1. REHABILITACIÓN, MANTENIMIENTO Y OPTIMIZACIÓN DE LOS SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL CORREGIMIENTO DE WINANDO DEL MUNICIPIO DE QUIBDÓ

En este capítulo se describen las condiciones generales bajo las cuales se realizará las rehabilitaciones, mantenimiento y optimización de los sistemas de acueductos del corregimiento de Winando Del Municipio De Quibdó, esto con el fin de garantizar de cantidad, calidad y continuidad del servicio en estas comunidades. En el corregimiento de Winando la bocatoma fue arrastrada debido al desbordamiento de la fuente hídrica, esto por las altas precipitaciones en la zona, por lo que se plantea una alternativa de una nueva bocatoma de lecho filtrante con su respectiva conducción paras así garantizar cantidad, calidad y continuidad para esta comunidad, por lo tanto se presentan la proyección de población a un periodo de diseño de Veinticinco (25) años "según Resolución 0330 del 08 de junio del 2017", la determinación de la dotación para el período de diseño, factor de consumo medio diario, factor de consumo máximo diario, porcentaje de pérdidas en el sistema y otros factores a tener en cuenta para el mejoramiento del servicio, todo basado en la resolución antes descrita y del Reglamento Técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS) 2000. Esto para el cálculo del pozo profundo y la optimización de la planta de tratamiento de agua potable existente, se plantea pozo profundo ya que según los pobladores y estudios realizados en la zona no se cuenta con fuentes hídricas superficiales de buena calidad y sobre todo continuidad.

1.1. PARÁMETROS DE DISEÑO PARA LA REHABILITACIÓN, MANTENIMIENTO Y OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL CORREGIMIENTO DE CAMPO BONITO.

1.1.1. Proyección De La Población

Con base a los datos de estudios anteriores, se plantea la población futura utilizando los siguientes métodos de crecimiento lineal, geométrico. Esto con el objetivo de determinar una rata de crecimiento que nos muestre el comportamiento real del crecimiento poblacional

Tabla N°1. Población

N° AÑOS	AÑO	HABITANTES	FUENTE
0	2023	245	ADMINISTRACIÓN. MUNICIPAL
1	2024	253	ADMINISTRACIÓN. MUNICIPAL
2	2025	258	ADMINISTRACIÓN. MUNICIPAL

Fuente: administración municipal

1.1.1.1. Método Aritmético

Supone un crecimiento vegetativo balanceado por la mortalidad y la emigración. La ecuación para calcular la población proyectada es la siguiente:

$$\boldsymbol{Pf = Puc + \frac{Puc - Pci}{Tuc - Tci} * (Tf - Tuc)}$$

Dónde:

- Pf= Población futura o proyectada.
- Puc= Población del último censo.
- Pci= Población censo inicial.
- Tf= Año de la proyección.
- Tuc= Año del último censo.
- Tci= Año correspondiente al censo inicial.

Tabla N°2. Proyección de población método aritmético

NUM	AÑO	HAB	RATA DE CRECIMIENTO	
0	2023	245	K_{L1}=	**6.50**
1	2024	253	K_{L2}=	**5.00**
2	2025	258	K_{L1}=	
			Promedio	**5.75**

NUM	AÑO	HABITANTES		PROMEDIO
		2023	2024	
0	2025	258	258	**258**
1	2026	265	263	**264**
2	2027	271	268	**270**
3	2028	278	273	**276**
4	2029	284	278	**281**
5	2030	291	283	**287**
6	2031	297	288	**293**
7	2032	304	293	**299**
8	2033	310	298	**304**
9	2034	317	303	**310**
10	2035	323	308	**316**
11	2036	330	313	**322**
12	2037	336	318	**327**
13	2038	343	323	**333**
14	2039	349	328	**339**
15	2040	356	333	**345**
16	2041	362	338	**350**
17	2042	369	343	**356**
18	2043	375	348	**362**
19	2044	382	353	**368**

NUM	AÑO	HABITANTES		PROMEDIO
		2023	2024	
20	2045	388	358	**373**
21	2046	395	363	**379**
22	2047	401	368	**385**
23	2048	408	373	**391**
24	2049	414	378	**396**
25	2050	421	383	**402**

Fuente: Consultor

1.1.1.2. Población Flotante

La zona de influencia directa del proyecto no posee actividades recreativas ni turísticas que implique presencia de residentes en determinadas épocas del año, por lo que no se considera significativa la estimación de este tipo de población a lo largo del horizonte de diseño.

1.1.1.3. Población migratoria

Considerando la zona de estudio, corresponde a localidades intermedias en cuanto a su grado de desarrollo, se tuvo en consideración la población migratoria.

Con los datos estimados de población, considerando las características socioeconómicas y siguiendo los lineamientos dados por la Resolución 0330 del 08 de junio de 2017, se define el nivel de complejidad y el periodo de diseño.

1.1.2. Nivel de Complejidad del Sistema.

Para establecer la capacidad económica de los usuarios de los sistemas de Acueducto de acuerdo con lo estipulado en el Titulo A del Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000) numeral A. 3, se analizó la información de campo de lo que se concluye que tiene una estratificación socioeconómica **Baja**. También establece la clasificación de los proyectos de acueducto y /o alcantarillado en un nivel de complejidad dependiendo del número de habitantes y su capacidad económica tal como se indica en la siguiente tabla (Tabla A. 3.1 - RAS, 2000).

Tabla N°3. Nivel de Complejidad

Nivel de complejidad	Población en la zona urbana (habitantes)	Capacidad económica de los usuarios
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio Alto	12501 a 60000	Media
Alto	> 60000	Alta

1.1.3. Dotación Neta Máxima y Ajustes

El **consumo máximo neto** es la cantidad máxima de agua usada efectivamente en cada una de las actividades que se realizan en la comunidad, sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto.

Según la Resolución 0330 del 08 de junio de 2017, la dotación neta es según la altura sobre el nivel del mar. La cual se presenta en la siguiente tabla.

Tabla N°4. Dotación Neta Máxima

M.S.N.M	DOTACIÓN NETA MÁXIMA L/HAB*DÍA
> 2000 m.s.n.m	120
1000 - 2000 m.s.n.m	130
< 1000 m.s.n.m	140

Fuente: Resolución 0330 del 08 de junio de 2017

1.1.4. Período de Diseño

Para todos los componentes de los sistemas de acueducto, alcantarillado y aseo, se adopta como período de diseño 25 años.

1.1.5. Pérdidas Técnicas

Las pérdidas técnicas corresponden a la diferencia entre el volumen de agua captado de la bocatoma y el volumen entregado a la población total de la comunidad.

Para efectos del diseño se adoptó una pérdida técnica para el sistema de acueducto del **25 %** de la dotación neta, la cual es el valor máximo admisible establecido en la Resolución 0330 del 08 de junio de 2017.

1.1.6. Dotación Bruta

La Resolución 0330 del 08 de junio del 2017 fija que el consumo total de la población se debe establecerse según la siguiente ecuación:

$$\boldsymbol{d_{bruta}} = \frac{d_{neta}}{1 - \%p} = \frac{140\ {}^{L}/_{hab.\,día}}{1 - 0.25} = 186.67\ {}^{L}/_{hab.\,día}$$

Dónde:

$d_{bruta} =$ Dotación bruta

$d_{neta} =$ Dotación neta

$\%p =$ Porcentaje de pérdidas técnicas

1.1.7. Proyección De La Demanda

1.1.7.1. Caudal medio diario (Qmd)

El caudal medio diario, es el caudal medio calculado para la población proyectada, teniendo en cuenta la dotación bruta asignada, Los caudales medios de los diferentes años del periodo de diseño, se calculó en base a la formula B.2.2 del RAS 2000.

$$Qmd = \frac{Poblacion * dotacion}{86{,}400}$$

Dónde:

Q_{md} = Caudal medio diario en L/s.
d_{bruta} = Dotación bruta en L/hab*día.
P = Población

1.1.7.2. Caudal máximo diario (QMD)

El caudal máximo diario QMD corresponde al consumo máximo durante veinticuatro horas observado en un período de un año, y se calcula multiplicando el caudal medio diario Qmd por el coeficiente de consumo máximo diario k1 adimensional. Para este cálculo se toma el factor de mayoración k1 de 1.3 respecto al caudal medio diario.

$$\boldsymbol{Q_{MD}} = Q_{md} * k1$$

1.1.7.3. Caudal máximo horario (QMH)

El caudal máximo horario QMH corresponde al consumo máximo observado durante una hora en un período de un año, y se calcula multiplicando el caudal máximo diario QMD por el coeficiente de consumo máximo horario k2 adimensional. Se asume el valor k2 como 1.6 con respecto al caudal máximo diario.

$$\boldsymbol{Q_{MH}} = Q_{MD} * k2$$

Dónde:

Q_{MH}= Caudal máximo horario en L/S
Q_{MD}= Caudal máximo diario en L/S
$k2$= Coeficiente de consumo máximo horario.

Tabla N°5. Distribución general de la demanda de agua para el diseño del sistema de acueducto

DATOS DE ENTRADA		M.S.N.M	DOTACIÓN NETA	POBLACIÓN PROYECTADA	Qmd (LPS)	COEFICIENTE DE QMD (K1)	COEFICIENTE DE QMH (K2)
		107	140			1.3	1.6
AÑOS	DOTACIÓN NETA SEGÚN M.S.N.M	% PERDIDAS TÉCNICAS	DOTACIÓN BRUTA			QMD (LPS)	QMH (LPS)
2025	140	0.25	186.67	258	0.56	0.73	1.17
2026	140	0.25	186.67	264	0.57	0.74	1.18
2027	140	0.25	186.67	270	0.58	0.75	1.20
2028	140	0.25	186.67	276	0.60	0.78	1.25
2029	140	0.25	186.67	281	0.61	0.79	1.26
2030	140	0.25	186.67	287	0.62	0.81	1.30
2031	140	0.25	186.67	293	0.63	0.82	1.31
2032	140	0.25	186.67	299	0.65	0.85	1.36
2033	140	0.25	186.67	304	0.66	0.86	1.38
2034	140	0.25	186.67	310	0.67	0.87	1.39
2035	140	0.25	186.67	316	0.68	0.88	1.41
2036	140	0.25	186.67	322	0.70	0.91	1.46
2037	140	0.25	186.67	327	0.71	0.92	1.47
2038	140	0.25	186.67	333	0.72	0.94	1.50
2039	140	0.25	186.67	339	0.73	0.95	1.52
2040	140	0.25	186.67	345	0.75	0.98	1.57
2041	140	0.25	186.67	350	0.76	0.99	1.58
2042	140	0.25	186.67	356	0.77	1.00	1.60
2043	140	0.25	186.67	362	0.78	1.01	1.62
2044	140	0.25	186.67	368	0.80	1.04	1.66
2045	140	0.25	186.67	373	0.81	1.05	1.68
2046	140	0.25	186.67	379	0.82	1.07	1.71
2047	140	0.25	186.67	385	0.83	1.08	1.73
2048	140	0.25	186.67	391	0.84	1.09	1.74
2049	140	0.25	186.67	396	0.86	1.12	1.79
2050	140	0.25	186.67	402	0.87	1.13	1.81

Fuente: Fuente: administración municipal

1.1.7.4. Caudal para la optimización

Debido a que nuestro sistema de acueducto contará con un sistema de regulación de caudal (tanque de almacenamiento), nuestro caudal de la optimización será el Caudal Máximo Diario que según los cálculos corresponde al **QMD de 1.13 lps**, pero para efectos de diseño adoptaremos **1.00 lps**.

1.2. CÁLCULO DE LA BOCATOMA DE LECHO FILTRANTE

Con el objetivo de garantizar el caudal que se necesita para el abastecimiento de agua potable a la población, se plantea la construcción de bocatoma tipo lecho filtrante para las diferentes comunidades.

Los parámetros de la construcción de la bocatoma se presentan a continuación

CALCULO HIDRÁULICO DE CAPTACIÓN CON LECHO FILTRANTE

Se define como bocatoma de leco filtrante la estructura de captación de agua para acueductos de bajo caudal, que tienen la capacidad de prefiltrar el influente antes de conducirlo a la línea de aducción del sistema. Esto se logra mediante la utilización de un lecho granular, el cual filtra el agua y la conduce a un sistema de recolección por tuberías perforadas en el fondo del cauce.

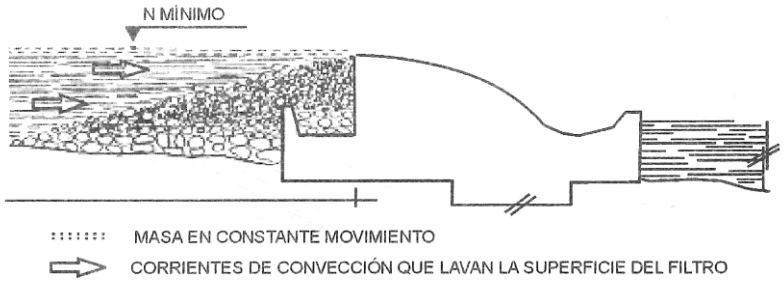
Este tipo de captación tienen la capacidad de aprovechar la corriente del cauce para auto lavarse superficialmente y de esta manera aumentar la carrera o tiempo de colmatación del filtro. Además, con el arrastre del material del tamaño apropiado para filtración (arena), la propia fuente se encarga de renovar el lecho filtrante, recargándolo constantemente.

1. Componentes del sistema

Este sistema de tomas con lechos filtrantes consta de:

1.1. Dique o Presa

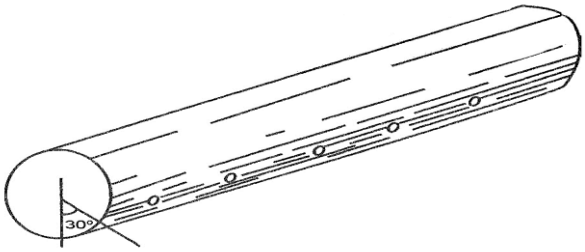
Este sirve como un obstáculo para atajar la corriente y producir un represamiento y sobreelevación del nivel del agua arriba del dique, lo que a su vez origina una disminución en la velocidad del flujo normal de la corriente, y produciendo en consecuencia la sedimentación de las partículas susceptibles de hacerla, como por ejemplo, las arenas que entran a renovar el lecho filtrante (Ver siguiente figura).



1.2. Sistema de Recolección

Es una rama de tuberías perforadas que se colocan dentro de un solado.

Las tuberías que se utilizan son generalmente de PVC. Los orificios en la tubería deben ir en doble línea a 30° a lado y lado del punto de contacto de la tubería con el fondo. La concentración de agujeros que recomienda son aproximadamente de 48 orificios de 1/4" por metro lineal de tubería. (Ver siguiente figura).



1.3. Empaque de grava

Es una capa de grava que se debe colocar sobre la tubería de recolección y tiene las siguientes funciones: sirve de base para el material más fino (arena) que forma el lecho del filtro; colabora con la filtración y evita que el material del filtro sea arrastrado por los orificios de la tubería de recolección. Además, sirve para conformar el plano inclinado.

	2. PARÁMETROS DE DISEÑO		Con Almacenamiento	
AFOROS	Caudal máximo de la fuente Qmax =	104.00 lps	0.104 m3/s	
	Caudal minino de la fuente Qmin =	5.00 lps	0.0050 m3/s	
	Caudal Medio Diario (QMD) =	1.00 lps	0.0010 m3/s	
	Caudal de diseño 2 (QMD) Qd =	2.00 lps	0.0020 m3/s	Cumple
	Ancho de la fuente (menos los muros) (L) =	4.60 m		
	Ancho asumido de la presa (B) =	4.50 m **Ok**		

2. Diseño de la Captación Sumergida

Se utilizará una placa perforada ya que este sistema logra disminuir las posibilidades de obstrucción, ayuda a que los sedimentos grandes resbalen con más facilidad, se aumenta el coeficiente de descarga y se obtiene mayor rigidez en el sistema.

2.1. Cálculo de la Placa Perforada

Para controlar el paso de piedras grandes que puedan obstruir el sistema, se selecciona una placa perforada típica que posee las siguientes características

Ø de cada agujero	$Ø_a$ =	1.50 cm
Coeficiente de descarga	C =	0.5
Numero de agujeros por m^2	n =	816
Inclinación de la placa	ß =	15%

Con base en lo anterior se puede obtener
Relación entre el área libre y el área de la placa (e)

$$e = \frac{n.\pi.\theta^2}{4}$$ e = 0.144

En forma simplificada se puede suponer que la altura del agua sobre la placa es ligeramente igual a la profundidad critica: $Y_1 = Y_c$

$$Y_1 = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.B^2}}$$ = 0.005 m ≈ Y_1 = 0.50 cm

Verificación de la velocidad $= \frac{Q_{min}}{B.y_c}$ = 0.22 m/s **Cumple**

Velocidad de Aproximación

El valor de la energía especifica (E) es: $E = Y_1 + \frac{V^2}{2.g}$ = 0.007 m

El valor del caudal derivado (Q) es: $Q = L_r.e.C.b(2gE)^{0.5}$ = 0.003 m3/s

Q = 3.00 l/seg **Cumple**

Donde:

Largo de la placa adoptado b = 0.50 m

Ancho de la placa adoptado L_p = 0.25 m

Número total de agujeros de 1.5 cm **102 Agujeros**

Por cuestiones prácticas aumentaremos el tamaño teórico de la placa, con el objetivo de evitar posibles obstrucciones, por lo tanto, los valores anteriores se modifican así:

Largo de la placa adoptado b = **0.70 m**

Ancho de la placa adoptado L_p = **0.25 m**

Número total de agujeros de 1.5 cm **143 Agujeros**

Bajo el supuesto que la placa trabaje sin ninguna obstrucción con las anteriores dimensiones.

Q = 0.0047 m3/s = 4.70 l/seg **Cumple**

Pero en la práctica este valor, por la presencia de obstrucciones inevitables, converge el valor calculado inicialmente.

Q = 0.0030 m3/s = 3.00 l/seg

2.1.1. Cálculo del Canal Recolector

Se adopta una sección rectangular con las siguientes dimensiones:

Ancho del canal (adoptado) b = **0.25 m**

Pendiente del canal S = **2% m/m** La cual es adecuada para auto limpiar el canal de sedimentos

Longitud del canal L_c = **2.60 m**

Espesor del muro E_m = **0.30 m**

Longitud total del canal L_{ct} = **2.90 m**

El diseño se realizará basándonos en condiciones de flujo sumergido, lo cual se supone que

$H_2 = 1.1*Y_c$

Se diseñará para condiciones de flujo subcritico

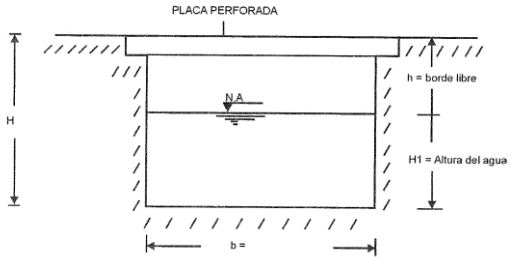
$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}}$$ Y_c = 0.024 m = 2.40 cm

$$V_c = \sqrt{g.Y_c}$$ V_c = 0.49 m/s

H_2 = 0.03 m

La altura del agua en la entrada del canal (H_1), es:

H_1 = 0.12 m = 12.00 cm



V_{salida} = Q/A 0.40 m/s **Cumple la condición de flujo subcrítico**

Se observa que el agua alcanza un promedio de altura de 12.0 cm Considerando un borde libre, h,

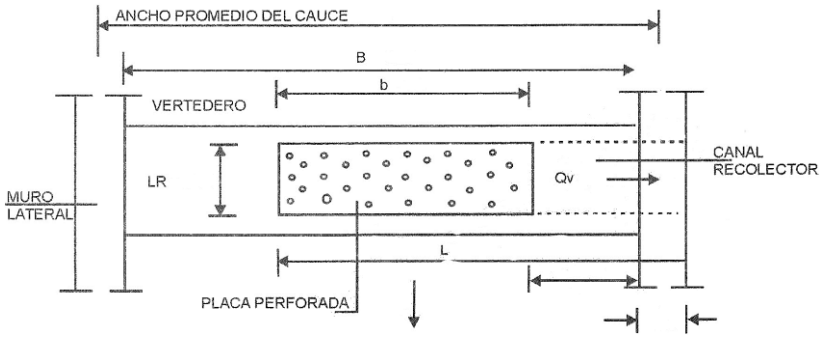
h = 0.13 m

para la canaleta, la profundidad (H) del canal se puede fijar en H = **0.16 m**

Para facilitar la construcción instalaremos un tubo PVC, en este caso se estima el diámetro mínimo recomendado.

Área de la canaleta = 0.04 m2 Luego Ø = 22.57 cm ≈ **8.00¨**

adoptamos **8.00¨**



3. Diseño de la cámara de recolección

$$X_S = 0.36V_r^{2/3} + 0.6H^{4/7}$$ **X_s =** 0.30 m

$$B_{cámara} = X_s + 0.30$$ **B_{camara} =** **0.60 m**

Por facilidad de acceso y mantenimiento se adopta una cámara de:

B_{camara} = **1.20 m**

L_{canal} = **1.50 m**

H_{asu}= **0.40 m**

3. Calculo de la altura de los muros de contención

$$H = \left(\frac{Q}{1.84 * L}\right)^{2/3}$$ H = **0.05 m** Borde libre = 1.09 m

Altura total de los muros = 1.14 m se adopta **2.00 m**

4. Calculo del caudal de exceso

$$Q_{captadpo} = C_d * A_{neta}\sqrt{2.g.H}$$ **Q_{capt} =** 0.007 m3/s

Q_{exceso} = 0.005 m3/s

Condiciones en el vertedero de excesos

$$H_{exc} = \left(\frac{Q}{1.84 * B_{camara}}\right)^{2/3}$$ **H_{exc} =** 0.02 m

$$V_{exc} = \frac{Q_{exc}}{H_{exc} * B_{camara}}$$ **V_{exc} =** 0.21 m3/s

$$X_s = 0.36V_e^{2/3} + 0.6 * h_e^{4/7}$$ **X_s =** 0.19 m

El vertedero de exceso estará ubicado a: **0.49 m** de la pared aguas abajo de la cámara de recolección.

quedando aguas arriba del mismo una distancia de: **1.01 m**

4.1. Calculo del aliviadero de Perfil

El aliviadero que se diseña es el estándar WES (Waterways Experiment Station) con la cara interior vertical como se muestra en la siguiente figura.

Con la cara anterior con pendiente vertical tenemos:

K = 2.0

n = 1.85

La ecuación para determinar el perfil será:

$$X^{1.85} = 2 * H_d^{0.85} * v$$

Donde:

K,n = Constantes de la ecuación de perfil

x = Distancia horizontal

y = Distancia vertical

H_a = Carga del vertedero

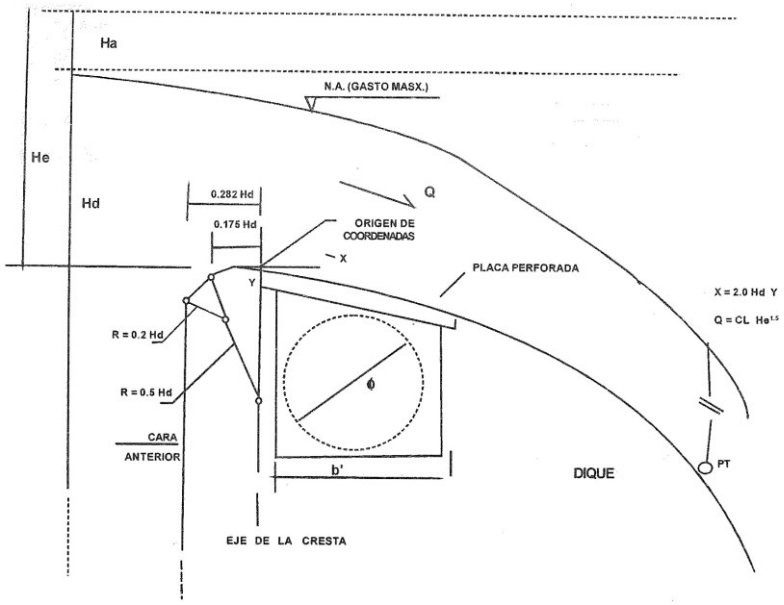
H_d = Altura de la cresta del vertedero

H_e = Carga total sobre la cresta del vertedero

h = Altura del dique hasta la cresta del vertedero

C = Coeficiente de descarga

L = longitud total de la cresta del vertedero



Los datos que se tiene son los siguientes:

Caudal máximo de la fuente	Q_{max} =	104.0 lps	0.104 m3/s
Ancho de la presa	B =	**4.50 m**	
Altura adoptada del dique	h =	**1.20 m**	
Coeficiente de descarga	C =	2.255	

Altura del agua (H_d) considerando inicialmente el caso de un vertedero de cresta ancha.

$$H_d = \left(\frac{Q_{max}}{1.84\ L}\right)^{2/3}$$

H_d = 0.054 m

Relación h/Hd = 22.22 Velocidad despreciable

Establecemos que $H_d = H_e$

Verificación de la velocidad (V) V = 0.43 m3/s Régimen lento

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * B^2}} \quad = \quad 0.038 \text{ m}$$

Velocidad en este punto será (V_c)

$$V_c = \sqrt{g.Y_c} \quad = \quad 0.61 \text{ m/s} \quad \text{Flujo subcritico}$$

Perfil del aliviadero

$$X^{1.85} = 2 * H_d{}^{0.85} * y \qquad X^{1.85} = \quad 0.1673 \quad * \ y$$

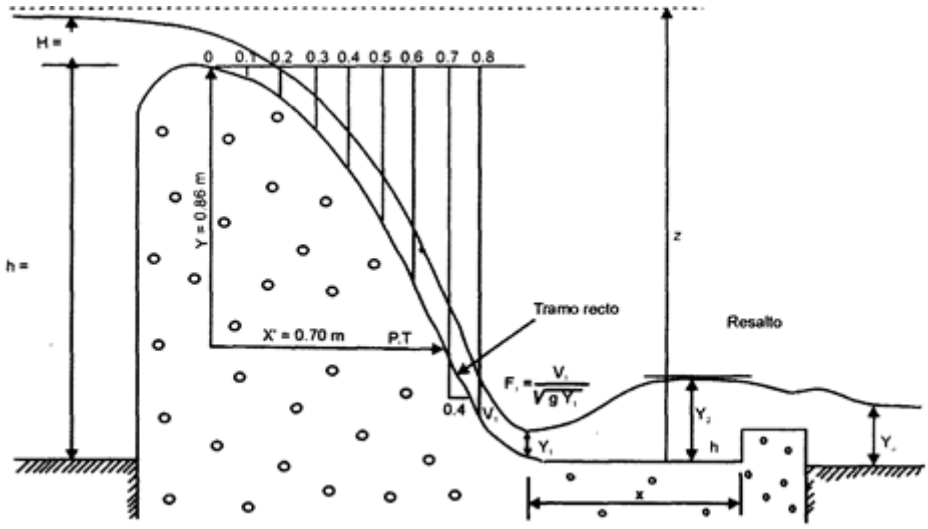
luego

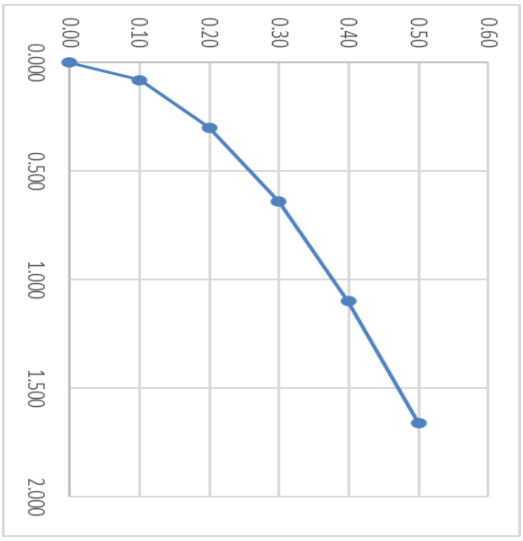
x (m)	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50
y (m)	0.00	0.08	0.30	0.64	1.10	1.66

x (m)	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10
y (m)	2.32	3.09	3.96	4.92	5.98	7.13

x (m)	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70
y (m)	8.38	9.71	11.14	12.66	14.26	15.95

x (m)	1.80	1.90	2.00	2.10	2.20	2.30
y (m)	17.73	19.60	21.55	23.58	25.70	27.91





4.1.2. Calculo del Aliviadero de Perfil

Con base en el anterior esquema, la velocidad V, recomendada por BUREAU, es:

$$V_1 = \sqrt{2.g(Z - 0.5H)}$$

V_1 = 4.91 m/s

Altura del agua a la salida de la presa = $y_1 = \frac{Q_{max}}{V_1.B}$ = 0.005 m ≈ 0.50 cm

Numero de Froude (F_1)

$$F_1 = \frac{V_1}{(gY_1)^{1/2}}$$

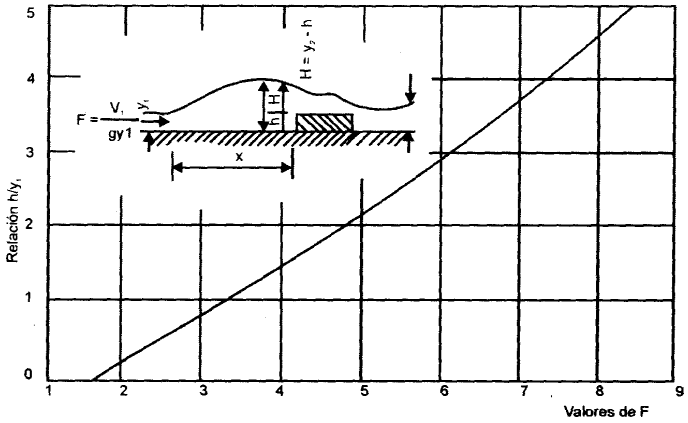
F_1 = 22.17 **Resalto Fuerte**

Altura del agua a después de la presa

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2}\left[\sqrt{1 + 8_1^2} - 1\right] = \mathbf{0.16\ m}$$

Longitud del pozo de amortiguación (x) = 6.9 (y_2 - y_1) 1.07 m = **1.10 m**

Con base a la siguiente figura recomendada por Foster y Skride (para un vertedero de cresta ancha), se determina la relación (h/Y1) y se deduce el valor de la altura del diente (h).



Para Numero de Froude (F1) = **22.17** se tiene que (h/Y_1) **7.00**

Altura del disipador de energía h = h/Y_1*y_1 0.04 m 4.00 cm

Altura del agua en este punto	H =	0.12 m	15.00 cm	**3.0**

Se estima la altura máxima del resalto al final (y_3) para asegurar las condiciones de producción y retención del resalto hidráulico y el régimen aguas debajo de la estructura:

$$y_3 \leq \left(\frac{2y_2 + h}{3}\right) \qquad 0.12 \text{ m}$$

Entonces : $h < y_3 < Y_2$ **Cumple**

4.2. Diseño del lecho Filtrante

4.2.1. Parámetros de Diseño

Caudal de diseño (Q_{dis})	2.00 l/seg	0.002 m3/s
Tasa de filtración	3.6 m/h	0.001 m3/s
Tipo de flujo	Vertical descendente	
Material filtrante	Canto rodado de 1/2", 3/8", 1/4", 1" y 1 1/2"	
Conducto principal (Tubería PVC presión)	4.00¨	0.102 m
Conductos laterales (Tubería de drenaje)	2.50¨	0.064 m

4.2.2. Dimensiones del sistema de filtración

Área de filtración $A = {}^{Q}/_{V}$ 2.00 m2

Ancho del lecho de filtración a =	**4.50 m**
Largo del lecho de filtración b =	**2.00 m**
Altura de la lamina de agua =	0.30 m

4.2.2.1. Diseño del Múltiple Colector

- ***Conducto Principal***

Diámetro del conducto principal	Ɵ =	**4.00¨**	≈	0.102 m
Área del conducto principal	A_{cp} =	0.0082 m2		
Velocidad	V =	0.24 m/s		
Coeficiente de rugosidad de Manning	n =	0.009		
Largo del conducto principal	L =	**1.69 m**	**Ok**	

- ***Conducto Laterales***

Diámetro de los conductos laterales	Ɵ =	**2.50¨**	≈	0.064 m
Área de los conductos laterales	A_{cl} =	0.0032 m2		
Separación entre conductos laterales	S =	0.26 m		
Cantidad de conductos laterales	N =	2 Unidades		
Longitud de cada conducto lateral	L_{cl} =	4.40 m		
Longitud total de tubería lateral	L_t =	8.80 m		
Caudal por lateral $Q_l = {}^{Q}/_{N}$	Q_l =	0.0010 m3/s		
Velocidad en cada lateral $V_l = {}^{Q}/_{A}$	V_l =	0.31 m/s		
Numero de orificios por anillo	n =	3.00 Orificios		
Separación entre anillos	S_a =	0.008 m		
Numero de anillos por lateral	N_{al} =	550.00 Anillos		
Numero de orificios por lateral	N_{ol} =	1650 Orificios		
Área de cada orificio	A_o =	0.0000065 m2		
Total áreas de orificio por lateral	A_t =	0.01073 m2		
Coeficiente de rugosidad de Manning	n =	0.002 Tubería PVC de drenaje		

4.2.3. Lecho Filtrante

El material filtrante seleccionado tiene las características de tener canto rodado de diámetro 1/2" en la capa superior para evitar el arrastre de las capas de diámetro menor siguientes: y los diámetros y los espesores adoptados se discriminan así:

Θ del Material			Espesor de la capa
(")		(cm)	(m)
Grava de	**1/2**	1.27	**0.20**
Grava de	**3/8**	0.95	**0.30**
Grava de	**1/4**	0.64	**0.30**
Grava de	**1**	2.54	**0.10**

4.2.4 . Perdidas de Carga

Perdidas de carga en el lecho filtrante, h_f

$$h_f = \frac{0.00608}{d^2}$$

Θ del Material (")	(cm)	Espesor de la capa (m)	h_f (cm)
1/2	1.27	0.20	0.0075
3/8	0.95	0.30	0.0202
1/4	0.64	0.30	0.0445
1	2.54	0.10	0.0009
Total		**0.90**	**0.0731**

Perdidas de carga en el conducto principal h_p

$$h_p = \frac{L.S}{3}$$

Pendiente del conducto principal $$S = \left[\frac{Q.n}{A.R^{2/3}}\right]^2$$

Radio hidráulico R = 0.026 m

S = 0.06% m/m

Luego la perdida de carga del conducto (h_p) = 0.0003 m

Perdidas de carga en los conductos laterales h_l

$$h_l = \frac{L.S}{3}$$

Pendiente del conducto principal $$S = \left[\frac{Q.n}{A.R^{2/3}}\right]^2$$

Radio hidráulico R = 0.016 m S = 0.039% m/m

Luego la perdida de carga del conducto (h_l) = 0.0006 m

- ***Perdidas en el múltiple colector h_m***

h_m = 0.0009 m

- ***Perdidas de accesorios, h_a***

$$h_a = L.E * S$$

Θ = **4.00**¨ 0.102 m

Cant	ACCESORIOS	L.E
1	Válvula Compuerta	0.70 m
1	Te de paso lateral	6.70 m
1	Codo de 90° radio corto	3.40 m
	L. E Total	**10.80 m**

h_a = L.E*S = **0.0065 m**

- ***Perdidas por salida, (h_s)***

$$h_s = \frac{K.V^2}{2.g}$$

h_s = **0.003 m**

- ***Perdidas por entrada, (h_e)***

$$h_e = \frac{K.V^2}{2.g}$$

h_e = 0.0024 m

Perdida de carga Total (H) = **0.01 m**

4.3. Diseño de la Cámara de Salida Captación Lecho Filtrante

Se procede a determinar la carga sobre el vertedero de excesos, en consecuencia que el caudal que sale por el colector múltiple es de 2.00 lps , de los cuales 1.00 lps corresponden al QMD caudal requerido, y el caudal restante deben ser evacuados a través del vertedero interno.

La altura que alcanza el agua de excesos, 1.00 lps si se considera una longitud de cresta de vertedero interno en la cámara de salida, de magnitud L = **0.89 m** , se puede determinar así:

$$H_{excesos} = (\frac{Q}{1.84 * L})^{2/3}$$

H_{exc} = 0.0072 m = 0.720 cm

4.4 . Diseño de la Cámara de Salida captación Sumergida con Placas Perforadas

El caudal máximo que la placa puede captar será:

$$V = \frac{Q_{max}}{A}$$

V = 0.43 m3/s

El valor de la altura del agua (y) se encontró anteriormente utilizando la ecuación de Francis para vertedero de cresta ancha y = 0.054 m

Energía Especifica $$E = y + \frac{V^2}{2g}$$

E = 0.06 m

Calculamos el caudal máximo que se puede captar $$Q_{max} = L_o.e.C.b(2g.E)^{0.5}$$

Qmax derivado = 0.0137 m3/s

Considerando que el QMD = 0.0010 m3/s Nuestro caudal de consumo

Se tiene que el caudal de excesos será: 0.013 m3/s

Carga sobre el vertedero de excesos

Utilizamos la ecuación de Francis $$H = (\frac{Q_{max}}{1.84\ L})^{2/3}$$

H = 0.04 m

Para una longitud de cresta de 0.89 m se tiene la siguiente carga sobre el vertedero

H = 0.10 m Aproximadamente

4.5. Carga Sobre el Tubo de Aducción a la Planta de Tratamiento

Datos de entrada:

Θ = **3.00¨** ≈ 0.076 m

A_{cp} = 0.0045 m2

V = 0.22 m/s

Se calculara mediante la expresión de un orificio sumergido $$h = (\frac{Q}{C.A})^2 \frac{1}{2g}$$

h = 0.01 m

3. Calculo de Cotas

Fondo del rio en la captación = 107.20 m

Corona de los muros de contención= 109.35 m

Aliviadero de perfil

Cresta del disipador de energía = 108.40 m

Canal de Aducción:

Fondo del canal = 108.24 m

Cámara de recolección:

Cresta vertedero de exceso = 108.09 m

Tubería de salida a la PTAP

Cota de salida = 108.00 m

Los resultados de la bocatoma de lecho filtrante se resumen en los planos anexos.