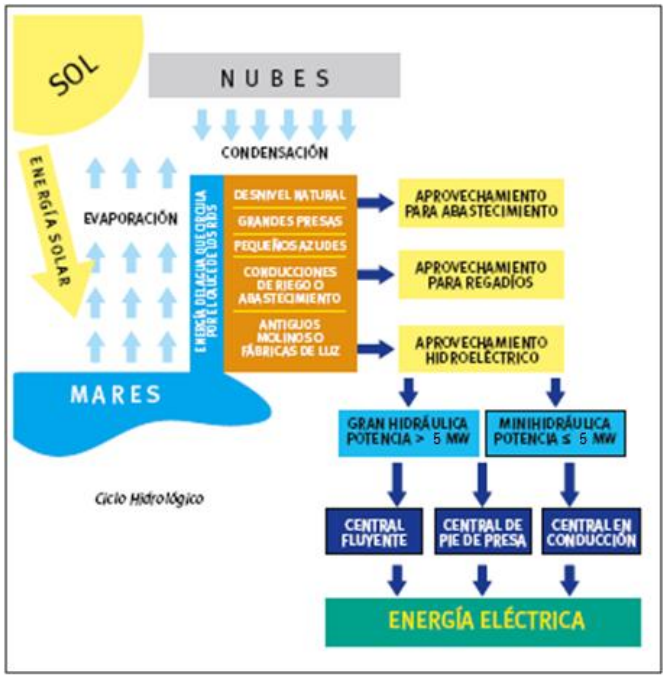
7. MARCO TEÓRICO

7.1 LA FUERZA HIDROELÉCTRICA

El concepto básico para obtener energía hidroeléctrica es aprovechar la energía cinética del agua que cae. Esta se almacena en un embalse o fluye naturalmente a lo largo de un río, se conduce para pasar a través de una turbina, la cual rota por la fuerza de la presión y el flujo del agua. La turbina está mecánicamente conectada a un generador eléctrico, el cual también es forzado a rotar, generando así electricidad (Carless, 1995, pág. 100) (St. Onge, s.f.).

Figura 1. Ciclo hidrológico



(IDAE, 2006, pág. 26)

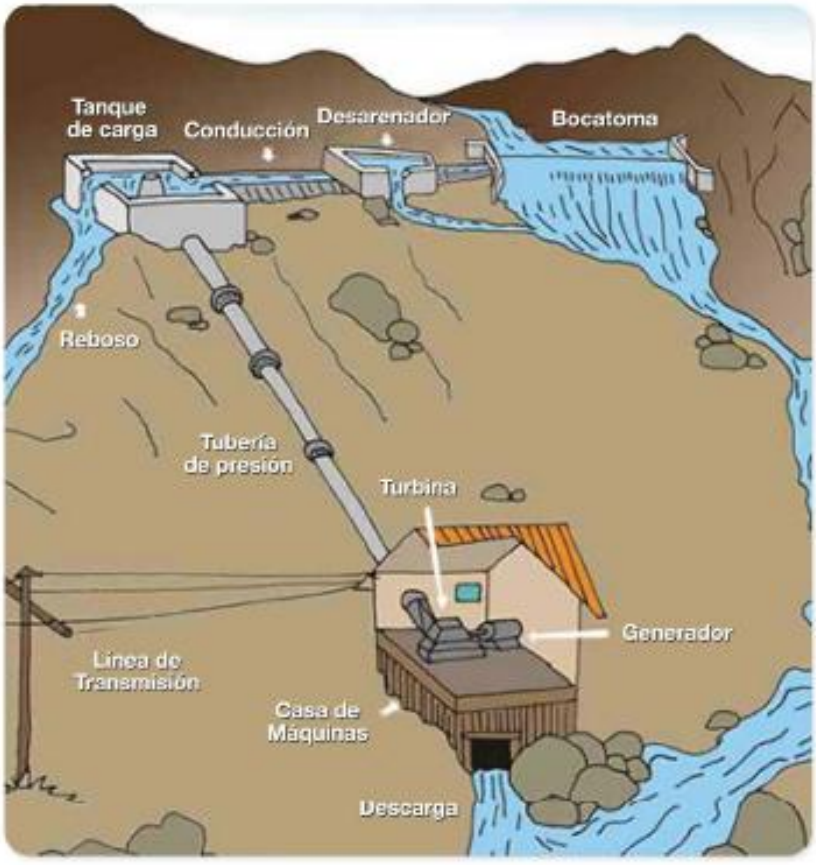
El transporte de agua de mar a la atmósfera por efecto de la evaporación, su caída a la superficie por precipitación y su regreso al mar a través de los ríos o filtraciones, es conocido como el ciclo hidrológico (Coz *et al*., 1995).

7.2 LAS CENTRALES HIDROELÉCTRICAS A PEQUEÑA ESCALA

Los sistemas hidroeléctricos se definen tanto por su tamaño como por la forma en que utilizan la energía del agua. Las grandes plantas hidroeléctricas se diferencian de las pequeñas centrales hidroeléctricas, porque estas últimas generan reducidas cantidades de electricidad por medio de uno o más conjuntos turbina/generador (INEA, 1997, pág. 15).

Se presenta a continuación el esquema general de una central hidroeléctrica a pequeña escala donde se pueden identificar los elementos básicos que la componen aunque pueden existir variaciones de acuerdo al tipo de central.

Figura 2. Central hidroeléctrica a pequeña escala



(Wikiciencia, 2008)

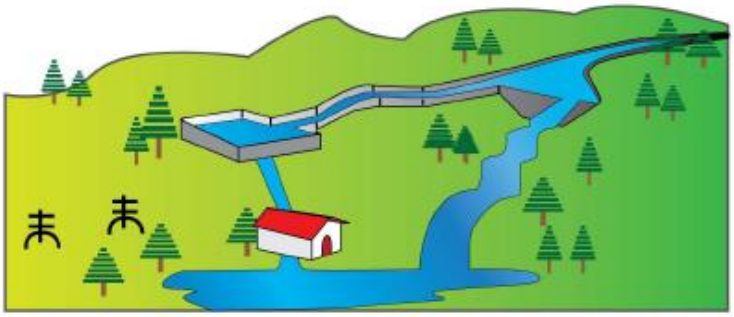
7.2.1 Clasificación según captación del agua

Las centrales hidroeléctricas, siendo de interés para el proyecto las microcentrales, pueden ser clasificadas según la captación que hacen del agua en los siguientes tipos (IDAE, 2006, págs. 27-31).

- Centrales de agua fluyente

Estas centrales captan una parte del caudal del río, lo trasladan hacia la central y una vez utilizado, lo devuelven al río. Son el tipo de central más común en proyectos de microcentrales.

Figura 3. Central de agua fluyente



(IDAE, 2006, pág. 28)

- Centrales con embalse

Este tipo de centrales se sitúan en la parte baja de los embalses destinados a usos hidroeléctricos o a otros usos, aprovechando el desnivel creado por la propia presa del embalse.

- Centrales en canal de riego o de abastecimiento

Estas centrales utilizan el desnivel existente en el propio canal construido para el riego o abastecimiento de otras aplicaciones, o el desnivel existente entre el canal y el curso de un río cercano.

7.2.2 Clasificación de centrales según el potencial

Las centrales hidroeléctricas a pequeña escala, según la Organización Latinoamericana de Energía (OLADE), se clasifican según su potencia con base en las siguientes especificaciones:

Tabla 1. Clasificación según potencial

Tipos	Potencia
Picocentrales	0,5 – 5 kW
Microcentrales	5 – 50 kW
Minicentrales	50 – 500 kW
Pequeñas centrales	500 – 5000 kW

(INEA, 1997, pág. 15)

7.2.3 Clasificación de centrales según su vinculación

Entre otras clasificaciones que se hacen de las centrales hidroeléctricas a pequeña escala existe la referente a la vinculación a la red eléctrica nacional, de ahí que las centrales pueden ser aisladas o centrales integradas o interconectadas.

7.3 ESTUDIO DE DEMANDA

El tamaño de una microcentral estará determinado por la demanda de potencia y la demanda de energía. La primera representa la potencia instantánea que requieren varios aparatos eléctricos conectados simultáneamente al sistema. La demanda de energía, dada en vatios-hora o kilovatios-hora, relaciona en cambio la demanda de potencia con el tiempo en que los aparatos están conectados. El tamaño del grupo turbina-generador, se determina con base en la demanda pico, es decir, la mayor demanda de potencia en un momento dado.

Se debe estimar entonces las cargas requeridas para uso residencial, alumbrado público, uso comercial e industrial dependiendo las condiciones del lugar. Una metodología sugerida para determinar la demanda futura de energía consiste en la simulación de una curva de demanda donde la abscisa representa las horas del día y la ordenada la potencia requerida (Mora & Hurtado, 2004).

7.4 PARÁMETROS BÁSICOS PARA UNA MICROCENTRAL

La cantidad de energía que un sistema hidroeléctrico puede crear la determinan dos factores: la cabeza y el flujo de agua (Carless, 1995, pág. 103). Se trata de un sistema de conversión de energía, donde esta se toma en forma de caudal y salto, y se entrega en forma de electricidad (Coz *et al*., 1995, pág. 4). No se puede defender la validez de un proyecto de generación hidroeléctrica sin primero conocer acertadamente estos dos parámetros (St. Onge, s.f.).

Es probable que algunas veces no exista información para hacer un estudio hidrológico, por lo que será necesario recolectar los datos propios. El salto depende de la topografía del terreno, y el caudal de las características del río o arroyo a utilizar (Coz *et al*., 1995, pág. 27). La importancia de conocer estimaciones del caudal de agua disponible así como de la cabeza de presión que se puede lograr, es que permite identificar localizaciones óptimas para la implementación de microcentrales, así como descartar otros lugares que no presenten buenas condiciones.

7.4.1 Medición del caudal

Existen dos métodos sencillos para medir este parámetro que hace referencia al volumen de agua por unidad de tiempo. El primero es el método del recipiente donde el caudal a medir es desviado a un recipiente de volumen conocido, y midiendo el tiempo que toma llenarlo se conoce el caudal dividiendo este volumen por el tiempo. El segundo método es el del área y velocidad, basado en el principio

de continuidad, donde para un fluido de densidad constante, fluyendo a través de un área de sección conocida, el producto del área por la velocidad media será el caudal (Coz *et al*., 1995, págs. 36-37).

Otros métodos usados para medir caudal son: método de la solución salina, método de la sección de control y regla graduada, y método del vertedero de pared delgada (INEA, 1997, pág. 43).

7.4.2 Medición del salto

Los mapas con curvas de nivel sirven para hacer una primera estimación del salto disponible, aunque posteriormente en el proceso de diseño se hace necesario realizar mediciones para obtener mayor precisión. Una buena estimación del salto se logra con el método de la manguera y el manómetro. Con un tramo de manguera y un manómetro a la salida que registra la presión, se hacen mediciones descendiendo por la montaña desde el lugar donde se tomaría el agua hasta donde estaría la turbina. Una lectura del manómetro se puede convertir a una caída en metros. La ventaja de este método es que permite a la vez tener una primera idea de la longitud de tubería que se requiere (Coz *et al*., 1995, pág. 31).

Hay otro método recomendado para caídas pequeñas que es el de la manguera de nivelación, u otro muy similar que es el del nivel del carpintero y tablas. Para caídas altas donde la precisión de la medición no es tan relevante se usa un altímetro. Otro método que se puede emplear, de alta precisión pero costoso, es el método del nivel de ingeniero (INEA, 1997, pág. 27).

Con los dos parámetros se puede hallar la potencia disponible. En este punto se debe tener en cuenta que la potencia neta producida para el consumidor será mucho menor que la potencia disponible debido a las pérdidas en el sistema en general. La eficiencia total del sistema corresponde de un 50 a 70% de la energía teórica (Azevedo Netto & Acosta Alvarez, 1976, pág. 542).

Ecuación 1. Estimación inicial de potencia disponible

$$P_{disp} = 9{,}81 * Q * H$$

(Coz *et al*., 1995, pág. 5)

Donde,

P_{disp} = Potencia, en kW

Q = Caudal, en m^3/s

H = Salto disponible, en m

$9{,}81$: factor que simplifica la ecuación para no tener que ingresar datos como la densidad del agua, la gravedad y obtener un resultado en kW

Cuando se define una demanda energética por suplir y se estiman unas pérdidas en el sistema, se puede conocer el caudal necesario para alimentar la turbina. Este es el caudal de diseño y se utiliza para determinar el diseño de las diferentes obras que componen el proyecto (tuberías, tanque, desarenador, etc.). Estos diversos componentes de la microcentral son los responsables que la eficiencia del sistema se vaya reduciendo en determinados porcentajes.

Ecuación 2. Caudal de diseño

$$Q_d = \frac{P}{(8 * g * H)}$$

(INEA, 1997, pág. 64)

Donde,

Q_d = Caudal de diseño, en m^3/s

P = Demanda total definida, en kW

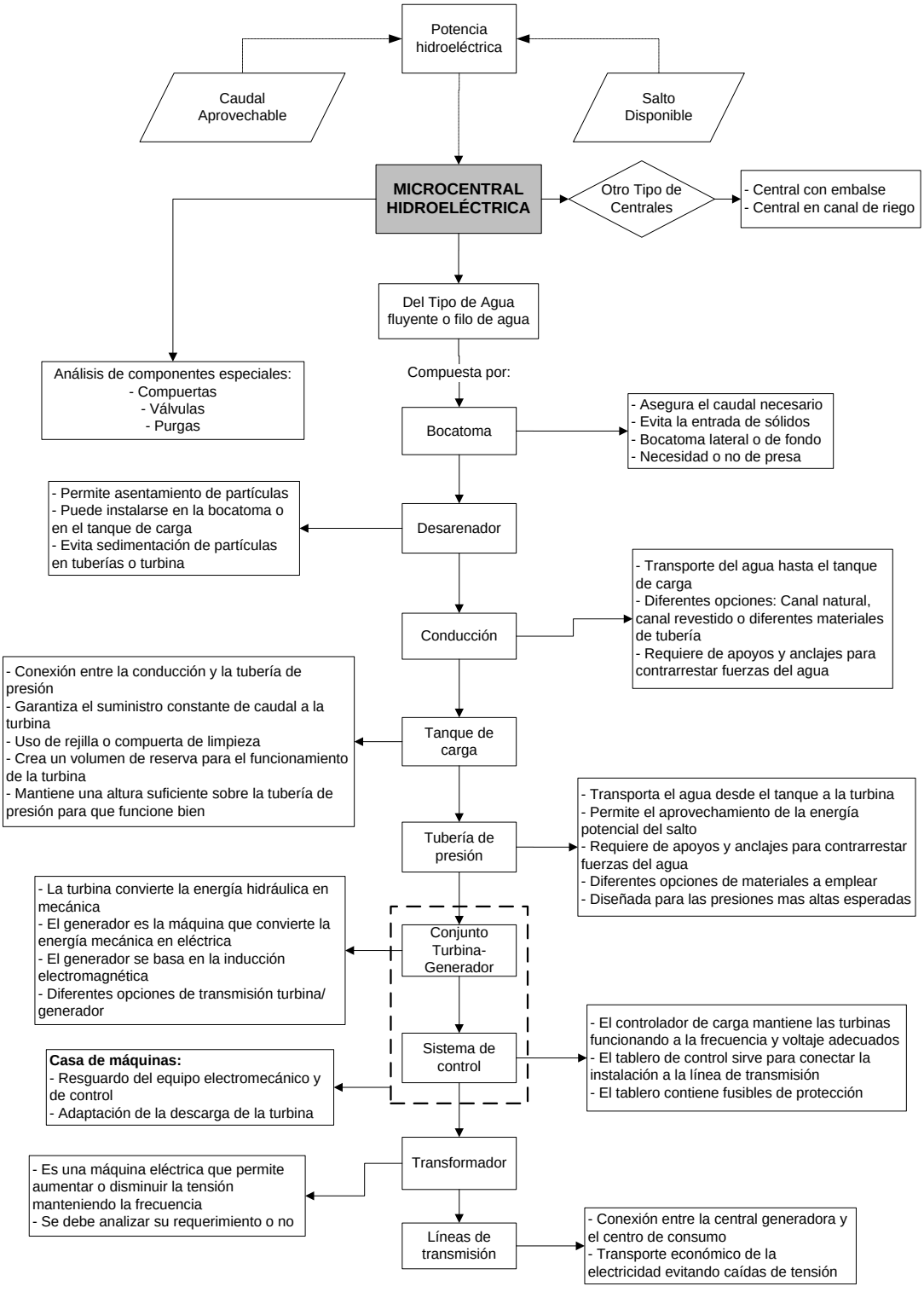
g = Peso específico del agua, en ton/m^3

H = Caída neta, dada por la caída bruta menos las pérdidas hasta la turbina, en m

8: factor que resulta de considerar unas pérdidas adicionales del 20% no consideradas en la caída neta anterior.

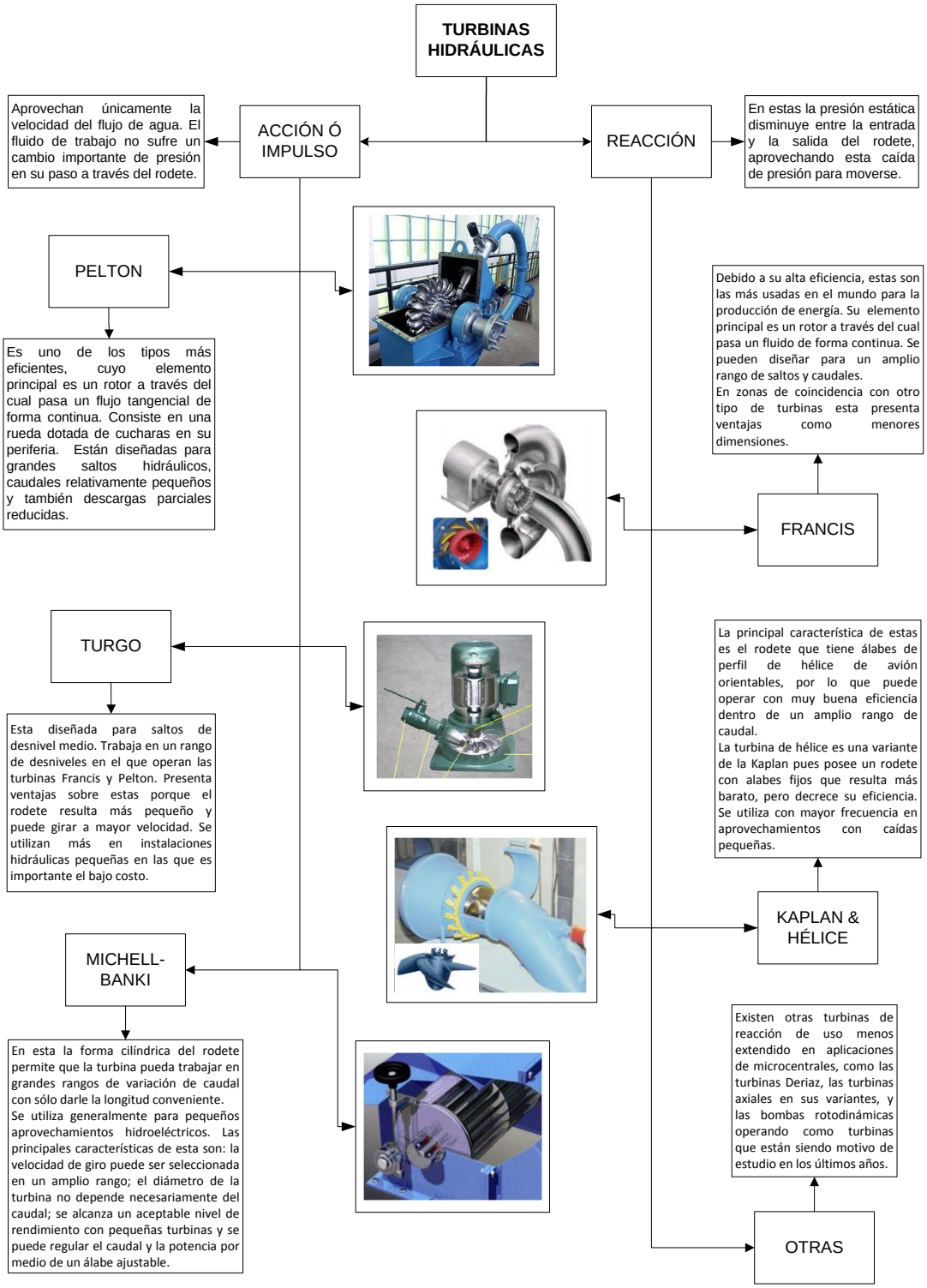
7.5 COMPONENTES DE UNA MICROCENTRAL HIDROELÉCTRICA

Figura 4. Diagrama de componentes de una microcentral



7.6 DESCRIPCIÓN DE LOS TIPOS DE TURBINAS

Figura 5. Diagrama descriptivo del tipo de turbinas



7.7 SELECCIÓN DE TURBINAS HIDRÁULICAS

7.7.1 Rangos de las turbinas

Hay muchos tipos básicos de turbinas, cada una de ellas opera más efectivamente en ciertos rangos de presión y caudal. La Tabla 2 muestra las características principales de las turbinas hidráulicas incluyendo el rango de saltos de operación, caudales y eficiencia máxima.

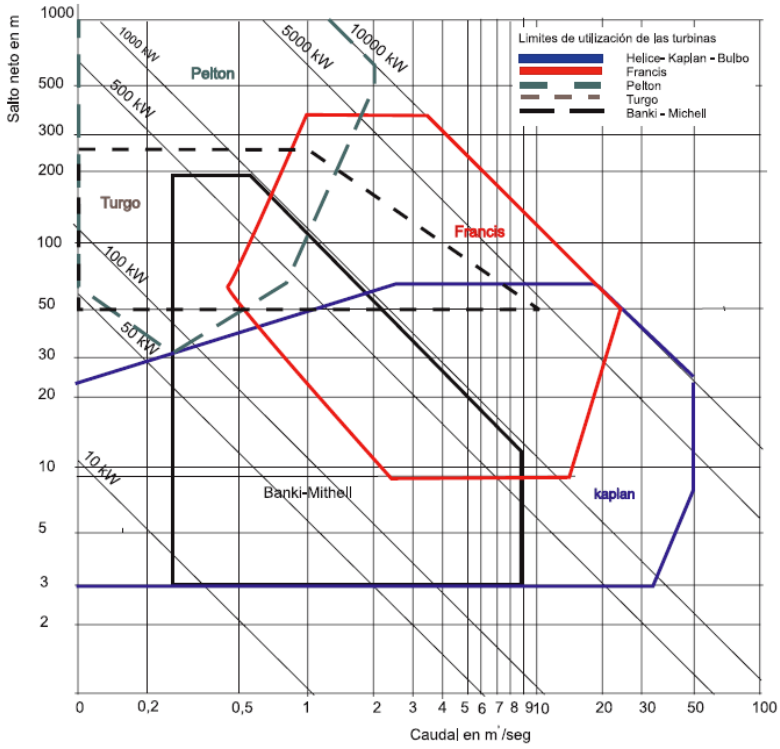
Posteriormente en la Figura 6 se muestran los rangos de operación de las turbinas teniendo en cuenta la potencia generada por la cabeza de presión en metros y el caudal que se da en metro cúbico por segundo. Es un gráfico que permite aterrizar las potencias alcanzables al tener una estimación de los parámetros.

Tabla 2. Características principales de las turbinas

TURBINA		Q (m^3/s)	H (m)	P (kW)	η_{max} (%)
ACCIÓN	PELTON	0.05 - 50	30 - 1800	2 - 300000	91
	TURGO	0.025 - 10	15 - 300	5 - 8000	85
	MICHELL-BANKI	0.025 - 5	1 - 50 (200)	1 - 750	82
REACCIÓN	FRANCIS	1 - 500	2 - 750	2 - 750000	92
	KAPLAN y de hélice	1000	5 - 80	2 - 200000	93

(Coz *et al*., 1995, pág. 135)

Figura 6. Rangos de operación de turbinas



(IDAE, 2006, pág. 53)

En cuanto a esta Figura, presentada por la European Small Hydropower Association, es una integración de múltiples fabricantes mundiales y muestra las envolventes operacionales de los tipos de turbinas más utilizados. Los límites no son muy precisos porque varían de fabricante a fabricante, sobretodo en el tema de microcentrales, pero es una buena orientación (ESHA, 1998, pág. 184).

Las turbinas hidráulicas utilizadas en microcentrales deben ser seleccionadas de modo que se obtenga facilidad de operación y mantenimiento. Así mismo para escoger una turbina se debe analizar:

- El precio en relación al origen y fabricante del equipo.
- El respaldo del fabricante como las garantías ofrecidas, atención, servicio y cambio de partes.

- El aprovechamiento ha de efectuarse con rendimiento elevado, para que la instalación sea rentable.
- La velocidad angular del equipo debe ser lo más alta posible para conseguir de este modo transmisiones más ligeras.
- La buena regulación que facilite la operación del equipo (INEA, 1997, pág. 74).

7.7.2 Características técnicas de las turbinas

En el momento de seleccionar una turbina para una microcentral es importante tener en cuenta algunas características como lo son:

- Potencia generada, incluyendo pérdidas de eficiencia
- Velocidad de las turbinas: su velocidad está relacionada con la velocidad del generador definida por la frecuencia y el número de pares de polos.
- Velocidad específica: esta es basada en modelos a escala, donde con un salto de 1 metro, con un caudal tal que genere 1 kW de potencia y suponiendo que el rodete gira a unas rpm se determina n_s que es la velocidad especifica. Las turbinas con idénticas proporciones geométricas, aunque de diferente tamaño, tendrán una similar velocidad específica (ESHA, 1998, págs. 172-173). En efecto las turbinas tienen buen rendimiento sólo entre ciertos límites de velocidad específica. Dicha velocidad sirve de indicador para la elección de la turbina más conveniente (INEA, 1997, pág. 76).

7.8 IMPACTO AMBIENTAL

El Instituto español para la Diversificación y Ahorro de la Energía (IDAE) realizó en el año 2000 un estudio sobre impactos ambientales generados en la producción eléctrica. El estudio se basó en la generación de 1 kW-h a partir de ocho sistemas energéticos como son: lignito, carbón, petróleo, gas natural, nuclear, fotovoltaico, eólico e hidroeléctrico.

La Tabla 3 es el resultado final del estudio, donde se califican unos ecopuntos, cuya interpretación es un nivel de penalización ambiental en cada aspecto.

Tabla 3. Impacto ambiental de sistemas de producción eléctrica

Impactos/Sistemas Energéticos	Lignito	Carbón	Petróleo	Gas natural	Nuclear	Fotovoltaico	Eólico	Minihidráulica
Calentamiento global	135,00	109,00	97,00	95,80	2,05	15,40	2,85	0,41
Disminución capa de ozono	0,32	1,95	53,10	0,86	4,12	3,66	1,61	0,05
Acidificación	920,00	265,00	261,00	30,50	3,33	97,00	3,49	0,46
Eutrofización	9,83	11,60	9,76	6,97	0,28	1,97	0,27	0,06
Metales pesados	62,90	728,00	244,00	46,60	25,00	167,00	40,70	2,58
Sustancias carcinógenas	25,70	84,30	540,00	22,10	2,05	75,70	9,99	0,76
Niebla de invierno	519,00	124,00	135,00	3,08	1,50	53,30	1,48	0,15
Niebla fotoquímica	0,49	3,05	36,90	3,47	0,32	3,03	1,23	0,06
Radiaciones ionizantes	0,02	0,05	0,02	0,00	2,19	0,12	0,01	0,00
Residuos	50,90	12,90	0,62	0,58	0,28	1,84	0,29	0,52
Residuos radioactivos	5,28	10,60	7,11	1,34	565,00	34,99	1,83	0,32
Agotamiento recursos energéticos	5,71	5,47	13,60	55,80	65,70	7,06	0,91	0,07
Total	1.735,15	1.355,92	1.398,11	267,10	671,82	461,07	64,66	5,44

(IDAE, 2006, pág. 82)

Lo interesante del estudio es ver como los sistemas de generación basados en utilizaciones como las del lignito, tienen un impacto ambiental 300 veces superior al de las centrales hidroeléctricas a pequeña escala.

La generación hidroeléctrica a pequeña escala es poco contaminante ya que no necesita para su producción ninguna combustión ni generación de residuos. La transformación que se genera en el entorno es reducida pues se aprovechan los desniveles existentes en los flujos de agua. Es importante que se preste especial atención al caudal ecológico del curso utilizado para la producción eléctrica, para conservar el ecosistema fluvial y evitar alteraciones en la flora y fauna del entorno (Casadomo soluciones S.L., 2008).

Un proyecto de desarrollo de una microcentral debe estar enmarcado en la normatividad ambiental referente a proyectos hidroeléctricos. En Colombia, según el Decreto 1220 de 2005, que reglamenta el título VIII de la Ley 99 de 1993 sobre licencias ambientales, los proyectos hidroeléctricos por debajo de los 10 MW no requieren esta licencia, sin embargo debe evaluarse el requerimiento de permisos como concesión de aguas, ocupación de cauces y todos los demás trámites que sea necesario adelantar ante la autoridad ambiental competente.

Hay una serie de posibles impactos ambientales que se pueden causar en el medio donde se aloja la central a pequeña escala, por lo que deben reconocerse y considerarse en el desarrollo del proyecto. Estos impactos son:

7.8.1 Sistema acuático

La alteración que va a sufrir el cauce del agua, crea un impacto sobre su ecosistema, ya que se produce una alteración sobre la población piscícola y además se disminuye la capacidad de autodepuración del cauce en el tramo interrumpido. (IDAE, 2006, págs. 84-85).

7.8.2 Pérdida de suelos y erosión

La construcción de la microcentral representa una invasión de terreno al abrir espacio para las instalaciones y caminos de acceso a ella. Además se presenta la erosión del suelo al desaparecer la cubierta vegetal en aquellas zonas donde ha habido movimientos de tierras para construcciones, caminos, canales, entre otras obras. (IDAE, 2006, pág. 86).

7.8.3 Alteraciones sobre la fauna

La fauna piscícola es la más afectada por la microcentral. Se da pérdida del hábitat de algunas especies debido a la construcción, que entre otras cosas puede generar ruido que las hace alejarse de la zona. (IDAE, 2006, pág. 88).

7.8.4 Otras alteraciones

Las microcentrales hidroeléctricas debido a su reducido tamaño e infraestructura, tienen bajos impactos hacia la atmósfera, el medio social y los cambios drásticos que puedan darse en el paisaje (IDAE, 2006, págs. 89-91).

7.9 EVALUACIÓN DE VIABILIDAD FINANCIERA

La viabilidad financiera de un proyecto de una microcentral se puede dar por dos razones: el ahorro que significa la energía que se deja de pagar en servicios o el ingreso que representa la venta de los kilovatios generados. Los costos que se consideran son: los costos de las obras civiles, el equipo electromecánico y los diferentes montajes e instalaciones; los costos intangibles de diseños y asesorías. Se deben estimar también los costos de operación y mantenimiento. El total de estos costos se contrasta en un flujo de caja con los beneficios económicos de la microcentral, teniendo en cuenta además valores de salvamento para aquellos equipos y obras que puedan tener un valor residual al final del proyecto (Coz *et al*., 1995, págs. 267-281).

Lo importante de la evaluación financiera es poder encontrar un valor presente positivo para el proyecto. Esto garantiza que la relación costo-beneficio es mayor que 1, es decir que por cada peso invertido, el beneficio es mayor a ese peso. La evaluación financiera permite también conocer el período de recuperación de la inversión para decidir si es atractivo o no. Otro tipo de análisis que se pueden hacer son por ejemplo análisis de sensibilidad que involucren variables como el comportamiento del proyecto ante variaciones del precio del kw-h en el mercado de energía eléctrica, o variables como la disminución en la capacidad instalada de la microcentral.

8. LOCALIZACION DE LA MICROCENTRAL

8.1 MACROLOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

A mediados del año 2009, se requiere identificar una localización para la microcentral hidroeléctrica demostrativa del Proyecto el Carmen 2030. Para ese entonces, el proyecto del Carmen no tenía definido un presupuesto en convenio con la Gobernación de Antioquia, lo cual dificultaba la ejecución de la microcentral en ese municipio. Por su parte, el Municipio de Envigado, en el marco del V Simposio Internacional de Energía, realizado en Julio de 2009 en Sabaneta, manifiesta su interés de promover el desarrollo de un proyecto de una microcentral dentro de la consolidación de su Plan Maestro de Energía, con el que además se quiere hacer pedagogía sobre el tema de energías renovables.

Se presenta así la oportunidad de avanzar en la ejecución de un proyecto real en otro municipio, sin olvidar el objetivo principal de aportar en la construcción de conocimiento para el Proyecto el Carmen 2030. Con el apoyo del Municipio de Envigado, el grupo procede a recopilar y analizar la información existente para identificar una localización específica para el proyecto. Se utiliza como fuente principal el Plan de Ordenamiento y Manejo de la Subcuenca la Ayurá (POMCA), elaborado en 2008 y donde se presentan todos los elementos que posibilitan la construcción de la imagen socio ambiental del territorio de la subcuenca.

Para el análisis de alternativas de localización de la microcentral es de especial interés el Capítulo 2 del POMCA referente a la hidrología e hidráulica. El estudio hidrológico consiste en la estimación de la variabilidad espacial y temporal de caudales como máximos, mínimos y medios en la subcuenca de la quebrada la Ayurá y sus diferentes afluentes. Se presentan allí los caudales ecológicos y se tiene un análisis de disponibilidad del agua así como perfiles longitudinales que

permiten descubrir condiciones atractivas para el desarrollo de la microcentral. Con el fin de determinar la ubicación, se seleccionan las quebradas más representativas de esta región y se hace una comparación entre ellas.

8.2 RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN DE QUEBRADAS

Se consideran como quebradas de interés para el proyecto: el Salado, la Sebastiana, la Miel y la Ayurá en el punto de control uno (PC 1), correspondiente al primer lugar de control en esa quebrada. Aunque La Zuñiga es una quebrada con un área bien representativa, su topografía plana en el valle hace que no sea atractiva para el estudio de la microcentral. La quebrada el Palo presenta condiciones similares a la Miel, con la restricción que sobre la primera se encuentra el acueducto Cristal Peña-Azul con proyecciones de crecimiento por lo que se evita esta fuente. Las demás son subcuencas con muy bajos caudales aprovechables por lo que prevalece el estudio de las ya mencionadas.

Tabla 4. Datos generales de subcuencas y microcuencas de interés

Nombre	Área (km^2)	P Media (mm/año)	T Media (°C)	Q Medio (lt/s)	Q Medio Min año (lt/s)	Q Mínimo Tr=25 años (lt/s)	Q Mínimo Tr=50 años (lt/s)	Q Mínimo Tr=100 años (lt/s)	Q Ecológico (lt/s)
La Sebastiana	7,11	1824,76	16,64	224,55	151,70	54,20	40,05	26,01	37,93
El Salado	2,57	1864,60	17,32	80,27	54,33	19,35	14,24	9,17	13,58
La Miel	6,83	1901,11	15,32	238,27	157,97	57,46	43,19	29,02	39,49
Ayurá PC 1	21,55	1870,36	16,60	339,63	228,02	82,24	61,45	40,81	57,00

(Municipio de Envigado, 2008)

El índice de escasez emplea la relación porcentual entre la demanda del agua del conjunto de actividades socioeconómicas y la oferta hídrica disponible en las fuentes abastecedoras. En los casos en que la demanda representa más del 20% de la oferta, permite activar señales para tomar medidas. Los datos del POMCA fueron calculados con el método del IDEAM. El índice se considera alto cuando está por encima del 40%, medio entre 20% y 40%, moderado entre 10% y 20% y

bajo cuando es menor de 10%. Con las proyecciones de la población se puede pronosticar además el Índice de escasez a futuro.

Tabla 5. Índice de escasez de quebradas de interés

Nombre Subcuenca	Índice de Escasez IDEAM	Categoría	Índice de Escasez IDEAM (2012)	Índice de Escasez IDEAM (2017)	Categoría
La Sebastiana	15,29	Moderado	16,37	17,61	Medio
La Miel	0,81	Bajo	0,92	1,04	Bajo
El Salado	5,76	Bajo	6,55	7,47	Bajo
Ayurá PC 1	0,54	Bajo	0,61	0,68	Bajo

(Municipio de Envigado, 2008, págs. 75-78)

La Tabla 5 revela que de las quebradas de interés la única que podría representar problemas en el futuro en cuanto a abastecimiento es la quebrada la Sebastiana, por lo que queda descartada como opción de localización.

8.3 ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE QUEBRADAS

8.3.1 Estudio de caudales disponibles

Para hallar el caudal disponible, se procede de la siguiente manera: al caudal medio mínimo de las quebradas durante el año se les resta el caudal ecológico y un caudal base correspondiente al caudal mínimo para el período de retorno más amplio que se tenga estudiado para la subcuenca. Esto garantizará que las quebradas no vayan a tener problemas de sequía en ningún momento debido al desarrollo del proyecto.

Ecuación 3. Cálculo de caudal disponible

$$Q_{disp} = Q_{med} - (Q_{eco} + Q_{min})$$

Tabla 6. Comparación de datos entre quebradas

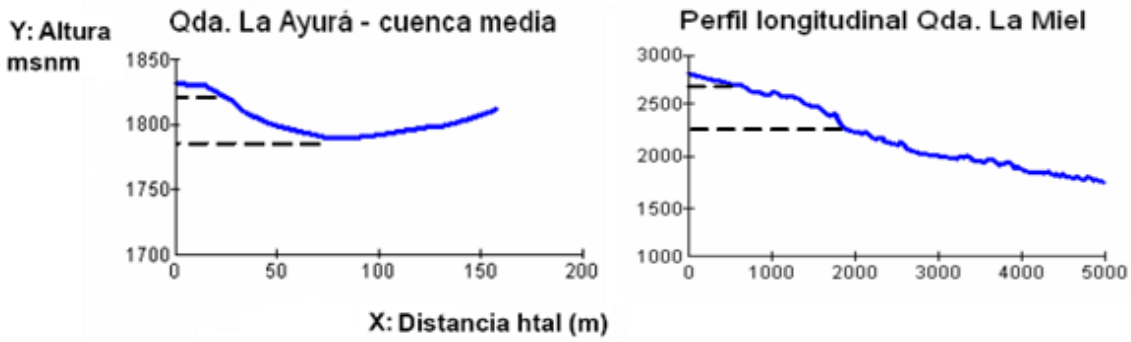
Qda / Datos	Pendiente (%)	Q disponible (l/s)
La Ayurá PC1	15,00	130,21
El Salado	16,15	29,92
La Sebastiana	17,76	85,64
La Miel	17,12	85,76

La Tabla 6 permite descartar otra quebrada, el Salado, debido a su bajo caudal disponible lo que limita la potencia hidroeléctrica a generar. Hasta este punto se debe decidir entre la quebrada la Ayurá y la Miel.

8.3.2 Estudio de los perfiles longitudinales

El perfil longitudinal representa la variación de altura a lo largo del recorrido de las quebradas. Las variaciones en la pendiente están determinadas por las condiciones impuestas en los tramos aguas arriba y los niveles aguas abajo. Los perfiles longitudinales presentados en el POMCA, fueron levantados mediante un procedimiento topográfico estándar (nivel look y mira) a lo largo de tramos de 200 metros de longitud, determinando la variación de la altura (Municipio de Envigado, 2008, pág. 80).

Figura 7. Perfiles longitudinales de dos quebradas



(Municipio de Envigado, 2008)

Al observar los tramos y sus descripciones, se determina que el tramo más importante de la quebrada la Ayurá es la cuenca media. Se destaca este tramo por tener pequeños caseríos y tener una topografía relativamente suave. Allí se presentan zonas de empozamiento natural y artificial. Es relevante anotar que sobre sus retiros está localizado el Parque Ecoturístico el Salado sobre la cota 1800 msnm.

El análisis del perfil longitudinal de la quebrada la Miel, revela que la cuenca alta es la zona donde mejores aprovechamientos se puede hacer de acuerdo a las variaciones de alturas. Esta zona está por encima de la cota 2300 msnm, zona montañosa y de poca densidad poblacional, lo cual hace que la demanda eléctrica sea un factor menos representativo además dificultando la distribución de la energía. Por las condiciones de la zona, la ejecución del proyecto sería más complicada al compararla con las condiciones en la cuenca media de la Ayurá.

8.4 SELECCIÓN DE LOCALIZACIÓN

De la información recopilada y analizada se define que la localización del proyecto será en la cuenca media de la quebrada la Ayurá, donde se encuentra el Parque Ecoturístico el Salado, el cual es muy propicio para el desarrollo del proyecto al considerar además el enfoque pedagógico que se quiere lograr con la microcentral. Es importante destacar que esta quebrada es la que presenta el mayor caudal disponible, ampliando la gama de posibilidades para el desarrollo de la microcentral.

8.4.1 Descripción general de la Quebrada la Ayurá

La subcuenca de la quebrada la Ayurá hace parte de una vasta zona de terrenos montañosos que conforman la vertiente derecha del río Medellín, en el sector sur del Valle de Aburrá. La quebrada la Ayurá nace en el escarpe occidental en el cerro el Astillero, en la cota 2850 msnm y desemboca en la cota 1510 msnm con

una longitud aproximada de 15 km. Un desnivel cercano a los 1340 m. Es una cuenca con un área total de 38,14 km^2 y velocidad media de 0,93 m/s, pendiente del 15% en su cuenca media, densidad de drenaje de 5,83 km/km^2, perímetro 30,66 km. Sus principales afluentes son las quebradas la Sebastiana, la Miel, el Salado, la Zuñiga, la Ahuyamera, el Palo, la Cachona, la Honda y el Atravesado. La geomorfología del área corresponde a vertientes con pendientes altas y topes agudos que favorecen el escurrimiento del agua (Municipio de Envigado, 2008).

La zona de interés para el proyecto en Envigado es la cuenca media entre las cotas 2000 a 1700 msnm. Al encontrar allí el Parque Ecoturístico el Salado, se define éste como la localización específica además de las ventajas que representa el lugar, para el enfoque pedagógico que se le quiere dar al proyecto.

8.4.2 Información hidrológica

Para los cálculos posteriores interesa conocer el comportamiento de la quebrada la Ayurá a lo largo del año. La siguiente Tabla muestra esta información tanto para la quebrada la Ayurá en su totalidad como para la zona de medición del punto de control uno (PC 1).

Tabla 7. Caudales de la quebrada la Ayurá en el año

Qda / Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Ayurá	1.024,84	875,00	921,08	1.143,49	1.545,73	1.495,20	1.192,11	1.142,06	1.427,37	1.705,22	1.753,73	1.416,67
Ayurá PC1	266,97	228,02	240,97	299,44	402,67	388,43	310,07	297,61	372,43	444,26	456,08	368,54

(Municipio de Envigado, 2008, pág. 25)

Se extrae de esta información que el caudal máximo de operación a considerar es aquel que se presenta en el mes de Noviembre para toda la quebrada la Ayurá. Por otra parte, la Tabla permite establecer que para la zona del punto de control 1 (PC 1) donde se localiza el Parque, el mínimo caudal medio es el que se da en Febrero. El caudal medio y el ecológico a considerar, son aquellos presentados en la Tabla 4. Se recopila esta información en la siguiente Tabla.

Tabla 8. Datos de caudales a considerar

Caudal máximo	$Q_{max} = 1{,}753\ m^3/s$
Caudal mínimo	$Q_{min} = 0{,}04081\ m^3/s$
Caudal medio mínimo	$Q_{med} = 0{,}22802\ m^3/s$
Caudal ecológico	$Q_{eco} = 0{,}057\ m^3/s$

(Municipio de Envigado, 2008)

En el Anexo B se presenta la actividad de aforo de caudal realizada por el grupo con la cual mediante mediciones instantáneas se buscó comparar la similitud con la información presentada en el POMCA Ayurá. Cabe anotar que las mediciones instantáneas no son las indicadas para asumirlas en el proceso de diseño, que debe ser sustentado en mediciones en el tiempo.

8.4.3 Caudal disponible

Se utiliza la Ecuación 3 para calcular con los datos de la Tabla 8, el caudal que se puede captar en la zona del Parque.

$$Q_{disp} = Q_{med} - (Q_{eco} + Q_{min}) = 0{,}22802 - 0{,}057 - 0{,}04081 = 0{,}1302\ m^3/s$$

8.5 OPCIONES DE UBICACIÓN DE BOCATOMA

La primera opción analizada fue intervenir la bocatoma existente para el abastecimiento del Parque. Allí se cuenta con una concesión de aguas por 43,5 l/s. El análisis de esta alternativa arroja que con ese caudal, el Parque se encuentra funcionando al límite, para el abastecimiento de sus charcos y quebradas. La intervención de esta obra implicaría ampliarla para poder derivar además todo el caudal que se requiera para la microcentral. Esto resulta en obras de tal magnitud, que se prefiere más bien realizarlas aguas abajo y poder tener la bocatoma al interior del predio del Parque Ecoturístico.

Figura 8. Primera opción de captación en cota 1846 msnm

Se presenta una segunda alternativa de localizar la bocatoma al iniciar el predio del Parque, justo debajo del puente el Vallano. El interés de esta localización es poder ganar el mayor salto posible, sin tener que salirse de las tierras del parque. Al visitar el lugar se aprecia que en ese punto el cauce de la quebrada presenta un ancho muy complicado de intervenir para poder garantizar una derivación de agua duradera en el tiempo. Si se quisiera realizar un azud, sería una obra sobredimensionada para el alcance que tiene el proyecto.

Figura 9. Segunda opción de captación en cota 1815 msnm

La tercera alternativa se encuentra unos metros aguas debajo de la segunda opción. Un lugar donde el cauce de la quebrada presenta mejor encajonamiento, un hecho ventajoso al momento de construir obras de bocatoma. Se aprecia que el lugar es de más fácil intervención que los anteriores, y aunque se pierde un

poco de salto, la evaluación del caudal disponible, revela que podría captarse sin problema más agua, que la requerida por las otras opciones.

Figura 10. Tercera opción de captación en cota 1808 msnm

Se determina esta tercera alternativa como la más óptima para la ubicación de la bocatoma. Se especifican a continuación las coordenadas de localización:

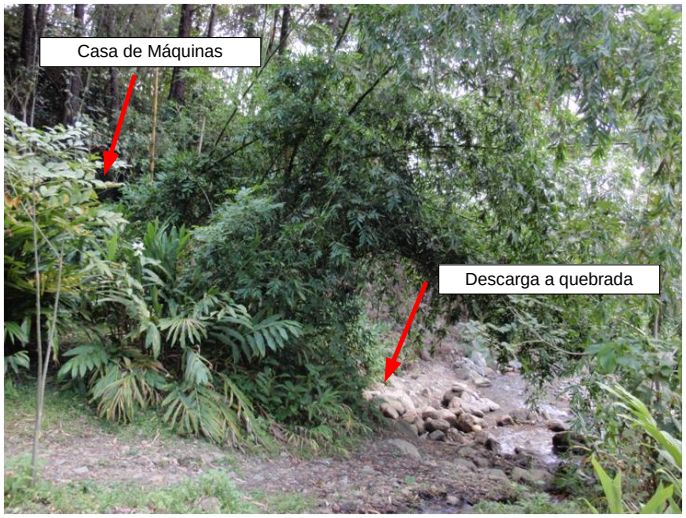
Latitud: 6° 8'18.57"N	Longitud: 75°34'12.27"O

8.6 UBICACIÓN DE LA CASA DE MÁQUINAS

La localización de la casa de máquinas desde el inicio del proyecto se definió en la parte más baja del predio del Parque Ecoturístico. Justificada esta localización en el hecho que es la que mejor salto permite aprovechar dada cualquier opción de bocatoma aguas arriba. Se especifican a continuación las coordenadas de localización de este punto:

Latitud: 6° 8'23.12"N	Longitud: 75°34'17.19"O

Figura 11. Ubicación casa de máquinas



8.7 INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA

El salto bruto disponible está dado por la diferencia de cotas entre la captación y la casa de máquinas. Esta información se extrae de un levantamiento topográfico escala 1:1000 contratado para la realización de las obras de urbanismo del parque, años atrás. Se presentan las cotas de las localizaciones:

Cota captación: 1808 msnm	Cota casa de máquinas: 1772 msnm

Ecuación 4. Cálculo del salto bruto

$$H_b = 1808 - 1772 = 36\ m$$

El salto neto se calcula estimando unas pérdidas hasta la turbina de 25%. Esto basado en que regularmente las pérdidas por conducción rondan el 10% mientras las pérdidas en el equipo electromecánico son cercanas al 15% (Azevedo Netto & Acosta Alvarez, 1976, pág. 542).

Ecuación 5. Cálculo del salto neto

$$H = H_b * \text{Eficiencia} = 36\ \text{m} * 0{,}75 = 27\text{m}$$

Los cálculos posteriores deben confirmar que las pérdidas no sean mayores a las estimadas inicialmente.

A continuación se presenta la vista satelital de las localizaciones definidas, además se aprecia el recorrido del cauce de la quebrada la Ayurá.

Figura 12. Vista satelital del Parque Ecoturístico

(Google Earth, 2009)

Una vista de la zona puede ser visitada en Google Maps mediante el link, http://maps.google.com/maps?ll=6.1384917,-75.570075&z=15&t=h&hl=es.

8.8 INFORME DE DEMANDA DEL PARQUE EL SALADO

8.8.1 Identificación de consumo

Se hace un recorrido a lo largo de las instalaciones del Parque Ecoturístico, identificando los equipos eléctricos y electrónicos que determinan su demanda. Se reconocen además las costumbres de utilización de los equipos identificados, dando los picos de demanda a la hora del día y la noche en que más equipos se utilizan. Las diferentes zonas del parque se pueden observar en el mapa esquemático en el Anexo C.

Tabla 9. Detalle de consumo energético de zonas del Parque

TIENDA ARRIBA	Cantidad	Demanda (W)	Total (W)	Nota utilización
Refrigerador Reaby 8.5 cf	1	700	700	Día y Noche
Cafetera Greca	1	600	600	Día
Microondas	1	1.200	1200	Exporádico
Refrigerador Hussmann	1	60	60	Día y Noche
Lámparas pequeñas	15	30	450	Rara vez
		TOTAL	3010	
		PICO DÍA	2560	
		PICO NOCHE	1210	

TAQUILLAS	Cantidad	Demanda (W)	Total (W)	Nota utilización
Lámparas de techo	22	70	1540	Noche
Grabadora	2	70	140	Día
Lector de billetes	2	20	40	Día
Lámparas de tubo	6	32	192	Día
Tablero de alarma	1	30	30	Día y Noche
Lámparas tubos en baños	4	32	128	Día
Adorno ofrendas	1	270	270	Día
		TOTAL	2340	
		PICO DÍA	800	
		PICO NOCHE	1698	

SÓTANO	Cantidad	Demanda (W)	Total (W)	Nota utilización
Lámparas tubos	6	32	192	Día
Cargadores radioteléfonos	12	11	132	Día y Noche
Grabadora	1	70	70	Día
		TOTAL	394	
		PICO DÍA	394	
		PICO NOCHE	132	

Tabla 9. (Continuación)

4 TIENDAS CUBO	Cantidad	Demanda (W)	Total (W)	Nota utilización
Lámparas tubos en baños	12	32	384	Día
Refrigerador Hussmann	4	60	240	Día y Noche
Neveras	4	300	1200	Día y Noche
Refrigerador Reaby 8.5 cf	3	700	2100	Siempre
Cafetera Greca	3	600	1800	Día
Registradora	4	200	800	Día
Lámparas tubos en locales	20	32	640	Día
Microondas	4	1.200	4800	Exporádico
Lámparas de seguridad	2	100	200	Noche
Adorno ofrendas	1	270	270	Día
		TOTAL	12434	
		PICO DÍA	9034	
		PICO NOCHE	3740	

OFICINAS	Cantidad	Demanda (W)	Total (W)	Nota utilización
Nevera Haceb	1	300	300	Día y Noche
Cafetera Greca	1	600	600	Día
Lámparas de tubos	22	32	704	Día
Computadores	3	400	1200	Día
Impresora	1	500	500	Día
Fax	1	100	100	Día y Noche
Ventiladores	3	50	150	Día
Consola sonido	1	400	400	Día
Grabadoras	2	70	140	Día
		TOTAL	4094	
		PICO DÍA	4094	
		PICO NOCHE	800	

TIENDA ABAJO	Cantidad	Demanda (W)	Total (W)	Nota utilización
Refigerador Hussmann	1	60	60	Día y Noche
Cafetera Greca	1	600	600	Día
Lámparas pequeñas techo	9	30	270	Rara vez
Microondas	1	1.200	1200	Exporádica
Refrigerador Reaby 8.5 cf	1	700	700	Día y Noche
Nevera Haceb	1	300	300	Día y Noche
Lámpara de tubo	1	20	20	Día
Televisor	1	250	250	Rara vez
Lámparas pequeñas baño	14	30	420	Rara vez
		TOTAL	3820	
		PICO DÍA	3550	
		PICO NOCHE	1060	

Tabla 9. (Continuación)

ILUMINACIÓN EXTERIOR	Cantidad	Demanda (W)	Total (W)	Nota utilización
Lámparas de poste	48	150	7200	Noche
Torres de piso	14	70	980	Noche
Reflector entrada	1	300	300	Noche
Máquina compostaje	3	200	600	Día
		TOTAL	9080	
		PICO DÍA	600	
		PICO NOCHE	8480	

TIENDAS EXTERIORES	Cantidad	Demanda (W)	Total (W)	Nota utilización
Lámparas pequeñas	23	30	690	Día
Nevera Hussmann	1	60	60	Día y Noche
Refrigerador Reaby 8.5 cf	1	700	700	Día y Noche
Nevera	1	300	300	Día y Noche
Microondas	1	1.200	1200	Exporádico
Sanduchera	1	700	700	Exporádico
Grabadora	1	70	70	Día
Iluminación común	4	100	400	Exporádico
Conexiones vivero	2	180	360	Día
		TOTAL	4480	
		PICO DÍA	3780	
		PICO NOCHE	1060	

TOTAL PICO DÍA	24812
TOTAL PICO NOCHE	18180

8.8.2 Análisis de demanda

El análisis del consumo permite concluir que para satisfacer la totalidad del Parque Ecoturístico el Salado se requiere una microcentral de aproximadamente 25 kW. Para satisfacer esta demanda se requiere de un caudal de más de 110 l/s si se calculara como en el numeral 8.9. Esto representa una utilización de alrededor del 87% del caudal disponible, la cual es muy alta y más aún si se quiere conservar el concepto ecológico del parque. Adicionalmente no se pretender abastecer la totalidad del Parque mediante esta energía renovable, debido a que se tienen proyectos futuros de generación con otros tipos de energías.

Se procede a determinar qué zonas del Parque serán abastecidas por la energía eléctrica generada por la microcentral. La Tabla 9 de consumos es la base para seleccionar las siguientes zonas a abastecer.

Tabla 10. Selección de zonas de abastecimiento

ZONA	PICO DÍA	PICO NOCHE
Ilumación exterior	600	8,680
4 Tiendas Cubo	9,034	3,740
Taquillas	800	1,698
Sótano	394	132
TOTALES	**10,828**	**14,250**

Con esta información la microcentral requerida baja a 15 kW. Esto representa el abastecimiento de aproximadamente el 60% del Parque el cual es un porcentaje muy significativo. El criterio de selección de las zonas obedeció a poder abastecer bloques completos de consumo que funcionaran sin problema durante el día y la noche, de acuerdo a las costumbres de consumo.

Aunque el pico día es menor al pico noche, se respeta un margen para futuras ampliaciones de las 4 tiendas del Cubo del parque, momento en el que entrarían a exigir mayor demanda de energía.

En eventos extraordinarios puede darse la necesidad de operar las tiendas en horario nocturno, momento en el que se sobrecargaría el sistema. Dado este caso, la acometida eléctrica de las tiendas debe poderse intercambiar entre la red de la microcentral y la red de EPM. Deberá existir entonces un sistema de suicheo en la caja central que permita este intercambio.

Debe hacerse la aclaración que este estudio de demanda no considera el efecto que pueda tener el arranque de elementos que demandan potencia inductiva, la cual puede llegar a ser tan significativa que afecte la estabilidad del sistema. Al

momento de tener la red funcionando se deben hacer pruebas de arranques para analizar este efecto. Se recomienda que la microcentral abastezca en su mayoría cargas resistivas que no generen este problema de sobrecarga.

8.9 CAUDAL DE DISEÑO

Se calcula con la Ecuación 2 de la página 26, el caudal de diseño para satisfacer la demanda establecida aprovechando el salto neto calculado con anterioridad.

$$Q_d = \frac{P}{(8 * g * H)} = \frac{15\ kW}{\left(8 * 1\ {}^{ton}/_{m^3} * 27\ m\right)} = 0{,}0694\ m^3/s = 69{,}4\ l/s$$

Ecuación 6. Relación entre Q_d/Q_{disp}

$$\frac{Q_d}{Q_{disp}} = \frac{0{,}0694}{0{,}1302} = 0{,}53$$

Esta relación muestra una utilización del 53% del caudal disponible de la quebrada en la zona del Parque Ecoturístico el Salado. Una tasa baja que busca respetar la sostenibilidad del ecosistema de la zona.

9. NORMATIVIDAD PARA DISEÑO DE MICROCENTRALES

Como primer paso para realizar un diseño de ingeniería se busca la existencia de normas o entes reguladores que restrinjan u orienten el proceso de diseño con una metodología estructurada par el caso de las microcentrales hidroeléctricas.

En Colombia, se han hecho esfuerzos en los últimos años, para regular los procesos de generación, distribución y venta de energía. En 1984 se creó el Comité de Protección y Desarrollo de la Industria Nacional, liderado por ISA. En 1985 se creó el Comité de Calidad con la participación de otras empresas, y finalmente en 1995 se creó el CIDET (Centro de Investigación y Desarrollo Tecnológico del Sector Eléctrico).

En el V Simposio Internacional de Energía y Frontera tecnológica en el sector rural, realizado en Julio de 2009 en el Municipio de Sabaneta, el CIDET presentó los datos del proyecto “Especificaciones técnicas y costos unitarios para el diseño y construcción de proyectos de ingeniería eléctrica”, esto basado en el interés del IPSE de avanzar en la estandarización del desarrollo de proyectos de esta índole, en los cuales se encuentran inmersos las microcentrales.

En el 2001 es así como se crean las Normas IPSE 2001, para todo lo relacionado con la conducción y transmisión eléctrica. En ella se plantean los siguientes alcances:

- Sistema de grupo electrógeno: comprende interior y exterior de casa de maquinas para centrales mayores a 30 kW.

- Sistemas de distribución de media y baja tensión: comprende la instalación de la red de 13,2 kV con sus respectivos apoyos y la red de baja tensión con la instalación de la red trazada, acometida e instalación residencial.

En estas normas aún no se alcanzan a abarcar proyectos con generación de potencia inferior a los 30 kW; sin embargo el IPSE está actualmente interesado en contar con una guía de especificaciones técnicas que permita dar señales de eficiencia y de calidad técnica en el diseño, construcción y gestión de proyectos en los diferentes procesos de la cadena del sector eléctrico. En esta guía actualizada quedarían eventualmente cubiertos proyectos de generación inferior a los 30 kW.

Debido a la ausencia de normas para el caso concreto de la microcentral a desarrollar, se procede a realizar el diseño con base en las teorías y formulaciones generalmente aceptadas en desarrollos de proyectos ingenieriles de este tipo.

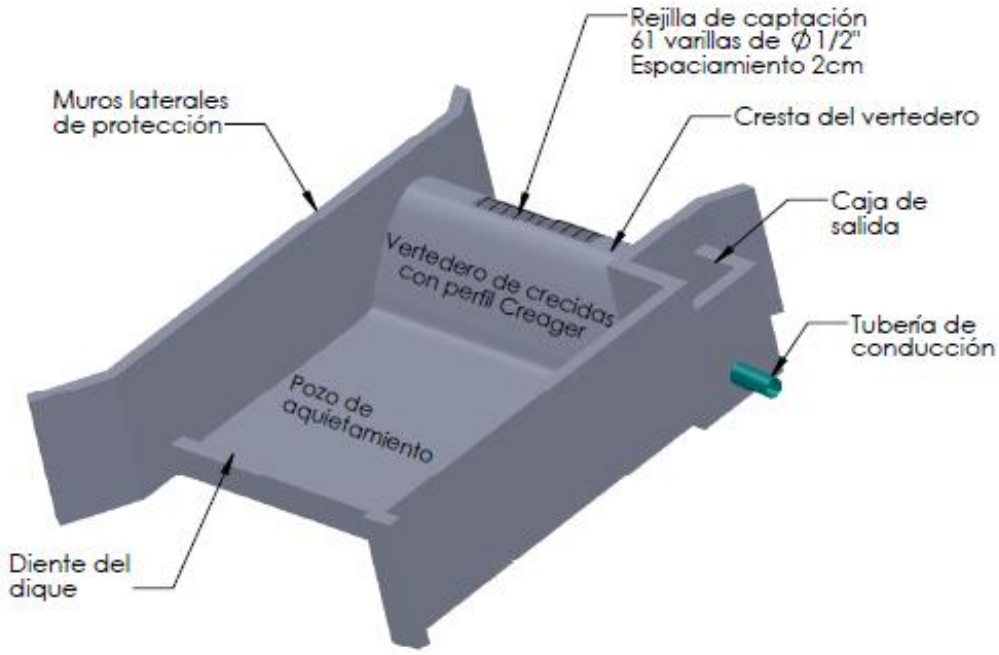
10. CÁLCULOS PARA EL DISEÑO DE COMPONENTES

El siguiente proceso de diseño y selección de componentes parte del estudio de diferentes alternativas que se van definiendo a lo largo de los cálculos. La matriz con las alternativas consideradas se puede consultar en el Anexo E.

10.1 DISEÑO DE BOCATOMA DE REJILLA DE FONDO

Las captaciones sumergidas o de rejilla de fondo son muy comunes en aprovechamientos como acueductos, en quebradas de montaña como las de Antioquia. Se define este tipo de bocatoma como la más optima para el ancho de cauce existente y considerando que se quiere levantar el nivel de la quebrada para tener una captación confiable en el tiempo. Se diseña una bocatoma con vertedero en concreto para garantizar su estabilidad y permanencia, diferente al comportamiento que tendrían diques en madera, tierra o barrajes temporales.

Figura 13. Esquema de una bocatoma de rejilla de fondo



El diseño hidráulico de la bocatoma se basa en la aplicación de formulaciones como ecuación de continuidad, la del orificio rectangular, la del flujo uniforme, la ecuación de la energía específica, la ecuación de Francis, las formulaciones asociadas al vertedero de crecidas, tipo de perfil y las del pozo de aquietamiento (Materón Muñoz, 1997, pág. 92).

10.1.1 Cálculos del vertedero de crecidas

Se diseña un vertedero sin contracciones laterales, por lo que el largo de cresta L_{vc} del vertedero es 4 m, igual al ancho del cauce en la localización definida en el numeral 8.5. Se calcula la carga de diseño H_d por altura de agua sobre la cresta del vertedero, utilizando el caudal máximo Q_{max} definido en la Tabla 8.

Ecuación 7. Fórmula de Francis para vertederos

$$H_d = \left(\frac{Q}{1{,}84 * L}\right)^{2/3} = \left(\frac{Q_{max}}{1{,}84 * L_{vc}}\right)^{2/3} = \left(\frac{1{,}753\ m^3/s}{1{,}84 * 4\ m}\right)^{2/3} = 0{,}384\ m$$

(Azevedo Netto & Acosta Alvarez, 1976, pág. 79)

Se supone 1,20 m como la altura total H_t del vertedero y se halla la relación H_t/H_d,

$$\frac{H_t}{H_d} = \frac{120\ cm}{38{,}4\ cm} = 3{,}125$$

Relaciones por encima de 1,33 hacen que el efecto de la velocidad no sea tan representativo en la carga; sin embargo, se procede a evaluarlo considerando la velocidad de flujo de la quebrada V_f en la cresta del vertedero basada en la ecuación de continuidad.

Ecuación 8. Velocidad media de flujo

$$Q = AV \therefore V = Q/A$$

(Azevedo Netto & Acosta Alvarez, 1976)

$$V_f = \frac{1{,}753\ m^3/s}{0{,}384\ m * 4\ m} = 1{,}14\ m/s$$

Ecuación 9. Carga por velocidad H_a

$$H_a = \frac{V_f^2}{2g} = \frac{(1{,}14\ m/s)^2}{2 * 9{,}81\ m/s^2} = 0{,}066\ m$$

(Coz *et al*., 1995, pág. 63)

El cálculo de la carga total energética H_e resulta de la suma de H_d y H_a,

$$H_e = H_d + H_a = 0{,}384\ m + 0{,}066\ m = 0{,}45\ m$$

10.1.2 Diseño del perfil tipo Creager para el vertedero de crecidas

Este tipo de perfil fue desarrollado por la US Army Engineers. Se caracteriza porque adopta, a partir de la sección de control, la forma del flujo de agua. Se diseño un perfil con pendiente vertical de la cara aguas arriba como se muestra en la Figura 14. Para este tipo de pendiente se utilizan los factores $K = 2{,}00$ y $n = 1{,}85$ para la ecuación del perfil (Materón Muñoz, 1997, págs. 32-37).

Ecuación 10. Fórmula para el perfil Creager

$$X^{1{,}85} = 2{,}00 * {H_e}^{0{,}85} Y$$

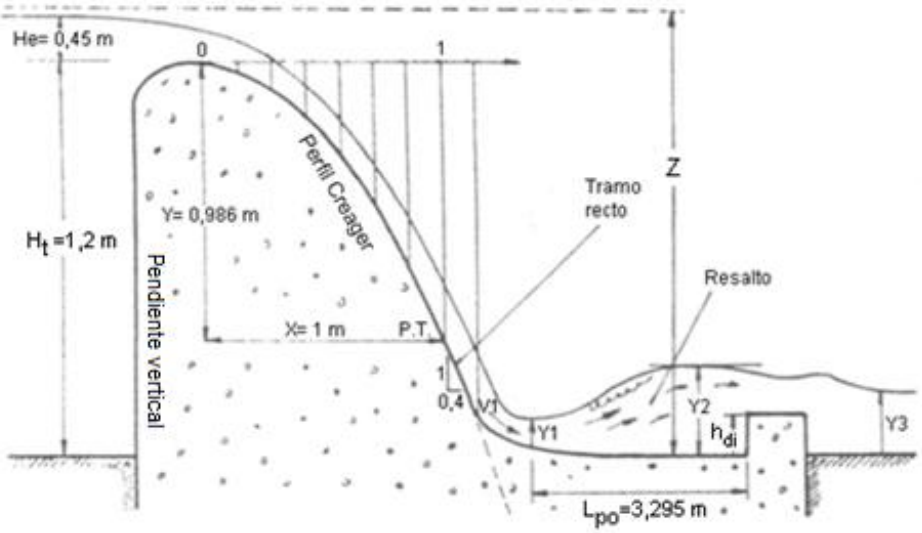
(Materón Muñoz, 1997, pág. 142)

Tabla 11. Coordenadas del perfil Creager

X (m)	Y (m)
0,10	0,014
0,20	0,050
0,30	0,106
0,40	0,181
0,50	0,273
0,60	0,383
0,70	0,510
0,80	0,652
0,90	0,811
1,00	0,986
1,10	1,176

Al graficar los puntos de la Tabla 11 se obtiene la curva del perfil del vertedero y el punto de tangencia P.T. en X=1,00 m y Y=0,986 m, punto en el cual la cara del vertedero sigue con una pendiente de 0,4:1 hasta cumplirse la altura total del vertedero $H_t = 1{,}2\ m$ y empalmar entonces con el pozo de aquietamiento. La Figura 14 muestra el perfil y las diferentes variables a tener en cuenta en los siguientes cálculos asociados a partes de la bocatoma.

Figura 14. Representación de variables del vertedero



(Materón Muñoz, 1997, pág. 146)

Los muros laterales de protección deben tener un diseño estructural detallado, que garantice la estabilidad del vertedero y protección de las obras asociadas a la bocatoma, contra caudales de crecida que pueden ser aún mayores que los de operación del vertedero. El cálculo estructural de estos muros trasciende el alcance de este pre dimensionamiento.

10.1.3 Diseño del pozo de aquietamiento

Se construye con el objeto de producir y retener el salto hidráulico, para no generar la socavación de la estructura aguas abajo. Se utiliza la fórmula recomendada por el Bureau of Reclamation.

Ecuación 11. Velocidad V_1 al pie del vertedero

$$V_1 = [2g * (Z - 0{,}5H_e)]^{1/2}$$

(Materón Muñoz, 1997, pág. 145)

Donde,

Z = Altura desde el nivel máximo del agua hasta el nivel del pozo, en m

H_e = Carga total energética sobre la cresta, en m

$$Z = H_t + H_e = 1{,}2\ m + 0{,}45\ m = 1{,}65\ m$$

$$V_1 = [2 * 9{,}81 * (1{,}65 - 0{,}5 * 0{,}45)]^{1/2} = 5{,}29\ m/s$$

Ecuación 12. Altura Y_1 de salida al pie del vertedero

$$Y_1 = \frac{Q_{max}}{V_1 * L_{vc}} = \frac{1{,}753\ m^3/s}{5{,}29\ m/s * 4\ m} = 0{,}083\ m$$

(Materón Muñoz, 1997, pág. 146)

Se calcula el número de Froude F que relaciona el efecto de las fuerzas de inercia y las fuerzas de gravedad que actúan sobre el agua al descender.

Ecuación 13. Cálculo de número de Froude

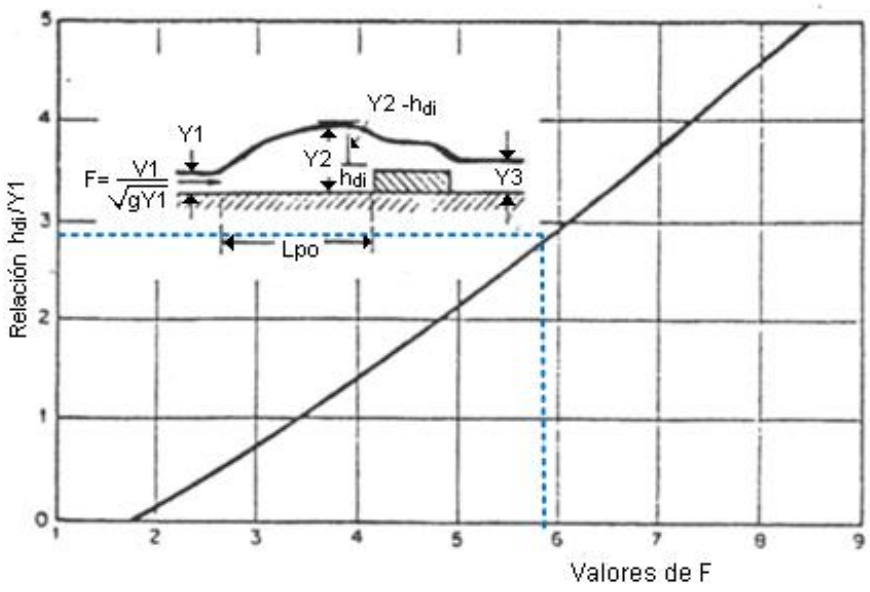
$$F = \frac{V_1}{\sqrt{Y_1 * g}} = \frac{5{,}29\ m/s}{\sqrt{0{,}083\ m * 9{,}81\ m/s}} = 5{,}9$$

(Materón Muñoz, 1997, pág. 146)

Para el cálculo de la altura h_{di} del diente del dique del pozo de aquietamiento, se utiliza la Figura 15 recomendada por Foster y Skrinde. De ahí se obtiene que para un $F = 5{,}9$ la relación h_{di}/Y_1 es igual a 2,9. En la Figura se muestran también las demás alturas del agua, que se deben considerar por el efecto del diente.

$$h_{di} = 2{,}9 * Y_1 = 2{,}9 * 0{,}083\ m = 0{,}241\ m$$

Figura 15. Relación para cálculo de diente del dique



(Materón Muñoz, 1997, pág. 147)

Se calcula el valor de la altura máxima Y_2 del agua al pasar el diente, la cual depende de la altura h_{di} del diente y del número de Froude.

Ecuación 14. Altura Y_2 del agua al pasar el diente

$$2{,}667 * F^2 * \left(1 + \frac{h_{di}}{Y_2}\right) = \left(\frac{Y_2 - h_{di}}{Y_1}\right)^3$$

(Materón Muñoz, 1997, pág. 147)

$$2{,}667 * (5{,}9)^2 * \left(1 + \frac{0{,}241\ m}{Y_2}\right) = \left(\frac{Y_2 - 0{,}241\ m}{0{,}083\ m}\right)^3$$

Despejando, $Y_2 = 0{,}507\ m$

Hay una última altura Y_3 por calcular que corresponde a la altura del agua a la salida del pozo, después de pasar el diente. Finalmente se puede conocer la longitud requerida para el pozo de aquietamiento L_{po}.

Ecuación 15. Altura Y_3 a la salida del pozo de aquietamiento

$$Y_3 = \frac{2Y_2 + h_{di}}{3} = \frac{2 * 0{,}507\ \text{m} + 0{,}241\ \text{m}}{3} = 0{,}418\ \text{m}$$

(Materón Muñoz, 1997, pág. 148)

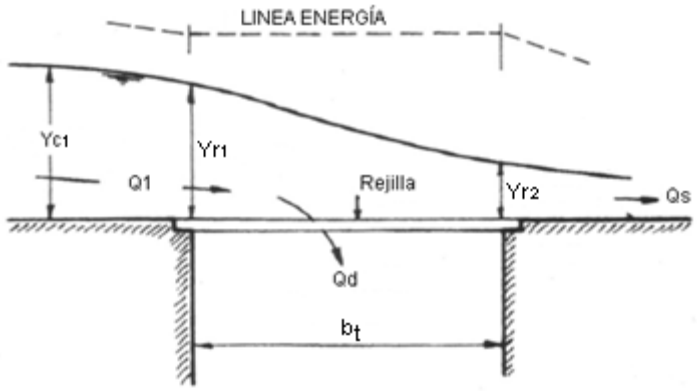
Ecuación 16. Longitud del pozo de aquietamiento L_{po}

$$L_{po} = 5 * (h_{di} + Y_3) = 5 * (0{,}241 + 0{,}418) = 3{,}295\ \text{m}$$

(Materón Muñoz, 1997, pág. 148)

10.1.4 Dimensionamiento de la rejilla de captación

Figura 16. Esquema de variables para cálculos de rejilla



(Materón Muñoz, 1997, pág. 119)

En la Figura 16 se muestran las variables a considerar en los cálculos para la rejilla. La definición del área de captación requerida se basa en la ecuación del orificio, utilizando el caudal medio mínimo Q_{min} de la Tabla 8. Para este caudal se halla con la Ecuación 7 la altura H_{min} sobre la cresta del vertedero cuya longitud L_{vc} se conoce.

$$H_{min} = \left(\frac{Q_{min}}{1{,}84 * L_{vc}}\right)^{2/3} = \left(\frac{0{,}22802\ \text{m}^3/\text{s}}{1{,}84 * 4\ \text{m}}\right)^{2/3} = 0{,}099\ \text{m}$$

Se supone una rejilla de longitud $L_{rej} = 2\ m$ y se calcula el valor del caudal mínimo Q_1 que pasa sobre la zona central del vertedero que es donde se ubica la rejilla, el cual resulta en una proporción del caudal Q_{min}.

$$Q_1 = \frac{Q_{min}}{(L_{vc}/L_{rej})} = \frac{0{,}22802\ m^3/s}{(4\ m/2\ m)} = 0{,}114\ m^3/s$$

Se calcula el caudal de salida Q_s, luego que la rejilla capte el caudal Q_d,

$$Q_s = Q_1 - Q_d = 0{,}114 - 0{,}0694 = 0{,}0446\ l/s$$

Se procede a determinar el valor de la profundidad crítica Y_{c1} y la velocidad crítica V_{c1} del agua, al pasar por encima de la rejilla. Para esto se requiere hallar el caudal unitario q_1, que es el caudal por metro de rejilla.

$$q_1 = Q_1/L_{rej} = \frac{0{,}114\ m^3/s}{2\ m} = 0{,}057\ m^3/m*s$$

Ecuación 17. Profundidad crítica en canales rectangulares

$$Y_{c1} = ({q_1}^2/g)^{1/3} = (0{,}057^2/9{,}81)^{1/3} = 0{,}069\ m$$

Ecuación 18. Velocidad crítica en canales rectangulares

$$V_{c1} = \sqrt{Y_{c1} * g} = \sqrt{0{,}069 * 9{,}81} = 0{,}823\ m/s$$

(Street, Watters, & Vennard, 1996, págs. 451-452)

La energía específica mínima E_{min} asociada a estos valores, es como sigue,

Ecuación 19. Energía específica mínima en canales abiertos

$$E_{min} = \frac{3Y_{c1}}{2} = \frac{3 * 0{,}069\ m}{2} = 0{,}1035\ m$$

(Street, Watters, & Vennard, 1996, pág. 451)

Para el cálculo de la altura Y_{r1} al inicio de la rejilla, ésta se estima levemente inferior a Y_{c1} y luego se revisa la estimación. En consecuencia $Y_{r1} = 0{,}068\ \text{m}$.

Con la Ecuación 8 se calcula la velocidad media V_{r1} para el Y_{r1} supuesto,

$$V_{r1} = \frac{Q_1}{L_{rej} * Y_{r1}} = \frac{0{,}114\ \text{m}^3/\text{s}}{2\ \text{m} * 0{,}068\ \text{m}} = 0{,}838\ \text{m/s}$$

Según Mostkow, para rejas de barras paralelas la carga efectiva es prácticamente igual a la energía específica porque el agua fluye verticalmente sin producir choques bruscos al ingresar (Materón Muñoz, 1997, pág. 119). Se calcula esta energía específica E_{rej}.

Ecuación 20. Energía específica E_{rej} para rejilla

$$E_{rej} = Y_{r1} + \frac{{V_{r1}}^2}{2g} = 0{,}068\ \text{m} + \frac{(0{,}838\ \text{m/s})^2}{2 * 9{,}81\ \text{m/s}^2} = 0{,}104\ \text{m}$$

(Materón Muñoz, 1997, pág. 128)

Para comprobar la estimación de Y_{r1}, se calcula la relación Y_{r1}/E_{rej} y se ingresa a la Tabla 12 para poder definir la Y_{r1} adecuada.

$$Y_{r1}/E_{rej} = 0{,}068\ \text{m}/0{,}104\ \text{m} \approx 0{,}66$$

Tabla 12. Relaciones de Y_{r1}/Y_{c1} vs Y_{r1}/E_{rej} en bocatoma sumergida

Y_{r1} / Y_{c1}	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	0,99
Y_{r1} / E_{rej}	0,47	0,50	0,53	0,56	0,60	0,63	0,66

(Materón Muñoz, 1997, pág. 126)

$$Y_{r1}/Y_{c1} = 0{,}99 \therefore Y_{r1} = 0{,}99 Y_{c1} = 0{,}99(0{,}069) = 0{,}0683\ \text{m}$$

Se concluye que la estimación inicial $Y_{r1} = 0{,}068\ \text{m}$ es buena.

Se calcula el valor de la altura Y_{r2} del agua a la salida de la rejilla, partiendo del caudal de salida Q_s.

Ecuación 21. Altura Y_{r2} a la salida de la rejilla

$$Q_s = L_{rej} * Y_{r2} * \sqrt{2g * (E_{rej} - Y_{r2})}$$

(Materón Muñoz, 1997, pág. 129)

$$0{,}0446 = 2 * Y_{r2} * \sqrt{2 * 9{,}81(0{,}104 - Y_{r2})}$$
$$2{,}53e-5 = (Y_{r2})^2 * (0{,}104 - Y_{r2})$$

Despejando, $Y_{r2} = 0{,}017\ m$

Se define una separación entre varillas $S_{rc} = 2\ cm$, atendiendo las recomendaciones de Insfopal para rejillas finas. Por facilidad constructiva y economía, se eligen varillas redondas de diámetro $d_{v1} = 1/2"$. La retención inicial de sólidos será para diámetros mayores a 2 cm. Se determina el número de varillas n_{var} para toda la longitud L_{rej} de la rejilla.

Ecuación 22. Determinación del número de varillas n_{var}

$$L_{rej} = d_{v1}(n_{var}) + S_{rc}(n_{var} + 1)$$
$$200\ cm = 1{,}27\ cm\ (n_{var}) + 2{,}00\ cm\ (n_{var} + 1)$$

(Materón Muñoz, 1997, pág. 129)

Despejando resulta, el número de varillas $n_{var} = 61$

Se calcula r_e, que es la relación entre los espacios y la longitud total de la rejilla,

$$r_e = \frac{n_{var} * S_{rc}}{L_{rej}} = \frac{61 * 2\ cm}{200\ cm} = 0{,}61$$

Con la información calculada se puede conocer el ancho teórico b_t de la rejilla, considerando una captación de tipo parcial al existir un caudal de salida Q_s.

Ecuación 23. Ancho de la rejilla b_t

$$b_t = \frac{E_{rej}}{r_e * c_r}\left[\frac{Y_{r1}}{E_{rej}}\sqrt{1-\frac{Y_{r1}}{E_{rej}}} - \frac{Y_{r2}}{E_{rej}}\sqrt{1-\frac{Y_{r2}}{E_{rej}}} -\right]$$

(Materón Muñoz, 1997, pág. 130)

Donde,

r_e = Relación de espaciamiento

c_r = Coeficiente de descarga en rejillas

Para rejillas de barras paralelas y con poca inclinación, $c_r \approx 0{,}5$, luego,

$$b_t = \frac{0{,}104}{0{,}61 * 0{,}5}\left[\frac{0{,}068}{0{,}104}\sqrt{1-\frac{0{,}068}{0{,}104}} - \frac{0{,}017}{0{,}104}\sqrt{1-\frac{0{,}017}{0{,}104}}\right]$$

$$b_t = 0{,}08\ \text{m} = 8\ \text{cm}$$

Debido a que la reja se puede obstruir parcialmente, en la práctica es necesario aumentar ese ancho teórico obtenido, para garantizar el caudal de diseño en todo momento. Se calcula el ancho real b_{rej} utilizando un factor de seguridad de 3.

$$b_{rej} = 3 * b_t = 3 * 0{,}08\ \text{m} = 0{,}24\ \text{m}$$

10.1.5 Diseño del canal recolector

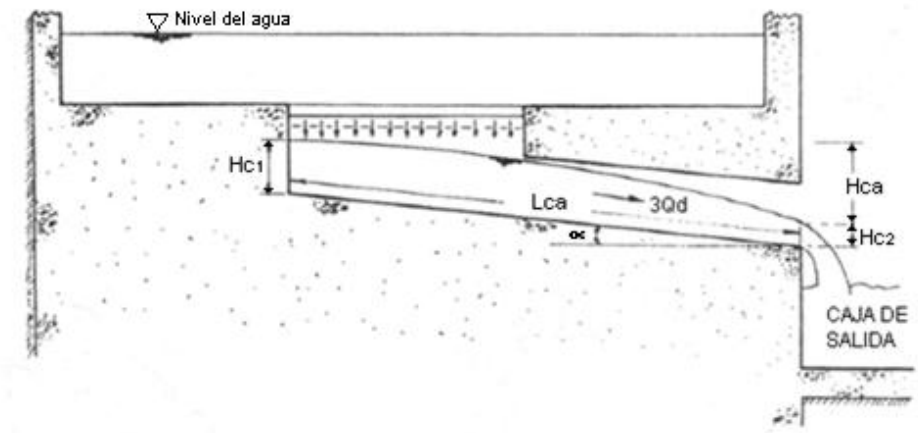
Bajo la reja de la bocatoma se ubica un canal cuya función es recibir el agua que penetra a través de los espacios de la rejilla. En la práctica por facilidad de construcción es usual que tenga una forma rectangular. El canal se diseña para

condiciones de flujo subcrítico, el cual es un régimen lento y tranquilo, que se produce cuando los tirantes son mayores que los críticos y las velocidades menores que las críticas. Se debe determinar la profundidad crítica Y_{c2} y la velocidad crítica V_{c2} con la Ecuación 17 y la Ecuación 18 respectivamente para canales rectangulares, considerando las condiciones de este caso. El canal recolector regularmente se diseña para 3 veces Q_d. Se asume un ancho del canal $b_c = 0{,}40\ \text{m}$.

$$Y_{c2} = \left(\frac{(3Q_d)^2}{g * (b_c)^2}\right)^{1/3} = \left(\frac{(3 * 0{,}0694\ \text{m}^3/\text{s})^2}{9{,}81\ \text{m/s}^2 * (0{,}40\ \text{m})^2}\right)^{1/3} = 0{,}302\ \text{m}$$

$$V_{c2} = \sqrt{g * Y_{c2}} = \sqrt{9{,}81\ \text{m/s}^2 * 0{,}302\ \text{m}} = 1{,}72\ \text{m/s}$$

Figura 17. Esquema de variables en el canal recolector



(Materón Muñoz, 1997, pág. 132)

Se calcula la altura H_{c2} al final del canal recolector como un porcentaje que la sitúe por encima de la profundidad crítica Y_{c2},

$$H_{c2} = 1{,}1 * Y_{c2} = 1{,}1 * 0{,}302\ \text{m} = 0{,}332\ \text{m}$$

Para el cálculo inicial de la altura del agua al inicio del canal recolector se supone una pendiente de $s_c = 0{,}01\ m/m$. Según la geometría del ancho del vertedero, la longitud L_{ca} del canal recolector es 3,20 m. La fórmula del cálculo para esta altura es del autor Antonio Castilla Ruiz.

Ecuación 24. Altura H_{c1} al inicio del canal recolector

$$H_{c1} = \sqrt{\frac{2 * {Y_{c2}}^3}{H_{c2}} + \left(H_{c2} - \frac{L_{ca} * s_c}{3}\right)^2} - \frac{2}{3} * L_{ca} * s_c$$

(Materón Muñoz, 1997, pág. 133)

$$H_{c1} = \sqrt{\frac{2 * (0{,}302\ m)^3}{0{,}332\ m} + \left(0{,}332m - \frac{3{,}2\ m * 0{,}01}{3}\right)^2} - \frac{2}{3} * 3{,}2\ m * 0{,}01m = 0{,}497\ m$$

Conocida la geometría y las alturas en el canal se puede calcular la altura H_{ca}, correspondiente a la carga resultante en el canal recolector.

Ecuación 25. Altura total H_{ca} en canal recolector

$$H_{ca} = H_{c1} + s_c * L_{ca} - H_{c2} = 0{,}497\ m + 0{,}01 * 3{,}2\ m - 0{,}332\ m = 0{,}197\ m$$

(Materón Muñoz, 1997, pág. 133)

Se hacen repetidas iteraciones para conocer los valores anteriores según cambios en la pendiente adoptada.

Tabla 13. Iteraciones para canal recolector

Calculos para las variaciones en S_c			
S_c (m/m)	H_{c1} (m)	S_c*L_{ca} (m)	H_{ca} (m)
0,01	0,497	0,03	0,197
0,02	0,470	0,06	0,202
0,03	0,442	0,10	0,206
0,04	0,414	0,13	0,210
0,05	0,387	0,16	0,215
0,06	0,360	0,19	0,220
0,07	0,332	0,22	0,224
0,08	0,306	0,26	0,230

Cualquiera de los valores anteriores puede ser seleccionado ya que la dependencia está sujeta a las restricciones geométricas de la obra. Se toma en este caso una pendiente mayor $s_c = 0{,}05\ \mathrm{m/m}$ para garantizar que el canal sea autolimpiante. Finalmente se tienen los datos para el canal.

$H_{c1} = 0{,}387\ \mathrm{m}$	$H_{c2} = 0{,}332\ \mathrm{m}$	$b_c = 0{,}4\ \mathrm{m}$	$L_{ca} = 3{,}2\ \mathrm{m}$

Se debe hacer un chequeo de las condiciones de flujo. Se calcula entonces la velocidad V_{cf} al final del canal recolector con la Ecuación 8.

$$V_{cf} = \frac{Q}{A} = \frac{(3 * Q_d)}{(b_c * H_{c2})} = \frac{3 * 0{,}0694\ \mathrm{m^3/s}}{0{,}4\ \mathrm{m} * 0{,}332\ \mathrm{m}} = 1{,}57\ \mathrm{m/s}$$

Para asegurar un flujo subcrítico $V_{cf} < V_{c2}$. Al cumplirse con la condición queda entonces dimensionado correctamente el canal recolector.

El Anexo G muestra un esquema general con las diferentes dimensiones halladas en todo este numeral 10.1 de la bocatoma de rejilla de fondo.

10.2 CONDUCCIÓN

La conducción es la encargada de conectar la bocatoma con el desarenador. Se opta por utilizar tubería en vez de canal para poder aislarla de la gente que ingresa al parque. En cuanto a los materiales se descartan las tuberías de hierro y acero por su alto costo y peso; la de asbesto-cemento por su alta pérdida por fricción lo cual se quiere evitar; la de fibra de vidrio porque solo se fabrica en grandes diámetros y no es rentable para tramos cortos.

Por su parte la tubería de PVC es una de las más empleadas en las microcentrales hidroeléctricas. Se decide su utilización por su bajo costo; es

liviana, fácil de transportar e instalar y además existe gran versatilidad de diámetros comerciales. Tiene un factor de pérdidas por fricción bajo y es resistente a la corrosión. Las desventajas de esta tubería son su fragilidad y el hecho que se deteriora cuando se expone a la luz ultravioleta, razones por la cual se debe instalar enterrada.

Las uniones a utilizar son las de tipo espiga y campana, las cuales vienen integradas a la tubería y presentan varias ventajas como: facilidad y rapidez de instalación, admiten un amplio grado de movimiento axial, permiten soportar vacio parcial y tienen buen hermetismo.

Se presenta en el Anexo E el plano topográfico con el trazado de la tubería, del cual se pueden extraer la longitud de los tramos rectos y se aprecian las diferentes curvas comerciales que se requieren para la conducción.

10.2.1 Cálculo de pérdidas por fricción

Se realizan los cálculos para una primera selección de tubería de PVC de 8” con un diámetro nominal $\mathrm{d} = 203{,}2\ \mathrm{mm}$.

Se utiliza el Diagrama de Moody en el Anexo F que aplica para agua en tuberías y suponiendo funcionamiento a tubo lleno. Cabe anotar que en esta parte puede implementarse métodos más sofisticados como iteraciones con la fórmula de Colebrook-White para obtener valores del factor de fricción más precisos. Se calcula la rugosidad relativa, la velocidad a tubo lleno y la viscosidad cinemática del agua, para conocer el número de Reynolds y poder abordar el diagrama y determinar el factor de fricción. El caudal utilizado es el de diseño $\mathrm{Q_d} = 0{,}0694\ \mathrm{m^3/s}$.

Valor de rugosidad absoluta para PVC en estado normal,
$\varepsilon = 0{,}0015\ \mathrm{mm}$ (Haestad Methods, 2003, pág. 33)

Ecuación 26. Rugosidad relativa de tubería

$$\varepsilon/\mathrm{d} = \frac{0{,}0015\ \mathrm{mm}}{203{,}2\ \mathrm{mm}} = 7{,}4\mathrm{e} - 6$$

(Street, Watters, & Vennard, 1996, pág. 348)

Ecuación 27. Velocidad a tubo lleno

$$\mathrm{V_{tl}} = \frac{4 * \mathrm{Q_d}}{\pi * \mathrm{d}^2} = \frac{4 * 0{,}0694\ \mathrm{m}^3/\mathrm{s}}{\pi * (0{,}2032\ \mathrm{m})^2} = 2{,}14\ \mathrm{m/s}$$

(Materón Muñoz, 1997, pág. 99)

La viscosidad cinemática del agua se calcula para la temperatura promedio de la quebrada de 17°C. Viscosidad del agua a 10°C en Stokes: $\nu_{10°\mathrm{C}} = 0{,}0131\ \mathrm{St}$

Ecuación 28. Viscosidad cinemática del agua

$$\nu_{17\,°\mathrm{C}} = \nu_{10°\mathrm{C}} * \frac{33{,}3}{\mathrm{T°C} + 23{,}3} = 0{,}0131\ \mathrm{St} * \frac{33{,}3}{17°\mathrm{C} + 23{,}3} = 0{,}0108\ \mathrm{St}$$

(Garavito, 1987, pág. 29)

Ecuación 29. Número de Reynolds Re

$$\mathrm{Re} = \frac{\mathrm{V_{tl}} * \mathrm{d}}{\nu_{17\,°\mathrm{C}}} = \frac{2{,}14\ \mathrm{m/s} * 0{,}2032\ \mathrm{m}}{0{,}00000108\ \mathrm{m}^2/\mathrm{s}} = 4{,}03\mathrm{e}5$$

(Street, Watters, & Vennard, 1996, pág. 347)

Del gráfico de Moody. Para $\varepsilon/\mathrm{d} = 7{,}4\mathrm{e} - 6$ y $\mathrm{Re} = 4{,}06\mathrm{e}5 \therefore \mathrm{f} = 0{,}0135$

Se calcula la pérdida por carga de fricción $\mathrm{h_f}$ conociendo la longitud de la tubería de conducción $\mathrm{L_{tb}}$. Se emplea la fórmula de Darcy-Weisbach para sistema métrico.

Ecuación 30. Fórmula de Darcy-Weisbach en tuberías

$$h_f = 0{,}08 * \frac{f * L_{tb} * {Q_d}^2}{d^5} = 0{,}08 * \frac{0{,}0135 * 407 * (0{,}0694)^2}{(0{,}2032)^5} = 6{,}11\ m$$

(Haestad Methods, 2003, pág. 32)

Donde,

f = Factor de fricción

L_{tb} = Longitud de tubería, en m

Q_d = Caudal de diseño, en m^3/s

Las pérdidas por fricción dan muy altas; por lo cual se procede a seleccionar otro diámetro para reducirlas. Tubería de 10" con diámetro nominal $d = 254\ mm$.

Se realizan nuevamente los cálculos de la rugosidad relativa con la Ecuación 26; velocidad con la Ecuación 27 y Número de Reynolds con la Ecuación 29.

$$\varepsilon/d = \frac{0{,}0015\ mm}{254\ mm} = 5{,}9e-6$$

$$V_{tl} = \frac{4 * Q_d}{\pi * d^2} = \frac{4 * 0{,}0694\ m^3/s}{\pi * (0{,}254\ m)^2} = 1{,}37\ \ m/s$$

$$Re = \frac{1{,}37\ \ m/s * 0{,}254\ m}{0{,}00000108\ m^2/s} = 3{,}2e5$$

Del gráfico de Moody, para $\varepsilon/d = 5{,}9e-6$ y $Re = 3{,}2e5 \therefore f_2 = 0{,}0141$

Se calcula la nueva pérdida de carga por fricción h_f con la Ecuación 30,

$$h_f = 0{,}08 * \frac{f_2 * L_{tb} * {Q_d}^2}{d^5} = 0{,}08 * \frac{0{,}0141 * 407 * (0{,}0694)^2}{(0{,}254)^5} = 2{,}09\ m$$

De forma alterna, se calculan las pérdidas h_f por el método de Hazen-Williams utilizando un factor de Hazen-Williams $C_{hz} = 150$ para tubería de PVC. Este método muy utilizado en los Estados Unidos, es válido para tuberías de diámetros mayores a 2", con velocidades de flujo no mayores a 3 m/s y temperaturas de fluido cercanas a los 15,5°C.

Ecuación 31. Hazen-Williams para sistema métrico

$$h_f = 10{,}64 * \frac{L_{tb} * {Q_d}^{1{,}852}}{{C_{hz}}^{1{,}852} * d^{4{,}87}}$$

(Haestad Methods, 2003, pág. 34)

$$h_f = 10{,}64 * \frac{407 * (0{,}0694)^{1{,}852}}{(150)^{1{,}852} * (0{,}254)^{4{,}87}} = 2{,}29 \text{ m}$$

Para ser conservadores, se promedian los resultados h_f de los dos métodos,

$$h_f = (2{,}09\text{m} + 2{,}29 \text{ m})/2 = 2{,}18 \text{ m}$$

10.2.2 Cálculo de pérdidas por turbulencia

Se calculan las pérdidas por turbulencia h_t para la entrada y accesorios de tubería. Se aprecian en el Anexo E la cantidad de curvas y sus respectivos ángulos. Se utilizan los accesorios comerciales existentes para PVC: codos de 90º, 45º, 22,5º y 11,25º considerando además la flexibilidad que permite la tubería.

Tabla 14. Coeficientes de pérdidas en curvas

	r/d			
θ	1	2	3	5
20°	0,36	0,25	0,20	0,15
45°	0,45	0,38	0,30	0,23
90°	0,60	0,50	0,40	0,30

(Coz *et al*., 1995, pág. 98)

Para hallar el coeficiente de pérdidas K_1 en curvas se halla la relación r/d y para cada codo se entra a la Tabla 14. Los radios r de las curvaturas son proporcionados por los fabricantes (Ver Anexo K para datos de PAVCO).

$$\frac{r}{d} = \frac{1372\ mm}{254\ mm} = 5{,}4$$

De la Tabla 14, $K_{90°} = 0{,}30$, $K_{45°} = 0{,}23$, $K_{22{,}5°} = 0{,}15$ y $K_{11{,}25°}$ se considera igual a al coeficiente para 22,5º.

Se consideran los siguientes componentes:

Componente	Cantidad
Codo 90º	1
Codo 45º	4
Codo 22.5º	8
Codo 11.25º	2
Reducción entrada	1

Se calcula el coeficiente total de las pérdidas por accesorios en curvas,

$$K_1 = 0{,}30 * 1 + 0{,}23 * 4 + 0{,}15 * 8 + 0{,}15 * 2 = 2{,}72$$

Para determinar el coeficiente de pérdidas en la entrada a la tubería, se supone un ingreso en ángulo recto equivalente a $K_2 = 0{,}5$ (Coz *et al*., 1995, pág. 97)

Se calculan las pérdidas por turbulencia asociadas al cuadrado de la velocidad,

Ecuación 32. Pérdidas por turbulencia en tubería

$$h_t = \frac{{V_{tl}}^2}{2g}(K_1 + K_2 + \cdots + K_n)$$

(Street, Watters, & Vennard, 1996, pág. 359)

$$h_t = \frac{(1{,}37\ \mathrm{m/s})^2}{2 * 9{,}81\ \mathrm{m/s^2}}(2{,}72 + 0{,}5) = 0{,}31\ \mathrm{m}$$

Finalmente la pérdida de carga total h_{pt} asociada a los resultados anteriores es,

$$h_{pt} = h_f + h_t = 2{,}18\ \mathrm{m} + 0{,}31\ \mathrm{m} = 2{,}49\ \mathrm{m}$$

Para asegurar el funcionamiento hidráulico en todo momento, las pérdidas en la tubería de conducción se aumentan a $h_{pt} = 3\ \mathrm{m}$.

10.2.3 Cálculo del espesor requerido de pared

Se conoce la velocidad a tubo lleno $V_{tl} = 1{,}37\ \mathrm{m/s}$. Se calcula la sobrepresión máxima Δh_{max}, suponiendo un taponamiento abrupto de la tubería, donde se daría una reducción total de la velocidad de flujo a cero.

Ecuación 33. Sobrepresión máxima Δh_{max}

$$\Delta h_{max} = \frac{a_{vo} * \Delta V_{tl}}{g} = \frac{368\ \mathrm{m/s} * 1{,}37\ \mathrm{m/s}}{9{,}81\ \mathrm{m/s^2}} = 51{,}39\mathrm{m}$$

(Coz *et al*., 1995, pág. 100)

Donde,

a_{vo} = Velocidad de onda, para PVC $a_{vo} = 368\ \mathrm{m/s}$ (PAVCO S.A., 2008, pág. 19)

ΔV_{tl} = Cambio en la velocidad, en $\mathrm{m/s}$

g = Gravedad ($g = 9{,}81\ \mathrm{m/s^2}$)

Se halla la carga total h_{tot} considerando la sobrepresión,

$$h_{tot} = \Delta h_{max} + h_{pt} = 51{,}39\ \mathrm{m}\ + 3\ \mathrm{m} = 54{,}39\ \mathrm{m}$$

Para determinar el espesor teórico requerido, se supone un factor de seguridad f_s igual a 2 para la tubería de conducción.

Ecuación 34. Espesor teórico en mm

$$T = \frac{5 * f_s * h_{tot} * 10^6 * d}{S_{rup}} = \frac{5 * 2 * 54{,}39 * 10^6 * 0{,}254}{28 * 10^6} = 4{,}93 \text{ mm}$$

(Coz *et al*., 1995, pág. 100)

Donde,

S_{rup} = Esfuerzo de ruptura, para PVC $S_{rup} = 28 \text{ MN/m}^2$ (Coz *et al*., 1995, pág. 93)

Se compara el resultado teórico de los espesores obtenidos con los espesores comerciales en el Manual Técnico de Tubosistemas PAVCO del Anexo K. Una tubería de PVC de 10" RDE-41 cumple ampliamente al tener un espesor de pared de 6,7 mm.

10.3 CAJA DE SALIDA DE LA BOCATOMA

Definido el diámetro de la tubería de conducción, es posible entonces dimensionar la caja de salida para recolectar el agua que viene del canal recolector de la captación y garantizar así una sumergencia que evite el impacto que puede generar la zona turbulenta del tanque en el funcionamiento de la tubería.

10.3.1 Sumergencia de la tubería de conducción

Se halla la altura mínima de sumergencia según la fórmula de Gómez-Navarro. Se utiliza el factor $K_s = 0{,}54$ para el caso del fluido con aproximación simétrica a la entrada de la tubería.

Ecuación 35. Sumergencia mínima para tubería

$$h_{sum} = 0{,}54 * V_{tl} * \sqrt{d}$$

(INEA, 1997, pág. 68)

$$h_{sum} = 0{,}54 * 1{,}37 \text{ m/s} * \sqrt{0{,}254 \text{ m}} = 0{,}37 \text{ m}$$

Donde,

V_{tl} = Velocidad en tubería de conducción, en m/s

d = Diametro tuberia de conducción, en m

10.3.2 Vertedero de excesos de la caja de salida

El vertedero de excesos puede estar ubicado entonces a 40 cm de altura que garantiza la sumergencia calculada. Se busca que la tubería de conducción transporte 69,4 l/s, sin embargo como la captación puede captar hasta 3 veces este caudal, debe verterse el exceso que $Q_{exc} = 2Q_d$.

Se calcula la altura que alcanza el agua de excesos partiendo de un ancho de caja de salida $A_{cs} = 0{,}70\ m$. Se utiliza para este caso la Ecuación 7 para vertederos.

$$H_{exc} = \left(\frac{Q_{exc}}{1{,}84 * A_{cs}}\right)^{2/3} = \left(\frac{2 * 0{,}0694\ m^3/s}{1{,}84 * 0{,}70\ m}\right)^{2/3} = 0{,}22\ m$$

10.3.3 Tubería de desague

Esta tubería en PVC retorna el caudal de excesos a la quebrada. Al conocer la longitud de la tubería $L_{des} = 5\ m$, y definir una caída $H_{des} = 50\ cm$ hasta el punto de descarga de nuevo a la quebrada, se utiliza la ecuación de Hazen-Williams que emplea la perdida de carga j_{des} que se calcula.

$$j_{des} = H_{des}/L_{des} = 0{,}50\ m/5\ m = 0{,}1\ m/m$$

Ecuación 36. Diámetro de tubería según Hazen-Williams

$$d_{des} = \left(\frac{Q_{exc}}{0{,}2785 * C * {j_{des}}^{0{,}54}}\right)^{1/2{,}63} = \left(\frac{2 * 0{,}0694}{0{,}2785 * 150 * 0{,}1^{0{,}54}}\right)^{1/2{,}63} = 0{,}183\ m$$

(INEA, 1997, pág. 67)

Para el desague se usará tubería comercial de diámetro $d_{des} = 8" = 0{,}2032\ mm$

10.3.4 Dimensionamiento de la caja de salida

La altura de la caja queda definida por los requerimientos de h_{sum} además de la altura del agua H_{exc} sobre sobre el vertedero de excesos en la caja.

$$h_{cs} = h_{sum} + H_{exc} = 0{,}37 + 0{,}22 = 0{,}59 \text{ m}$$

Se definen las dimensiones de la caja, como sigue las cuales se aprecian en el Anexo G como parte del conjunto de la bocatoma.

Profundidad 0,7 m	Ancho 0,7 m	Largo 1 m

10.4 DESARENADOR

El desarenador es la obra civil ubicada después de la tubería de conducción que garantiza la sedimentación de partículas provenientes de la captación. Aunque en muchos proyectos el desarenador se encuentra en la bocatoma misma, en este proyecto para sacarlo de las manchas de inundación de la quebrada y protegerlo, se ubica junto con el tanque de carga como se aprecia en la Figura 18 presentada más adelante luego de calcular todo el conjunto desarenador - tanque de carga.

10.4.1 Determinación del grano límite

Para poder definir el grano límite, que es la mínima partícula a sedimentar, se determina el tipo de microcentral hidroeléctrica x según la presión, con el factor calculado a continuación.

Ecuación 37. Factor para tipo de planta

$$x = \frac{H_b}{3\sqrt{Q_d}} = \frac{36 \text{ m}}{3\sqrt{0{,}06769 \text{ m}^3/\text{s}}} = 46{,}12$$

(INEA, 1997, pág. 66)

Donde,

H_b = Salto bruto, en m

Q_d = Caudal de diseño, en m^3/s

Cuando $x > 100$ se considera una central de alta presión, con $x < 10$ una de baja presión. En este caso en que $10 < x < 100$ la microcentral es de media presión.

De acuerdo a lo anterior para microcentrales de media presión, el grano límite es de diámetro de $0{,}1$ a $0{,}2\ mm$. En este proyecto se plantea un grano límite de diámetro $d_l = 0{,}2\ mm$ correspondiente a arena fina, el cual es suficientemente adecuado para quebradas arenosas como es el caso de la Ayurá.

10.4.2 Velocidad de sedimentación V_{sm}

Se calcula la velocidad de sedimentación V_{sm} del grano límite según la Ley de Stokes, asociada a la viscosidad del agua, que ya fue calculada para la temperatura de la quebrada en el numeral 10.2.1 donde $\nu_{17\,°C} = 0{,}0108\ St$

Ecuación 38. Formula de Stokes para sedimentación

$$V_{sm} = \frac{g * (S_{ar} - 1){d_l}^2}{18 * \nu_{17\,°C}} = \frac{981 * (2{,}65 - 1) * (0{,}02)^2}{18 * 0{,}0108} = 3{,}33\ cm/s$$

(Garavito, 1987, pág. 30)

Donde,

g = Gravedad, en cm/s^2

S_{ar} = Peso especifico de la arena, en g/cm^3 ($S_{ar} = 2{,}65$ para arena fina)

Para los cálculos posteriores se asume por recomendación la profundidad $H_{dr} = 1{,}5\ m$ para el desarenador, debido a que con pequeñas profundidades las perturbaciones producidas por corrientes ascendentes o descendentes se acentúan (Garavito, 1987, pág. 32).

10.4.3 Tiempos de sedimentación

El tiempo ideal t_i está dado por la siguiente expresión en función de la profundidad H_{dr} y la velocidad de sedimentación V_{sm} hallada.

Ecuación 39. Tiempo ideal de sedimentación t_i

$$t_i = \frac{H_{dr}}{V_{sm}} = \frac{150\ cm}{3{,}33\ cm/s} = 45{,}05\ s$$

(INEA, 1997, pág. 66)

Para determinar el tiempo real t_r, se opta por una remoción de partículas del 87.5% para condiciones de depósitos con muy buenos deflectores. Estos parámetros dan una relación $t_r/t_i = 2{,}370$ (Garavito, 1987, pág. 31).

Ecuación 40. Tiempo real de sedimentación t_r

$$t_r = 2{,}370 * t_i = 2{,}370 * 45{,}05s = 106{,}77\ s$$

(Garavito, 1987, pág. 33)

10.4.4 Capacidad del desarenador C_{dr}

Al conocer el tiempo real de sedimentación se puede hallar la capacidad del desarenador C_{dr} y posteriormente la superficie real A_d que permite comprobar si los procedimientos anteriores cumplen con lo requerido.

Ecuación 41. Capacidad C_{dr} del desarenador

$$C_{dr} = Q_d * t_r = 0{,}0694\ m^3/s * 106{,}77\ s = 7{,}41\ m^3$$

(INEA, 1997, pág. 66)

Ecuación 42. Superficie real A_d del desarenador

$$A_d = \frac{C_{dr}}{H_{dr}} = \frac{7{,}41\ m^3}{1{,}5\ m} = 4{,}94\ m^2$$

(INEA, 1997, pág. 66)

Ecuación 43. Superficie mínima requerida A_{req} en el desarenador

$$A_{req} = \frac{Q_d}{V_{sm}} = \frac{0{,}0694\ m^3/s}{0{,}0333\ m/s} = 2{,}08\ m^2$$

(INEA, 1997, pág. 66)

Como $A_d > A_{req}$ se tiene que el diseño con los parámetros anteriores es correcto.

10.4.5 Dimensionamiento de la zona de sedimentación

Para determinar la longitud L_{sd} y el ancho b_{sd} de la zona de sedimentación se debe conservar una relación $L_{sd} = 4 * b_{sd}$.

$$A_{sd} = L_{sd} * b_{sd} \therefore A_{sd} = 4b_{sd} * b_{sd}$$

$$b_{sd} = \sqrt{\frac{A_{sd}}{4}} = \sqrt{\frac{4{,}94\ m^2}{4}} = 1{,}11\ m$$

$$L_{sd} = \frac{A_{sd}}{b_{sd}} = \frac{4{,}94\ m^2}{1{,}11\ m} = 4{,}45\ m$$

Se verifican las condiciones para la Ley de Stokes comprobando que la velocidad de sedimentación V_{sm} y la velocidad horizontal V_{hn} cumplan con $20V_{sm} > V_{hn}$. Se calcula V_{hn} basado en el área horizontal A_h.

$$A_h = b_{sd} * H_{dr} = 1{,}11\ m * 1{,}5m = 1{,}67\ m^2$$

$$V_{sm} = \frac{Q_d}{A_h} = \frac{0{,}0694\ m^3/s}{1{,}67\ m^2} = 0{,}042\ m/s$$

$$20 * V_{sm} = 20 * 3{,}33\ cm/s = 66{,}6\ cm/s = 0{,}666\ m/s$$

Luego se verifica el cumplimiento del modelo dado que $20\mathrm{V_{sm}} > V_{\mathrm{hn}}$. Cabe anotar que a la profundidad $\mathrm{H_{dr}}$ del desarenador debe aumentársele un valor prudencial de 40 cm para dar espacio a los lodos sedimentados.

10.4.6 Pantalla deflectora

La pantalla deflectora esta a la entrada del desarenador y busca que el flujo se distribuya lo más uniformemente posible en toda la sección transversal del desarenador, regulando que la velocidad a través de los orificios no superare los $0{,}20\ \mathrm{m/s}$.

Se realizan las comprobaciones para una pantalla deflectora construida con 44 orificios en tubería de diámetro $\mathrm{d_{pd}} = 4"$. Para esto, se calculan el área $\mathrm{a_o}$ de cada orificio, el área total $\mathrm{A_{to}}$ de todos éstos y finalmente con la Ecuación 8 se halla la velocidad media $\mathrm{V_o}$ a través de ellos.

$$\mathrm{a_o} = \frac{\pi * \mathrm{d_{pd}}^2}{4} = \frac{\pi * (0{,}1016\ \mathrm{m})^2}{4} = 0{,}0082\ \mathrm{m^2}$$

$$\mathrm{A_{to}} = \mathrm{no.} * \mathrm{a_o} = 44 * 0{,}0082\ \mathrm{m^2} = 0{,}36\ \mathrm{m^2}$$

$$\mathrm{V_o} = \frac{\mathrm{Q_D}}{\mathrm{A_{to}}} = \frac{0{,}0694\ \mathrm{m^3/s}}{0{,}36\ \mathrm{m^2}} = 0{,}19\ \mathrm{m/s}$$

La velocidad $\mathrm{V_o}$ obtenida cumple con el requerimiento de no superar $0{,}20\ \mathrm{m/s}$.

10.4.7 Vertedero de paso para el caudal de diseño

Este vertedero se encarga de entregar el agua limpia al tanque de carga. Se diseña a todo lo ancho $\mathrm{b_{sd}}$ del desarenador. Se halla con la Ecuación 7, la altura por debajo del nivel del agua $\mathrm{H_v}$ que debe respetar este vertedero para poder garantizar que siempre pase el caudal de diseño.

$$H_v = \left(\frac{Q_d}{1{,}84 * b_{sd}}\right)^{2/3} = \left(\frac{0{,}0694\ m^3/s}{1{,}84 * 1{,}11\ m}\right)^{2/3} = 0{,}105\ m$$

10.4.8 Vertedero de excesos y descarga de lodos

Estas dos funciones se cumplen en el desarenador en un mismo dispositivo simple y económico que se puede apreciar en la Figura 18. Éste consiste en un tramo de tubo removible dispuesto verticalmente en el centro del desarenador, que mientras este posicionado actúa como vertedero con un nivel de 3 cm por encima del nivel normal del agua. Cuando se desea verter los lodos se retira el tubo y se espera la descarga.

Para este sistema se define una tubería de 6” de diámetro debido a que no interesan las pérdidas asociadas en el momento de la descarga. Se emplea una tubería sanitaria que retorne los excesos y lodos a la quebrada más allá de la casa de máquinas. Su trazado baja en forma paralela con la tubería de presión.

El Anexo H muestra un esquema general con las diferentes dimensiones halladas en este numeral 10.4 de diseño del desarenador.

10.5 TANQUE DE CARGA

La finalidad del tanque es tener un volumen de reserva que garantice el caudal de diseño para abastecer la turbina. Además como criterio para definir el volumen del tanque, se quiere que como mínimo, el agua que éste almacene logre llenar toda la tubería de presión. Se ubica junto al desarenador para así ahorrar costos en tubería de desague, y en construcción, al compartir muros entre ambas obras.

10.5.1 Dimensionamiento del tanque de carga

La profundidad h_{tk} del tanque resulta en la misma profundidad definida para el desarenador igual a 1,5 m. Se define también la base del tanque en $b_{tk} = 2\ m$. El

volumen requerido V_{rt} del tanque de carga, está en función de los datos de la tubería de presión que se conocen más adelante en el numeral 10.6.

$$V_{rt} = A_{tp} * L_{tp} = \frac{\pi * (0{,}254\ m)^2}{4} * 66\ m = 3{,}34\ m^3$$

Donde,

A_{tp} = Área requerida para tubo de presión lleno, en m^2

L_{tp} = Longitud de la tubería de presión, en m

Definido este volumen V_{rt} se puede calcular el largo L_{tk} del tanque de carga,

$$V_{rt} = b_{tk} * h_{tk} * L_{tk}$$

Donde,

b_{tk} = Base del tanque, en m

h_{tk} = Profundidad efectiva del tanque de carga, en m

L_{tk} = Longitud del tanque, en m

$$L_{tk} = \frac{V_{rt}}{b_{tk} * h_{tk}} = \frac{3{,}34\ m^3}{2\ m * 1{,}5\ m} = 1{,}11\ m$$

Las dimensiones del tanque que además se pueden apreciar en conjunto en el Anexo H, quedan definidas como se enuncia a continuación.

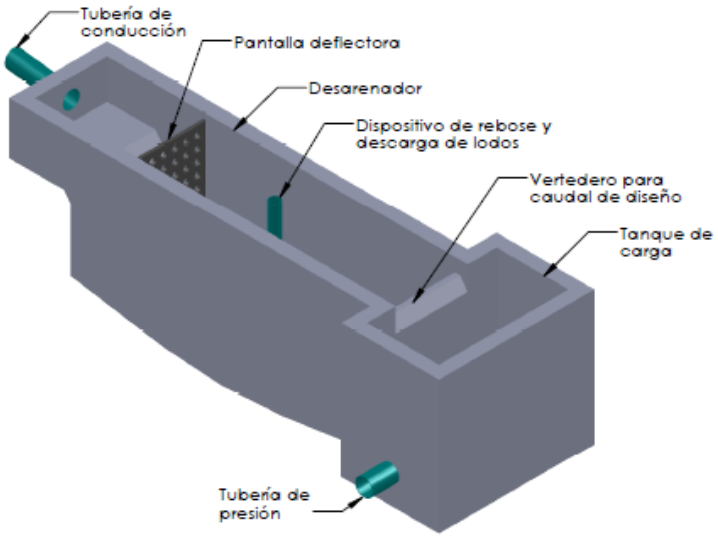
Profundidad 1,5 m	Ancho 2,0 m	Largo 1,11 m

10.5.2 Rejilla del tanque de carga

Por facilidad constructiva se selecciona una rejilla fina de varillas con $d_{v2} = 5/16"$ y espaciadas $S_{rt} = 0{,}01\ m$, con lo que se busca retener sólidos que hayan pasado la primera rejilla. Se define una inclinación de 45º con respecto a la horizontal.

El largo de la rejilla es igual al ancho del tanque de carga de 1,11 m y el alto se define como 42,5 cm. La rejilla viene apoyada sobre un muro base en el tanque de carga, que busca proteger la zona de entrada de la tubería de presión.

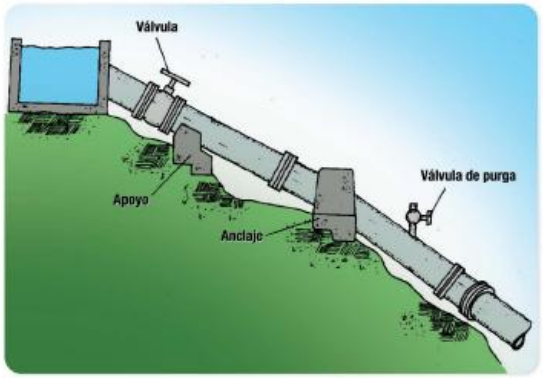
Figura 18. Configuración del conjunto desarenador – tanque de carga



10.6 TUBERÍA DE PRESIÓN

Es la tubería que conecta el tanque de carga con la turbina. Se selecciona tubería de PVC por los mismos criterios que se utilizaron para la de conducción.

Figura 19. Tubería de carga



(Coz *et al*., 1995, pág. 91)

Se presenta en el Anexo E el plano topográfico con el trazado de la tubería en vista superior. Por su parte la Figura 20 en la página 88, muestra la vista lateral de la configuración de esta tubería. Para su cálculo se parte del supuesto que en turbinas de 15 kW regularmente el diámetro de la admisión es de 10" o 12". La longitud de esta tubería es $L_{tp} = 66\ m$, y se procede a realizar las mismas comprobaciones que las efectuadas para la tubería de conducción. Inicialmente se selecciona una tubería de PVC de diámetro $d = 10"$ para analizar su desempeño.

10.6.1 Pérdidas de carga por fricción en tubería de presión

Se calcula el factor de fricción con el mismo procedimiento del numeral 10.2.1 para tubería de 10", donde del diagrama de Moody, para $\varepsilon/d = 5{,}9e-6$ y $Re = 3{,}2e5$, se halla un factor $f = 0{,}0141$.

Se calcula la pérdida de carga por fricción, para $L_{tp} = 66\ m$, con la Ecuación 30,

$$h_f = 0{,}08 * \frac{f * L_{tp} * {Q_d}^2}{d^5} = 0{,}08 * \frac{0{,}0141 * 66 * (0{,}0694)^2}{(0{,}254)^5} = 0{,}34\ m$$

Se hallan las pérdidas h_f por el método de Hazen-Williams con la Ecuación 31,

$$h_f = 10{,}64 * \frac{L_{tp} * {Q_d}^{1{,}852}}{{C_{hz}}^{1{,}852} * d^{4{,}87}} = 10{,}64 * \frac{66 * (0{,}0694)^{1{,}852}}{(150)^{1{,}852} * (0{,}254)^{4{,}87}} = 0{,}37\ m$$

Se promedian los resultados de los dos métodos,

$$h_f = (0{,}34m + 0{,}37\ m)/2 = 0{,}36m$$

10.6.2 Pérdidas en la rejilla del tanque de carga

Al pasar la rejilla se crean unas pérdidas de carga por turbulencia h_{jr} que aunque son pequeñas, deben considerarse. Además se crea una pérdida de carga adicional h_{ad} si la rejilla no está instalada perpendicularmente a la corriente.

Las pérdidas por turbulencia se calculan con la fórmula de Kirschner, seleccionando un factor de forma $K_{fr} = 1{,}8$ para varillas de sección redonda como se definió en el numeral 10.5.2 sobre la configuración de esta rejilla.

Ecuación 44. Pérdidas h_{jr} en rejilla por turbulencia

$$h_{jr} = K_{fr}\left(\frac{d_{v2}}{S_{rt}}\right)^{4/3} * \left(\frac{{V_{ap}}^2}{2g}\right) * \sin\alpha$$

(ESHA, 1998, pág. 37)

Donde,

d_{v2} = Diámetro de varilla en rejilla, en m

S_{rt} = Espaciamiento entre varillas, en m

V_{ap} = Velocidad de aproximación, en m/s

α = Ángulo entre la rejilla y la horizontal

$$h_{jr} = 1{,}8 * \left(\frac{0{,}0079}{0{,}01}\right)^{4/3} * \left(\frac{1{,}37^2}{2 * 9{,}81}\right) * \sin 45° = 0{,}089\ m$$

Ecuación 45. Pérdida de carga h_{ad} en rejilla por ángulo

$$h_{ad} = \left(\frac{{V_{ap}}^2}{2g}\right) * \sin\beta = \left(\frac{1{,}37^2}{2 * 9{,}81}\right) * \sin 45 = 0{,}068\ m$$

(ESHA, 1998, pág. 37)

Donde,

β = Ángulo de la rejilla con la corriente (En este caso resulta igual a $\alpha = 45º$)

La pérdida total h_{rej} en la rejilla queda dada por,

$$h_{rej} = h_{jr} + h_{ad} = 0{,}089\ m + 0{,}068\ m = 0{,}16\ m$$

10.6.3 Cálculo de pérdidas por turbulencia en tubería de presión

Se calculan las pérdidas por turbulencia h_t en las curvas, válvula y entrada a la tubería. Para hallar el coeficiente de pérdidas K_1 en curvas se halla la relación r/d, de la misma forma que en el numeral 10.2.2,

$$\frac{r}{d} = \frac{1372\ mm}{254\ mm} = 5{,}4$$

Se tienen los siguientes componentes a considerar en esta tubería:

Componente	Cantidad
Codo 45º	1
Codo 11,25º	2
Válvula de mariposa	1
Reducción entrada	1

De la Tabla 14, $K_{45°} = 0{,}23$ y $K_{11{,}25°} = 0{,}15$

Se calcula el coeficiente total de las pérdidas por accesorios en curvas,

$$K_1 = 0{,}23 * 1 + 0{,}15 * 2 = 0{,}53$$

Para determinar el coeficiente de perdidas en la entrada a la tubería, se supone un ingreso en ángulo recto equivalente a $K_2 = 0{,}5$ (Coz *et al*., 1995, pág. 97)

El coeficiente de pérdida para la válvula principal de mariposa justificada más adelante en el numeral 10.8.1 es igual a $K_3 = 0{,}3$ (Coz *et al*., 1995, pág. 97)

Se calculan las pérdidas por turbulencia con la Ecuación 32, considerando la velocidad a tubo lleno en la tubería V_{tl} calculada para 10” en el numeral 10.2.1,

$$h_t = \frac{V_{tl}{}^2}{2g}(K_1 + K_2 + K_3) = \frac{(1{,}37\ \text{m/s})^2}{2 * 9{,}81\ \text{m/s}^2}(0{,}53 + 0{,}5 + 0{,}3) = 0{,}13\ \text{m}$$

10.6.4 Cálculo de pérdida de carga total en tubería de presión

Finalmente la pérdida de carga total h_{pt} asociada a los resultados anteriores es,

$$h_{pt} = h_f + h_{rej} + h_t = 0{,}36\ \text{m} + 0{,}16\ \text{m} + 0{,}13\ \text{m} = 0{,}65\ \text{m}$$

Las diferentes pérdidas calculadas en las tuberías se consideran aceptables, debido a que no sobrepasan la estimación inicial del 10% que se hizo para las pérdidas en las tuberías tanto de conducción como de presión.

10.6.5 Cálculo del espesor requerido de pared

Se realiza el mismo procedimiento desarrollado en el numeral 10.2.3, basado en la velocidad en el tubo y en la consideración de sobrepresión. La sobrepresión está dada por un cierre brusco de la válvula principal lo que generaría un fenómeno de golpe de ariete. La sobrepresión asociada a éste se calcula con la Ecuación 33.

$$\Delta h_{max} = \frac{a_{vo} * \Delta V_{tl}}{g} = \frac{368\ \text{m/s} * 1{,}37\ \text{m/s}}{9{,}81\ \text{m/s}^2} = 51{,}39\ \text{m}$$

Se halla la carga total h_{tot} considerando la sobrepresión Δh_{max} y el salto bruto $h_{sb} = 33\ \text{m}$ de la turbina al tanque de carga como se ve más adelante en la Figura 20 de la configuración en perfil de la tubería de presión.

$$h_{tot} = \Delta h_{max} + h_{sb} = 51{,}39\ \text{m} + 33\ \text{m} = 84{,}39\ \text{m}$$

Para determinar el espesor teórico requerido, se supone un factor de seguridad f_s igual a 2 para la tubería de presión. Se calcula el espesor T con la Ecuación 34.

$$T = \frac{5 * f_s * h_{tot} * 10^6 * d}{S_{rup}} = \frac{5 * 2 * 84{,}39 * 10^6 * 0{,}254}{28 * 10^6} = 7{,}65 \text{ mm}$$

Al contrastar este resultado con el Manual Técnico del fabricante PAVCO en el Anexo K, se encuentra que para una tubería de PVC Unión Platino de 10" RDE-26, el espesor de 10,75 mm cumple con los requerimientos calculados. Cabe anotar que estas tuberías soportan presiones hasta de 160 psi mientras que las presiones reales en la microcentral son de máximo 120 psi, por lo que se tiene de esta forma un factor de seguridad mayor.

10.6.6 Sumergencia de la tubería de presión

Se realiza un procedimiento similar al del numeral 10.3.1 con la Ecuación 35,

$$h_{sum} = 0{,}54 * V_{tl} * \sqrt{d} = 0{,}54 * 1{,}37 * \sqrt{0{,}254} = 0{,}37 \text{ m}$$

La profundidad $h_{tk} = 1{,}5 \text{ m}$ considerada para el tanque de carga en el numeral 10.5.1, garantiza ampliamente la sumergencia exigida para la tubería de presión.

10.7 DISEÑO DE APOYOS Y ANCLAJES DE TUBERÍAS

En este numeral se quiere ejemplificar el procedimiento de cálculo de anclajes y apoyos para un solo caso. La tubería con la que se va a trabajar es tubería de PVC de 10". Esta tubería va enterrada por lo cual las fuerzas ocasionadas por el peso en ella están distribuidas a lo largo de ésta y están soportadas por el terreno.

10.7.1 Apoyos

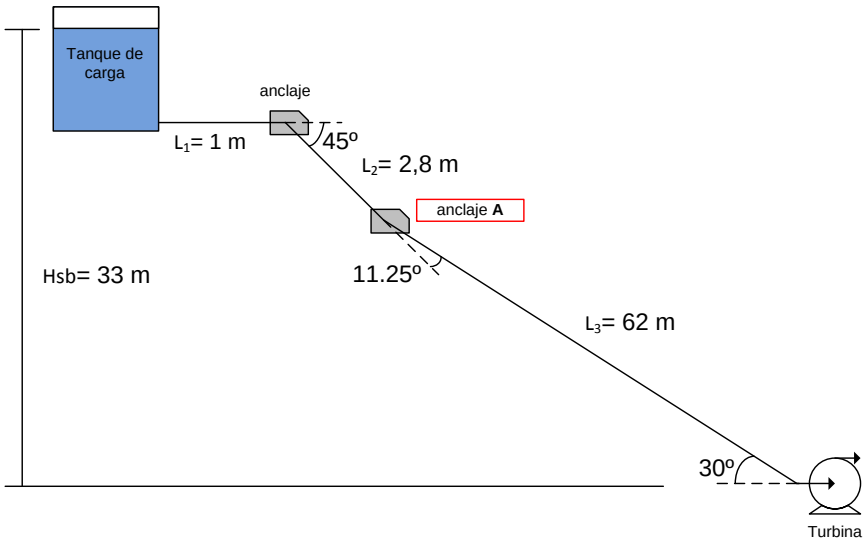
Los apoyos son los encargados de soportar el peso de la tubería y el agua que contiene. Las fuerzas que actúan sobre ellas son la componente vertical del peso del tubo con agua por unidad de longitud, y la fuerza de fricción entre tubo y apoyo generada por la componente vertical anterior. Como la tubería va enterrada, estas

fuerzas no se consideran ya que la tubería tiene distribuido todo su peso a lo largo del terreno. En consecuencia no se requieren apoyos.

10.7.2 Anclajes

Los anclajes son bloques de concreto que envuelven las tuberías de presión y conducción con el propósito de fijarlas al terreno. Éstos deben ubicarse en todos los tramos de la tubería donde ocurre un cambio de dirección tanto en el sentido vertical como horizontal. Como ejemplo se calcularán las fuerzas en el anclaje A que se aprecia en la siguiente figura, la cual muestra la configuración en perfil de la tubería de presión, lo cual no se aprecia en el plano topográfico del Anexo E debido a que es un plano de curvas de nivel.

Figura 20. Esquema de anclajes en tubería de presión



Para tubería enterrada, como es el caso del PVC, las fuerzas ocasionadas por el peso en la tubería están distribuidas a lo largo de ella y son soportadas por el terreno igual que en los apoyos. Por esta razón estas fuerzas no se tienen en cuenta en el análisis de los anclajes. De igual forma, al estar bajo tierra no se ve afectada por cambios fuertes de temperatura, por lo que no requiere juntas de dilatación y se desprecian las cargas asociadas a estas juntas.

Las fuerzas que actúan sobre los anclajes son las siguientes y se pueden apreciar en la Figura 21 más adelante:

- Fuerza de fricción entre el anclaje en concreto y el suelo F_1
- Fuerza en el cambio de dirección debido a la presión hidrostática F_2
- Fuerza en el cambio de dirección debido a la cantidad de movimiento F_3

Ecuación 46. Fuerza de fricción F_1

$$F_1 = \mu_f * (W_t + W_a) * L_{tr} * \cos(\alpha)$$

(Coz *et al*., 1995, pág. 105)

Donde,

μ_f = Coeficiente de fricción entre el concreto y el suelo

W_t = Peso de la tuberia por unidad de longitud, en kg/m

W_a = Peso del agua en el tubo por unidad de longitud, en kg/m

L_{tr} = Longitud del tramo de tubería sujeto a movimiento, en m

α = Ángulo de inclinación de la tubería aguas arriba del anclaje

Para el caso concreto de la zona $\mu_f = 0{,}4$ (Arena y grava mezclada con limo). Del ejemplo del Anclaje A se sabe que $L_{tr} = L_2 = 2{,}8\ m$ y el ángulo $\alpha = 45°$.

Se calculan a continuación tanto el peso de la tubería por unidad de longitud W_t y el peso del agua en el tubo por unidad de longitud W_a.

Ecuación 47. Peso de tubería por unidad de longitud

$$W_t = \frac{\pi}{4}\left({d_e}^2 - {d_i}^2\right)\gamma_{pvc}$$

Ecuación 48. Peso del agua en tubo por unidad de longitud

$$W_a = \frac{\pi}{4}\left({d_i}^2\right)\gamma_{agua}$$

(Coz *et al*., 1995, pág. 105)

Donde,

d_e = Diametro exterior de la tubería, en cm

d_i = Diametro interior de la tubería, en cm

γ_{pvc} = Peso específico de la tubería PVC, en g/cm^3

γ_{agua} = Peso específico del agua, en g/cm^3

Para la tubería de presión seleccionada en el numeral 10.6 se tiene que $d_e = 27{,}305\ cm$, $d_i = 25{,}207\ cm$, $\gamma_{pvc} = 1{,}41\ g/cm^3$ y $\gamma_{agua} = 1{,}0\ g/cm^3$

$$W_t = \frac{\pi}{4} * [(27{,}305\ cm)^2 - (25{,}207\ cm)^2] * 1{,}41\ g/cm^3 = 122\ g/cm = 12{,}2\ kg/m$$

$$W_a = \frac{\pi}{4} * (25{,}207\ cm)^2 * 1{,}0\ g/cm^3 = 499\ g/cm = 49{,}9\ kg/m$$

Conocida esta información se calcula la fuerza de fricción F_1 con la Ecuación 46,

$$F_1 = -0{,}4 * (12{,}2\ kg/m + 49{,}9\ kg/m) * 2{,}8\ m * \cos(45°) = -49{,}18\ kgf$$

La siguiente fuerza a calcular es F_2,

Ecuación 49. Fuerza F_2 debido a la presión hidrostática

$$F_2 = 1{,}6 * 10^3 * H_{tr} * {d_i}^2 * \text{sen}\left(\frac{\beta - \alpha}{2}\right)$$

(Coz *et al*., 1995, pág. 114)

Donde,

H_{tr} = Presión hidrostática en la tubería a la altura del anclaje, en m

β = Ángulo de inclinación de la tubería aguas abajo del anclaje

Para el anclaje A del ejemplo, $H_{tr} = 3{,}5\ m$ y $\beta = 30°$

$$F_2 = 1{,}6 * 10^3 * 3{,}5\ \text{m} * (0{,}25207\ \text{m})^2 * \text{sen}\left(\frac{30° - 45°}{2}\right) = -46{,}44\ \text{kgf}$$

Se calcula finalmente la tercera fuerza a considerar F_3,

Ecuación 50. Fuerza F_3 debido a la cantidad de movimiento

$$F_3 = 250\left(\frac{Q_d}{d_i}\right)^2 * \text{Sen}\left(\frac{\beta - \alpha}{2}\right)$$

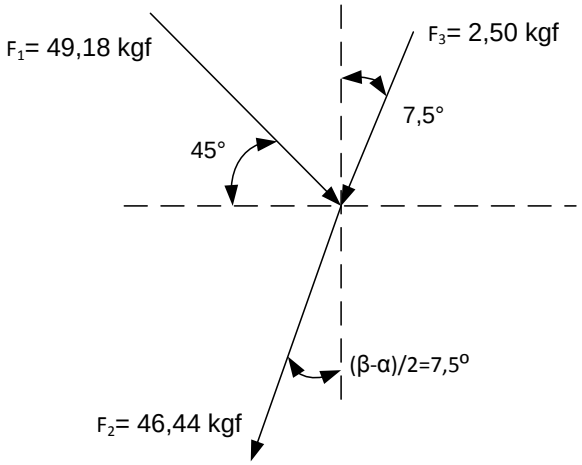
(Coz *et al*., 1995, pág. 119)

Donde,

Q_d = Caudal de diseño, en m^3/s

$$F_3 = 250\left(\frac{0{,}0694\ m^3/s}{0{,}25207\ m}\right)^2 * \text{Sen}\left(\frac{30° - 45°}{2}\right) = -2{,}50\ \text{kgf}$$

Figura 21. Diagrama de fuerzas en anclaje



Se calcula la sumatoria de fuerzas tanto en la dirección X como en Y,

$$\sum F_x = 28{,}39\ \text{kgf}$$

$$\sum F_y = -83{,}3\ \text{kgf}$$

Éstas son las fuerzas que debe contrarrestar el anclaje A. El diseño estructural detallado de cada anclaje sobrepasa el alcance de este proyecto, por lo cual se presentan sólo las fuerzas que deben ser consideradas. Cabe anotar que los fabricantes de tubería dan recomendaciones sobre los tipos de anclajes y las fuerzas de empuje que deberán aguantar bajo ciertas condiciones.

10.8 VÁLVULAS Y COMPUERTA

10.8.1 Válvula principal

La función que debe cumplir esta válvula es de cierre o bloqueo del paso del agua a la turbina, en caso de emergencia o mantenimiento. Los tipos de válvulas más comunes para este servicio son: válvulas de compuerta, válvulas esféricas y válvulas de mariposa. Se decide una válvula de accionamiento manual, por lo que una válvula de compuerta no es una buena opción, ya que son difíciles de operar a altas presiones para superar la fuerza de fricción presente. Las válvulas esféricas tienen muy poca pérdida de carga pero resultan muy costosas.

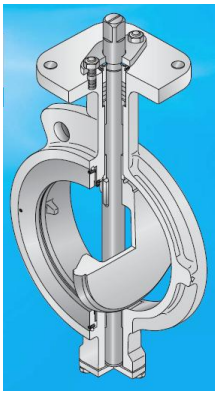
Por su parte, para manejo de bajo caudal, cerrar e incluso regular el paso de agua, se instalan comúnmente válvulas de mariposa. Como cada semi-disco de la mariposa está sometido a igual presión, la válvula resulta fácil de accionar manualmente (Coz *et al*., 1995, págs. 96-97).

Regularmente las válvulas para servicio a presiones no muy altas, es decir con una capacidad de presión de hasta 150 psi, se construyen con cuerpo en hierro fundido. La válvula requerida para la tubería de presión es diámetro 10” o 250 mm. El fabricante debe garantizar además que todas las partes en contacto con el agua, tengan la resistencia necesaria a la corrosión (Greene, 1992, págs. 4-10).

Se debe tener en cuenta una válvula de mariposa auxiliar que se instalará en paralelo a la válvula principal. Este dispositivo ya lo traen incluido algunos equipos

turbina/generador. Con ésta se conduce el agua hacia la descarga con el fin de evitar el paso a través de la turbina. Al estar cerrada la válvula principal y abrir ésta, se descarga el agua restante en todo el sistema.

Figura 22. Válvula de mariposa



(Tomoe, 2009)

10.8.2 Compuerta de cierre del canal recolector

Se define una compuerta plana vertical rectangular, al final del canal recolector para impedir el paso de agua a la caja de salida de la bocatoma. Consta de dos correderas a cada costado que aseguran la hermeticidad y el apoyo. La ranura inferior es la encargada del asiento y cierre de la compuerta. El tablero de la compuerta es una platina de acero rígido. Es de accionamiento manual, levantada con una volante de maniobra a través de un husillo en rosca.

Se calcula el empuje que debe soportar la compuerta para funcionar adecuadamente en el aislamiento del sistema.

Ecuación 51. Empuje resultante en compuerta

$$F_{com} = \gamma_{agua} * \bar{y} * \text{sen}\theta * A_{com}$$

(Azevedo Netto & Acosta Alvarez, 1976, pág. 20)

Donde,

γ_{agua} = Peso específico del agua ($\gamma = 1000\ \mathrm{kgf/m^3}$)

$\bar{y}$ = Distancia del centro de gravedad del área al nivel del agua, en m

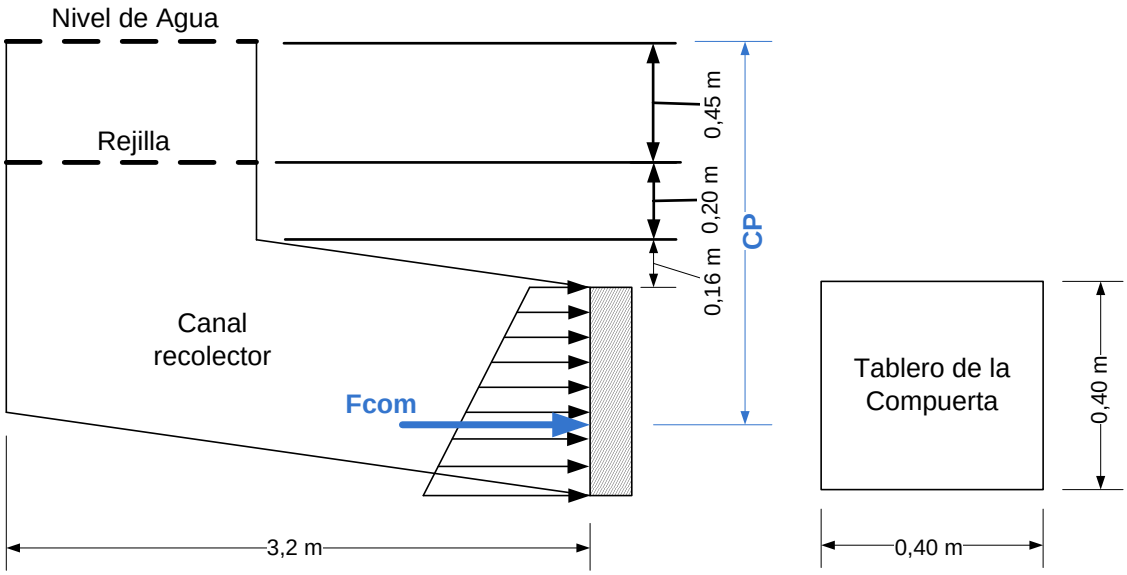
θ = Ángulo de la compuerta con la horizontal (Para compuerta vertical $\theta = 90°$)

A_{com} = Área del tablero de la compuerta, en $\mathrm{m^2}$

$$\bar{y} = 0{,}45\ \mathrm{m} + 0{,}20\ \mathrm{m} + 0{,}16\ \mathrm{m} + 0{,}20\ \mathrm{m} = 1{,}01\ \mathrm{m}$$

$$F_{com} = 1000 * 1{,}01 * \mathrm{sen}90° * (0{,}4 * 0{,}4) = 162\ \mathrm{kgf} = 1589\ \mathrm{N}$$

Figura 23. Esquema para empuje resultante en compuerta



El centro de presión donde se asume actúa el empuje, está dado por la siguiente fórmula, basada en en el principio de momentos. Ésta considera además el momento de inercia I_o del área de la compuerta, en este caso rectangular.

Ecuación 52. Centro de presión en compuerta

$$CP = \bar{y} + \left(\frac{I_o}{A_{com} * \bar{y}}\right) = 1{,}01 + \left(\frac{0{,}4 * 0{,}4^2/12}{0{,}4 * 0{,}4 * 1{,}01}\right) = 1{,}04\ \mathrm{m}$$

(Azevedo Netto & Acosta Alvarez, 1976, pág. 21)

El fabricante debe garantizar el aguante de la compuerta ante la fuerza de $162\ \mathrm{kgf}$ aplicada a $1{,}04\ \mathrm{m}$ del nivel del agua, la cual produce tensiones de flexión. Además la resistencia de la compuerta debe cubrir también casos como cierre brusco de ésta, cuando la presión dinámica puede ser considerable.

Figura 24. Compuerta deslizante

(Aframex, 2009)

10.8.3 Operación y manejo de válvulas

Para poder evacuar el agua del sistema de la microcentral es de vital importancia tener en consideración que a la turbina no le puede entrar aire por la tubería de presión. Por esta razón para empezar el proceso de desague habrá que cerrar lentamente la válvula principal hasta que la turbina se detenga por completo. Cerrada la válvula principal se puede proceder a abrir la válvula auxiliar, remover el dispositivo de desague del desarenador y cerrar la compuerta principal del canal recolector.

Para volver a cargar el sistema, se instala el tubo de rebose en el desarenador; se cierra lentamente la válvula auxiliar mientras la principal permanece cerrada. Luego se abre la compuerta del canal colector lentamente permitiendo que se llene todo el sistema incluyendo la tubería de presión, tanque de carga, desarenador, conducción. Lleno el sistema con la compuerta abierta en su totalidad y los reboses funcionando se procede a abrir solo un poco la válvula

auxiliar para permitir la salida del aire en la tubería de presión. Se vuelve a cerrar esta válvula y se procede a abrir lentamente la válvula principal hasta su posición de operación. En este punto el sistema se encuentra restaurado en su totalidad.

10.9 SELECCIÓN DE TURBINA

Los diferentes tipos de turbina, su geometría y dimensiones están ligados a varios criterios: altura neta del salto, caudales, velocidad de rotación, costos, entre otros.

10.9.1 Altura de salto desde el tanque de carga a la turbina

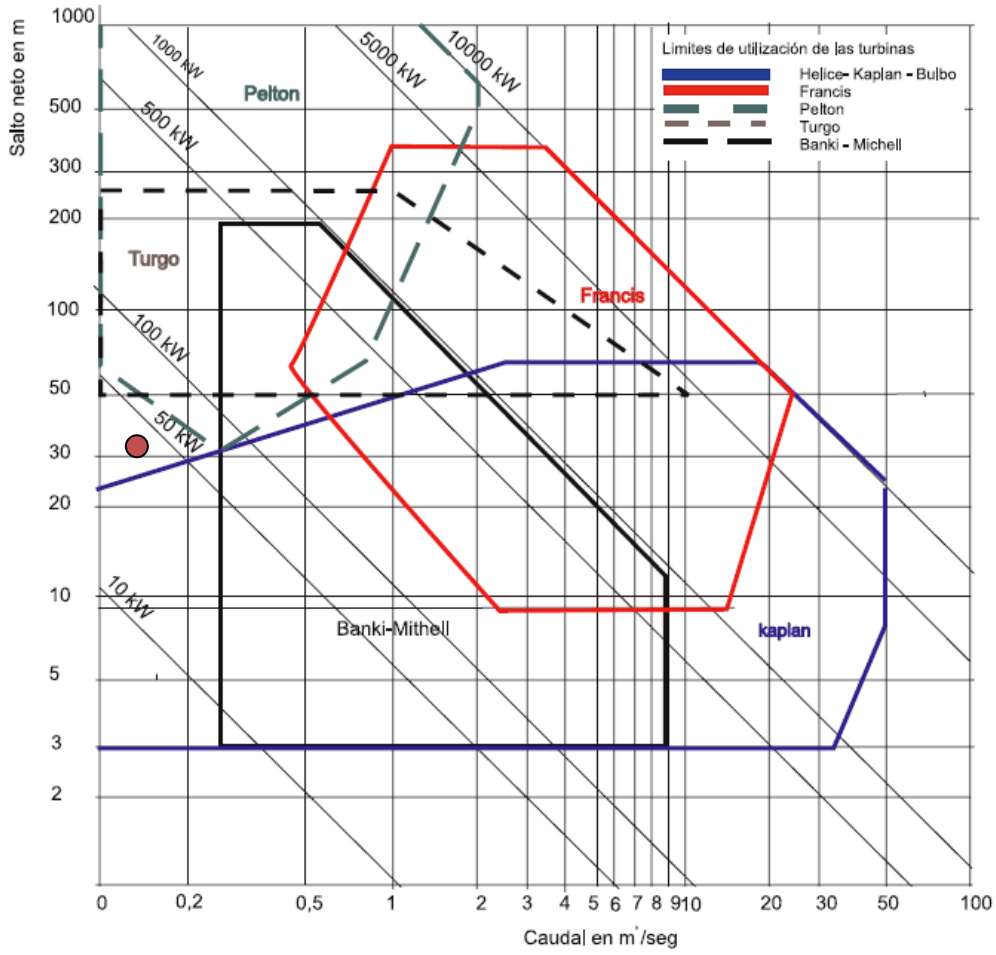
La llegada de la tubería de conducción al tanque de carga se da en la cota 1805 msnm considerando la compensación de pérdidas desde la bocatoma. La altura de salto neto está dada por la diferencia de cotas entre el nivel del agua en el tanque de carga y la ubicación de la turbina definida en el numeral 8.6. Se consideran $20\ \mathrm{cm}$ de diferencia entre la llegada de la tubería y el nivel del agua y se restan las pérdidas halladas en la tubería de presión en el numeral 10.6.4.

$$\mathrm{H_n} = 1805 - 1772 - 0{,}2 - 0{,}65 = 32{,}15\ \mathrm{m}$$

10.9.2 Definición de envolventes operacionales

El caudal de diseño $\mathrm{Q_d}$ para la turbina que se desea determinar es de 69,4 l/s. Este caudal y la altura de salto definen un punto en la Figura 25 presentada por la ESHA como una integración de fabricantes mundiales. El punto revela que los parámetros no definen exactamente un tipo de turbina. Se debe proceder a la selección basada en otros criterios, sobretodo en las recomendaciones de los fabricantes que son quienes en últimas definen las curvas envolventes que configuran este gráfico.

Figura 25. Gráfico de rangos de turbinas



(ESHA, 1998, pág. 183)

10.9.3 Velocidad específica

La velocidad específica constituye un mejor criterio de selección, más preciso que el método presentado anteriormente. La ecuación para determinar el valor de la velocidad específica n_s de la turbina óptima para los parámetros de diseño es,

Ecuación 53. Velocidad específica de turbinas

$$n_s = n\frac{\sqrt{P}}{H_n{}^{5/4}}$$

(ESHA, 1998, pág. 173)

Donde,

P = Potencia requerida, en kW

$\mathrm{H_n}$ = Altura del salto neto, en m

n = Rotación de la turbina, en rpm

Para calcular la velocidad específica se deben hacer las siguientes consideraciones. En microcentrales los generadores usados regularmente son estándar de 4 polos, que para una frecuencia de 60 Hz tiene una velocidad de sincronismo de 1800 rpm (ESHA, 1998, pág. 187). El conjunto turbina/generador puede ser de acoplamiento directo, girando la turbina a la misma velocidad de sincronismo, o puede ser también con transmisión por multiplicador, por ejemplo de relación 1:4, con lo que la turbina rotaría más lentamente. Se calculan las velocidades específicas para ambos casos.

Caso de acoplamiento directo,

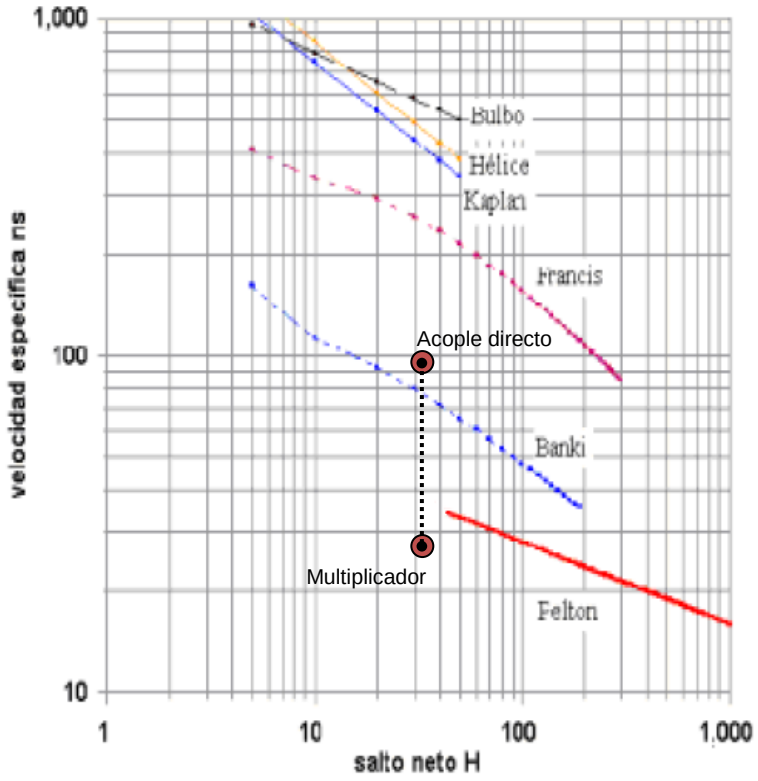
$$\mathrm{n_s} = 1800\,\frac{\sqrt{15}}{32{,}15^{5/4}} = 91\ \mathrm{rpm}$$

Caso de multiplicador de relación 1:4,

$$\mathrm{n_s} = \left(\frac{1800}{4}\right) * \frac{\sqrt{15}}{32{,}15^{5/4}} = 23\ \mathrm{rpm}$$

Aunque cada fabricante enuncia los valores de la velocidad específica de sus turbinas, un análisis general puede ser basado en estudios estadísticos. Se presenta a continuación la gráfica de los estudios llevados a cabo por De Siervo y Lugaresi, Lugaresi y Massa, Schweiger y Gregory, Gordon, Lindestrom, Kpordze y otros, sobre aprovechamientos muy diversos, que permiten correlacionar, para cada tipo de turbina, la velocidad especifica con la altura del salto neto (ESHA, 1998, pág. 175).

Figura 26. Correlación de velocidades específicas



(ESHA, 1998, pág. 174)

El análisis de las posiciones en la Figura 26 permite determinar que las opciones de turbinas son una Michell-Banki al considerar acoplamiento directo, o una Pelton si se tiene en cuenta algún sistema multiplicador en el acople.

10.9.4 Selección definitiva de conjunto turbina/generador

La razón de peso para tomar una decisión fue la dificultad que se presenta en las microcentrales de tener una muy alta velocidad de rotación de la turbina. Luego de recibir propuestas de fabricantes brasileros, peruanos, americanos y chinos, varios proponen Michell-Banki con acoplamiento directo aunque se reconoce que la velocidad específica sería muy alta, lo que puede representar una disminución de la eficiencia. El fabricante brasilero Betta, sugiere una Pelton con multiplicador, con lo cual la velocidad de giro de la turbina puede ser menor. Al considerar la

buena eficiencia de trabajo de este conjunto turbina/generador, se opta por la turbina Betta modelo P600.

10.9.5 Información general conjunto turbina/generador Betta modelo P600

Tabla 15. Características del conjunto turbina/generador

Parte	**Características**
Rodete	Cucharas en hierro fundido. Disco en acero al carbono
Eje de rotor	En acero SAE 1045, apoyado en rodamientos
Carcaza	En acero bajo carbono, soldada
Boquilla	Aguja en acero inoxidable con válvula de control
Multiplicador	Por medio de correas y poleas en V
Regulador de velocidad	Unidad electrónica PID
Control electro-mecánico	Motor regulador 4 polos, 1750 RPM, 0,5 – 1 HP
Generador síncrono	18 kVA, 1800 RPM, 60 Hz, 3 fases, 220 V

Tabla 16. Datos operativos del conjunto turbina/generador

Datos operativos	**Valor**
Potencia en eje de la turbina	22 HP
Rotación nominal de la turbina	484 RPM
Potencia del generador	18 kVA
Rotación del generador	1800 RPM

Figura 27. Turbina Betta modelo P600

(Betta, 2009)

10.10 CASA DE MÁQUINAS

Como se enunció en el marco teórico, la casa de máquinas cumple la función básica de proteger de las adversidades climatológicas, el equipo electromecánico y el sistema de control de la microcentral. El número de turbinas, el tipo y la potencia; su disposición respecto a la descarga y la geomorfología del sitio, condicionan la configuración de la casa.

Una vez seleccionada la turbina brasilera marca Betta P600, tipo Pelton; el fabricante recomienda las dimensiones básicas a considerar en la construcción de la casa de máquinas. Esta debe ser lo suficientemente amplia para permitir el mantenimiento, operación de los equipos, así como garantizar la seguridad de cualquier persona que ingrese al lugar.

10.10.1 Dimensionamiento

En el Anexo I se presentan las recomendaciones de dimensionamiento hechas por el proveedor Betta. Se destaca la losa de 5 m de ancho por 4,5 m de largo, quedando más de un metro de circulación al lado del generador. Se propone una altura mínima de techo de 3 m, suficiente para tener acceso amplio a la casa de máquinas.

10.10.2 Canal de descarga

En el Anexo I se aprecian igualmente las recomendaciones para el canal de descarga. Justo debajo de la turbina se hace una perforación de 45 cm de ancho por 1,1 m de largo. El orificio permite la descarga a un canal de 1,39 m de ancho y profundidad máxima de 90 cm, la cual se reduce luego a 50 cm para garantizar la salida tranquila del agua al dejar la casa de máquinas. La longitud total del canal es de 2,71 m. Se adecúa el tramo desde la casa de máquinas hasta la quebrada la Ayurá, para devolver el agua sin ningún inconveniente.

10.11 COMPONENTES ELECTRICOS

10.11.1 Línea de transmisión principal

En los cálculos siguientes sólo interesa determinar la línea de transmisión que lleva la energía generada por la microcentral, hasta la caja principal de distribución de energía del Parque; a partir de allí se trabaja con las líneas secundarias existentes. Para determinar el cableado a utilizar se conoce la potencia aparente entregada por el conjunto turbina/generador $S_a = 18\ \mathrm{kVA}$ y se determina la corriente con la que va a trabajar la red.

Ecuación 54. Potencia eléctrica aparente

$$S_a = \sqrt{3} * V_{cg} * I_L$$

(Alcalde, 2005, pág. 156)

Donde,

V_{cg} = Tensión compuesta del generador, $V_{cg} = 220\ V$

I_L = Intensidad de línea, en A

$$18000\ VA = \sqrt{3} * 220\ V * I_L \ \therefore I_L = 47{,}24\ A$$

Conocida la corriente, se define la utilización de un interruptor automático de protección de toda la red, el cual se ubica a la salida del generador. El interruptor comercial más aproximado a este valor de corriente es un interruptor de $50\ A$**.** Se utiliza este valor de corriente para todos los cálculos posteriores. Adicional al interruptor, el conjunto requerirá un relé para proteger las fases. Con esta información se determina el cableado a utilizar.

Ecuación 55. Porcentaje de caída de tensión

$$\Delta V_l = \frac{(\sqrt{3} * k * L_{cb} * 3{,}28 * I_L)}{V_{cg} * CM} * 100$$

(Alcalde, 2005, pág. 160)

Donde,

ΔV_l = Caída de tensión a través de la línea, en %

L_{cb} = Longitud del trazado del cable, en m

k = Factor asociado al tipo de material del cableado

CM = Sección del conductor, en $cmil$

$3{,}28$: Factor de conversión de pies a metros

La longitud L_{cb} del cableado se estipula en 300 m para poder llevar la electricidad al tablero de distribución. Se determina que la caída de tensión ΔV_{lc} a través de la línea de transmisión deberá estar alrededor de 3% como recomendación para instalaciones comerciales y residenciales. Se realiza la primera comprobación para un cable de cobre, $k_c = 11\ cmil * \Omega/ft$, número 4 con $CM = 41740\ cmil$.

$$\Delta V_{lc} = \frac{(\sqrt{3} * 11 * 300 * 3{,}28 * 50)}{220 * 41740} * 100 = 10{,}21\ \%$$

Al no cumplir con la caída de tensión deseada se sigue buscando cables de mayor número. A continuación se presenta una tabla de ΔV_{lc} para varios cables de cobre con su respectivo CM.

Tabla 17. Caída de tensión para cables de cobre AWG

Numero de cable	CM (cmil)	ΔV_l (%)
0	105.600	4,03
00	133.100	3,20
000	167.800	2,54

(Pender & Del Mar, 1967, pág. 14.156)

El cable de cobre más adecuado sería el número 3/0 pero el 2/0 cumple cerca la recomendación. El cable de cobre sería la opción en acometidas enterradas.

Para las condiciones del parque se define una acometida aérea, además que las acometidas enterradas son muy costosas. Para las acometidas aéreas se utiliza cable de aluminio, el cual tiene un $k_a = 17\ \text{cmil} * \Omega/\text{ft}$. Se hace la primera comprobación con un cable 2/0 con $CM = 211600\ \text{cmil}$

$$\Delta V_{la} = \frac{(\sqrt{3} * 18 * 300 * 3{,}28 * 50)}{220 * 211600} * 100 = 3{,}3\ \%$$

Al cumplir con la caída de voltaje mínima deseada se puede utilizar este número de cable de aluminio para cada una de las líneas del sistema trifásico. Con una caída del $3{,}3\ \%$, la tensión de línea entregada es $V_{la} = 213\ \text{V}$. Se halla a continuación la tensión de cada fase V_f a partir de la tensión de línea V_{la}.

Ecuación 56. Tensión de fase

$$V_f = \frac{V_{la}}{\sqrt{3}} = \frac{213\ V}{\sqrt{3}} = 123\ V$$

(Alcalde, 2005, pág. 152)

Esta tensión es la normal utilizada por la mayoría de equipos eléctricos y electrónicos del parque, por lo que se cumple con los requerimientos.

10.11.2 Comentarios sobre la conexión eléctrica

- Se deberá instalar a la llegada al tablero totalizador un dispositivo de transferencia manual que permita el cambio del suministro de energía de la microcentral a la red eléctrica de EPM en caso que sea necesario.

- Se recomienda inicialmente un tablero con totalizador trifásico de 24 circuitos para el manejo y distribución de la red alimentada por la microcentral.

- La línea de transmisión viajará de forma aérea por los mismos postes del alumbrado exterior del parque por lo cual no se hace necesaria la compra de éstos.

11. EVALUACIÓN FINANCIERA DEL PROYECTO

11.1 FLUJO DE CAJA DEL PROYECTO

La viabilidad financiera de este proyecto está dada por el ahorro que significa la energía que se deja de pagar en servicios, lo cual debe compensar una inversión inicial y unos gastos que se hacen para tener una microcentral funcional. El Flujo de Caja se presenta en el Anexo.

Se busca con esta parte aclarar un poco las consideraciones tomadas para el desarrollo del flujo de caja. Los costos estimados de las obras civiles, se muestran desglosados en el Presupuesto del Anexo, y corresponden a lo diseñado a lo largo del trabajo; el costo del equipo electromecánico es el del conjunto turbina/generador marca Betta, junto con su montaje e instalación y los costos de importación y legalización. Se incluyen en los costos de Inversión, los costos de Administración en la ejecución del proyecto, además de un estimado del diseño de ingeniería y asesoría. Por su parte, los costos de operación y mantenimiento consideran principalmente las 3 horas diarias que un empleado del Parque tendría que dedicarle a la microcentral y se estiman costos de mantenimiento que pueden ser acarreados. Se valora también la tasa por utilización del agua que debe pagarse a Corantioquia. Cabe anotar que los diferentes costos se afectan en el tiempo con una inflación promedio del 5%.

Los beneficios económicos de la microcentral como se mencionó inicialmente se basan en el ahorro de la energía que se paga en servicios públicos, que para ese predio es tarifa comercial. El incremento del costo de la energía se considera alineado con el aumento del costo de vida. Se tienen en cuenta los valores de salvamento del conjunto turbina/generador y de parte de las obras que puedan tener un valor residual al final del proyecto.

Aunque al flujo de caja se evalúa para una tasa de oportunidad del 10%, cabe anotar que este proyecto al ser de carácter social por tratarse del Municipio de Envigado, podría evaluarse exigiéndole rentabilidades menores. No se consideran tampoco préstamos, que en otros panoramas podrían acarrear ventajas.

11.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS

El resultado importante de la evaluación financiera es apreciar como en menos de 10 años se logra recuperar la inversión y tener un valor presente neto positivo. La tasa interna de retorno con las condiciones dadas es de más del 11%. El beneficio anual equivalente es de más de 2 millones de pesos. Es así como se puede hablar de una relación costo-beneficio de 1,1 aproximadamente, es decir, por cada peso invertido el beneficio es de 1,1 pesos.

Aunque el Flujo de Caja planteado parte de diferentes estimaciones que pueden variar, lo contundente del resultado es poder mostrar como el período de recuperación de la inversión es cercano a los 9 años, y al considerar que la vida útil del proyecto en realidad podría estar rondando los 20 años, se deja así un horizonte positivo de generación de valor agregado con la microcentral.

La Tabla final del Anexo muestra un análisis de sensibilidad del valor presente neto del proyecto ante variables como el costo del kW-h cobrado en los servicios públicos y la capacidad de generación eléctrica a la que trabaja la microcentral. Se revelan resultados interesantes como el hecho que ante un costo del kW-h de alrededor 400 pesos, se podría hablar que el proyecto es rentable con una capacidad de generación del 75% del total. Igualmente se aprecia como ante el escenario planteado, el proyecto a 10 años no sería rentable si el costo del kW-h está por debajo de los 300 pesos, momento en el que sería mejor comprarle la energía a EPM y no invertir en el desarrollo de la microcentral. Cabe anotar que esto no es tan definitivo con un proyecto evaluado a 20 años.