinas con baja velocidad para encausarlo y depositarlo nuevamente al río Ajuchitlán, para su posterior aprovechamiento. El esquema de esta descripción se muestra en las Figuras 3.2 y 3.3.



Figura 3.3 Esquema parcial de equipamiento para la presa Andrés Figueroa. Elaboración propia.

2. ANÁLISIS HIDRÁULICO DEL APROVECHAMIENTO

El análisis hidráulico del aprovechamiento se realiza para determinar el diámetro de la tubería de conducción que se requiere para garantizar el caudal calculado y que circule por la tubería a una velocidad aceptable y apegada a las normas emitidas por CONAGUA.

Asimismo, se requiere que presente las mínimas pérdidas de carga posibles para obtener la mayor carga hidráulica y en consecuencia, la máxima generación de electricidad. A partir de los datos obtenidos anteriormente, como es el gasto y el volumen, se tienen los siguientes datos calculados a partir de la topografía y la configuración del terreno y el establecimiento de las estructuras hidráulicas para la generación.

El nivel promedio en el río es de 323.00 msnm y se recomiendan dos metros entre el nivel mínimo del río y el eje de la turbina; por lo que la elevación al eje de la turbina será 325.00 msnm. La carga estática se calcula como la diferencia entre el nivel de la superficie libre del agua promedio de la presa en el año, menos la elevación a la entrega en el eje de la turbina; esto es, **377.00 – 325.00 = 52.0 m.**

De este modo, se tienen los siguientes datos para diseño, apoyados en el esquema de la Figura 3.3 y las consideraciones calculadas anteriormente:

- Longitud de la tubería: 208.00 m
- Elevación entrada del conducto: 351.11 msnm
- Elevación entrega: 325.00 msnm
- Elevación promedio del agua en el vaso: 377.00 msnm
- Carga estática: 52.00 m
- Gasto de proyecto: 3.28 m³/s

2.1. Cálculo del diámetro de la tubería

Con los datos anteriores, se procede al cálculo del diámetro de la tubería con la siguiente expresión:

$$D = \left[10.29 \frac{Q^2 n^2 L}{h_f} \right]^{\frac{3}{16}} \dots\dots\dots \text{Ec. 1}$$

Donde:

D = Diámetro de la tubería, en (m)

Q = Gasto de diseño, en (m³/s)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning, adimensional

L = Longitud de la tubería, en (m)

h_f = Pérdidas por fricción permitidas, como un porcentaje de la carga estática, en (m)

Se propone una tubería de acero soldado, cuyo coeficiente de Manning corresponde a 0.012; y proponiendo un 5% máximo de pérdidas aceptadas, que representa 2.60 m; se obtiene un diámetro de 1.047 m (41.21"). Calculando el área, se tiene 0.8604 m².

La velocidad media se calcula con la ecuación de continuidad:

$$Q = vA \rightarrow v = \frac{Q}{A} \dots\dots\dots \text{Ec. 2}$$

Donde:

v = Velocidad media, en (m/s)

Q = Gasto de diseño, en (m³/s)

A = Área hidráulica, en (m²)

Por lo tanto, la velocidad será de v = 3.812 m/s y las pérdidas de energía totales serán de H_f = 4.28 m, correspondientes al 8.61% de la carga. Las pérdidas son mayores a las esperadas y la velocidad es alta, además, este diámetro no es comercial, por lo que se propone un diámetro comercial superior al obtenido y calculando sus características hidráulicas se tiene **D = 1.168 m (46")**, cuya área hidráulica correspondiente es de **A_h = 1.0722 m²** y su velocidad de **v = 3.059 m/s**. Las pérdidas de energía son de **H_f = 2.57 m**, correspondientes al 5.01%, lo cual se considera aceptable.

Para calcular el espesor de la tubería se utilizaron las siguientes expresiones para el diámetro seleccionado:

$$e = \frac{P * D}{f_t * K} \dots\dots\dots \text{Ec. 3}$$

Donde:

e = Espesor de la tubería, en (mm)

P = Presión de trabajo, en (kg/cm²)

D = Diámetro seleccionado, en (mm)

f_t = Esfuerzo de trabajo, en (kg/cm²)

K = Eficiencia de la soldadura, adimensional

Se tiene una “K” de 0.9 correspondiente a tubos soldados y radiografiados; sustituyendo valores, se llega a un espesor de 2.44 mm y con la expresión de espesor mínimo:

$$e = \frac{D + 508}{400} \dots\dots\dots\text{Ec. 4}$$

Donde:

e = Espesor de la tubería, en (mm)

D = Diámetro seleccionado, en (mm)

Se llega a un espesor de **e = 4.19 mm**, correspondiente a un esfuerzo de trabajo de **0.67*Fy = 2,762.50 kg/cm²**; el cual se selecciona por ser mayor que el obtenido de 2.44 mm con la ecuación 4. Así que el espesor comercial más próximo es de **e = 7.02 mm (3/8”)**.

2.2. Análisis de transitorios

Los fenómenos transitorios se deben a cambios bruscos del flujo en la tubería provocados por un cierre rápido de una válvula, generalmente. El fenómeno viaja a una velocidad muy alta, ocasionando cambios de presión (positivos o negativos) en la tubería, los cuales son amortiguados por la fricción que ocurre entre el agua y la pared del tubo. El tiempo necesario para que la onda viaje a lo largo de la tubería es:

$$t = \frac{L}{c} \dots\dots\dots\text{Ec. 5}$$

Donde:

t = Tiempo de viaje de la onda, en (seg)

L = Longitud de la tubería, en (m)

c = Celeridad de la onda, en (m/s)

Un periodo completo de la onda incluye el recorrido en ambos sentidos, llamado “tiempo crítico”, y se calcula con la siguiente expresión:

$$T = \frac{2L}{c} \dots\dots\dots\text{Ec. 6}$$

Donde:

T = Tiempo de periodo completo, en (seg)

L = Longitud de la tubería, en (m)

c = Celeridad de la onda, en (m/s)

Para calcular la celeridad de la onda, se aplica la siguiente ecuación:

$$c = \sqrt{\frac{K * 10^{-3}}{1 + \frac{KD}{Ee}}} \dots\dots\dots \text{Ec. 7}$$

Donde:

c = Celeridad de la onda, en (m/s)

K = Módulo de elasticidad del agua. Es de 2.1×10^9 (N/m²)

D = Diámetro de la tubería, en (mm)

E = Módulo de elasticidad del material (para acero: 2.06×10^9 (N/m²))

e = Espesor de la tubería, en (mm)

Sustituyendo los valores de diámetro y espesor de la tubería obtenidos anteriormente, **c = 408.17 m/s**. El tiempo de viaje de la onda sería de **t = 0.51 seg** y el tiempo crítico de **T = 1.02 seg**. Por lo que **10T = 10.19 seg**, que es mayor que el tiempo de cierre de la válvula, por lo que el fenómeno puede ignorarse.

Calculando ahora la sobrepresión en la tubería, con la expresión siguiente:

$$\Delta P = \frac{c \Delta v}{g} \dots\dots\dots \text{Ec. 8}$$

Donde:

ΔP = Incremento de presión, en (mca)

c = Celeridad de la onda, en (m/s)

g = Aceleración de la gravedad, que se toma de 9.81 (m/s²)

Así, el valor de sobrepresión al sustituir valores es de $\Delta P = 109.20 \text{ mca}$, y la presión total sería la suma de la carga estática más el incremento calculado. Por lo que el resultado es de $P = 179.3 \text{ mca}$, que es mayor que la presión de trabajo de la tubería, por lo que se debe revisar el espesor de la misma.

Recalculando el valor del espesor con la nueva presión a soportar, resulta de $e = 9.52 \text{ mm}$, que quedará como el propuesto.

Por otro lado, en tuberías muy largas conviene revisar la necesidad de contar con un pozo de oscilación. Para ubicarlo existen algunos métodos empíricos que se aplican a continuación:

1. Se requiere un pozo si la longitud de la tubería es mayor de 5 veces la carga. Por lo que:

$H_e = 52.00 \text{ m}$ y $L = 208 \text{ m} \rightarrow 208/52.00 = 4.0 \rightarrow$ que es menor de 5 veces la carga. Por lo que no se requiere de un pozo de oscilación.

2. Si la aceleración del agua es inferior a 3 seg; calculando este valor como:

$$a = \frac{vL}{gH} \dots\dots\dots\text{Ec. 9}$$

Donde:

a = Parámetro a comparar, en (seg)

v = Velocidad del agua en la tubería, en (m/s)

L = Longitud de la tubería, en (m)

H = Carga, en (m)

g = Aceleración de la gravedad, en (m/s²)

Sustituyendo valores, resulta una $a = 1.2 \text{ seg}$, que es menor a lo recomendado; por lo tanto, No se requiere pozo de oscilación.

3. **Electroconsult** recomienda que si la constante de inercia de la tubería es mayor a 2 seg, es necesario considerar un pozo. Esta constante se calcula de la siguiente manera:

$$T_w = \frac{1}{gH} \sum_{i=1}^n L_i v_i \dots\dots\dots\text{Ec. 10}$$

Donde:

T_w = Constante de inercia, en (seg)

L_i = Longitud del tramo i-ésimo de la tubería, en (m)

v_i = Velocidad en el tramo i-ésimo de la tubería, en (m/s)

H = Carga, en (m)

g = Aceleración de la gravedad, en (m/s²)

Sustituyendo valores en la fórmula, se obtiene: **$T_w = 1.2$ seg**, por lo que No se requiere de un pozo.

4. **Kisielev** recomienda que se requiere un pozo si:

$$\frac{1}{H_n} \sum_{i=1}^n L_i v_i > 15 \quad \text{.....Ec. 11}$$

Donde:

H_n = Carga neta, en (m)

L_i = Longitud del tramo i-ésimo de la tubería, en (m)

v_i = Velocidad en el tramo i-ésimo de la tubería, en (m/s)

Y al sustituir valores, resulta de 11.7, que es menor que 15; por lo tanto, no se requiere un pozo de oscilación.

2.3. Gasto equipado

Después de los análisis hidráulicos anteriores, y con ayuda del estudio hidrológico desarrollado, se propone para este aprovechamiento un gasto equipado variable de 3.28 (m³/s) como máximo, obtenido anteriormente.

Este gasto respeta las leyes de consumo de la presa; esto es, la ley de demandas para riego, el régimen de caudal ecológico, el cálculo de evaporación y aprovecha un volumen derramado por la obra de excedencia. Por lo que se acepta como gasto de generación.

2.4. Características del circuito hidráulico

Las obras propuestas para lograr el aprovechamiento se mencionan en el desarrollo del capítulo 2, y en esta sección, se pretende describirlas a detalle siguiendo el mismo listado.

A. Obra de toma

La obra de toma constará de una estructura metálica en forma de "T" con reducción acoplada a la tubería existente de 46x36. Es decir, de 1.17 m (46") de diámetro requerido para el circuito, por 0.92 m (36") en la reducción para conectar la tubería existente. Esta conexión se alojará en la misma caja existente en la presa, como se muestra en la Figura 3.3.

B. Conducción superficial

Esta conducción está formada por una tubería de acero de 1.168 m de diámetro (46") y 9.52 mm de espesor que conducirá el gasto de generación de 3.28 m³/s con una velocidad media de 3.059 m/s y una longitud de 208.00 m hasta la casa de máquinas donde se encontrará el sistema de turbinas generadoras.

La casa de máquinas y la obra de desfogue se analizarán posteriormente, ya que se requieren parámetros adicionales para su cálculo.

2.5. Pérdidas de carga consideradas

Las pérdidas de carga presentes en este tipo de sistemas son muy importantes, ya que consumen gran parte de la energía disponible que la naturaleza le imprime al agua a través de una diferencia de elevaciones. Es por esta razón que su determinación influye directamente en la selección de las turbinas y por ende en la producción de electricidad. Las pérdidas de carga totales se calculan mediante la suma de las pérdidas debidas a la fricción más las pérdidas locales, debidas a codos, válvulas, etc. Por lo que a continuación se realizará un análisis para determinar su valor.

Las pérdidas de carga por fricción se calculan con la expresión de Darcy-Weisbach, pues se presentan principalmente por fricción; esto es:

$$h_f = \mathcal{F} \frac{L v^2}{D 2g} \dots\dots\dots \text{Ec. 12}$$

Donde:

h_f = Pérdidas de carga debidas a la fricción, en (m)

\mathcal{F} = Factor de fricción, adimensional. Depende de la viscosidad cinemática del agua, del Número de Reynolds y de la rugosidad relativa del material de conducción.

L = Longitud de la tubería de conducción, en (m)

D = Diámetro interior de la tubería de conducción, en (m)

v = Velocidad media del flujo en la tubería, en (m/s)

g = Aceleración de la gravedad, en (m/s²)

El Número de Reynolds se calcula con la siguiente expresión:

$$Re = \frac{vD}{\nu} \dots\dots\dots \text{Ec. 13}$$

Donde:

Re = Número de Reynolds, adimensional

v = Velocidad media del fluido en la tubería, en m/s

D = Diámetro interior de la tubería, en m

ν = Viscosidad cinemática del agua, en m²/s

La rugosidad relativa del material se calcula con la siguiente ecuación:

$$\text{Rugosidad Relativa} = \frac{\epsilon}{D} \dots\dots\dots \text{Ec. 14}$$

Donde:

ϵ = Rugosidad absoluta, en mm

D = Diámetro interior de la tubería, en mm

Para el caso en estudio los datos son:

- Temperatura media del agua: 20°C
- Gasto de diseño: 3.28 m³/s
- Diámetro de la tubería: 1.168 m (46")
- Rugosidad absoluta: 0.36 mm
- Viscosidad cinemática del agua: 1.01x10⁶ m²/s
- Longitud de la tubería: 208.00 m

Sustituyendo en las ecuaciones 11, 12, 13 y 14 se obtienen los siguientes resultados, $\epsilon/D = 0.0003$; el Número de Reynolds es $Re = 3.54 \times 10^6$; el factor de fricción correspondiente es de $f = 0.0153$. Por lo que las pérdidas de carga por fricción son $h_f = 1.30$ m.

Las pérdidas de carga debidas a los accesorios (locales) se calculan con la siguiente ecuación:

$$h_l = k \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots \text{Ec. 15}$$

Donde:

h_l = Pérdidas de carga debidas a accesorios, en (m)

k = Coeficiente de pérdida de carga, según accesorio, adimensional

v = Velocidad media del flujo en la tubería, en (m/s)

g = Aceleración de la gravedad, en (m/s²)

En la Tabla 4.1 se presenta un listado de los accesorios utilizados en el circuito hidráulico, desde la captación hasta la salida en la turbina. Por lo que la pérdida de energía debido a accesorios obtenida de la Ec. 15 es de $h_l = 1.28$ m. Con este resultado, la pérdida total de carga es de $H_f = 2.57$ m. Lo que corresponde a una pérdida total entre la carga estática en porcentaje de $(2.57/52) \times 100 = 5.01\%$, que se considera un valor aceptable.

ACCESORIO	COEFICIENTE (k)
Entrada en la derivación	0.1
Ampliación en la derivación	0.25
Medidor de flujo	0.07
Válvula check	0.07
Válvula de mariposa en la entrada	0.24
Válvula de desfogue o mantenimiento	0.24
Primer codo (20°)	0.08
Segundo codo (36°)	0.13
Tercer codo (28°)	0.11
Cuarto codo (23°)	0.09
Quinto codo (12°)	0.05
Sexto codo (32°)	0.12
Séptimo codo (57°)	0.22
Octavo codo (45°)	0.15
Válvula de mariposa a la salida	0.24
Salida a la turbina	0.5
SUMATORIA	2.68

Tabla 2.1 Accesorios y coeficiente de pérdida de carga en la línea de conducción de la captación a la casa de máquinas.

2.6. Carga neta disponible

La carga neta disponible en el sistema, también llamada carga de operación de la turbina, se calcula de la siguiente manera.

$$H_{op.Turbina} = Elev.Vaso - Elev.Desfogue - H_f \dots \dots \dots Ec. 16$$

Donde:

$H_{op. Turbina}$ = Carga de operación de la turbina, en (m)

Elev. Vaso = Elevación del nivel del vaso que se presenta con mayor frecuencia en el año, en (msnm)

Elev. Desfogue = Elevación de desfogue de la turbina, en (msnm)

H_f = Pérdidas de energía totales, en (m)

Por lo que, la elevación del vaso corresponde a 377.00 msnm. La elevación de desfogue se presenta en la cota 325.00 msnm. Y las pérdidas de energía ascienden a 2.57 m; por lo que la carga de operación de la turbina es de **$H_{OP} = 51.43$ m.**

4.7. Potencia instalable

El concepto de potencia de una central hidroeléctrica es el trabajo desarrollado para mover un cierto volumen de líquido (agua, en este caso) desde un punto alto a otro más bajo con la ayuda de la fuerza de gravedad; y aprovechar este trabajo para convertir la energía cinética producida en energía mecánica, y a su vez, en electricidad. Bajo este concepto, se utilizan los parámetros de carga dinámica y gasto para obtener la potencia que puede producir una turbina.

Si el agua circula por gravedad para transmitir su energía a una turbina, la carga de que dispone al entrar en contacto con la máquina no es simplemente la diferencia de alturas "H", llamada carga bruta o estática, sino la diferencia entre esta carga menos las pérdidas de energía que se producen al conducir por el circuito el agua de un punto a otro. Por tal razón, la potencia entregada a la turbina o potencia teórica es:

$$P = \gamma QH \dots\dots\dots \text{Ec. 17}$$

Donde:

P = Potencia, en (kg-m/s)

γ = Peso específico del agua, en (kg/m³)

Q = Gasto, en (m³/s)

H = Carga estática, en (m)

Sin embargo, dentro de la turbina existen pérdidas que se involucran en un factor " η ", llamado eficiencia. Así, la potencia real entregada por la turbina es:

$$P = 9.81QH_n\eta \dots\dots\dots \text{Ec. 18}$$

Donde:

P = Potencia, en (Kilowatts)

Q = Gasto de generación, en (m³/s)

H_n = Carga neta, en (m)

η = Eficiencia total del sistema turbina-generador, adimensional

Para el caso de estudio, la potencia producida por la central se calcula con los siguientes datos:

- Q = 3.28 (m³/s)
- H_n = 51.43 (m)
- η = 85.50%

Por lo que la potencia calculada será de **P = 1,414.77 (kW)**

4.8. Factor de generación

La verdadera capacidad de una instalación hidroeléctrica no es su potencia, debido a que ésta es instantánea, sino el tiempo que dicha potencia puede sostenerse; es decir, la energía que la planta sea capaz de proporcionar durante un periodo de tiempo determinado. A esta energía producida se le llama "generación" y es una particularidad de las hidroeléctricas.

Existe una relación entre el volumen utilizado por una planta hidroeléctrica, su carga neta y la energía producida durante un tiempo determinado. Esta relación se llama "factor de generación"; es útil porque proporciona una idea rápida de la generación que puede obtenerse de la planta por cada m³ que pase por las turbinas. Este término se calcula con la siguiente expresión:

$$f_g = \frac{9.81H_n\eta}{3,600} \dots\dots\dots \text{Ec. 19}$$

Donde:

f_g = Factor de generación, en (kWH/m³)

H_n = Carga neta, en (m)

η = Eficiencia total del sistema turbina-generador, adimensional

Por lo que, sustituyendo datos, el factor de generación de este sistema es de **$f_g = 0.12$ (kWH/m³)**.

Por otra parte, un aprovechamiento hidroeléctrico no puede caracterizarse completamente solo por su potencia, sino, además, y en forma muy importante, por el tiempo en que ésta puede utilizarse.

A este concepto se le llama energía y representa el trabajo desarrollado en un cierto tiempo; esto es, el producto de dicha energía por dicho tiempo, que generalmente se expresa en horas aprovechadas; es decir, la energía es igual a la potencia por tiempo en horas. Al especificar la energía producida en una planta, es necesario indicar en qué periodo se produce.

Así, la relación entre la energía producida y el volumen utilizado en un lapso definido es: $E = f_g V \rightarrow E = 0.12 * 103.44 * 10^6 \rightarrow E = 12'393,424.21$ (kWH) o **$E = 12.393$ (GWH)**.

4.9. Factor de planta

La forma de la curva de operación de una planta hidroeléctrica indica si ésta trabaja mucho o poco tiempo con su potencia máxima. Así, se dice que una planta es de "**pico**" si trabaja fundamentalmente a mayor capacidad durante las horas de máxima demanda, aun cuando fuera de dichas horas pare de funcionar. Si la planta trabaja con una potencia que no tome muchas variaciones, se dice que es de "**base**". Esto es:

$$f_p = \frac{G_{Total}}{T_0 * P_{m\acute{a}x}} \dots\dots\dots \text{Ec. 20}$$

Donde:

f_p = Factor de planta, adimensional

G_{Total} = Es la generación total en un periodo de tiempo " T_0 ", en (GWH)

T_0 = Periodo de tiempo de generación, en (horas)

$P_{m\acute{a}x}$ = Potencia máxima instalada, en (GW)

Por lo tanto, se tiene el criterio en México de la siguiente clasificación:

$F_p \leq 0.40 \rightarrow$ Planta de pico

$F_p > 0.40 \rightarrow$ Planta de base

Así, sustituyendo valores en la ecuación 20 se llega a un valor de $f_p = 0.58$; por lo que se tendría una planta de base.

4.10. Elección del tipo y número de unidades

➤ Velocidad síncrona

La velocidad de giro del rodete, " N ", medida en revoluciones por minuto, depende del tipo de generador que se use y de la frecuencia deseada. Está dada por la ecuación:

$$N = \frac{60f}{p} \dots\dots\dots \text{Ec. 21}$$

Donde:

N = Velocidad síncrona, en (rpm)

f = Es la frecuencia eléctrica, en (Hz). En México es de 60 ciclos por segundo

p = Es el número de pares de polos del generador

Generalmente la flecha de la turbina tiene una conexión directa con la del rotor del generador, por lo que ambos elementos giran a la misma velocidad " N ". Los valores más comunes de pares de polos del generador se presentan en la siguiente tabla.

NÚMERO DE PARES DE POLOS	VELOCIDAD SÍNCRONA (rpm)
1	3,600
2	1,800
3	1,200
4	900
5	720
6	600
7	540
8	450
9	400
10	360
11	327
12	300
13	277
14	257

Tabla 2.2 Tabla de velocidad síncrona en función del número de pares de polos. Fuente: Referencia 1.

Para este caso, se proponen **4 pares de polos** y con ello se tiene una velocidad síncrona de **900 rpm**.

➤ **Velocidad específica**

Cada turbina está caracterizada por una constante que involucra variables de diseño que se conoce como velocidad específica "**N_s**", también llamada número específico de revoluciones, teniendo el mismo valor para las turbinas geoméricamente iguales y que operan en condiciones hidráulicas similares. La expresión que permite calcular este valor se presenta a continuación.

$$N_s = \frac{NP^{\frac{1}{2}}}{H_n^{\frac{5}{4}}} \dots \dots \dots \text{Ec. 22}$$

Donde:

N_s = Velocidad específica, en (kW-m)

N = Velocidad síncrona, en (rpm)

P = Potencia media, en (kW)

H_n = Carga neta, en (m)

Si $N = 900$ rpm; $P = 1,414.77$ kW y $H_n = 51.43$ m; la velocidad específica calculada con la ecuación 22 resulta de $N_s = 245.82$ kW-m.

➤ **Tipo de turbina**

Para determinar el tipo de turbina más apropiada para las características establecidas en los cálculos anteriores, resulta de gran ayuda la Tabla 4.3.

N_s (kW-m)	TIPO DE TURBINA	CARGA MÁXIMA (m)
3 a 30	Pelton de 1 chiflón	2,200
15 a 43	Pelton de 2 chiflones	
17 a 51	Pelton de 3 chiflones	
21 a 60	Pelton de 4 chiflones	
26 a 73	Pelton de 6 chiflones	150
60	Francis lenta	380
86	Francis lenta	220
129	Francis lenta	110
172	Francis normal	80
214	Francis normal	60
257	Francis rápida	45
300	Francis rápida	35
343	Francis express	30
386	Francis express	25
257	Kaplan – Hélice	70
429	Kaplan – Hélice	40
686	Kaplan – Hélice	10
858	Kaplan – Hélice	6

Tabla 2.3 Tabla para determinar el tipo de turbina en función de la carga de operación y la velocidad específica. Fuente: Referencia 1.

Por lo que para los resultados obtenidos en los cálculos, se recomienda una turbina **Francis**.

➤ **Número de unidades**

El número de unidades se calcula con la siguiente expresión:

$$Z = \left(\frac{N_s}{N'_s} \right)^2 \dots\dots\dots \text{Ec. 23}$$

Donde:

Z = Número de unidades

N_s = Velocidad específica, en (kW-m)

N'_s = Valor calculado de la Tabla 4.3 para las condiciones de proyecto, en (kW-m)

Existen limitaciones para el valor máximo aceptable de “ N'_s ”, según la carga disponible. Las razones principales consisten en garantizar que no aparezcan esfuerzos de trabajo excesivos. Por otra parte, al disminuir el valor de este parámetro por utilizarse varias unidades disminuye el peligro de cavitación, fenómeno que siempre debe evitarse.

Otra razón para colocar varias unidades es disponer de mayor flexibilidad en la operación de la planta, ya sea para realizar reparaciones o mantenimiento de alguna máquina sin suspender el servicio, o para variar la potencia producida con más facilidad, conectando o desconectando unidades, según lo requiera la demanda.

Por lo que revisando la N_s respecto a la carga disponible de 51.43 m, la velocidad específica debe estar entre 214 y 257 (kW-m), según la Tabla 4.3, por lo que interpolando, se tiene $N'_s = 232.42$ (kW-m), que resulta menor que la velocidad específica del proyecto, por lo que se requiere más de una unidad. Así, sustituyendo en la ecuación 23, se tiene que **Z = 1.12**, teniendo entonces dos unidades y la potencia por unidad es de 707.39 (kW), por lo que se recomiendan **dos turbinas de 0.7 MW cada una**.

4.11. Cálculo de la Carga de succión

La carga de succión debe cumplir con la siguiente desigualdad para mantener la turbina en condiciones de eficiencia.

$$H_s < H_A - H_v - \sigma_h \dots\dots\dots \text{Ec. 24}$$

Donde:

H_s = Carga de succión, en (m)

H_A = Presión atmosférica, en (m)

H_v = Presión de vaporización del agua, en (m)

σ_h = Coeficiente de Thoma, adimensional

A su vez,

$$H_A = 10.33 - \frac{\text{Elevación Desfogue}}{869.57} \dots\dots\dots \text{Ec. 25}$$

El nivel de desfogue se encuentra en la elevación 323.00 msnm. Por lo que, el factor **$H_A = 9.96 \text{ m}$** . El factor “ H_v ” se obtiene de la Tabla 4.4.

TEMPERATURA DEL AGUA (°C)	PRESIÓN DE VAPORIZACIÓN (kg/m ²)
0	0
10	100
20	400
30	600
40	900

Tabla 2.4 Presión vaporización del agua (Referencia 3).

Se tiene una temperatura media del agua de 20°C, por lo que **$P_v = 400 \text{ kg/m}^2$** . Lo que implica que convirtiendo a metros este valor, se tiene **$H_v = 0.40 \text{ m}$** . Considerando el número de unidades, se aplica la siguiente ecuación:

$$n_s = \frac{N_s \text{ calculada}}{\sqrt{\text{No. unidades}}} \dots\dots\dots \text{Ec. 26}$$

Por lo que, sustituyendo valores en la ecuación anterior, se tiene **$n_s = 173.82 \text{ kW-m}$** . El coeficiente de Thoma para una turbina Francis, como la seleccionada, se calcula como:

$$\sigma_h = \frac{n_s^{1.64}}{38,922} \dots \dots \dots \text{Ec. 27}$$

Sustituyendo valores en la ecuación anterior, se tiene $\sigma_h = 0.121$ y multiplicada por la carga de operación de la turbina, se tiene un **número de Thoma de 6.23 m**. Por lo que sustituyendo en la desigualdad, se tiene que **Hs < 3.32**; por lo que el eje del distribuidor debe ubicarse **3.32 m** por arriba del nivel de desfogue.

4.12. Características del equipo de generación

Para el equipo de generación se tienen los datos siguientes:

- Potencia de diseño de la turbina: 707.39 kW
- Potencia máxima: 1,000 kW
- Velocidad síncrona: 900 rpm
- Número de pares de polos: 4
- Factor de potencia: 0.90
- Eficiencia del generador: 0.95

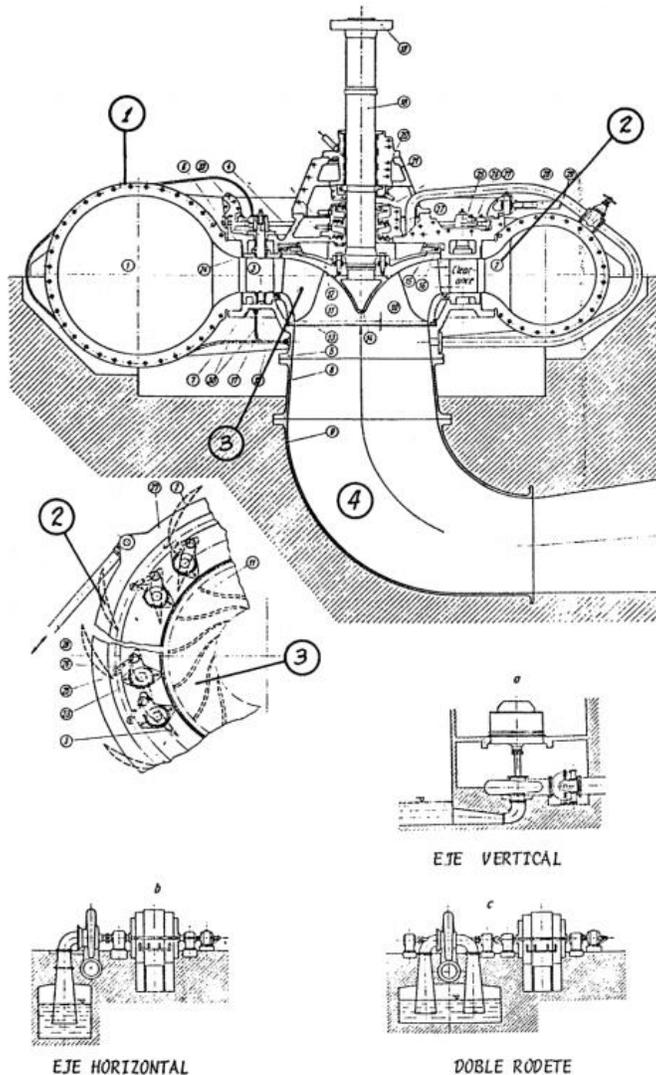
Con estos datos se obtuvieron los resultados globales siguientes:

- ✓ Potencia nominal = 672.021 kW
- ✓ Diámetro exterior del generador = 0.66 m
- ✓ Altura del rotor = 1.26 m
- ✓ Capacidad de la grúa = 4 Ton
- ✓ Distancia del eje de turbina al piso del generador = 5.33 m

4.13. Dimensionamiento general de la turbina

A continuación se presenta cómo se determinan las dimensiones correspondientes a la turbina, de manera aproximada, con el auxilio del análisis de varias unidades fabricadas en el mundo. También se pueden consultar las recomendaciones del U.S.B.R., pero es conveniente, en primera instancia, tomar en cuenta las de los fabricantes y empresas de diseño y consultoría.

Para una turbina Francis como la seleccionada en esta tesina, los elementos constitutivos principales son:



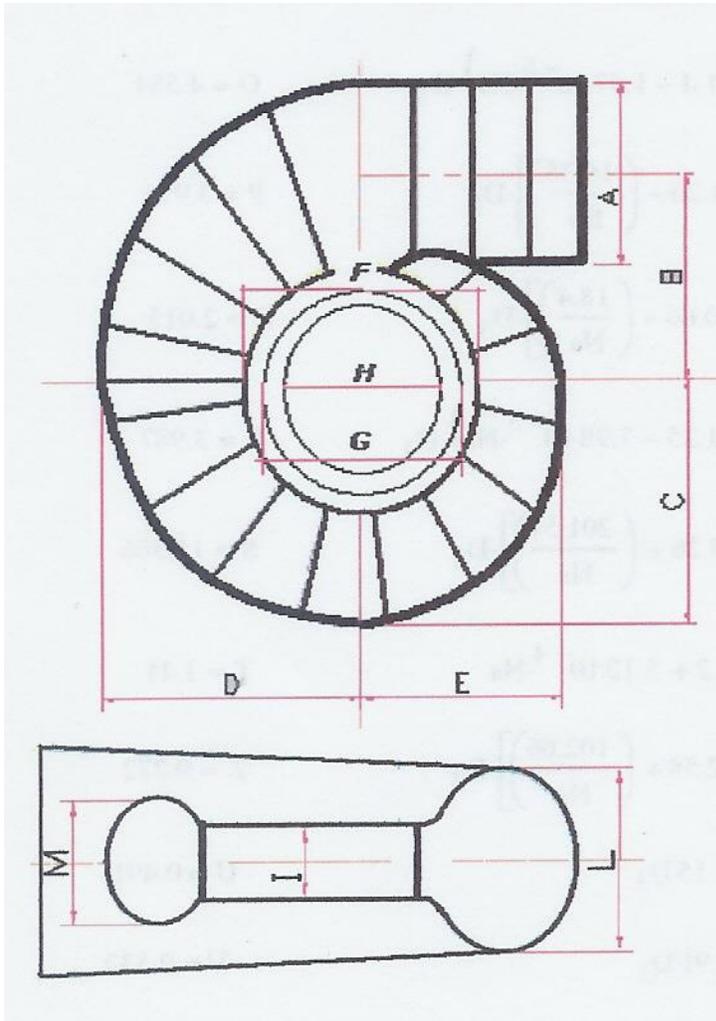
1. Carcaza o caracol. Según las dimensiones de la turbina se construyen de acero, concreto armado solo o con camisa de acero. Su función principal es la de transformar la energía de presión y de velocidad en energía cinética y cubrir las partes internas de la turbina como el distribuidor y el rodete. Transmite toda la energía entregada por la tubería de presión al rodete de la turbina.

Figura 2.1 Esquema general de una turbina Francis. Fuente: Referencia 2.

2. Distribuidor. El difusor de la carcaza y los álabes móviles del distribuidor dirigen el agua al rodete con un mínimo de pérdidas para que sea aprovechada por el rodete.

La movilidad de los álabes del distribuidor permite aumentar o disminuir el caudal de entrada al rodete, de acuerdo a la demanda de potencia; por ejemplo, como los chiflones de las turbinas Pelton.

3. Rodete. Es el elemento principal de la turbina, donde se transforma la energía entregada por la tubería a presión en energía mecánica y es la pieza que gira a la misma velocidad de rotación síncrona acoplado al rotor del generador mediante la flecha.



Dimensiones de la carcasa y álabes en función de la velocidad específica.

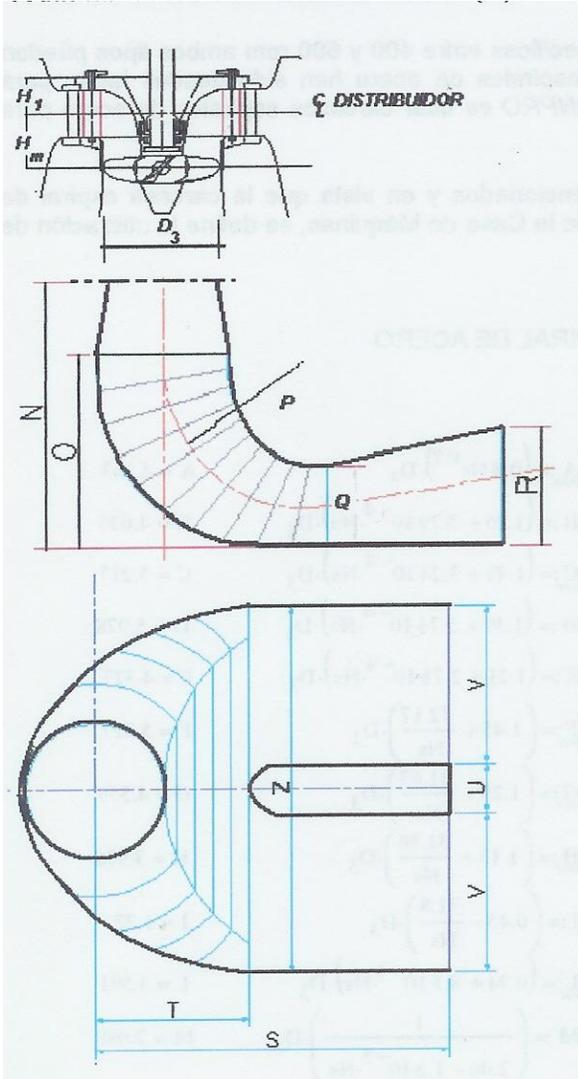
DIMENSIÓN	VALOR (m)
A	0.50
B	0.60
C	0.68
D	0.76
E	0.56
F	0.69
G	0.58
H	0.51
I	0.12
L	0.45
M	0.27

Tabla 2.5 Dimensiones de la turbina Francis seleccionada.

Figura 2.2 Carcaza y distribuidor de la turbina Francis seleccionada

4. Tubo de aspiración o succión. Está conectado a la salida de la turbina y en su parte final inicia la conducción hacia la descarga o desfogue. Se le llama tubo de aspiración porque crea una depresión a la salida del rodete y tiene dos funciones principales: la primera función es aprovechar mejor la energía entregada por el agua.

La segunda función es transformarla en energía de presión y posición, para conducir el gasto turbinado hacia el desfogue, el cual puede estar a pie de presa o en instalaciones subterráneas. Generalmente se construyen de acero o concreto armado con o sin blindaje (camisa de refuerzo de acero).



Dimensiones del distribuidor y el tubo de aspiración en función de la velocidad específica.

DIMENSIÓN	VALOR (m)
H1	0.07
H2	0.19
D1	0.35
D2	0.43
N	1.07
O	0.63
P	0.55
Q	0.30
R	0.72
S	2.12
T	0.70
Z	1.25
U	0.15
V	1.25

Tabla 2.6 Dimensiones del rodete y del tubo de aspiración de la turbina Francis seleccionada.

Figura 2.3 Rodete y tubo de aspiración o succión de la turbina Francis elegida.

Y como dimensiones generales, se tiene:

- Altura del eje de la turbina a piso del tubo difusor = 1.25 m
- Ancho del tubo difusor = 2.64 m
- Largo del tubo difusor = 2.12 m
- Ancho del espiral = 1.53 m
- Separación entre unidades = 2.95 m

4.14. Dimensionamiento general de la casa de máquinas

Una planta hidroeléctrica consta de dos elementos principales: la casa de máquinas y la subestación elevadora. La casa de máquinas cuenta con dos niveles: planta alta o piso de generadores y planta baja o piso de turbinas.

En la Figura 4.4 se toma como ejemplo la planta hidroeléctrica El Oviachic, en el Estado de Sonora, donde se indica un corte transversal y las plantas, tanto del piso de turbinas como de generadores de la casa de máquinas. En relación a la misma figura, se tienen fórmulas empíricas planteadas por Pavlov, para definir las dimensiones principales de la casa.

- Para la turbina Francis elegida, $T = 2.33D$. Con $D = 0.45$ m
→ **T = 1.05 m**
- $B = 5 + 4.5D$ → **B = 7.03 m**
- Separación entre unidades: **L₁ = 2.95 m**
- Longitud de casa de máquinas: $L = (z+1)L_1$ → $z = 2$ unidades
→ **L = 8.85 m**
- $H = 0.16D^2 + 2.8D + 4$ → **H = 5.29 m**
- $S = \alpha D$; con $1.8 < \alpha < 6$ → $\alpha = 4$ → **S = 1.8 m**

4.15. Diseño del canal de desfogue

Después del aprovechamiento del agua al pasar por la turbina, se debe desalojar el fluido sin turbulencias y con velocidades bajas para devolverlo al cauce del río para ser aprovechado aguas abajo en la derivadora. Esto se realiza mediante un canal de desfogue bajo los siguientes principios para su diseño. La primera variable que se debe tomar en cuenta es el ahogamiento de la salida de la turbina, por lo que se debe alcanzar una superficie libre del agua a la cota 323.00 msnm.

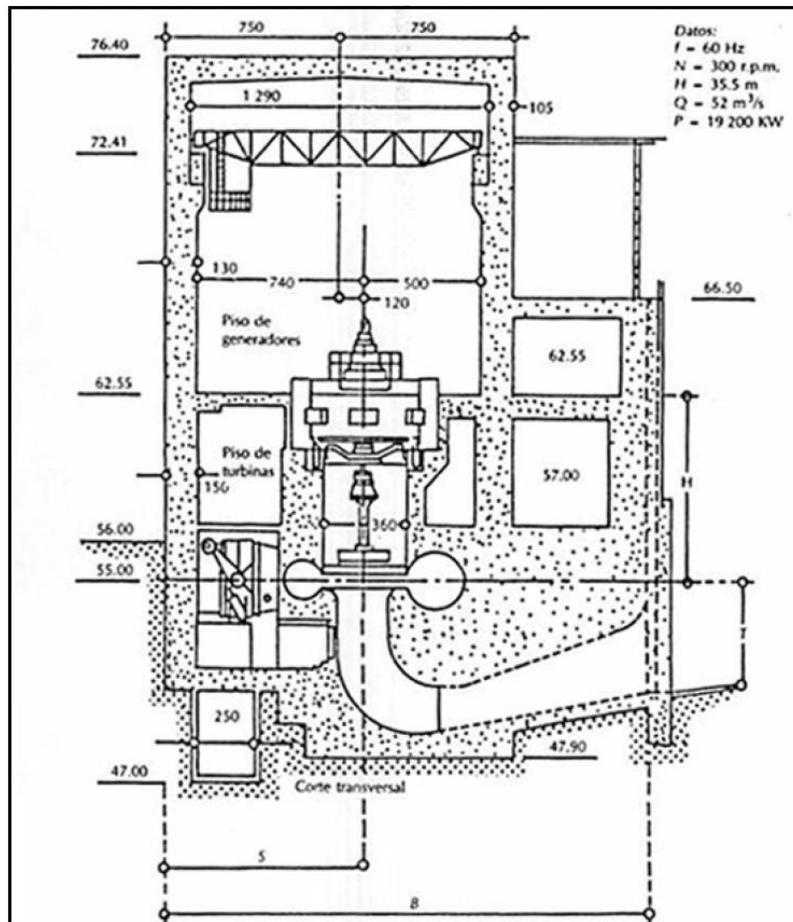


Figura 2.4 Casa de máquinas ejemplo para obtener las dimensiones con las fórmulas empíricas de Pavlov. Fuente: Referencia 2.

Por lo que se debe calcular el tirante normal en el canal con esta elevación determinada. Se propone un canal trapezoidal de concreto armado. Los parámetros de diseño son los siguientes:

- Gasto = $3.28 \text{ m}^3/\text{s}$
- Elevación máxima del agua = 323.00 msnm
- Talud de las paredes: 1:1
- Bordo libre = 0.50 m
- Velocidad máxima de 5.0 m/s y mínima de 0.6 m/s , según recomendaciones de la CONAGUA
- Coeficiente de rugosidad (n_{Manning}) = 0.014 . Correspondiente a concreto terminado con acabado normal (Referencia 3)

Para obtener un tirante normal para las características dadas, se utiliza la ecuación de Manning, mostrada a continuación:

$$v = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots \text{Ec. 28}$$

Donde:

v = Velocidad media del agua, en (m/s)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning, adimensional

R_h = Radio hidráulico, en (m)

S = Pendiente de fricción, adimensional

Se propone un ancho de plantilla de **b = 2.0 m** y una pendiente física del canal para desalojar el agua utilizada. Con el gasto determinado y después de proponer pendientes que satisfagan la ecuación anterior, se llegó a los resultados siguientes:

- Tirante normal = 0.97 m
- Velocidad media del agua = 1.144 m/s
- Altura total del canal = 1.47 m
- Longitud del canal = 290.0 m
- Pendiente = 0.0005
- Elevación de la plantilla en el desfogue = 322.00 msnm

Con los resultados anteriores se cumple con la sumergencia del desfogue y con la velocidad recomendada por CONAGUA, por lo que las dimensiones son correctas.

4.16. Régimen de operación de la Central Hidroeléctrica

Una vez que se seleccionaron todas las características de la planta hidroeléctrica en cuanto a la hidráulica, sin duda las aportaciones y las demandas son las que definen su funcionamiento.

El comportamiento de un río se conocerá mejor si los registros históricos de sus estaciones hidrométricas son más extensos. La hidrología propone métodos para deducir escurrimientos, completar registros e inclusive generar escurrimientos probables utilizando métodos estocásticos.

Lo importante es contar con datos de aportaciones a la presa para simular su funcionamiento, confrontándolos con una policía de demandas y un criterio de operación.

Una vez definidas las aportaciones, es posible realizar las simulaciones mencionadas y analizar los resultados, determinar los parámetros principales; como son los niveles de operación del vaso, la potencia por instalar y la generación esperada.

Los niveles de operación se determinan simulando las condiciones en que trabajará la planta. Para esto es necesario confrontar las aportaciones del proyecto con las extracciones debidas al riego de cultivos, como ya se estudió a lo largo de esta tesina.

Con todo lo anteriormente explicado y analizado en el funcionamiento de vaso, se tiene la siguiente tabla de resultados sobre la simulación del régimen de operación de la planta hidroeléctrica de proyecto.

GASTO PROPUESTO					
		Q =	3.28	(m³/s)	
Factor para gasto anual =	86,400.00	(seg/día)			
MES	DÍAS	% Extracción	Gasto (m³/s)	Vol. (Mm³)	ELEVACIÓN MEDIA VASO(msnm)
ENERO	31	28.21%	0.925	2.479	366.54
FEBRERO	28.25	21.47%	0.704	1.719	376.65
MARZO	31	21.47%	0.704	1.886	361.73
ABRIL	30	22.31%	0.732	1.896	373.53
MAYO	31	51.00%	1.673	4.480	355.72
JUNIO	30	100.00%	3.280	8.502	367.90
JULIO	31	100.00%	3.280	8.785	368.18
AGOSTO	31	100.00%	3.280	8.785	370.95
SEPTIEMBRE	30	100.00%	3.280	8.502	379.79
OCTUBRE	31	100.00%	3.280	8.785	377.00
NOVIEMBRE	30	85.78%	2.814	7.293	377.00
DICIEMBRE	31	45.18%	1.482	3.969	377.00
Totales =	365.25			67.082	

Figura 2.5 Resultados de la simulación del régimen de funcionamiento de la planta hidroeléctrica de proyecto.

En forma gráfica:

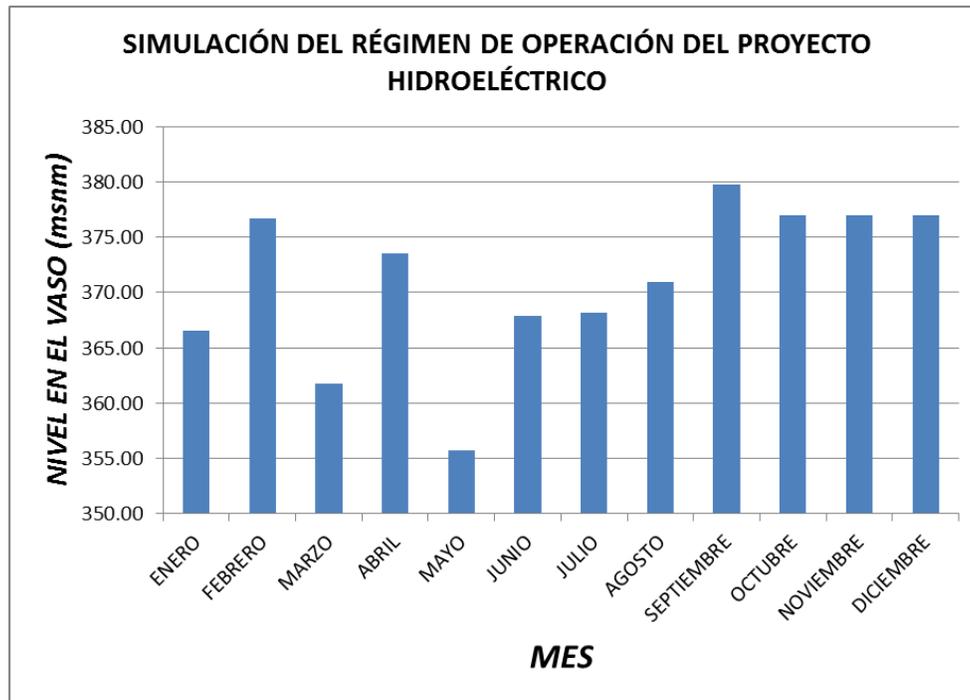


Figura 2.6 Resultados de la simulación del régimen de operación del proyecto hidroeléctrico de equipamiento.

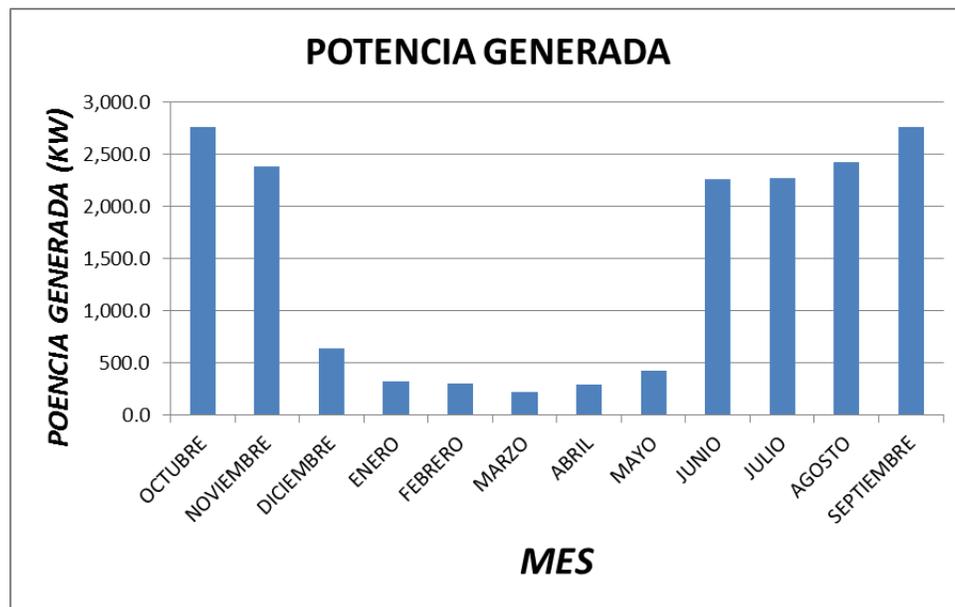


Figura 2.7 Resultados de la potencia generada en la simulación del funcionamiento de la planta hidroeléctrica.

Los resultados obtenidos en la simulación de la operación de la planta hidroeléctrica son los siguientes:

- Los niveles del vaso oscilan entre el NAMO y el NAMINO, según los resultados del análisis del funcionamiento de vaso, lo cual resulta apegado a las recomendaciones de la Comisión Federal de Electricidad (CFE).
- La mayor parte del tiempo el nivel en la presa es aceptable en cuanto a la carga disponible, por lo que es posible la generación.
- El mes más crítico resulta ser mayo, pues en este mes el nivel de la presa es muy cercano al NAMINO, por lo que se ve afectada la generación.
- Se respetaron los compromisos en las extracciones para riego y se tiene agua suficiente para generación, obteniendo un gasto para la misma.
- Como se observa en la Figura 4.8.2, la potencia generada tiene su máximo aprovechamiento en el periodo de los meses de junio a noviembre. Pues se observa una caída de diciembre a mayo.
- En el mes de marzo se tiene la mínima potencia generada, pues es el periodo de mínima entrada de volumen de agua al vaso.
- Este comportamiento se debe a la forma del hidrograma de entrada a la presa, pues, según los registros históricos es una campana alargada, teniendo su pico en el mes de septiembre.

4.17. Energía media anual generable

Debido al análisis anterior, la energía media anual generable se ve afectada por la forma de la curva de potencia generada, según se observa en las Figuras 4.8 y 4.9.

La energía generada conserva sus números en correspondencia con la potencia generada. Es decir, la máxima energía se presenta en los meses de junio a noviembre, con lo que se tiene los máximos volúmenes extraídos del vaso; y en consecuencia, en el periodo de estiaje, de diciembre a mayo, se tiene generación menor.

Nuevamente, en el mes de marzo, la generación de energía es mínima, pero es aprovechable. Con lo anterior, se tendría una energía media anual generable de **7.08 GWH**.

Tesina: Proyecto de Equipamiento Hidroeléctrico de la Presa General Andrés Figueroa, en el Estado de Guerrero

MES	ELEVACIÓN MEDIA DEL VASO (msnm)	Gasto (m ³ /s)	Pérdidas de energía (m)	Carga neta Turbina (m)	Unidades trabajando	Potencia (kW)	Volumen mensual (Mm ³)	Energía generada (GW-h/mes)
OCTUBRE	377.00	3.280	1.88	50.12	2	2,757.72	8.785	1.03
NOVIEMBRE	377.00	2.814	1.39	50.61	2	2,388.72	7.293	0.86
DICIEMBRE	377.00	1.482	0.39	51.61	1	641.50	3.969	0.48
ENERO	366.54	0.925	0.16	41.38	1	321.22	2.479	0.24
FEBRERO	376.65	0.704	0.09	51.56	1	304.57	1.719	0.21
MARZO	361.73	0.704	0.09	36.64	1	216.48	1.886	0.16
ABRIL	373.53	0.732	0.10	48.43	1	297.21	1.896	0.21
MAYO	355.72	1.673	0.50	30.22	1	423.92	4.480	0.32
JUNIO	367.90	3.280	1.88	41.02	2	2,257.27	8.502	0.81
JULIO	368.18	3.280	1.88	41.30	2	2,272.64	8.785	0.85
AGOSTO	370.95	3.280	1.88	44.07	2	2,424.65	8.785	0.90
SEPTIEMBRE	377.00	3.280	1.88	50.12	2	2,757.72	8.502	0.99

Figura 2.8 Resultados de la simulación del funcionamiento de la plana hidroeléctrica de proyecto

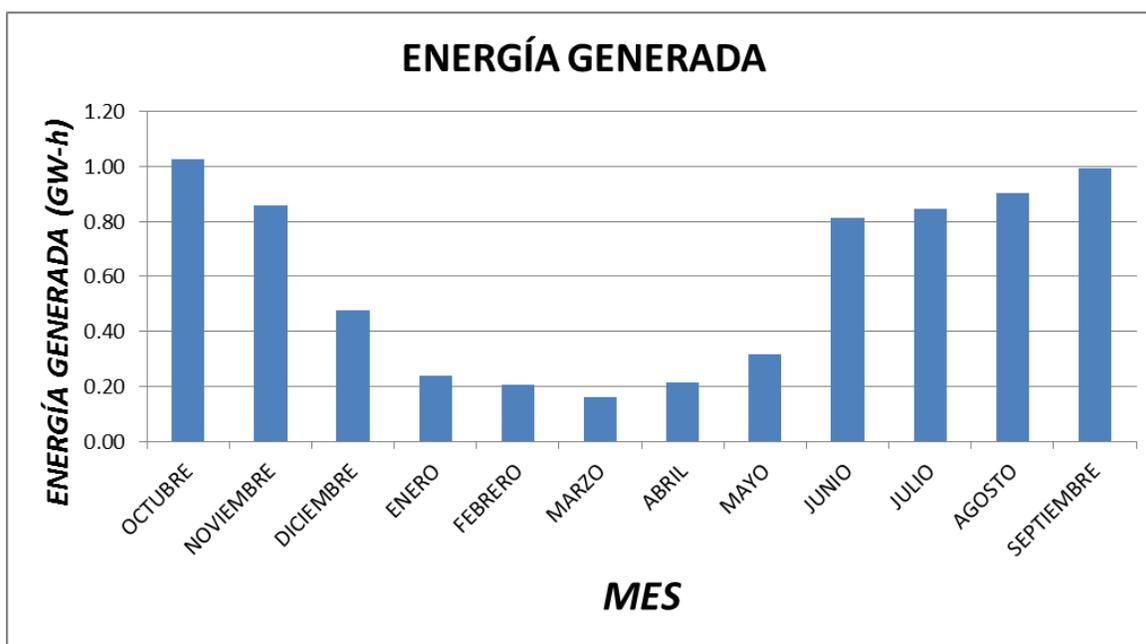


Figura 2.9 Resultados de la energía generada estimada para el proyecto de la planta hidroeléctrica.

5. ASPECTOS SOCIALES DEL PROYECTO

En general, los proyectos de plantas hidroeléctricas tienen un gran componente social, el cual da al proyecto un enfoque para el análisis de su evaluación en ese sentido; deben entonces considerarse los efectos indirectos y de valorización social de beneficios y costos que conlleva su instalación y manejo. Sin embargo, una evaluación económica del proyecto ofrece indicadores de viabilidad para su realización.

La evaluación financiera toma los precios del mercado para valorar los bienes y recursos, siendo importantes las utilidades dejadas por la relación entre ingresos y egresos. En su mayoría este tipo de proyectos no son un atractivo económico, lo cual lleva a plantear un mecanismo para hacer viable el proyecto con subsidios, transferencias, impuestos, etc.

La ejecución del proyecto de equipamiento de la presa presenta una solución a una situación de demanda de energía eléctrica, esto es, la instalación de un nuevo servicio que antes no existía, con lo cual el beneficio socioeconómico directo se cuantificará en base a la energía que se consume, tanto en el sector residencial, de servicios públicos y comercial. El uso de energía en la comunidad genera también beneficios económicos indirectos que se reflejan en actividades complementarias, como son:

- Mejoramiento de la calidad de vida producida por una oferta más amplia de energía
- Mejoramiento de la estructura económica local
- Reducción de la contaminación ambiental
- Efectos de generación de empleos
- Alivio a la balanza de bienes y servicios por sustitución de recursos de energía importados
- Efectos sobre el nivel de capacitación en habitantes de las localidades cercanas al proyecto
- Reducción del éxodo rural
- Disminución de la tala de bosques
- Incremento en la seguridad del abastecimiento

Por otro lado y tomando en cuenta los aspectos negativos de la implementación del proyecto, éstos se perciben como una oportunidad para promover desarrollo rural y para suplir una necesidad de producción de energía eléctrica con bajo impacto ambiental.

Sin embargo, se ha presentado oposición social, especialmente en las comunidades donde se desarrollan los proyectos y organizaciones de la sociedad civil, debido a que perciben que este tipo de proyectos se han manejado de manera excluyente y con deficiente responsabilidad social. Específicamente, existe resistencia ciudadana y particularmente de los pueblos indígenas, hacia la forma en que se han gestionado y desarrollado los proyectos en dos aspectos básicos: a) no respetando los procesos de información y consulta previa, y b) Escasos beneficios socioeconómicos para las comunidades, incluyendo el acceso/costo de éstas a la energía eléctrica.

Por tales aspectos, es recomendable hacer partícipe a la sociedad civil en este proyecto, ya sea empleándolos en la construcción e integración del mismo, como co-propietarios de éste; de tal suerte que sientan el proyecto como propio y que obtendrán un beneficio de él.

6. ASPECTOS AMBIENTALES DEL PROYECTO DE EQUIPAMIENTO

Dentro del proyecto de equipamiento de la presa Andrés Figueroa deben tomarse en cuenta los aspectos ambientales que pueden ser modificados, e incluso, eliminados para alcanzar los objetivos de generación de electricidad que se tienen concebidos en el mismo. La evaluación de estas transformaciones radica en condiciones topográficas, geológicas, hidrológicas y del ecosistema presentes en la cuenca hidrográfica; y además, a los correspondientes esquemas constructivos y operativos de ingeniería. Estos parámetros pueden considerar hasta diferentes alternativas de proyecto.

Es fundamental, entonces, observar el impacto ambiental del proyecto sobre su entorno, el cual dependerá del criterio de planeación adoptado en la fase inicial de concepción del mismo. El estudio de impacto ambiental debe obligatoriamente realizarse en compañía de los estudios técnicos, sociales y económicos, desde las fases iniciales del proyecto.

Es importante subrayar que la presa ya está construida, por lo que los impactos ambientales en la zona serían adicionales a los propios generados por la obra hidráulica. En este ámbito se tendrían, en forma general, los siguientes impactos:

- Inducción de desarrollo en el área de influencia, reflejada en la utilización del recurso hídrico, carreteras, electrificación, telecomunicaciones y otros servicios adicionales a los que ya se tienen.
- Se activará nuevamente la economía a nivel regional, a través de la generación de empleo en los servicios de consultoría, construcción, fabricación de materiales y equipos, comercialización, montaje y operación, durante el periodo que dure la implementación del proyecto.

La relación costo – beneficio ambiental es responsable de la generación de impactos permanentes y transitorios. Los impactos permanentes se presentan por los cambios en las condiciones aguas arriba y aguas abajo en términos de caudal y calidad del agua descarga.

También pueden generarse impactos ocasionados por el aumento en la disponibilidad de energía, uso múltiple del recurso hídrico e inducción del desarrollo regional. En este sentido, el equipamiento de la presa traería consigo beneficios a la región en estudio, ya que se prevé el aumento en el suministro de energía eléctrica, la generación de empleo y el desarrollo de la zona. El impacto en el recurso agua es nulo, pues se planea utilizar agua de la presa y una vez empleada, conducirla hacia su cauce para aprovecharse aguas abajo, como ha sido la operación de la misma hasta nuestros días. No se piensa en afectar en lo más mínimo el suministro para riego, por el contrario, se contribuye en aumento de caudal para esta actividad. La calidad del agua no se altera, debido a la utilización de la misma en cuestiones mecánicas. Es decir, solo se piensa aprovechar su energía cinética para generar el movimiento de las turbinas y producir electricidad.

Después de utilizarla, se desaloja de manera calma y controlada nuevamente en el cauce del río Ajuchitlán, para su posterior aprovechamiento aguas abajo.

Los impactos transitorios se presentan por la alteración de las condiciones físicas, bióticas, sociales, culturales y económicas en el área de influencia durante la construcción del proyecto y el inicio de la operación.

Para este punto, los efectos en la implementación del proyecto acarrearán impactos de este tipo, en cuanto a las condiciones físicas, pues se tendrá la presencia de maquinaria, equipo, personal y herramientas que afecten el ecosistema en forma local, debido a la colocación de la tubería y a la construcción de la casa de máquinas. Afortunadamente, no se encuentran poblaciones cerca del área de los trabajos, que pudieran afectar su vida diaria; por el contrario, se generaría empleo y desarrollo para los habitantes de las zonas cercanas al sitio.

Se estima que los impactos ambientales positivos son mayores a los impactos negativos, dado que la afectación es temporal y muy localizada, duran mientras se construyen las obras y se colocan los equipos necesarios para la generación. Los impactos positivos ya se describieron anteriormente. Por lo que solo quedaría la obligación de realizar un estudio de impacto ambiental para este proyecto, que incluya la identificación de los impactos, su predicción, la evaluación de los mismos y su atenuación o mitigación, para obtener la relación costo – beneficio real del proyecto en estudio; pero es un estudio que se aparta completamente de los alcances de esta tesina.

RESULTADOS

Los resultados generales de este estudio para el equipamiento de la presa Andrés Figueroa, se enumeran en los siguientes puntos:

- ✓ Se presentan los resultados de estudios hidrológicos aplicados a la cuenca que contienen a la presa y que fueron fundamento para el diseño de la propuesta de equipamiento de la presa.
- ✓ La cuenca tiene un área de 1,578.54 km². La corriente principal es el río Ajuchitlán con una longitud de 111.21 km. Su pendiente media es del 1%. Su tiempo de concentración es de 15.9 horas. Su precipitación media anual es de 1,177.77 mm. La evaporación media anual es de 125.96 mm. El escurrimiento medio anual es de 550.9025 millones de m³.
- ✓ La época de avenidas se encuentra entre los meses de julio y octubre. Mientras que el estiaje se presenta de noviembre a junio (ver Figura 2.6).

- ✓ Debido al comportamiento hidrológico de la cuenca, se estableció el régimen de extracción de la presa, como se presenta en la Figura 2.8.
- ✓ Se establecieron las elevaciones principales del vaso, a partir de la curva elevaciones-Capacidades-Áreas, según la Tabla 2.4.
- ✓ Se realizó un funcionamiento de vaso con la ecuación de continuidad de forma mensual y anual, sin la extracción para generación. Tomando en cuenta las entradas al vaso, la suma de extracciones, que consisten en riego, el caudal ecológico exigido por CONAGUA, el volumen evaporado y los derrames por el vertedor. Los resultados se presentan en el Capítulo 2, apartado 2.5, obteniendo un volumen medio disponible de 142.03 millones de m³.
- ✓ Se propusieron gastos de extracción para la simulación del funcionamiento de vaso, tomando en cuenta los compromisos de la presa, llegando a un gasto aprovechable de 3.28 m³/s.
- ✓ Se presentaron alternativas para el circuito hidráulico para generación a partir del aprovechamiento de las obras hidráulicas existentes y obras nuevas. Optando por aprovechar las obras existentes y la construcción de obras nuevas, con su respectiva justificación.
- ✓ Por lo que se eligió un circuito hidráulico a base de una tubería de acero de 1.168 m (46") de diámetro y 208.0 m de longitud, de acuerdo a la Figura 3.2.
- ✓ Con estas características del circuito, se presenta una velocidad del fluido de 3.059 m/s, con pérdidas máximas de energía totales de 2.57 m, que corresponden a un porcentaje de 5.01% con respecto a la carga estática del proyecto. Lo que se considera aceptable.
- ✓ Según el análisis de transitorios, se requiere de un espesor de tubería de 3/8" y no se requiere de pozo de oscilación.
- ✓ La carga neta máxima de trabajo en la turbina es de 51.43 m. la cual arroja una potencia máxima generada de 1,414.77 kW. Con un factor de generación de 0.12 y una generación máxima de energía anual a gasto constante de 12.393 GW-h. Se tiene una planta de base, ya que su factor de planta resulta de 0.58.
- ✓ Dados los resultados anteriores se propone como solución una velocidad síncrona de 900 rpm y cuatro pares de polos. Una velocidad específica de 245.82 kW-m. Con esto, se propone una turbina tipo Francis. Debido a la carga disponible y a la velocidad específica, se recomiendan dos turbinas de 0.7MW cada una.

- ✓ Respecto al cálculo de la carga de succión, se recomienda que el eje del distribuidor debe ubicarse 3.32 metros por arriba del nivel de desfogue de la turbina; quedando a la elevación 326.32 msnm.
- ✓ Las dimensiones preliminares de la turbina se exponen en el Capítulo 4 en su apartado 4.13 y las dimensiones de la casa de máquinas se presentan en el apartado 4.14.
- ✓ Para el desfogue, se tiene un canal trapezoidal de concreto armado de 2.0 m de base y altura máxima de 1.50 m. Taludes en ambas paredes de 1:1. Una pendiente de 0.0005 y longitud total de 290 m. La elevación máxima de la superficie libre del agua corresponde a la cota 323.00 msnm y su nivel de plantilla en el desfogue a la cota 322.00 msnm, con un tirante máximo de 1.0 m.
- ✓ El régimen de operación de la plana hidroeléctrica de proyecto y la energía probable generada se presentan en el Capítulo 4, en los apartados 4.16 y 4.17, respectivamente.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las conclusiones que se obtienen después del estudio realizado en esta tesina son; primero, que se alcanzó el objetivo propuesto al inicio de la misma, pues se describieron de forma completa y detallada cada una de las estructuras hidráulicas que componen la presa Andrés Figueroa (Las Garzas). Además de realizar un análisis para el equipamiento de la presa con el objeto de generar electricidad con el aprovechamiento de sus aguas.

Es de suma importancia señalar el estudio hidrológico realizado en la zona de estudio, que si bien no es parte fundamental de los objetivos de esta tesina, son parte esencial para obtener los volúmenes de agua aprovechados para la generación. Se exponen en forma de parámetros dados sin su respectiva justificación. Asimismo, para los registros de las estaciones hidrométricas y la política de extracción de la presa para fines de riego. Con la ayuda de estos parámetros se logró determinar un volumen potencialmente aprovechable para la generación.

Es muy marcada la forma del hidrograma de entrada por lo que se estudió aprovechar al máximo esa forma, pues existe un volumen derramado por la obra de excedencia muy elevado en los meses de avenidas y un volumen mucho menor en el estiaje. En el estudio de esta tesina, se pretende aprovechar estos derrames y el propio volumen de riego para generar la máxima energía eléctrica posible.

Como se expresa en los respectivos análisis, se obtuvo una política de extracción para generación sin anular los compromisos establecidos en los usos del agua del almacenamiento. Del Sistema General de Seguridad de Presas y del compilado Presas de México (Referencias 8 y 4, respectivamente), se obtuvieron los niveles de operación de la misma, y con ello, se realizó el funcionamiento de vaso. Analizando, primero un funcionamiento sin extracción para generación y después un funcionamiento de vaso, tomando en cuenta la política de extracción para generación, cuya comparación, mostró un volumen considerable y potencialmente aprovechable. Con esta consideración, se concluyó que sí es viable la extracción de agua para turbinar.

A partir de lo anterior y después de analizar varias alternativas de aprovechamiento, se eligió un circuito hidráulico mediante una tubería de acero de diámetro comercial con sus diferentes accesorios para seguridad y control del fluido.

Con el análisis hidráulico se obtuvieron pérdidas de energía muy razonables (menores al 5% con respecto a la carga); pero es muy acertado pensar que se debe realizar un estudio precio-pérdidas de energía para obtener así el diámetro más económico y a la par, más rentable; pero este análisis queda fuera de los alcances de esta tesina, pues solo se muestra la factibilidad física e hidráulica para la alternativa de generar electricidad en ese cuerpo de agua.

Siguiendo esa premisa, se continuó con el diseño de todo el circuito hidráulico, llegando a valores aceptables, según las recomendaciones de CONAGUA y de las Referencias consultadas. Con estos datos obtenidos, se calculó la potencia teórica, el factor de generación y el factor de planta, valores característicos muy importantes en la proyección de una planta hidroeléctrica. Con el factor de planta obtenido, se llegó a la conclusión que se trata de una planta de base, con energía generada sin importar el tiempo de operación.

Con los cálculos realizados, se propone una potencia instalada de dos unidades tipo Francis rápida de 0.70 MW, cada una. Asimismo, se presenta un predimensionamiento de las turbinas, así como de la casa de máquinas y el cálculo de la obra de desfogue, que consta de un canal trapezoidal que devolverá el agua turbinada al cauce del río para su posterior aprovechamiento aguas abajo.

Posteriormente, se realizó un estudio del régimen de funcionamiento de la planta hidroeléctrica a partir de todos los parámetros y resultados de los cálculos realizados. Estos resultados se analizaron a detalle en el apartado correspondiente, pero, en general, ofrecen un panorama muy favorable para la generación, pues se cuenta con suficiente agua y carga disponible en meses muy marcados y cargas mínimas en el estiaje, pero se es capaz de generar electricidad todo el año, con una energía media anual generada de 7.08 GWH.

Finalmente, se realiza un análisis muy superficial de los aspectos sociales y ambientales del proyecto, que si bien, se recomienda realizarlos con mayor profundidad. Lo que sí es posible señalar son las ventajas, en todo punto de vista, del equipamiento en la Presa Andrés Figueroa.

REFERENCIAS

1. Sotelo Ávila, Gilberto
Hidráulica General. Fundamentos.
Vol. 1. Vigésimosegunda reimpresión
Edit. Limusa. Grupo Noriega Editores.
México 1999.
2. Gardea Villegas, Humberto
Aprovechamientos Hidroeléctricos y de Bombeo
Edit. Trillas. Facultad de Ingeniería.
Universidad Nacional Autónoma de México
México 1992.
3. García Gutiérrez, Héctor y Nava Mastache, Arturo
Selección y Dimensionamiento de Turbinas Hidráulicas para Centrales Hidroeléctricas
División de Ingeniería Civil y Geomática. Facultad de Ingeniería.
Universidad Nacional Autónoma de México
México 2014
4. Presas de México
Memoria Descriptiva de la Presa Andrés Figueroa. Municipio de Ajuchitlán del Progreso, Estado de Guerrero. México.
5. Sotelo Ávila, Gilberto
Hidráulica de Canales
Facultad de Ingeniería
Universidad Nacional Autónoma de México
México 2001

6. Comisión Nacional del Agua
Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Ejecución de Obras e Instalaciones Hidráulicas.
México 2015

7. Norma Mexicana NMX-AA-159-SCFI-2012
Que establece el Procedimiento para la Determinación del Caudal Ecológico en Cuencas Hidrológicas
Secretaría de Economía
México 2012

8. Sistema Nacional de Seguridad de Presas
<http://201.116.60.136/inventario/tgeneralidades.aspx?DSP,1459>
Comisión Nacional del Agua

9. Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS)
<http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Contenido/Documentos/Portada%20BANDAS.htm>
Comisión Nacional del Agua