

29
24.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"

"ANALISIS Y DISEÑO DEL SISTEMA DE
FILTRACION, COMO UNA ETAPA DE
TRATAMIENTO PARA MEJORAR LA CALIDAD DEL
AGUA ABASTECIDA AL COMPLEJO TURISTICO
BAHIAS DE HUATULCO, OAX."

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JOSE MARIO MARTINEZ ORNELAS

DIRECTOR DE TESIS:
M. en I. ALFREDO BUENO CONTRERAS



ACATLAN, EDO. DE MEX.

1997

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

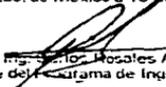
SR. JOSE MARIO MARTINEZ ORNELAS
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.
P R É S E N T E .

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha de 17 de Noviembre de 1994 me complace notificarle que esta Jefatura de Programa tuvo a bien asignarle el siguiente tema de trabajo profesional: **TALADO "ANÁLISIS Y DISEÑO DEL SISTEMA DE FILTRACION, COMO UNA ETAPA DE TRATAMIENTO PARA MEJORAR LA CALIDAD DEL AGUA ABASTECIDA AL COMPLEJO TURISTICO, BAHIAS DE HUATULCO, OAX.",** el cual se desarrollará como sigue:

- I. GENERALIDADES
- II. ALTERNATIVAS DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO
- III. SELECCIÓN DEL PROCESO DE TRATAMIENTO
- IV. ANÁLISIS Y TIPOS DE SISTEMAS DE FILTRACION
- V. SELECCION Y DISEÑO DEL SISTEMA DE FILTRACION.

Así mismo fue designado como asesor de tesis el M. en I. ALFREDO BUENO CONTRERAS. Ruego a usted, tomar nota en cumplimiento de lo establecido en la Ley de Profesiones, Normas de Examen de Tesis, Servicio de Examen de Tesis, un tiempo después de cada examen, sobre los resultados obtenidos, para que usted, como responsable del mismo, se disponga a llevar a cabo el trámite en el Servicio de Exámenes en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares del trabajo profesional, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior del trabajo profesional.

ATENTAMENTE,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
Acatlán Edo. de México a 13 de Marzo de 1997


Ing. José María Rosales Aguilar,
Jefe del Programa de Ingeniería Civil



ENEP-ACATLÁN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERÍA

A mis padres :

Que me han dado lo más sagrado "la vida" y me han dejado la herencia más valiosa que pudiera recibir. A ellos que me han dado todo a cambio de nada. Gracias por estar conmigo. Este esfuerzo que significa tanto para mí y que hoy se convierte en una realidad, no hubiera sido posible sin ustedes. Por eso y por todo lo que significan para mí otra vez mil gracias, ya que con nada en la vida podre pagarles.

A Laura y Fabiola :

Mis hermanas, que me han brindado siempre su apoyo incondicional en todo momento. Porque son parte de mi vida.

A mi esposa :

Angelica, compañera fiel en todo momento, porque siempre me ha apoyado y alentado para seguir adelante día con día.

A Diego :

Mi hijo, porque es la razón de mi existir, y la inspiración que se incrementa día con día para superarme y ser mejor siempre para él.

A la ENEP ACATLAN :

Le agradezco a esta institución por brindarme la oportunidad de acogerme entre sus aulas y formarme académica y profesionalmente para mi vida futura.

A mis profesores :

Por haberme confiado sus enseñanzas y experiencias profesionales y personales.

A la Empresa Consultoría, Supervisión, Estudios y Proyectos S.A. de C.V. :

Por haberme brindado todo el apoyo e información para la realización de este trabajo.

Al M. en I. Alfredo Bueno Contreras :

Con profundo agradecimiento por haberme regalado un poco de su valioso tiempo, para asesorar y dirigir este trabajo

Al Honorable Jurado

M. en I. José de Jesús Avila Prieto
M. en I. Alfredo Bueno Contreras
Ing. Salvador Acevedo Marquez
Ing. Hermenegildo Arcos Serrano
Ing. Carlos Rosales Aguilar

CONTENIDO

CONTENIDO

INTRODUCCION		i
CAPITULO I	GENERALIDADES	
I.1	Datos Generales	1
I.1.1	Localizacion	1
I.1.2	Clima	1
I.1.3	Orografia	4
I.1.4	Sismicidad	4
I.2	Aspectos Socioeconomicos	4
I.2.1	Poblacion	4
I.2.2	Empleo e Ingreso	6
I.2.3	Infraestructura y Servicios	6
I.3	Oferta y Demanda de Agua Potable	9
CAPITULO II	ALTERNATIVAS DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO	
II.1	Abastecimiento por Medio de Agua Subterranea	13
II.2	Zonas de Captacion de Agua Subterranea	15
II.3	Abastecimiento por Medio de Agua Superficial	18
II.4	Selección de la Fuente de Abastecimiento	33
CAPITULO III	SELECCION DEL PROCESO DE TRATAMIENTO	
III.1	Introduccion	34
III.2	Caracteristicas del Agua	35
III.2.1	Caracteristicas fisicas	35
III.2.2	Caracteristicas quimicas	36
III.2.3	Caracteristicas bacteriologicas	40
III.3	Normas de Calidad de Agua Potable	41
III.4	Análisis y Resultados de la Calidad del Agua de la Fuente de Abastecimiento	44
III.5	Análisis de Alternativas del tipo de Tratamiento	50
III.6	Selección del Proceso de Tratamiento	51

CAPITULO	IV	ANALISIS Y TIPOS DE SISTEMA DE FILTRACION	
	IV.1	Introducción	56
	IV.2	Historia de la Filtración del agua	58
	IV.3	Variables de Diseño de Sistemas de Filtración Rapida	60
	IV.3.1	Medios Filtrantes	60
	IV.3.2	Unidades de Uno y Varios Medios Filtrantes	63
	IV.3.3	Variables de los lechos múltiples	65
	IV.3.4	Sistemas de drenaje	72
	IV.3.5	Sistemas de lavado	77
	IV.3.5.1	metodos para aplicar el agua de lavado	80
	IV.3.6	Sistemas de operación de los filtros	84
	IV.4	Variables de Diseño de Sistemas de Filtración Lenta	93
CAPITULO	V	SELECCION Y DISEÑO DEL SISTEMA DE FILTRACION	
	V.1	Selección del Sistema de Filtración	100
	V.2	Diseño del Sistema de Filtración	103
	V.2.1	Especificaciones y parámetros de diseño	103
	V.2.2	Granulometría	104
	V.2.3	Dimensionamiento y número de filtros	105
	V.2.4	Cálculo de expansiones de los medios filtrantes	107
	V.2.5	Dimensionamiento de las cañadetas recolectoras de agua de lavado y altura sobre el lecho filtrante	112
	V.2.6	Sistema de operación	114
	V.2.6.1	carga sobre el vertedor del canal de llegada	114
	V.2.7	Determinación del nivel de la cresta vertedora	116
	V.2.7.1	cálculo de pérdidas de carga en el lecho filtrante	116
	V.2.7.2	cálculo de pérdidas de carga por fricción	119
	V.2.7.3	pérdidas locales	121
	V.2.8	Pérdidas de energía en el retrolavado	127
	V.2.8.1	pérdidas de energía en el múltiple de descarga	127
	V.2.8.2	pérdidas de energía en la línea de conducción	129
	V.2.8.3	pérdidas de energía en el lecho filtrante	130
	V.2.8.4	altura sobre el vertedor de salida	132
	V.3	Selección de la Bomba para Retrolavado	133
		Conclusiones	136
		Bibliografía	138
		Anexos	
		I glosario	141
		II tablas de cálculo	146
		III plano de conjunto	150

INTRODUCCION



INTRODUCCION

Desde hace varias decadas el abastecimiento de agua para consumo humano y uso industrial, ha sido un problema cuya magnitud y complejidad ha venido en aumento con el explosivo crecimiento demografico

Con mayor profundidad y agudeza que la contaminacion del aire que actualmente es considerado como el problema ecologico fundamental en nuestro pais, la disponibilidad del agua en cantidad y calidad suficientes se nos presenta como una cuestion de prioridad nacional

A medida que los conglomerados urbanos crecieron, los abastecimientos relativamente limpios de los que se podia disponer, se hicieron cada vez mas escasos y fue indispensable buscar algun metodo para purificar el agua inicialmente en forma domestica y luego en forma conjunta para toda una comunidad

Siendo el agua el elemento esencial para la vida. El hombre desde tiempos prehistoricos ha procurado obtenerla de la manera mas economica posible y con la mejor calidad, sobre todo la destinada al consumo humano y uso domestico

Uno de los procesos mas usados desde la antiguedad hasta nuestros dias con el fin de mejorar la calidad del agua ha sido la filtracion, la cual puede definirse actualmente como **" el proceso de pasar un liquido a traves de un medio filtrante que puede estar constituido por diferentes tipos de materiales, con el objeto de lograr la remocion de materia suspendida o coloidal que contenga"**

Las referencias escritas mas antiguas que nos demuestran que ya en epocas remotas se aplicaba la filtracion para mejorar la calidad del agua, estan contenidas en un conjunto de ensenanzas de medicina escritas en sanscrito que datan aproximadamente del año 2000 a e

Además de las prácticas recomendadas en las enseñanzas mencionadas, los sacerdotes y médicos arios e hindus de alrededor del año 400 a e , utilizaban sencillos principios de filtración para purificar el agua destinada al consumo humano, según los documentos donde aparecen, procedían de otros escritos sanscritos de fechas mucho mas antiguas

Fue así como, a partir de los filtros como proceso único de tratamiento, se fueron creando las plantas potabilizadoras modernas, en las que todos los tratamientos son preparatorios o complementarios de la filtración

Los albores del siglo XIX vieron las primeras instalaciones municipales de filtración. Esto con el correr del tiempo, vino a constituir un requisito indispensable en la vida civilizada

Por lo anterior la presente **TESIS PROFESIONAL**, tiene como objetivo fundamental analizar y diseñar un sistema de filtración (como una etapa de un tratamiento completo) para mejorar la calidad de agua que abastece al complejo turístico Bahías de Huatulco Oaxaca

CAPITULO I

GENERALIDADES

I.1.- DATOS GENERALES

I.1.1.-LOCALIZACION

Bahías de Huatulco se localiza en el extremo sur del municipio de Santa María Huatulco y ocupa cerca de 21,163 has. 30 km en dirección E-W, desde el río Copalita hasta el río Coyula, y de 6 a 10 km en dirección N-S, desde la carretera federal 200 a Salina Cruz, hasta el litoral del Océano Pacífico. Este territorio se puede subdividir en tres grandes zonas: Los Bajos, localizada en el poniente, Macizo Montañoso de Chachacual que ocupa la porción central y Las Bahías localizadas en el oriente. (ver figuras 1 y 2)

Los Bajos abarcan del río Coyula hasta el Arenal y se caracteriza por sus extensos valles y por largas playas de mar abierto.

El macizo montañoso del Chachacual separa a los Bajos de las bahías y abarca desde la Bahía de San Agustín hasta la ladera oeste de la Bahía de Santa Cruz. Esta zona se caracteriza por las grandes mesetas de relieve accidentado, surcadas y separadas por escurrimientos.

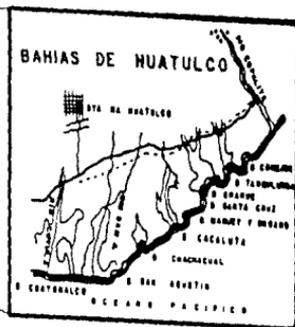
La zona de Bahías abarca desde Santa Cruz hasta el río Copalita y en ella existen tres grandes valles, Chahué, Tangolunda y Copalita, y cuatro bahías Santa Cruz, Chahué, Tangolunda y Conejos, también separadas por macizos montañosos.

I.1.2.-CLIMA

El clima se clasifica como Aw b(w)ig, cálido subhúmedo con lluvias en verano, la temperatura media anual es de 28 °C y las máximas y mínimas extremas de 43 °C y 14 °C.

La precipitación total anual es de 935.7 mm y la máxima en 24 horas de 255.0 mm.

La humedad relativa media es del 37% el número de días despejados es de 156.4 y los días con lluvias apreciables 40.7. Los vientos dominantes provienen del oeste, suroeste y sur, con una velocidad de 12 a 15 m/seg. La intensidad máxima media ciclónica es de 20 m/seg. y la intensidad máxima absoluta de 50 m/seg.



UNAM	
ENEP ACATLAN	
INGENIERIA CIVIL	"LOCALIZACION DEL AREA DE ESTUDIO"
TESIS PROFESIONAL	
REALIZADO J MARIO MTZ O	FIGURA I

1.1.3.- OROGRAFIA

Las montañas y mesetas que se localizan dentro de la zona de Bahías de Huatulco están formadas por bloques de material ígneo y metamórficos elevados, fallados y dislocados, que originan un relieve abrupto surcado por valles. En las laderas las pendientes son mayores al 18%, en las mesetas son menores pero el relieve es accidentado ya que están formadas por innumerables montículos de 5 a 15 metros de altura.

Las mesetas más extensas se localizan sobre los 100 MSNM y presentan altos niveles de asoleamiento y una gran exposición a los vientos dominantes, por lo que su humedad y temperatura son medias. Las que se localizan por debajo de los 100 MSNM son excelentes áreas de recarga acuífera.

1.1.4.- SISMICIDAD

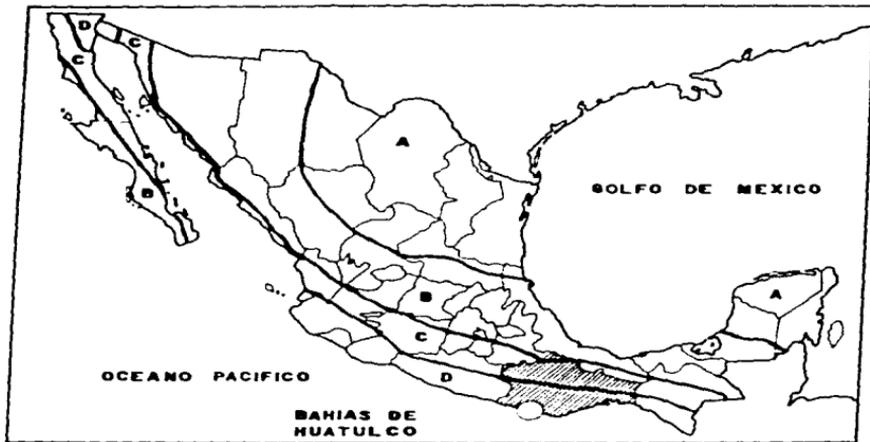
Bahías de Huatulco se encuentra en una zona de alta actividad sísmica, donde ocurren sismos frecuentes e intensos (de 5° a 7° en la escala de Richter). En ella la capacidad de resonancia de las ondas sísmicas actúa eficazmente y puede generar fuertes movimientos en el sitio epicentral. Entre 1927 y 1956 se presentaron 1,188 sismos con intensidad superior a los 5° en la escala de Richter, casi un movimiento sísmico por semana. (ver figura 3).

1.2.- ASPECTOS SOCIOECONOMICOS

1.2.1 POBLACION

Entre 1985 y 1990 la población conjunta de Bahías de Huatulco, Copalita y Santa María, paso de 4,487 habitantes a 9,160, lo que representa una tasa de crecimiento de 15.3% en promedio. Esta población se alcanzo con 1242 cuartos de hotel, que representan 3.62 nuevos habitantes por cuarto y 7.37 respectivamente. Las metas del plan maestro implican que en 1994 se tendrán 31,187 habitantes, 68,855 en el año 2000 y una población máxima de 388,305 habitantes para el año 2024.

La mayor parte de la población es joven y se encuentra en edad de trabajar, parte importante de la población son inmigrantes solos o en parejas solas que tienen menos de un año de residencia en la zona.



- ZONA "A"** De muy baja actividad sísmica
ZONA "B" De baja actividad sísmica
ZONA "C" De mediana actividad sísmica
ZONA "D" De alta actividad sísmica

U N A M	
ENEP ACATLAN	
INGENIERIA CIVIL	ZONIFICACION SISMICA
TESIS PROFESIONAL	
DE ALIJO MARIO MARTINEZ O	FIGURA 3

1.2.2.- EMPLEO E INGRESO

La gran interrelación existente entre las zonas en desarrollo y las localidades de la región, aunada al elevado número de personas solas o parejas sin hijos que han inmigrado, aminora en el corto plazo el impacto de las inversiones de la población local. En diciembre de 1989, la PEA representó el 68.1% de la población. Es importante señalar que los empleos en construcción apenas eran 805 en diciembre de 1989, y para fines de enero ascendieron a cerca de 2,400 lo que manifiesta una gran inestabilidad laboral, ya que solo el 69.4% de la PEA tiene un empleo permanente.

Debido a que la mayor parte de las mujeres trabaja, el número de trabajadores por vivienda es cercano a tres, lo que eleva considerablemente el ingreso familiar. Solo el 6.3% tienen ingresos inferiores al salario mínimo, el 25.9% tiene ingresos entre 1.0 y 2.5 veces el salario mínimo, el 38.8% entre 2.6 y 5.5 VSM, el 12% entre 5.6 y 7.5 VSM y el 17.8% tiene ingresos superiores a 7.5 VSM.

1.2.3-INFRAESTRUCTURA Y SERVICIOS

Las obras de cabeza para la zona de Chahué-Tangolunda están prácticamente terminadas. Hay cuatro pozos funcionando en el río Copalita. La línea de conducción llega hasta los tanques localizados entre los sectores "A" y "H" en las cotas 60 y 85. Además existen otros tres, en Chahué, Tangolunda y Conejos. Las redes de distribución de agua potable están terminadas en los sectores A, C, E, H, H2, I, K, J, R, T, U, U2, en Tangolunda y en la playa de Chahué y a mediano plazo en los sectores B, D y S. Para los sectores N y O no existen programas.

Se construyó la segunda etapa de la planta de tratamiento de aguas residuales del sector K. Santa Cruz y Chahué cuentan con un cárcamo que bombea hasta el emisor del sector I. Ya existen los colectores hasta los sectores T y J que funcionan por gravedad. En Tangolunda funcionan dos cárcamos que bombean hasta la planta de tratamiento del campo de golf. Las redes de alcantarillado están terminadas en los sectores E, F, H, H2, I, K, T, y R. No se tienen programas para los sectores B, C, D, S, U y U2. Los canales de protección se encuentran terminados hasta el boulevard a tangolunda.

El suministro de energía eléctrica está resuelto con la subestación del sector "T". La distribución se realiza en 13.2 KVA y es aérea, excepto en el sector "A" y en Tangolunda en donde son subterráneas.

El acceso a Huatulco se realiza por la carretera federal 200, la sección de la carretera, su trazo sinuoso y entronques a las zonas turísticas y urbanas no corresponden con el proyecto Huatulco. Para resolver este

problema existe el proyecto de un nuevo camino al aeropuerto que entraría a las zonas turísticas por el sector E. El sistema vial primario está constituido por la carretera federal y el boulevard a Tangolunda (en dirección oriente - poniente), por las vialidades de acceso a Chahué y Tangolunda y por la vialidad del canal CH-1 que las entaza en dirección norte-sur.

La vialidad local en casi todos los casos tiene una sección de 10.80 M. de paramento a paramento, por lo que se satura con facilidad. Las vialidades secundarias tienen una sección de 12 m. y se encuentran en buen estado.

En Santa Cruz operan tres líneas de autobuses foráneos de pasajeros que cubren los estados de Guerrero, Oaxaca, Chiapas, Puebla y el Distrito Federal, además existen tres líneas de microbuses con rutas a Salina Cruz, Pochutla, Puerto Escondido, y Santa María Huatulco, asimismo existen tres sitios de taxis.

Los hoteles tienen entre sus prestaciones el transporte de sus trabajadores, por lo que existen facilidades de transporte, que aunque insuficientes, permiten la movilidad diaria de los trabajadores desde puntos alejados de Huatulco a sus centros de trabajo.

El transporte turístico está constituido por el servicio de transporte colectivo del aeropuerto y el de lanchas. Este es muy importante en el funcionamiento turístico de Huatulco, ya que es la única manera de tener acceso a algunas de las bahías. Existen dos cooperativas y la Unión de Lancheros Libres que proporcionan este servicio.

El equipamiento urbano no se ha incrementado en los últimos años y en general corresponde a los niveles básico y medio, sin embargo por la dinámica de crecimiento experimentada y por las características particulares de la población inmigrante, personal capacitado y profesionales (la mayoría provenientes del Distrito Federal y algunos del extranjero), se ha manifestado la demanda de servicios más especializados. (ver figura 4).

Los servicios de limpia y recolección de basura son insuficientes, aunque se realizan esfuerzos importantes que incluyen la recolección de la basura en la carretera federal. Otro problema importante es el relleno sanitario deficiente en el basurero. La vigilancia es un servicio que es necesario mejorar la falta de centros recreativos propicia el alcoholismo y vandalismo, el alumbrado público es un problema que hay que darle atención y solución inmediata.

1.3.- OFERTA Y DEMANDA DE AGUA POTABLE

Fonatur a través de su departamento de planeación ha establecido el programa de crecimiento de la primera etapa del desarrollo turístico Bahías de Huatulco, con lo cual se determino el gasto de agua potable que demandará año con año, hasta llegar a su maduración, considerando las dotaciones siguientes:

USO	DOTACION
Hotelero	1750 l/cto/día
Villas	1750 l/cto/día
Urbano	350 l/cto/día

De acuerdo al uso y crecimiento de la población la demanda anual se estima como se indica en las tabla 1.1 y 1.2

TABLA 1.1

OFERTA Y DEMANDA DE AGUA POTABLE

AÑO	DEMANDA (lps)	OFERTA (lps)	DEMANDA neta (lps)
1994	329.82	0.00	329.82
1995	381.50	0.00	381.50
1996	422.89	0.00	422.89
1997	470.04	0.00	470.04
1998	516.90	0.00	516.90
1999	577.82	0.00	577.82
2000	638.41	0.00	638.41
2001	702.84	0.00	702.84
2002	750.01	0.00	750.01
2003	821.63	0.00	821.63
2004	871.62	0.00	871.62
2005	933.08	0.00	933.08
2006	987.60	0.00	987.60
2007	1009.87	0.00	1009.87
2008	1009.87	0.00	1009.87
2009	1009.87	0.00	1009.87
2010	1009.87	0.00	1009.87
2011	1009.87	0.00	1009.87
2012	1009.87	0.00	1009.87

* No se considera el gasto de los pozos existentes

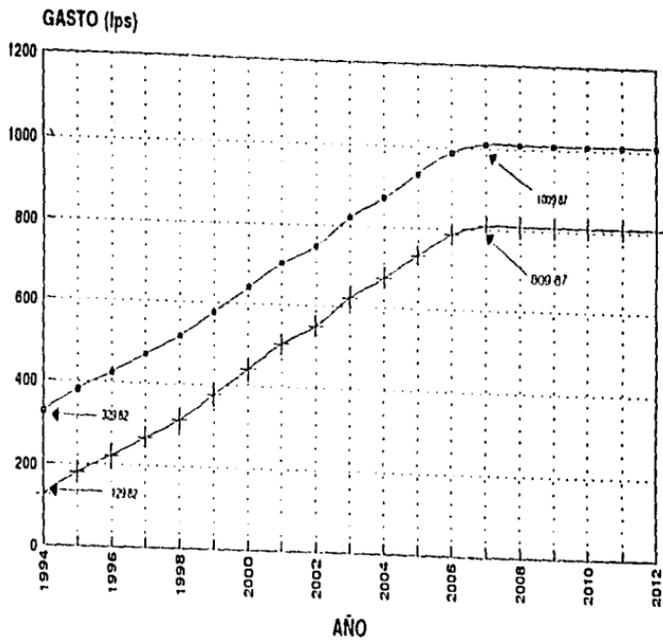
TABLA 1.2

OFERTA Y DEMANDA DE AGUA POTABLE

AÑO	DEMANDA (los)	OFERTA (lps)	DEMANDA neta (lps)
1994	329.82	200.00	129.82
1995	381.50	200.00	181.50
1996	422.89	200.00	222.89
1997	470.04	200.00	270.04
1998	516.90	200.00	316.90
1999	577.82	200.00	377.82
2000	638.41	200.00	438.41
2001	702.84	200.00	502.84
2002	750.01	200.00	550.01
2003	821.63	200.00	621.63
2004	871.62	200.00	671.62
2005	933.08	200.00	733.08
2006	987.60	200.00	787.60
2007	1009.87	200.00	809.87
2008	1009.87	200.00	809.87
2009	1009.87	200.00	809.87
2010	1009.87	200.00	809.87
2011	1009.87	200.00	809.87
2012	1009.87	200.00	809.87

* Se considera el gasto de los pozos existentes

GRAFICA 1.
OFERTA Y DEMANDA DE AGUA POTABLE



* O CON POZOS + SIN POZOS

CAPITULO II

ALTERNATIVAS DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO

II.1.- ABASTECIMIENTO POR MEDIO DE AGUA SUBTERRANEA

En este tipo de fuente se fundamentó el proyecto original del sistema de abastecimiento de agua potable del Centro Turístico de Bahías de Huatulco.

Para ello y en su momento se realizaron estudios Geohidrológicos y de aforo de pozos (a través del departamento de estudios y proyectos de FONATUR) que determinaron las mejores opciones para captar el agua, así como sus características y limitaciones.

Del resultado de esos estudios se proponían como las mejores fuentes de abastecimiento las zonas de los ríos Copalita, Coyula y San Agustín (Bajos del Arenal), complementados por otro rendimiento más modestos.

En resumen las características más importantes de estas captaciones se presentan a continuación en la tabla 2.1.

Tabla No. 2.1

Zonas de Captación de Agua Subterránea

Toma	Zona de Captación	Numero de Pozos	Gasto por pozo	Gasto por zona	% de aportación
			(lts/seg)	(lts/seg)	
1	Rio Copalita	8	50	400	33.98
2	Valle Tangolunda	4	8	32	2.72
3	Valle Chahué	5	8	40	3.4
4	Valle Cacaluta	3	8	24	2.04
5	Bajos del Arenal	6	30	180	15.3
6	Valle sin nombre	3	7	21	1.78
7	Rio Coyula	10 + 4	40 + 20	480	40.78

Totales

1.177

100

II.2.- ZONAS DE CAPTACION DE AGUA SUBTERRANEA

A la fecha los acuíferos explotados son los correspondientes a las zonas de captación del río Copalita y del Valle de Tangolunda, que debían aportar 432 lts/seg., correspondientes a un 36.70% del total demandado.

Sin embargo los rendimientos, obtenidos hasta el momento son bajos con respecto a los gastos esperados, problema que se analizó con detalle en el Estudio y Diagnóstico del Sistema de Agua Existente realizado por FONATUR, el cual dentro de sus conclusiones destaca que los pozos actuales no podrán cubrir la demanda solicitada por todo el Complejo Turístico.

La zona de captación del río Copalita, que en base a la información de la tabla 2.1., presenta los mejores acuíferos con rendimientos estimados en 50 lts/seg. por pozo, cuenta a la fecha con 8 pozos perforados a una profundidad de 25 m. cada uno, de los cuales 7 de ellos están en operación.

Con el fin de conocer con más detalle los rendimientos que tienen estos pozos, se realizaron en ellos pruebas de bombeo que proporcionaron los resultados mostrados en la tabla 2.2

De estos resultados se determina que la zona del Copalita está proporcionando un 52% del gasto esperado y si tomamos en cuenta que más de una tercera parte del gasto total demandado se obtendrá de aquí, podemos concluir que la deficiencia que se tiene actualmente debe ser cubierta con una solución alterna.

Desafortunadamente, aunque exista la posibilidad de mejorar la captación en el acuífero de acuerdo con los estudios Geohidrológicos realizados, éstos no garantizan un cien por ciento de confiabilidad en los resultados, lo que crea una incertidumbre de los posibles gastos a obtener, que es importante tomar en cuenta debido a que el costo y funcionamiento de todo el sistema depende de estos valores.

Tabla No. 2.2**Funcionamiento del Sistema de Captación**

No. de pozo	Gasto Esperado (lts/seg)	Rendimiento Aportado (lts/seg)
1	50	20
2	50	21
3	50	18
4	50	74
5	50	19
6	50	Intermitente (no confiable)
7	50	No opera
8	50	30
Totales	400	182

Ante esta situación, la otra opción que se tiene para cubrir el gasto demandado en esta zona, es la utilización de agua superficial del río Copalita, toma un valor de gran importancia ya que de acuerdo con los estudios Hidrológicos realizados por FONATUR, el agua del río es más que suficiente para satisfacer la demanda del Centro Turístico.

Por lo que se refiere al resto de las captaciones de agua subterránea, las más significativas, por el gasto que aportan, son las de Bajos del Arenal y el río Coyula con un total de 660 lts/seg., que representa un 65% del gasto demandado. Sin embargo, estas estimaciones no se han podido comprobar, ya que en estas zonas no existen acuíferos en explotación que puedan proporcionar información confiable.

Los estudios Geohidrológicos realizados en estas áreas indican la existencia de acuíferos con características similares a los de la zona del Copalita, como son : acuíferos muy superficiales, de poco espesor y localizados en los Valles, por lo que se puede esperar que no mejorarán sustancialmente los gastos estimados.

Si a lo anterior se agrega que en la actualidad existen compromisos para crear en estas zonas áreas de cultivo que suministren los productos de consumo del Desarrollo Turístico y Urbano, el problema se complica, ya que esto significa tener una demanda adicional de agua que no se tenía contemplada y cuyo valor puede ser tan o más grande que el gasto demandado por el Complejo Turístico Bahías de Huatulco.

Por lo mismo, se propone que en esta nueva concepción del sistema de abastecimiento de agua se considere el uso de agua subterránea exclusivamente para riego y el agua para atender la demanda urbana y turística se obtenga de una fuente diferente.

II.3.-

ABASTECIMIENTO POR MEDIO DE AGUA SUPERFICIAL

La solución alterna para resolver el problema del abastecimiento de agua para el Desarrollo Turístico es el uso de agua superficial. En este sentido los estudios realizados por FONATUR, indican que esta alternativa ofrece las mejores posibilidades debido a la mayor cantidad de agua disponible.

En la zona del Desarrollo existen algunas corrientes que desembocan en el Océano Pacífico, como son los ríos Copalita, Coyula, Cuajinicuil, Chachacual y Cacaluta de los cuales los dos primeros se pueden considerar como los más importantes para el abastecimiento de agua ya que son corrientes perennes.

Las características fisiográficas más importantes de estos cauces son las siguientes:

RIO COPALITA

Este río drena a una cuenca hidrológica de aproximadamente 1,501.88 Km², que se caracteriza por un relieve montañoso y temperaturas bajas que propician una buena captación y condensación de humedad.

Los suelos son profundos y de textura media, provocando valores altos de infiltración.

El tipo de vegetación permite gran retención de la humedad, mejorando con ello el efecto de los escurrimientos a más largo plazo.

El número de corrientes que constituyen los afluentes del río Copalita son alrededor de 50 y desarrollan una longitud en conjunto aproximada de 452 Km. (ver tabla 2.3)

Tabla 2.3**Características Generales y Fisiográficas
de la Cuenca del Río Copalita**

Característica	Descripción
Nacimiento	Dentro del macizo montañoso
Temperatura	Baja temperatura, mayor humedad relativa
Efecto del relieve	Mayor capatación de humedad Mayor concentración de humedad
Suelos	Profundos de textura media con valores altos de infiltración
Vegetación	Bosque mesofilo, encinos, pinos mayor retención de humedad y mejor efectividad de lluvia
Área de la cuenca	1,501.88 Km ²
Orden de la corriente de la cuenca	4
Número de corrientes	50
Longitud de las corrientes	452 Km
Densidad de corriente	0.0333 corrientes / Km
Densidad de drenaje	0.03010 Km / Km ²
Pendiente geométrica de la cuenca	0.3976
Relación de áreas	100 %

RIO COYULA

La cuenca hidrológica que drena este río tiene un área aproximada de 341.75 Km² y se desarrolla fuera del relieve montañoso, con temperaturas altas que provocan baja humedad relativa y una deficiente condensación de humedad.

Los suelos son delgados con estratos rocosos a gran profundidad lo que produce valores bajos de infiltración.

El tipo de vegetación existente presenta deficiente retención de humedad que propicia períodos con limitaciones de agua en los escurrimientos superficiales.

El número de corrientes que constituyen los afluentes del río Coyula son alrededor de 14, que desarrollan una longitud en conjunto de 88 Km., aproximadamente. (ver tabla 2.4).

Tabla 2.4

**Características Generales y Fisiográficas
de la Cuenca del Río Coyula**

Característica	Descripción
Nacimiento	Fuera del macizo montañoso
Temperatura	Alta temperatura, menor humedad relativa
Efecto del relieve	Menor captación de humedad
Suelos	Deficiente condensación de humedad Delgados, arenosos y estratos rocosos a poca profundidad, valores Bajos de infiltración
Vegetación	Selva baja caducifolia deficiente retención de humedad, crea épocas de limitaciones de humedad
Área de la cuenca	341.75 Km ²
Orden de la corriente de la cuenca	3
Número de corrientes	14
Longitud de las corrientes	8.5 Km.
Densidad de corriente	0.0410 corrientes / Km
Densidad de drenaje	0.2575 Km / Km ²
Pendiente geométrica de la cuenca	0.1741
Relación de áreas	22.75 %

ESCURRIMIENTOS EN EL RIO COPALITA

En el cauce de este río se localiza la estación hidrométrica " La Hamaça " controlada por la S.A.R.H. (Secretaría de Agricultura y Recursos hidráulicos), ubicada muy cerca del Desarrollo Turístico, aproximadamente a 17.25 Km., aguas arriba del puente Copalita de la carretera federal 200 Costera del Pacífico, en que la que se registran las mediciones del gasto diario que escurre por el río .(ver figura 5).

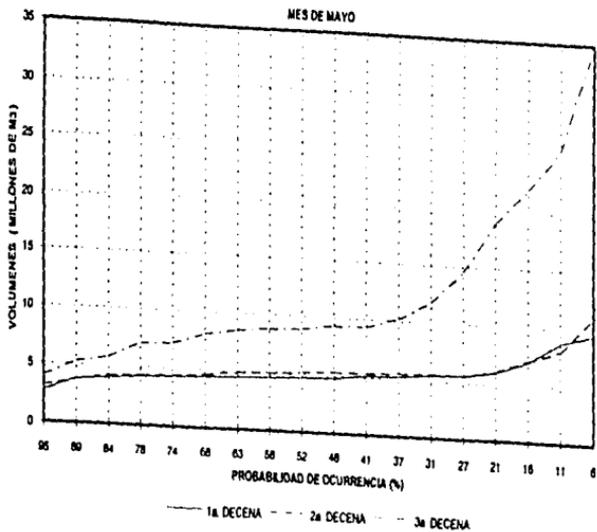
Con esta, información correspondiente al período que abarca de los años de 1973 a 1990, y haciendo un análisis de frecuencia de ocurrencia, se determinaron los gastos mínimos, medios y máximos de cada mes, así como el volumen respectivo del escurrimiento . (ver tablas 2.5, 2.6 y 2.7).

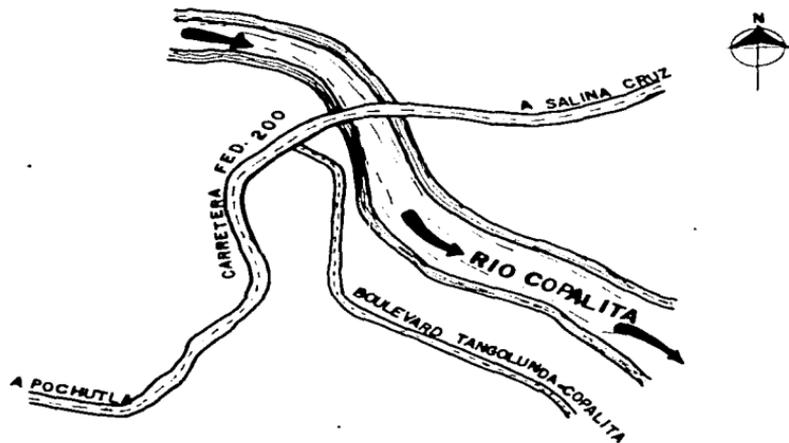
De estos resultados, cabe destacar que el valor del gasto mínimo registrado es de $3.376 \text{ m}^3/\text{seg.}$, ocurrido durante la primera década del mes de mayo y durante la segunda y tercera década de ese mes el gasto mínimo aumento a $4.003 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y $5.234 \text{ m}^3/\text{seg.}$ respectivamente, dando como resultado un gasto mínimo promedio en el mes de $4.204 \text{ m}^3/\text{seg.}$, que representa más del doble del gasto que requiere el Desarrollo Turístico en sus dos etapas de desarrollo a saturación.

Del mencionado estudio se puede destacar que el mes de mayo es el mes en el que se tiene el menor escurrimiento en el río.

La grafica 2.1 Volúmenes - Probabilidad de Ocurrencia- ilustra este comportamiento. En ella se observa que las dos primeras decenas de este mes son las más críticas, esto es : el 50% de los valores registrados corresponden a volúmenes entre 4 y 5 millones de m^3 de agua con frecuencias de ocurrencia del 50 al 90%; el 45% de los datos corresponden a volúmenes entre 5 y 9 millones de m^3 con frecuencias de ocurrencias del 5 al 42%; si consideramos que el volumen medio decenal de agua que requiere el centro turístico es de 1.66 millones de m^3 , se puede concluir que el río Copalita ofrece amplias posibilidades para satisfacer la demanda de agua al Desarrollo turístico, aún en épocas de estiaje.

GRAFICA 2.1. VOLUMENES - PROBABILIDAD DE OCURRENCIA





U N A M	
ENEP ACATLAN	
INGENIERIA CIVIL	"LOCALIZACION DEL RIO COPALITA"
TESIS PROFESIONAL	
REALIZADO POR: MARIO MARTINEZ O.	FIGURA : 5

Cuadro 2.5**Volumenes decenales mínimos y gastos mínimos decenales**

Meses	Volumenes mínimos decenales			Gastos mínimos diarios			Valor mínimo de gasto
	1a decena	2a decena	3a decena	1a decena	2a decena	3a decena	
Enero	7,506.778	6,501.082	6,848.669	8.688	7.524	7.297	7.524
Febrero	5,376.960	4,976.136	3,934.483	6.640	5.749	4.554	4.554
Marzo	4,719.341	4,347.734	4,459.190	5.462	5.032	5.161	5.032
Abril	3,696.624	3,842.294	4,025.635	4.279	4.447	4.659	4.279
Mayo	2,916.864	3,458.678	4,521.830	3.376	4.003	5.234	3.376
Junio	4294.339	6,230.822	6,608.995	4.970	7.212	7.649	4.970
Julio	7,840.886	10,863.936	10,764.058	9.075	12.574	12.458	90.750
Agosto	13,243.824	14,978.304	15,912.288	15.329	17.336	18.417	15.239
Septiembre	22,853.664	31,538.592	29,720.736	26.451	36.503	34.399	26.451
Octubre	29,017.440	27,587.520	24,425.280	33.585	31.930	28.270	28.270
Noviembre	15,262.301	14,081.472	13,519.267	17.665	16.298	15.647	15.647
Diciembre	11,777.616	9,932.112	9,635.760	13.632	11.496	11.153	11.153

Notas: valores de volumen en miles de M³Valores de gasto en M³/seg.

Cuadro 2.6**Volúmenes decenales medios y gastos medios decenales**

Meses	Volúmenes medios decenales			Gastos medios diarios			Valor medio de gasto
	1a decena	2a decena	3a decena	1a decena	2a decena	3a decena	
Enero	9,146.506	8,236.655	8,243.710	10.586	9.533	9.750	9.956
Febrero	6,914.805	6,676.623	5,185.024	8.003	7.728	6.001	7.244
Marzo	5,723.834	5,441.669	5,476.975	6.625	6.298	6.339	6.421
Abril	4,941.180	5,083.800	5,048.045	5.719	5.884	5.843	5.815
Mayo	4,557.947	4,861.291	8,524.065	5.275	5.626	9.866	6.923
Junio	9,548.685	13,552.390	20,685.229	11.052	15.686	23.941	16.893
Julio	19,919.006	22,725.385	25,471.042	23.054	26.303	29.480	26.279
Agosto	24,496.778	29,651.126	44,064.957	28.353	34.318	51.001	37.891
Septiembre	64,600.717	58,247.688	65,405.035	74.769	67.416	75.700	72.629
Octubre	59,624.407	47,656.499	35,967.323	69.010	55.158	41.629	55.266
Noviembre	24,240.397	18,963.140	16,211.210	28.056	21.948	18.763	22.922
Diciembre	13,446.058	11,910.372	11,770.688	15.563	13.785	13.623	14.324

Notas: valores de volumen en miles de M³
Valores de gasto en M³/seg.

Cuadro 2.7

Volúmenes decenales máximos y gastos máximos decenales

Meses	Volúmenes máximos decenales			Gastos máximos diarios			Valor máximo de gasto
	1a decena	2a decena	3a decena	1a decena	2a decena	3a decena	
Enero	16,167,168	14,162,688	15,248,736	18,712	16,392	17,649	18,712
Febrero	12,600,576	11,512,800	1,135,146	14,584	13,325	12,888	14,584
Marzo	112,052,800	9,975,744	9,473,674	13,950	11,546	10,965	13,950
Abril	8,122,637	7,985,088	11,565,331	9,401	9,242	13,366	13,366
Mayo	9,626,947	10,900,742	35,117,021	11,142	12,617	40,645	40,645
Junio	101,144,260	170,297,856	182,282,486	117,065	197,104	210,975	210,975
Julio	118,399,104	92,129,875	88,061,213	137,036	106,632	101,923	137,036
Agosto	13,343,712	96,733,872	222,819,688	154,333	111,961	257,892	257,862
Septiembre	399,257,770	277,252,762	256,492,051	462,104	320,894	296,866	462,104
Octubre	167,664,557	176,507,683	116,350,042	194,056	204,291	134,664	204,291
Noviembre	89,254,742	54,766,454	39,130,042	103,040	63,387	45,289	103,304
Diciembre	29,870,986	24,730,877	21,754,915	34,573	28,624	25,179	34,573

Notas: valores de volumen en miles de M³
Valores de gasto en M³/seg.

ESCURRIMIENTOS EN EL RÍO COYULA

Con relación a este río no se cuenta con ninguna estación hidrométrica para medir los escurrimientos, por lo que hubo necesidad de determinar su régimen de flujo a partir de métodos indirectos, que se basan en el transporte de información hidrométrica de una estación de aforos cercana y en otros que emplean la información climatológica disponible, principalmente valores de lluvia y temperatura media.

Con respecto a la información hidrométrica, se utilizó la correspondiente a la estación " La Hamaca ", ubicadas sobre el cauce del río Copalita, debido a su cercanía con la cuenca del Río Coyula.

Por lo que se refiere a los datos climatológicos, se utilizaron los correspondientes a las cinco estaciones relacionadas en la tabla 2.8.

Los resultados de este análisis hidrológico para los diferentes métodos empleados se muestran en la tabla 2.9, en la que se destaca un valor medio de 184.327 millones de m³, que representa un 19.85% del volumen medio anual que se tiene en el río Copalita (928.516 millones de m³).

Por otro lado para comprobar los valores estimados, se recurrió a los resultados de mediciones directas del escurrimiento, que se han realizado simultáneamente en ambos ríos y que se muestran en la tabla 2.10, encontrándose que en promedio el gasto del río Coyula representa un 3.72% del gasto del río Copalita, tomando para este cálculo los aforos realizados por FONATUR, ya que se consideran los más confiables dado que se llevaron en forma simultánea y en mayor cantidad.

Tabla 2.8

ESTACION	LOCALIZACION	
	latitud norte	longitud oeste
San Miguel Suchixtepec	16°05'	96°28'
San Francisco Ozolotepec	16°05'	96°13'
Pluma Hidalgo	15°55'	96°26'
La Hamaca	16°53'	96°11'
San Pedro Pochutla	15°45'	96°28'

Los aforos realizados en ambos ríos indican valores de gasto en el río Coyula más bajos que los estimados con los métodos hidrológicos indirectos. Aún así, tomando como base los valores estimados con estos últimos, el escurrimiento medio anual en el río Coyula es de 184.327 millones de m³, se distribuyó en el tiempo en base a la distribución que se tiene en el río Copalita, encontrándose que en las dos primeras decenas del mes de mayo los volúmenes escurridos en millones de m³ son 0.905 y 0.965, que son inferiores a los 1.66 millones de m³ demandados por el Desarrollo Turístico Bahías de Huatulco.

Tabla 2.9**Régimen de escurrimiento en el río Coyula**

METODO	PARAMETROS UTILIZADOS	ESCURRIMIENTO ANUAL (MILLONES DE M³)
Transporte de información hidrométrica	Lluvias, áreas y cuencas	211.282
R. Heras	Lluvias	280.27
E. Becernil	Lluvias, pendiente y área de la cuenca	205.748
M. Turc	Lluvias y evapotranspiración	170.582
M. Coutagne	Lluvias y evapotranspiración	325.021
W.B. Lanben	Lluvias y temperaturas	42.411
Coefficiente de escurrimiento	Lluvias y uso del suelo	54.979
Valor medio		184.328

Tabla 2.10**Gastos diarios aforados en los ríos Copalita y Coyula**

Fecha	Gasto medido (en M ³ /seg)		Medio Estadístico	Qcoy/Qcop (%)
	Río Coyula Medido	Río Copalita Medido		
Nov. 1984	3.498 3.327		27.761	12.6 11.98
Nov. 1986	1.021 0.758	22.254 20.302	27.2761	4.59 3.73
Dic. 1986	0.933 0.700 0.603 0.510	18.784 14.147 15.897 15.435	15.08	4.97 4.95 3.79 3.30
Ene. 1987	0.399 0.291 0.407 0.329	12.381 10.811 12.120 9.379	10.878	3.22 2.69 3.36 3.51

Valor promedio

3.72

II.4.- SELECCION DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO

Con la información anterior se tienen los parámetros y características necesarias para definir la fuente de abastecimiento que mejor conviene al Desarrollo Turístico, considerando la insuficiencia de agua que se tiene en la fuente actual para satisfacer la demanda.

La perspectiva de usar sólo agua superficial para atender la demanda es muy atractiva debido a su disponibilidad, situación que no se tiene con el agua subterránea, dado que el mejor acuífero está dando rendimientos abajo de lo esperado.

En este sentido es claro que conviene hacer uso del agua que ofrece en forma ventajosa el río Copalita, ya que en el río Coyula existe mucha incertidumbre de los gastos disponibles, aunque con esta opción se tiene el inconveniente de que se tendrá una línea de alimentación demasiado larga para suministrar agua a zonas como Coatonalco, Coyula, Arenal, Coyote y San Agustín.

Sin embargo la alternativa de tomar toda el agua que demanda el Desarrollo Turístico del río Copalita es conveniente por las siguientes razones.

- 1.- La cantidad de agua es abundante y existe en cualquier época del año.
- 2.- La fuente de abastecimiento se encuentra muy proxima a la zona del desarrollo de la primera etapa, que es la que se tiene en proyecto inmediato.
- 3.-El volumen de agua disponible en el río Coyula es muy bajo y no garantiza la solvencia de agua para el Centro Turístico, y aún pensando en dividir en dos grandes áreas de servicio la zona del proyecto, una alimentada por el río Coyula y otra por el río Copalita, se tiene el inconveniente de que en la zona del río Coyula existen compromisos de FONATUR para proporcionar agua para riego cuyo gasto, que puede ser incluso mayor al demandado por el Desarrollo Turístico, será obtenido del río Coyula.

CAPITULO III

SELECCION DEL PROCESO DE TRATAMIENTO

III.1.- INTRODUCCION

Para calmar la sed del hombre, el agua potable debe de ser pura y tener buen sabor. Por lo tanto, debera de encontrarse exenta de organismos patógenos; de substancias venenosas o fisiológicamente indeseables; y por otra parte también debe de ser atractiva a los sentidos.

En el comienzo histórico del abastecimiento comunal de agua en los países de escaso desarrollo, fueron sumamente peligrosos los brotes recurrentes de fiebres entéricas, atribuibles a los aprovisionamientos de agua potable. Para que el agua sea aceptable y útil en términos generales ha llegado a adquirir máxima importancia el que el agua sea microbiológicamente segura para su consumo humano.

Sin embargo, aún hoy en día, las fallas humanas y mecánicas ya sea por separado o combinadas, disminuyen las barreras establecidas contra la infección, y contaminan los suministros de agua que por largo tiempo se han reconocido como seguros.

Es por esto que el cuidado del agua constituye la responsabilidad más esencial e indiscutible de las autoridades respectivas : desde ingenieros, y personal en general, hasta el empleado de más reciente ingreso.

La calidad del agua se cumple cuando los contenidos físicos, químicos y bacteriológicos de la misma están dentro de los límites establecidos como seguros. En la República Mexicana rigen las normas de calidad del agua potable del 18 de enero de 1988, cuyos valores se listan más adelante, cada país tiene las propias o adopta otras, entre las que se hallan las Normas Internacionales para Agua Potable de la Organización Mundial de la Salud (O.M.S.).

III.2.- CARACTERISTICAS DEL AGUA

A Consecuencia de las impurezas que puede contener el agua, ésta puede adquirir en forma general ciertas características que pueden ser:

III.2.1.- CARACTERISTICAS FISICAS : Turbiedad, Color, Olor, Sabor y Temperatura.

TURBIEDAD : Cuando el agua contiene tal cantidad de partículas en suspensión o en solución que la hace ver fangosa o sucia, se dice que está turbia.

La turbiedad es la capacidad de diseminar un haz luminoso y esto puede deberse generalmente a partículas de arcilla, margas, limo, materia orgánica finamente dividida y otras pequeñas partículas en suspensión.

La turbidez no es una característica peligrosa del agua, pero no es recomendable desde el punto de vista de apariencia; es esencial, para obtener agua doméstica satisfactoria, eliminar casi completamente los materiales que causen la turbidez.

En aguas superficiales la turbiedad es producida por los arrastres de las lluvias a los cuerpos receptores, lagos y ríos, así como por las comunidades biológicas de los mismos; cuando se trata de aguas de origen subterráneo la turbiedad puede deberse a la presencia de elementos inestables que reaccionan cuando entran en contacto con la atmósfera.

Las aguas superficiales están especialmente sujetas a períodos de alta turbidez. Las lluvias fuertes y los escurrimientos correspondientes pueden ser una carga severa para una planta de tratamiento de agua.

Para medir la turbiedad se emplean equipos denominados "TURBIDIMETROS", entre los más conocidos son : Jackson, Hellige y Baylis. Las unidades para este parámetro son llamadas unidades de turbiedad, dado que es inseguro darlos en mg/l. o p.p.m.

Los efectos o problemas sanitarios que causa la turbiedad son los siguientes:

ESTETICO.- Cuando la turbiedad es perceptible a la vista, el agua inmediatamente se asocia con contaminación y es rechazada por el consumidor.

FILTRABILIDAD.- La turbiedad influye directamente en los costos de potabilización, a valores altos demanda un consumo mayor de coagulantes químicos y de estructuras de proceso, incrementando también los costos de operación y mantenimiento.

COLOR : El color del agua es el resultado de la presencia de materia orgánica en descomposición, metales como el hierro y el manganeso y desechos industriales de color intenso, además se debe también a la presencia de algas , plantas acuáticas, protozoarios y ligninas procedentes del licor de desecho de la pulpa de madera, la cual es altamente coloreada y resistente al ataque biológico. Mucho de este color añadido a las corrientes persiste en grandes distancias.

La presencia de color en el agua le da un aspecto desagradable y esto causa que los consumidores recurran a otras fuentes libres de este problema, por lo que es conveniente que el agua potable sea incolora, ya que de lo contrario se duda de su potabilidad. El color se expresa en unidades de color y se mide por comparación con un estándar platino-cobalto.

OLOR Y SABOR : Generalmente estas dos características del agua vienen juntas . Pueden deberse a la presencia de materia orgánica en descomposición, ciertos tipos de organismos microscópicos, compuestos químicos como los fenoles, desagües domésticos y desechos industriales.

TEMPERATURA : La temperatura del agua influye en su aceptación por el consumidor y puede afectar las reacciones químicas del tratamiento durante periodos de temperaturas extremas. La temperatura varía de la fuente de abastecimiento y de la estación del año , así una agua superficial fluctua su temperatura con las estaciones del año , mientras que en las aguas subterráneas varía solo ligeramente de su promedio anual.

El agua a una temperatura fría puede contener menos algas y ser más agradable a los sentidos. Esta característica es muy importante ya que al aumento de la misma disminuirá la cantidad de oxígeno, aumentará la actividad bacterial y puede por lo tanto llegarse a producir condiciones sépticas, provocando problemas de malos sabores y olores.

III.2.2.- CARACTERISTICAS QUIMICAS

POTENCIAL DE HIDROGENO : El potencial de hidrogeno (p.H.) es una forma de expresar la concentración de iones de hidrógeno. El p.H. es de suma importancia en el campo del tratamiento del agua debido a su gran influencia en los procesos de coagulación, desinfección y corrosión, representando la concentración de iones de hidrógeno (H^+) presentes en una solución.

ACIDEZ : La acidez del agua se puede definir como su capacidad para neutralizar iones (OH^-). La acidez de las aguas naturales se debe generalmente a la presencia de bióxido de carbono (CO_2), el cual tiende a combinarse con el agua dando origen al ión (H^+)



Las sales de los metales pesados, en especial los que tienen iones metálicos trivalentes tales como Fe^{+++} y Al^{+++} se hidrolizan con el agua y dan acidez mineral. Esta es una reacción que se presenta comunmente en el proceso de coagulación del agua. Tanto la presencia de CO_2 como la acidez mineral constituyen un serio problema por lo que le comunica al agua un alto poder corrosivo, y se producen grandes pérdidas en tubería y accesorios metálicos.

ALCALINIDAD : La alcalinidad del agua puede definirse como la presencia de iones de oxhidrilo (OH^-) y su capacidad para neutralizar la acidez.

La presencia de OH^- en el agua se debe generalmente a la acción de sales provenientes de ácidos débiles y bases fuertes, siendo de los más comunes los carbonatos y los bicarbonatos.

En algunas aguas la presencia de algas pueden producir alcalinidad debido a que estas consumen CO_2 dentro de sus actividades fotosintéticas

Las alcalinidades altas son indeseables porque pueden producir precipitaciones de sales de calcio en tuberías y artefactos reduciendo su capacidad y es de suma importancia en los procesos de coagulación del agua, ya que si no hay suficiente alcalinidad no se puede formar el grumo o floculo.

DUREZA : La dureza de las aguas se debe a la presencia de cualquier catión polivalente (Ca^{++} , Mg^{++} , Al^{+++} , Fe^{++} , etc.), pero generalmente solo se considera el calcio y el magnesio por ser los más abundantes en las aguas naturales.

La dureza se puede clasificar en :

1.- De acuerdo al tipo de catión que la constituye en:

- a) Dureza de calcio.
- b) Dureza de magnesio.

2.- De acuerdo al radical con el que se combina :

- a) Dureza carbonatada o temporal.
- b) Dureza no carbonatada o permanente.

La dureza carbonatada es la que se encuentra combinada con el ión bicarbonato.



La cual por la acción del calor se convierte en carbonato de calcio que precipita :



La dureza carbonatada o temporal se puede eliminar con solo hervir el agua.

La dureza permanente o no carbonatada no se puede eliminar con solo hervir el agua. Este tipo de dureza se produce por la combinación del agua con iones de sulfatos, cloruros y nitratos de calcio y magnesio.

FIERRO Y MANGANESO : Estos cationes generalmente se encuentran en el agua en forma bivalente (Fe^{++} , Mn^{++}), aunque también pueden presentarse formando complejos orgánicos.

Los problemas que crean son principalmente el mal sabor que comunican al agua, el color, las manchas que ocasionan en la ropa y muebles sanitarios; la contribución a la proliferación de las bacterias del hierro la cual a su vez aceleran los procesos de corrosión de tuberías ya que da origen a la producción de ácidos.

CLORUROS : Aunque los cloruros no son perjudiciales a la salud le producen al agua un sabor salobre que la hace

inapropiada para su consumo. A partir de las concentraciones superiores a 450 p.p.m. su sabor es perceptible para el paladar humano.

NITROGENO : Los compuestos nitrogenados al igual que los cloruros, son índices químicos de contaminación y su estudio tiene por consiguiente suma importancia en el tratamiento de aguas potables.

El nitrógeno es un elemento esencial en los diferentes procesos vitales y su presencia es siempre detectable en la transformación de la materia orgánica.

Al morir los organismos y descomponerse las proteínas, el nitrógeno presente en ellas se convierte en nitrógeno amoniacal y amoniaco que a su vez se transforma por la actividad de las bacterias en nitritos y luego en nitratos, los que absorbidos de nuevo por las plantas y animales completan el llamado ciclo del nitrógeno.

Se deduce aquí que la presencia del nitrógeno amoniacal, nitritos y nitratos en el agua guarda relación directa con el estado de estabilización que los compuestos orgánicos hayan alcanzado en ella.

Un contenido alto de nitritos o nitrógeno amoniacal sugiere una actividad biológica grande. En cambio una alto contenido de nitratos y bajo de nitritos y amoniaco es índice de una etapa mayor de estabilización o mineralización de los compuestos nitrogenados. La ausencia o baja concentración de amoniaco en el agua es evidencia de que existe poco material proteínico en estado de descomposición.

FLUORUROS : Estas sustancias han venido adquiriendo cada vez mayor importancia con la demostración de que una cantidad adecuada de fluoruros puede disminuir las caries dentales.

Cuando la cantidad de fluoruros en el agua es alta, puede causar fluorosis (manchas marron en los dientes) y cuando es baja no contiene protección contra las caries.

SULFATOS : Los sulfatos son uno de los aniones más abundantes en las aguas naturales, ocasionando varios problemas:

- a).-En combinación con el calcio produce incrustaciones.

b).- En combinación con materia orgánica y las bacterias sulforeductoras causan corrosión en las tuberías.

c).- En concentraciones altas tienen acción laxante en el hombre.

d).- Pueden crear malos olores al ser transformados a ácidos sulfhídricos (H_2S) por las bacterias reductoras.

III.2.3.- CARACTERISTICAS BACTERIOLOGICAS

El estudio de la calidad del agua potable debe completarse con un análisis bacteriológico. Las características bacteriológicas del agua se basan en la investigación de gérmenes del grupo coliforme y otros gérmenes esporulados que no son peligrosos por sí mismos pero que indican una contaminación por materia fecal. Un agua que tenga estos gérmenes es peligrosa en caso de epidemia, sobre todo si se asocian con organismos patógenos.

Las bacterias son organismos pequeñísimos unicelulares que pertenecen al reino vegetal y los hay de muchos tipos y clases diferentes, se encuentran universalmente en las aguas naturales.

La unidad de medida es la micra, que es 1/25,000 pulg., siendo los tamaños de las bacterias encontrados usualmente en el agua son de 1 a 4 micras de longitud. Las bacterias son de tres formas : las redondas llamadas cocos; las de formas de cilindro son bacilos; las de forma espiral se llaman espirilos.

Las bacterias pueden ser aerobias, que requieren oxígeno; anaerobias, que no requieren oxígeno; o facultativas que viven con oxígeno y sin oxígeno. La reproducción se efectúa normalmente por subdivisión de células, o fisión. La mayoría de las bacterias son resistentes a bajas temperaturas, pero no a temperaturas superiores a 100 °C

Entre las enfermedades producidas por bacterias y transmitidas por medio del agua, se encuentran la : fiebre tifoidea, la disenteria, el cólera y ciertos tipos de desórdenes gastrointestinales y padecimientos diarreicos como la gastroenteritis. Por la tanto la presencia de estos organismos en el agua origina una contaminación de la misma y la hace impropia e insegura para su consumo. La gente que bebe el agua que contenga estas bacterias patógenas puede adquirir fácilmente la correspondiente enfermedad.

III.3.- NORMAS DE CALIDAD PARA AGUA POTABLE

REGLAMENTO FEDERAL SOBRE OBRAS DE APROVISIONAMIENTO DE AGUA POTABLE

Normas de Calidad para Agua Potable

Art. 7.- "Se considera agua potable toda aquella cuya ingestión no cause efectos nocivos a la salud, para la cual deberá llenar los requisitos siguientes:"

I CARACTERES FISICOS :

Turbiedad, menor de 10 unidades escala de sílice.
Color, menor de 20 unidades escala platino-cobalto
Olor, inodoro
Sabor, agradable
Temperatura, agradable

II CARACTERES QUIMICOS :

Un p.H. de 6.0 a 8.0 para aguas naturales no tratadas. Para aguas sometidas a un proceso químico, se aplicaran las normas especiales de la fracción IV.

Un contenido expresado en mg.l., ó p.p.m. de los elementos, iones y sustancias que a continuación se expresan:

Nitrógeno (N)	amoniacal, hasta	0.50
Nitrógeno (N)	proteico, hasta	0.10
Nitrógeno (N)	(con análisis bacteriológico aceptable), hasta	0.05
Nitrógeno (N)	Nitratos, hasta	5.00
Oxígeno (O)	consumido en medio ácido, hasta	3.00
Oxígeno (O)	consumido en medio básico, hasta	3.00
Sólidos totales,	de preferencia, hasta 500 pero tolerándose hasta	1,000
Alcalinidad total, expresada como CaCO ₃ ,	hasta	400

Dureza total, expresada como CaCO ₃ , hasta	300
Dureza permanente o de no carbonatos, expresada en CaCO ₃ , en aguas naturales de preferencia, hasta	150
Cloruros, expresados en Cl, hasta	250
Sulfatos, expresados en SO ₄ , hasta	250
Magnesio, expresado en Mg, hasta	125
Zinc, expresado en Zn, hasta	15.00
Cobre, expresado en Cu, hasta	3.00
Fluoruros, expresados en F, hasta	1.50
Hierro y Manganeseo, expresados en Fe y Mn, hasta	0.30
Plomo, expresados en Pb, hasta	0.10
Arsénico, expresado en As, hasta	1.50
Selenio, expresado en Se, hasta	0.05
Cromo hexavalente, expresado en Cr, hasta	0.05
Compuestos fenólicos, expresados en fenol, hasta	0.001
Cloro libre, en aguas cloradas, no menos de cloro libre, en aguas sobrecloradas, no menos de 0.2 ni más de	0.001
	1.00

III.- CARACTERES BACTERIOLÓGICOS :

El agua estará libre de gérmenes patógenos procedente de contaminación fecal humana.

Se considerará que una agua está libre de esos gérmenes cuando la investigación bacteriológica dé como resultado final :

a) Menos de 20 organismos de los grupos coli y coliforme por litro de muestra, definiéndose como organismos de los grupos coli y coliforme todos los bacilos no esporógenos, Gram negativos, que fermenten el caldo lactosado con formación de gas.

b) Menos de docientas (200) colonias bacterianas por centímetro cúbico en la placa de agar incubada a 37 °C por 24 horas.

c) Ausencia de colonias bacterianas licuantes de la gelatina, cromógenas o fétidas, en la siembra de un centímetro cúbico de muestra en gelatina incubada a 20 °C por 48 horas.

En los abastecimientos de agua potable el número mínimo de pruebas bacteriológicas completas o confirmatorias que se verifiquen mensualmente, de muestreos en el sistema de distribución (con exclusión de todas aquellas que se originen

de muestreos en las captaciones o en las plantas potabilizadoras para propósitos de vigilancia), será el siguiente :

NUMERO DE HABITANTES SERVIDOS	NUMERO MINIMO MENSUAL DE PRUEBAS BACTERIOLOGICAS
2,500 o menos	1 (una)
10,000	7 (siete)
25,000	25 (veinticinco)
100,000	100 (cien)
1'000,000	300 (trescientas)
2'000,000	390 (trescientas noventa)
3'000,000	450 (cuatrocientas cincuenta)

Para las poblaciones con número intermedio de habitantes se requerirá el número de pruebas resultantes de la interpolación lineal entre los datos que estén más cercanos en la anterior escala.

IV.- Las aguas tratadas químicamente para clarificación o ablandamiento satisfacerán los tres requisitos siguientes :

a) La alcalinidad a la fenolftaleína calculada como CaCO_3 , será menor de 15 p.p.m., más 0.4 veces la alcalinidad total con un p.H. inferior a 10.6

b) La alcalinidad de carbonatos normales será menor de 120 p.p.m., para lo cual la alcalinidad total, en función del p.H. estará limitada según la escala siguiente :

VALOR DEL p.H.	ALCALINIDAD TOTAL MAXIMA EXPRESADA EN CaCO_3
9.7	400
9.8	340
9.9	260
10.0	230
10.1	210
10.2	190
10.3	180
10.4	170
0.5 A 10.6	160

c) La alcalinidad total no excederá la dureza total en más 35 mg/l. o p.p.m., ambas calculadas como CaCO_3 .

Los métodos que se usen para las investigaciones físicas, químicas y bacteriológicas anteriores, serán los que sugiera la Organización Mundial de la Salud (OMS), o las que fije la Secretaría de Salubridad y Asistencia (S.S.A.).

Art. 8.- La Secretaría de Salubridad y Asistencia, exigirá que las obras de provisión de agua en servicio garanticen la potabilidad de la misma en su distribución.

Art. 9.- Toda fuente de provisión de Agua potable tendrá una zona de protección bien definida.

Art. 10.- La extensión y demás condiciones de las zonas de protección se fijaran, en cada caso, tomando en cuenta la naturaleza de la fuente; y deberán ser aprobadas, en cuanto afecte el aspecto sanitario, por la Secretaría de Salubridad y Asistencia, y en lo que se refiere al hidrogeológico, por la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

NOTA : El reglamento esta compuesto por otros artículos que para los alcances y objetivos de este trabajo, no se transcribieron en estas hojas.

III.4.- ANALISIS Y RESULTADOS DE LA CALIDAD DEL AGUA DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO

De acuerdo a los resultados de la calidad del agua (tablas 3.1 y 3.2) del río Copalita se puede intuir que la zona de recarga y/o afloramiento no esta muy alejada del punto de muestreo, esto se puede observar por el bajo contenido de sólidos disueltos (122 mg/l.) y que estan intimamente relacionados con la alcalinidad (112 mg/l., como CaCO_3), calcio (39-40 mg/l.), sodio,(7-10 mg/l.), potasio (1-2 mg/l.), cloruros (1.7 mg/l.) y sulfatos (19-20 mg/l.).

Así mismo y por las características de la zona montañosa el escurrimiento disuelve y suspende parte de los silicatos (barro) presentes (58-60 mg/l.) que se traducen en turbiedad, color y sólidos en suspensión, además de la materia orgánica producto del follaje de los arboles de la cuenca del río.

Los bajos contenidos de nutrientes como nitratos (0.5-0.6 mg/l. N2) y fosfatos (0.007-0.02 mg/l), denotan que existe una leve contaminación de origen orgánica, lo cual es corroborado con el conteo de las bacterias coliformes totales (2740-2480 NMP/100 ml.); ante esto, se recomienda que se proteja la fuente de captación de los posibles asentamientos humanos, lo cual conduciría a incrementar el grado de contaminación bacteriana.

Tabla 3.1 Análisis del agua del río Copalita

PARAMETROS DE CAMPO

No. de muestra	Hora	Temperatura (°C)	pH	Observaciones
1	12 00	22	7.50	Un poco de espuma
2	13 30	23		Materia flotante (poca)
3	15 00	23		Materia flotante (poca)
4	16 30	23	8.0	Un poco de espuma
5	18 00	22		
6	19 30	22	8.0	Materia flotante (poca)
7	21 00	21		
8	22 30	20		
9	24 00	20		
10	01 30	19	8.0	
11	03 00	19		
12	04 30	18		Un poco de espuma
13	06 00	18	8.0	Materia flotante (poca)
14	07 30	19		
15	09:00	20		
16	10:30	21	8.0	Materia flotante (poca)
17	12:00	22		Un poco de espuma

Muestra puntual

18	10:30	21	8.0	Tomada el lunes
----	-------	----	-----	-----------------

Toma de muestras una compuesta y una puntual los días 15 y 16 de diciembre de 1991, en el río Copalita, Bahías de Huatulco Oaxaca.

Tabla 3.2 Resultados de pruebas de laboratorio a muestras de agua del río Copalita

Parámetros	Resultado		Unidad
	Muestra Compuesta	Muestra Puntual	
Oxígeno disuelto		7.5	mg/lt
Temperatura de laboratorio	21	21	C
Conductividad eléctrica	237	2.41	ohms/cm
Color	4	5	pt/co
Potencial de hidrógeno	8.01	8	mg/lt
Turbiedad	3	5	mg/lt
Sólidos totales	160	126	mg/lt
Sólidos suspendidos totales	38	4	mg/lt
Sólidos disueltos totales	122	122	mg/lt
Alcalinidad total	112	112	mg/lt
Alcalinidad a la fenolftaleína	0	0	mg/lt
Carbonatos (como CaCO ₃)	0	0	mg/lt
Bicarbonatos (como CaCO ₃)	112	112	mg/lt
Hidroxilos (como CaCO ₃)	0	0	mg/lt
Dureza total	108	108	mg/lt
Silice total	58.1	60	mg/lt
CO ₂	4	4	mg/lt
Manganeso total	0	0	mg/lt
Calcio total	39.4	40	mg/lt
Magnesio total	7.07	7	mg/lt
Potasio total	1.75	1.97	mg/lt
Sodio total	7.4	10.4	mg/lt
Fierro total	0.42	0.58	mg/lt
Plomo total	0	0	mg/lt
Boro total	0	0	mg/lt
Grasas y aceites	1.68	2.3	mg/lt
N - Nitros	0.5	0.6	mg/lt
N - Nitritos	0.001	0.004	mg/lt
Cloruros	1.7	1.7	mg/lt
Sulfatos	20	19	mg/lt
Fosfatos	0.007	0.02	mg/lt
Fluoruros	0.35	0.33	mg/lt
Coliformes totales	2480	2740	Col/100 ml
Coliformes fecales	120	140	Col/100 ml

* No determinado

De los parámetros analizados el hierro (0.42-0.58) mg/l.) sobrepasa la normatividad vigente para agua potable.

Cabe mencionar que los ríos, normalmente presentan calidad fisicoquímica y bacteriológica estable durante las épocas de estiaje, como se puede ver en los análisis mencionados, cuando la turbiedad, color y el conteo de bacterias son bajos, se pueden eliminar con la simple filtración complementada con desinfección para obtener agua potable, y de paso se elimina el hierro que produce el manchado de muebles de baño y de la ropa.

En las épocas de lluvia la calidad del agua tiende a empeorarse y más en casos como el río Copalita el cual se genera en una zona montañosa donde existe una gran variedad de zonas arboladas, así como zonas de gran pendiente, lo cual se traduce en aguas con altos contenidos de sedimentos (5-100 mg/l.), color (20-500 UPC), turbiedad (50-3000 mg. SiO₂), sólidos en suspensión (50-20,000 mg/l.) y conteos de bacterias (105/100 ml.), entre otros; bajo estas condiciones el agua solo se puede acondicionar con procesos completos de potabilización y que normalmente incluyen la adición de productos químicos coagulantes como sulfato de aluminio, polímeros, cal, para coagulación floculación sedimentación filtración y desinfección.

Considerando lo anterior y tomando en cuenta que la zona de Bahías de Huatulco presenta precipitaciones pluviales fuertes, de junio a noviembre y debido a que no existe almacenamiento o represamiento alguno que atenuen el efecto de grandes avenidas, aguas arriba de la zona de captación es recomendable que para seleccionar el proceso de estas condiciones se consideren las ventajas operacionales siguientes:

- Que los requerimientos de reactivos químicos sean mínimos durante la época de estiaje.
- Que en época de estiaje se pueda potabilizar el agua con un proceso mínimo de filtración directa y desinfección que de paso se asegure la remoción de hierro presente.
- Que tenga los elementos suficientes que permitan tratar el agua producto de épocas de lluvias y asegurar la calidad del agua potable en esas circunstancias.
- Que sea de fácil operación y rápida respuesta en cambios intempestivos de la calidad del agua a tratar.
- Que no requiera personal altamente capacitado, ni la presencia de laboratorios muy sofisticados.
- Que la instalación sea compacta y de alta capacidad de tratamiento por unidad de área o volumen de instalación.

- Que minimice, los requerimientos de energía y sea lo más inmune posible a los paros por falta de energía eléctrica.

- Que los materiales de mantenimiento sean de fácil acceso y adquisición rápida evitando al máximo la posible importación de partes.

- Que el proceso no sea de costo excesivo.

III.5.- ANALISIS DE ALTERNATIVAS DEL TIPO DE TRATAMIENTO

Considerando los parámetros indicados en el párrafo anterior, podemos plantear las diferentes alternativas de tratamiento en función de las impurezas a remover.

a).- Aguas con bajas turbiedades (> 25 UTN), color (20 UPC).

Estas son muy típicas de manantial o ríos con poca pendiente o que provienen de un almacenamiento que permite estabilizar la calidad fisicoquímica y bacteriológica del efluente a tratar.

El tratamiento más típico es la filtración directa con pre y postcloración para remover bacterias y oxidar elementos como el fierro y el manganeso que son precipitados sobre el lecho filtrante de tal forma que el efluente cumple con la normatividad vigente para agua potable.

b).- Aguas con media y alta turbiedad (40-3000 UTN) y color (25-250 UPC).

Los escurrimientos de agua producidos durante épocas de lluvia, presentan características como las indicadas, además de elevadas concentraciones de sedimentos, materia orgánica y microorganismos producto del deslave de bordos, bentos, tierras y follaje de los árboles y maleza de las cuencas entre otros.

Aguas con estas características requieren de tratamientos completos de clarificación y desinfección de coagulantes para el mezclado rápido, donde se desestabilizan coloides, seguidos por la floculación, sedimentación y por último la filtración complementandose con la desinfección. En procesos como el mencionado con la adición de cal, se puede precipitar la dureza, alcalinidad y metales pesados.

Este proceso de tratamiento es el más adecuado para aguas como del caso que nos compete, donde no existe represamiento alguno, además de ser prolongados los periodos de lluvias.

Los tratamientos completos y factibles se pueden clasificar en :

- Convencional por etapas
- Convencional compacto
- Del tipo manto de lodos

CONVENCIONAL POR ETAPAS

Los procesos del tipo convencional por etapas utilizan unidades para mezclado, floculado, sedimentación y filtración van en tanque individuales, de concreto o acero, para formar un tren completo de potabilización. Estos procesos pueden diseñarse exprofeso o adquirirse de diversos fabricantes que los han patentado tales como AMES CROSTA BABCOK, PERMUTIT, DEGREMONT, etc. Estas unidades pueden funcionar por simple gradiente hidráulico o con equipo mecánico o por una combinación de estos.

Este tipo de instalaciones son utilizadas para la potabilización en sistemas municipales e industriales para la remoción de la dureza, alcalinidad, sílice y otros elementos.

CONVENCIONAL COMPACTO

Estos procesos de potabilización son muy utilizados en la industria para el acondicionamiento de agua para diversos procesos, incluyendo los requerimientos para calderas donde son muy comunes los procesos en caliente ($> 90^{\circ}\text{C}$), para la eliminación de dureza, alcalinidad, sílice, fosforo etc.

Los procesos del tipo compacto son semejantes al convencional por etapas con la diferencia de que todos los procesos están acomodados dentro de una misma unidad, pero perfectamente separados. Este tipo de unidades pueden ser circulares (lo más típico) o cuadradas y casi siempre son de patentes como los antes mencionados y pueden ser mecanizados, hidráulicos o una combinación de estos.

TIPO MANTO DE LODOS

Los procesos del tipo manto de lodos pueden ser del tipo hidráulico sin implementos mecánicos, en esta clase de unidades se forma un manto de lodos en la zona de sedimentación, donde se llevan a cabo las operaciones básicas de mezclado, floculado y sedimentación, en estas se puede obtener un amplio número de configuraciones pero las más típicas son cónicas, piramidales y piramidales verticales que son para gastos bajos.

Los procesos del tipo manto de lodos han sido muy utilizados en Europa y Estados Unidos en la potabilización del agua además de el acondicionamiento de aguas para uso industrial.

Los procesos del tipo manto de lodos con implementos mecánicos frecuentemente son de patentes como AMES CROSTA, PERMUTIT, DEGREMONT, etc. Estas unidades pueden contemplar el mezclado y floculado en forma mecánica completando con un manto de lodos del tipo hidráulico como son los casos de INFILCO, AMES CROSTA y PERMUTIT.

Los procesos del tipo manto de lodos son muy adecuados para manejar las aguas con turbiedades medias y altas así como para el tratamiento de aguas para remover dureza, alcalinidad, sílice y elementos traza, entre otros.

III.6.- SELECCION DEL PROCESO DE TRATAMIENTO

Considerando el análisis de ventajas y desventajas de los procesos factibles (tabla 3.3) es evidente que los tratamientos completos con procesos convencionales por etapas o compactos son las mejores opciones para el manejo de las aguas del río Copalita, así mismo y en base a esta comparación es evidente que resulta más práctico contar con la primera opción, ya que los procesos por etapas son de fácil operación además de que presentan una adecuada flexibilidad operacional a las condiciones cambiantes, en cuanto a la calidad del agua, además de ser de tecnología libre lo cual da elección a una gran variedad de opciones.

Cabe mencionar, que una buena parte del año el agua a tratar tendrá baja turbiedad por lo cual también es factible que el proceso funcione con filtración directa o con bajas dosis de reactivos, lo cual inclinan aún más la balanza hacia el proceso convencional por etapas (tabla 3.4), el cual deberá incluir la filtración directa para cuando la turbiedad del influente sea menor a 20-25 UTN ó utilizarse las unidades de floculación y sedimentación como de paso.

Tabla 3.3

ANÁLISIS DE LOS PROCESOS FACTIBLES

Parámetro a remover o tipo de tratamiento	CONVENCIONAL POR ETAPAS									CONVENCIONAL COMPACTO									MANTO DE LONOS																	
	hidráulico			mecánico			hid - mec			hidráulico			mecánico			hid - mec			hidráulico			mecánico			hid - mec											
Flujo a manejar	M	R	B	M	R	B	M	R	B	M	R	B	M	R	B	M	R	B	M	R	B	M	R	B	M	R	B	M	R	B	M	R	B	M	R	B
Bajos (5 - 100 f/s)			X		X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X	
Medios (100 - 500 f/s)			X		X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X	
Altos (500 f/s)			X		X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X	
Turbiedad																																				
Baja (5 - 25)			X		X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X	
Medio (50 - 500)			X		X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X	
Alta (500 - 3000)			X		X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X	
Color																																				
Baja (10 - 30)			X		X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X	
Medio (30 - 100)			X		X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X	
Alta (100 UPC)			X		X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X	
Alcalinidad - Dureza			X		X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X	
	S	M	C	S	M	C	S	M	C	S	M	C	S	M	C	S	M	C	S	M	C	S	M	C	S	M	C	S	M	C	S	M	C	S	M	C
Tipo de operación	X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X		
Instrumentación	X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X		
Tipo de control	X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X		
	B	M	A	B	M	A	B	M	A	B	M	A	B	M	A	B	M	A	B	M	A	B	M	A	B	M	A	B	M	A	B	M	A	B	M	A
Requer. de energía	X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X		
Requer. de aire	X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X		
Costo de inversión	X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X		
	L		P	L		P	L		P	L		P	L		P	L		P	L		P	L		P	L		P	L		P	L		P			
Tipo de ingeniería	X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X			X		

M, R, B = Medio Regular, Bueno
 S, M, C = Simple, Medio, Complejo
 B, M, A = Best, Medio, Alta
 L, P = Libre, Patente

tabla 3.4

Características Operacionales

Problema	Convencional por etapas	Convencional compacto	Tipo manto de lodos
Baja turbiedad (30-100 UTN)	Se ajustan las dosis de reactivos a bajas cantidades y mucho menores al tipo manto de lodos	Se ajustan las dosis de reactivos a bajas cantidades y mucho menores al tipo manto de lodos	El manto se vuelve inestable y se mantiene por altas dosis de químicos se impacta la capacidad
Turbiedad media (100-400 UTN)	Se ajustan las dosis de químicos y la respuesta es inmediata. Las dosis de químicos son parecidas a las del tipo manto de lodos	Se ajustan las dosis de químicos y la respuesta es inmediata. Las dosis de químicos son parecidas a las del tipo manto de lodos	Se reducen las dosis un poco menos y el manto adquiere mayor estabilidad
Turbiedad alta (>500 UTN)	Se ajustan las dosis de químicos y la respuesta es rápida. Se obtiene un efluente claro	Se ajustan las dosis de químicos y la respuesta es rápida. Se obtiene un efluente claro	Se obtiene el mejor funcionamiento y las dosis son menores a los convencionales por etapas y compactos. Se obtiene un efluente claro
Altas turbiedades interpestivas	Se ajustan las dosis y la respuesta es rápida. Las dosis son mayores a las del tipo manto de lodos	Se ajustan las dosis y la respuesta es rápida. Las dosis son mayores a las del tipo manto de lodos	Se ajustan las dosis y la respuesta es rápida y se obtiene el óptimo funcionamiento

Considerando las alternativas del proceso convencional por etapas es evidente que con funcionamiento hidráulico sea la mejor opción ya que:

El proceso del tipo hidráulico minimiza los requerimientos de energía y equipos electromecánicos y por consecuencia se reducen los costos por mantenimiento, además de bajar los costos por obra civil, lo cual hace la mejor alternativa.

Por lo tanto se considera que el PROCESO CONVENCIONAL DE CLARIFICACION Y DESINFECCION POR ETAPAS en su opción HIDRAULICA es la mejor alternativa para el tratamiento de las aguas del río Copalita que satisfecerá los requerimientos de agua potable del Desarrollo Turístico Bahías de Huatulco, Oaxaca.

Debido a que las aguas del río Copalita se acondicionaran para consumo humano con un proceso completo de potabilización, la planta potabilizadora deberá contar con las unidades de proceso, auxiliares y de servicio que continuación se mencionan :

UNIDADES DE PROCESO

Caja de llegada

Coagulación

Floculación

Sedimentación

FILTRACION

Desinfección

UNIDADES AUXILIARES

Caseta de dosificación

Caseta de cloración

Caja vertedora

Tanque de aguas claras

Caseta de bombas

UNIDADES DE SERVICIO

Edificio de operación

Caseta de vigilancia

Aclarando que los alcances de este trabajo se limitan solamente al diseño del sistema de filtración.

CAPITULO IV

ANALISIS Y TIPOS DE SISTEMAS DE FILTRACION

IV.1.- INTRODUCCION

El objetivo básico de la filtración es separar las partículas y microorganismos objetables que no han quedado retenidos en los procesos de coagulación y sedimentación. En consecuencia el trabajo que los filtros desempeñan, dependen directamente de la mayor o menor eficiencia de los procesos preparatorios.

La filtración puede efectuarse en muchas formas distintas: con baja carga superficial (filtros lentos) o con alta carga superficial (filtros rápidos), en medios porosos (pastas arcillosas, papel de filtro) o en medios granulares (arena, antracita, granate o combinación de estos), con flujo ascendente o descendente y mixto (parte ascendente y parte descendente). Por último el filtro puede trabajar a presión o por gravedad según sea la magnitud de la carga hidráulica que exista sobre el lecho filtrante. La tabla 4.1 presenta una clasificación de los filtros basadas en estas ideas.

Tradicionalmente en las plantas de tratamiento municipales se han utilizado filtros de arena con flujo descendente por gravedad, inicialmente se usaron cargas superficiales del orden de $7-14 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ y posteriormente se aumentaron a $120-180 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$. En la actualidad se está trabajando con velocidades aún mayores ($180-400 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$) para lo cual se emplean medios filtrantes heterogéneos compuestos por capas de antracita y arena o antracita, arena y granate.

Tabla 4.1**Clasificación de los filtros**

Según la velocidad de filtración	Según el medio filtrante	Según el sentido de flujo	Según la carga sobre el lecho
Rápidos	1. - Arena (60-75 cms.).	Ascendente	Por gravedad
120-360 m ³ /m ² /día	2. - Antracita (60-75 cms.).	Descendente	Por presión
	3. - Mixtos; Antracita (50-60 cms.), Arena (15-20 cms.).	Descendente	Por gravedad
	4. - Mixtos: Arena, Antracita y Granate.	Flujo mixto	
Lentos	Arena (60-100 cms.).	Descendente Ascendente	por gravedad
7-14 m ³ /m ² /día			

IV.2.- HISTORIA DE LA FILTRACION DEL AGUA

Los filtros inicialmente tuvieron carácter doméstico. Entre nosotros se usaron por mucho tiempo los filtros de piedras porosas colocadas en tinajeros. En Francia se difundieron mucho en el siglo XVIII y XIX los filtros de esponja, paño, lana y otros materiales. Cuando se hicieron los primeros filtros no domésticos el agua filtrada no se distribuía por tuberías, sino que se vendía por galones al consumidor. Así surgieron las primeras compañías de carácter privado. A partir de 1856, en Francia aparecieron los filtros a presión "Fonvielle" y "Souchon". Los primeros estaban constituidos por un cono truncado de hierro fundido con tapa semiesférica, en el cual había 0.70 m. de lecho filtrante compuesto de 0.25 m. de esponjas marinas, 0.25 m. de piedra caliza y 0.20 m. de arena de río. Se lavaban extrayendo el material filtrante. Los segundos estaban constituidos por tres lechos de paño de 0.20 m. de espesor. El objeto de estos filtros era colar los sedimentos del agua.

Fue en Inglaterra (Paisley, Escocia) en 1804, donde por primera vez se pensó en hacer una instalación de filtros para toda una población. Más tarde en 1829, en Londres (Chelsea) se construyó la primera planta de filtros lentos de arena por "The Chelsea Water Work Co.". A medida que la demanda del agua filtrada aumentaba, se fue estudiando más a fondo los filtros y se halló que en ellos no solo hacían un proceso de cribado sino que también transformaban la materia orgánica.

Se formaron dos escuelas: los que creían en la filtración de arriba hacia abajo (descendente) y los que creían en la de abajo hacia arriba (ascendente). Los primeros defendían que al filtrar hacia abajo, la mayoría de la materia suspendida quedaba retenida en las primeras capas del lecho, lo que facilitaba la limpieza del filtro pues bastaba raspar esas capas (procedimiento que todavía se usa en los filtros lentos). Los segundos decían que al filtrar hacia arriba a través del material cada vez más fino la gravedad producía el asentamiento de la mayoría de las partículas en el fondo del filtro y las restantes que alcanzaban a subir, podrían ser fácilmente lavadas invirtiendo el sentido del flujo.

Lentamente se impuso la primera escuela (filtración descendente) y el uso de los filtros de arena se popularizó tanto en Europa como en América. Con el advenimiento de la microbiología, nacida a mediados del siglo XIX (L. Pasteur 1822-1895), se le fue dando cada vez mayor importancia al aspecto bacteriológico de la filtración y ya fines de dicho siglo muchas ciudades tanto del viejo como del nuevo mundo habían construido plantas de filtración

El mejor conocimiento del proceso condujo al diseño de los filtros rápidos que aparecieron en Norteamérica a mediados del siglo pasado bajo patente. Se les llamó filtros "mecánicos" o "americanos" en contraposición con los filtros "ingleses" que eran los "lentos". La gran innovación de los filtros rápidos fue la limpieza del lecho filtrante, pues en lugar de hacerse raspando la capa superior del mismo que era un sistema tardado y costoso, se hacía invirtiendo el sentido del flujo, que en el proceso de filtrado se hacía de arriba hacia abajo y en el de lavado de abajo hacia arriba, con lo cual se eliminaban las impurezas que habían quedado retenidas en el lecho. Esto facilitaba la operación casi continua del filtro y permitía el uso de cargas superficiales considerablemente mayores que la de los filtros lentos.

El primer intento municipal de tratamiento de aguas por filtración que tuvo éxito en E.E.U.U. fue en una pequeña planta de carbón vegetal, arena y grava construida en 1855 para satisfacer los requisitos del municipio de Nueva Jersey. Hacia finales de 1860 ya se habían construido 136 plantas en los Estados Unidos y 10 en Canadá.

El primer filtro "mecánico" o rápido lo construyó en Estados Unidos, en la ciudad de Somerville en 1855, J. Smith Hyatt (1835-1885), quien había obtenido patente el año anterior para un sistema de coagulación-filtración. Hyatt no usaba todavía el sulfato de aluminio sino coagulantes férricos, los cuales inyectaba antes de que el flujo entrara al filtro, para formar una capa de material coagulado en la superficie del mismo.

Este sistema pasó a Bélgica, Alemania y Francia y pronto surgieron varias compañías que obtuvieron patentes para sus respectivos diseños.

El mayor inconveniente que tenían era que por falta de un sistema de sedimentación adecuado, los filtros se tapaban con demasiada frecuencia cuando la turbiedad era muy alta, lo que obligaba a gastar mucha agua en el lavado. Por esta razón en la planta de tratamiento de Louisville (Holanda) y Little Fall (Estados Unidos) más tarde, se introdujeron sistemas de mezcla, coagulación y sedimentación en tanque separados, a fin de remover la mayoría de las partículas sedimentables antes de que llegaran a los filtros.

Fue así como, a partir de los filtros como proceso único de filtración, se fueron creando las plantas de potabilización modernas en las que todos los tratamientos son preparatorios o complementarios de la filtración. Desde entonces se han construido miles de plantas basadas en el principio de Hyatt para el acondicionamiento de aguas tanto para fines sanitarios como industriales.

IV.3.-VARIABLES DE DISEÑO DE SISTEMAS DE FILTRACION RAPIDA

IV.3.1.- Medios filtrantes

Muchas substancias han sido empleadas y se usan actualmente para el filtrado de abastecimientos de agua. Estas comprenden arena, coque, carbón vegetal, excelsior, partículas de mármol, magnetita, lava, antracita, tierra diatomácea, asbesto, papel poroso, telas burdas y muchas otras substancias.

ARENA.- La arena que se usa en los filtros rápidos es de menos de 2.0 mm. de diámetro efectivo y esta compuesta de material silíceo con una dureza de 7 en la escala de Mohr y un peso específico no menor de 2.60. Deberá estar limpia: sin barro ni materia orgánica y no más del 1% podrá ser material laminar o micáceo.

La solubilidad en HCL al 40% durante 24 horas tiene que ser menor del 5%, y la pérdida por ignición menor del 0.7%. Se puede especificar tamaño uniforme o desuniforme. Se entiende por uniforme la arena que queda recogida entre dos cedazos consecutivos ($Cu < 1.1$).

Los diseñadores europeos suelen preferir este tipo de arena con diámetros entre 0.8 y 1.0 mm. La práctica americana es emplear arena con coeficiente de uniformidad entre el 1.5 y 1.7 y tamaño efectivo entre 0.40 y 0.70, con preferencia entre 0.45 y 0.55. No más del 1% debe ser mayor de 2 mm. o menor de 0.3 mm.

Cuando se lava el lecho filtrante con flujo ascendente la arena se estratifica según la ley de Stokes por sus pesos y tamaños, quedando los granos más gruesos en la parte inferior y los más finos en la superior. Estos últimos son los que crean mayor resistencia al paso del agua y, por esos deben removerse cuando son menores de 0.3 mm.

La porosidad de la arena se relaciona con su forma: las arenas redondeadas tienen porosidades que varían entre 40 y 44 % y las arenas angulares porosidades mayores, por lo general entre 42% y 46%. La porosidad varía según el grado de compactación del lecho y la limpieza del mismo. Lechos sucios tienen porosidades bajas, y al progresar la carrera de filtración se compactan.

Las arenas angulosas o trituradas, si bien tiene una mayor porosidad, producen una pérdida de carga inicial más alta y es más difícil lavarlas adecuadamente. Se prefiere por eso las arenas de río, de formas redondeadas o esferoidales.

ANTRACITA.- La antracita debe de tener una dureza de 3.0 ó mayor en la escala Moh y su peso específico no debe ser menor de 1.55. El contenido de carbón libre no debe de ser menor del 85 % del peso, la solubilidad en HCL al 40 % durante 24 horas debe ser despreciable y no más del 2 % debe perderse en una solución al 1 % de NaOH. El máximo porcentaje de partículas planas debe ser del 30 %.

Una de las principales características de la antracita debe de ser la durabilidad para que pueda resistir la abrasión producida por el lavado sin desintegrarse. Las antracitas blandas son arrastradas por el flujo de lavado, por lo que el volumen y altura del medio en los filtros disminuye con rapidez. Debe buscarse que no más del 1 % se pierda después de 60 horas de lavado y preferentemente el 0.5 %. Su porosidad varia entre el 50 y el 55 % y su capacidad de retención de material es mayor que la de la arena.

La antracita se usa con tamaños entre 0.6 y 1.4 mm. Los tamaños efectivos menores $E = 0.6$ a 0.8 se prefieren cuando se la emplea como único medio filtrante y los tamaños entre 0.8 y 1.4 , cuando se la utiliza en lechos duales y multiples.

OTROS MATERIALES PARA MEDIOS FILTRANTES.- Como medio filtrante se usa también en la actualidad, en combinación con la arena y la antracita (generalmente como tercera capa) el granate $S_s = 4.20$, la ilmenita $S_s = 4.6$ y la magnetita $S_s = 4.90$. Experimentalmente se ha empleado el polistireno como primera capa con $S_s = 1.04$, y muchos otros materiales no convencionales gruesos y finos como son: carbonos minerales locales, cascara de coco trituradas, confitillo, huesos de frutas y carbón bituminoso como medios filtrantes gruesos, piedra molida y ceniza de arroz como medios filtrantes finos.

GRAVA.- La grava del filtro se coloca sobre el sistema de drenaje teniendo un doble propósito:

- a) Servir de soporte al lecho de arena durante la operación de filtrado para evitar que ésta escape por los drenes.
- b) Distribuir uniformemente el agua de lavado.

La profundidad y graduación de la grava esta relacionada con el sistema de drenaje inferior utilizado, por lo general se colocan de 40 a 45 cms. de grava de diferentes tamaños de mayor a menor, así:

Tamaños típicos de gravas

Lecho	Profundidad	Tamaños	
Fondo	15-12	2-1	2.5-1.5
Primero	7.5-7	1-0.5	1.5-3/4
Segundo	7.5-7	0.5-1/4	3/4-0.5
Tercero	7.5-7	1/4-1/8	0.5-3/16
Gravilla	7.5-7	1/8-1/12	3/16-3/32
	45-40		

La capa del fondo de 1" a 2" puede evitarse con cierto tipo de drenes. Otros no requieren ningún tipo de grava, sino sólo una capa de 5 a 10 cms. de arena gruesa de 2.0-4.0 mm.

La capa de gravilla es sin embargo la más importante. Debe estar constituida por material no menor de 1/16" (1.59 mm.) ni mayor de 3/16" (4.76 mm.). Preferentemente se usan tamaños de 1/8" (3.16 mm.) a 1/12" (2.12 mm.). Según experimentos y autores reconocidos en la materia es en esta capa donde se originan la mayoría de los problemas de los filtros rápidos.

Al entrar en contacto directo con la arena, se generan en ella fuertes corrientes de agua durante el lavado que pueden en ocasiones moverla y abrirle huecos por donde la arena se cuele posteriormente hasta la grava gruesa y los drenes inferiores.

La gravilla (también conocida como arena torpedo) deberá por tanto ser cuidadosamente seleccionada, con peso específico no menor de 2.65 y preferiblemente mayor, sin partículas micáceas o de menor densidad y con un mínimo de elementos planos.

La grava por su parte deberá ser dura, limpia de limo o material orgánico, en lo posible cantos rodados sin aristas agudas y con un peso específico, no menor de 2600 Kg/m³.

Las profundidades de cada lecho deberá ser como mínimo de 5 cms. En cualquier lecho el tamaño mínimo de sus elementos no puede ser menor que el tamaño máximo de grava de la capa superior.

IV.3.2.- Unidades de uno y varios medios filtrantes

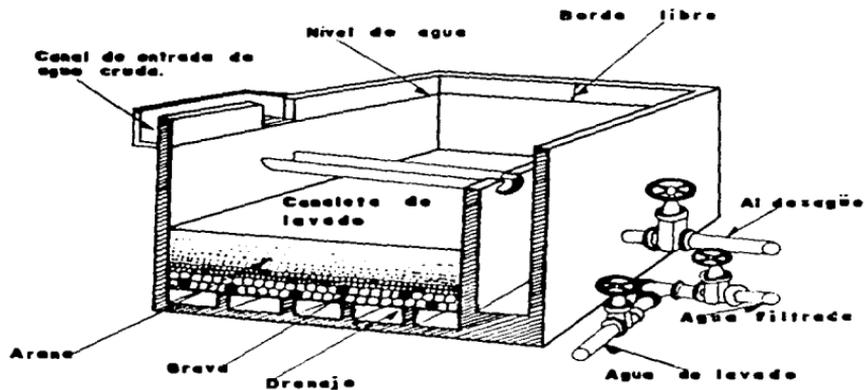
Tradicionalmente la arena se ha utilizado como medio filtrante en las plantas de tratamiento de agua debido a su amplia disponibilidad, bajo costo y resultados satisfactorios que proporciona. Los filtros de arena persisten como el método predominante de filtración en los países en desarrollo. Sin embargo la graduación de la arena según tamaño que ocurre en el retrolavado de los filtros rápidos, dejando la arena más fina en la parte superior, restringe la capacidad de los filtros de arena rápidos convencionales. Las partículas floculadas removidas en la filtración se concentran en capas superiores del filtro y la mayor parte de la profundidad de éste permanece sin utilizar.

Esto conduce a la utilización de unidades de dos y varios medios filtrantes, en los que los medios más ligeros de mayor tamaño ocupan las capas superiores del filtro permitiendo una mayor penetración del flóculo.

En la actualidad el filtro más utilizado en plantas de tratamiento municipales es el de arena sola, que trabaja por gravedad con flujo descendente. Esencialmente consta de un tanque rectangular de concreto de 3.5 a 5 mts. de profundidad total, en el cual se coloca un lecho de arena y grava sobre un sistema adecuado de drenaje. El flujo pasa de la parte superior del tanque, cuya profundidad se suele hacer de 0.5 a 2.00 mts., a los drenes del fondo atravesando el medio filtrante. Como al cabo de cierto número de horas de servicio el filtro se obstruye, se hace necesario lavarlo invirtiendo el sentido del flujo por medio de agua que se inyecta a presión en los drenes y se recoge en las canaletas de lavado colocadas sobre la superficie de la arena (como lo muestra la figura 6). Esta operación dura de 5 a 15 minutos, después de lo cual el filtro vuelve a su operación normal.

En los medios de arena convencionales, la permeabilidad aumenta con la profundidad del filtro. En estas condiciones los granos más pequeños quedan arriba y los más grandes abajo (como ya se había mencionado). Esto significa que a medida que el floc penetra dentro del lecho, encuentra poros más y más grandes por donde puede pasar con más facilidad.

Es obvio que debido a esta estratificación inconveniente el mayor porcentaje de partículas queda retenido en la superficie y por lo tanto la capacidad de almacenamiento de floculos es limitada, pues se reduce al volumen de poros de los primeros dos a cinco centímetros del medio granular.



U N A M	
ENEP ACATLAN	
INGENIERIA CIVIL	"FILTRO RAPIDO DE UN LECHO"
TESIS PROFESIONAL	
<small>REALIZO</small> J. MARIO MTZ. O.	FIGURA 6

La solución a este problema consiste en conseguir que la permeabilidad del lecho disminuya con la profundidad, de forma que los flocúlos puedan penetrar y encontrar el medio más fino en las capas inferiores del filtro y el más grueso en las superiores.

Como al emplear un solo tipo de material granular esto no es posible, pues el flujo de lavado lo estratifica en sentido contrario, se penso en usar medios de diferentes densidades, de manera que los granos gruesos fueran de un material poco denso para que el flujo ascendente los depositara encima de los granos finos cuya densidad es mucho mayor.

Se utilizó para eso carbón o antracita cuyo peso específico varía entre 1.4 y 1.65 y arena con peso específico de 2.65. La velocidad de sedimentación de los granos de antracita de 0.8 a 1.4 mm. es casi siempre menor que la de los granos de arena de 0.45 a 0.60 mm. de diámetro. La antracita quedará por lo tanto colocada sobre la arena, y la permeabilidad se presentará como se muestra en la figura 7.

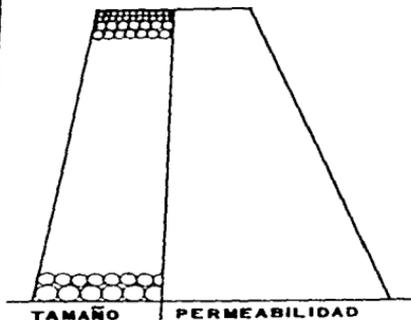
IV.3.3.- Variables de los lechos múltiples

El diseño de los lechos múltiples incluye mayor número de variables que el de los lechos de arena convencionales. Podrían citarse los siguientes:

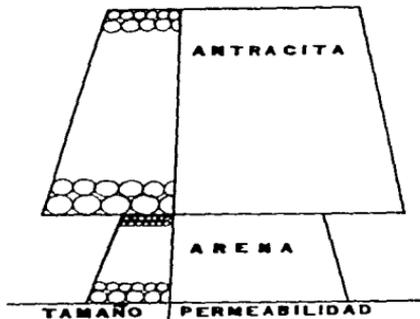
Número de medios por usar

Generalmente se usan dos (antracita y arena, medios duales) o tres (antracita, arena y granate o ilmenita, medios triples). Experimentalmente se han usado hasta cinco : polistireno, antracita, arena, granate y magnetita. Cuantos más medios se usen, mejor graduación de grueso a fino se puede conseguir.

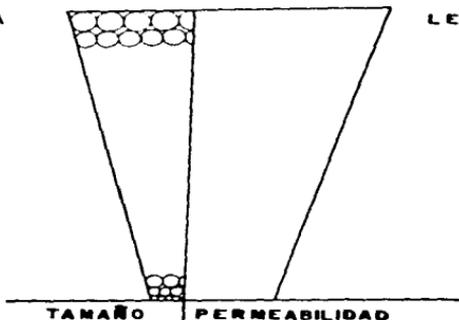
La ventaja sin embargo, de producir una estratificación cercana a la ideal, no resulta en la práctica tan deseable ya que la eficiencia del filtro depende más de las características del floc afluente que de las del lecho filtrante. Cuando el flocúlo es blando, cualesquiera sean las especificaciones de los medios usados tenderá a romperse y salirse y, en cambio, cuando el flocúlo es duro tenderá por el contrario, a quedar retenido en la superficie.



LECHO DE ARENA



LECHO DUAL



LECHO IDEAL

UNAM	
ENEP ACATLAN	
INGENIERIA CIVIL	"DIFERENTES TIPOS DE LECHOS"
TESIS PROFESIONAL	
<small>REALIZO</small> J. MARIO MTZ. O.	FIGURA 7

Tamaño y peso específico de los granos

Inicialmente se empezó a trabajar con medios relativamente finos: 0.7 mm. de antracita (T.E.) sobre 0.5 mm. de arena (T.E.). Hoy en día la tendencia es a usar medios más gruesos de 0.80 a 1.4 mm. de antracita (T.E.) sobre 0.45 a 0.60 mm. de arena (T.E.). Más frecuentemente de 0.80 a 1.0 mm. de antracita sobre 0.50 a 0.60 mm. de arena.

Cuanto mayor sea el tamaño de la antracita mayor tendencia habrá a obtener efluentes de baja calidad. Tamaños de antracita mayores a 1.7 mm., pueden afectar la calidad del agua filtrada casi desde el principio de la carrera y deben considerarse como un valor límite.

Quando se usan medios triples, se incluye un lecho de 5 a 7.5 cms. de granate ($S_s = 4.2$) o ilmenita ($S_s = 4.8$), con un tamaño efectivo de 0.15 a 0.30 y $C_u = 1.35$ a 1.80.

Espesor de cada lecho

El espesor que se dé a cada lecho influye directamente en la rata de pérdida de carga. Los experimentos que se han realizado (Conley, Pitman, Roback y Miller) muestran que a medida que se aumenta la proporción de antracita y se disminuye la de arena la pérdida de carga en el filtro, para la misma longitud de carrera, decrece proporcionalmente. Esto es debido a que la antracita tiene mayor porosidad que la arena, lo que le permite filtrar con menor pérdida de carga inicial y retener una mayor cantidad de floc en los poros.

Los estudios realizados en la Asociación para la Investigación Sobre el Agua de Inglaterra (T.E. = 1.12 y $C_u = 1.39$) colocado sobre un lecho de arena de 0.48 mm. de T.E. y C_u de 1.37, la pérdida de carga es menor (para el mismo tiempo de filtración de 20 horas) a medida que el porcentaje de la antracita es mayor. Sin embargo a partir del 60% del volumen de antracita, la velocidad con que se produce la pérdida de carga disminuye y no parece que se gane nada al respecto al seguir aumentando la proporción de dicho material.

Estos resultados pueden explicarse si se considera que la primera capa del medio filtrante la que retiene casi todas las partículas, pues éstas sólo penetran hasta la interfase antracita-arena al final de la carrera o cuando el floc es débil y se rompe.

Por tanto, es de esperarse que con lechos convencionales mezclados, similares a los usados en el experimento mencionado, no resulte económico hacer la profundidad de la antracita mayor de un 60% del total. Esto significaría que para lechos de 75 cms., se podría colocar 45 cms. de antracita sobre 30 cms. de arena, y para lechos de 65 cms., 40 cms. de la primera sobre 25 cms. de la segunda.

Algunos diseñadores prefieren usar capas de arena de sólo 15 cms. (con 55 ó 60 cms. de antracita), lo cual si bien no suele presentar dificultades muy serias, puede causar una mayor variabilidad en la calidad del efluente y, en casos de fallas en la grava de soporte ocasionar pérdidas de arena que traigan inconvenientes mayores que los que se producirían en situación similar, si se usaran capas de arena más profundas.

Soporte del lecho inferior

Cuando se usa arena de 0.45 a 0.60 mm. con coeficiente de uniformidad entre 1.5 y 1.7, los granos más gruesos tienen tamaños mayores de 0.9 y quedan debidamente soportados por gravilla común de 2.4 mm. (3"/32) así como por los lechos de grava convencionales. Cuando se usa un material de 0.15 a 0.30 mm., es necesario colocar un lecho de 5 a 7.5 cms. de granate o ilmenita con peso específico de 4.2 a 4.8 y tamaño de 0.84 de a 1.68 mm. (T.E. = 0.90 y Cu de 1.42), para que retenga el material fino y no permita que se cuele hasta los drenes. Debajo se pueden colocar los lechos de grava convencionales según el sistema de drenaje usado.

Características del flóculo

Los filtros con medios mezclados de alta porosidad son más sensibles a los cambios en las características del flóculo que los de arena convencionales.

La distribución del material retenido dentro del lecho filtrante es función del grado de dureza del floc. Cuando éste resiste bien los esfuerzos cortantes se concentra más en las zonas de menor permeabilidad y la carrera de filtración es más corta. Cuando el floc es blando se distribuye más uniformemente en todo el lecho y su posibilidad de aparecer en el efluente se aumenta, cualquiera que sea el tamaño de la capa filtrante inferior que se use.

Por lo tanto se hace necesario acondicionar el flóculo antes de filtrarlo, para lo cual se suelen emplear ayudantes de filtración como los polieléctrolitos.

Al aumentar las fuerzas interparticulares dentro de los coágulos, estas sustancias mejoran la calidad del efluente, pero son innecesarias o perjudiciales cuando el incremento en la pérdida de carga que producen se hace demasiado rápido.

Rata de flujo

Los filtros con lechos duales o múltiples se usan generalmente para trabajar con altas ratas de filtración (mayores de $240 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$). Preferentemente entre 300 y $360 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$.

Algunas plantas están trabajando en forma eficiente hasta con $600 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ usando solo el 2% para agua de lavado. En ciertas partes de Estados Unidos, sin embargo, se ha hecho la conversión de los filtros de un solo lecho a medios dobles, con el solo propósito de mejorar la calidad del agua filtrada. En Inglaterra se usan ratas más bajas que en América, comúnmente entre 180 y $240 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$.

Lavado de medios filtrantes de diferentes densidades

Al lavar los medios filtrantes de diferentes densidades debe de tenerse en cuenta que la expansión de cada capa es distinta, según el material y peso específico de la misma. Si la expansión de la capa inferior del lecho d_3 de arena es mayor que la de la capa d_2 superior de antracita, la primera se entremezclara con la segunda durante el lavado y tenderá a quedar intermezclada después de él. El grado de entremezcla dependerá de la velocidad ascensional que se utilice, y por lo tanto ésta modificará la porosidad de la interfase.

Dicha mezcla se puede observar al colocar los lechos filtrantes en un tubo transparente y hacerles un lavado ascendente. El plano de contacto desaparece y se ve por 5 a 20 cms. un sector proporcional d_2/d_3 en que la antracita y la arena se confunden.

En la figura 8, si colocamos antracita de 0.89 mm . de T.E. y 2.0 de Cu., sobre una arena de 0.6 mm . de T. E. y 1.50 de Cu., al dibujar los datos anteriores en papel semilogarítmico, se halla que el diámetro mayor de la antracita d_2 puede ser de 3.0 mm . y el menor de la arena d_3 de 0.55 mm . la relación $d_2/d_3 = 5.5$, y la mezcla de medios es considerable. En cambio, si conservamos todo igual pero cambiamos el coeficiente de uniformidad de la antracita a 1.17 , $d_2 = 1.2$ y por tanto : $d_2/d_3 = 2.2$ y la mezcla de medios será menor. Se observa la importancia que el coeficiente de uniformidad tiene en la permeabilidad de la interfase.

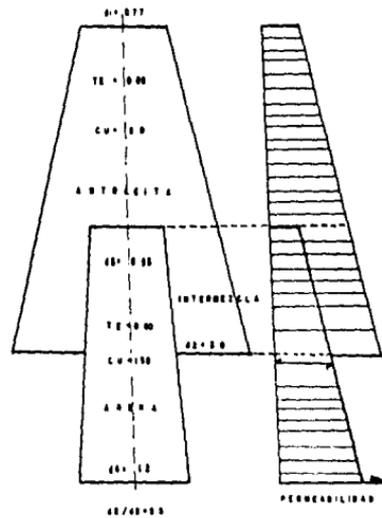
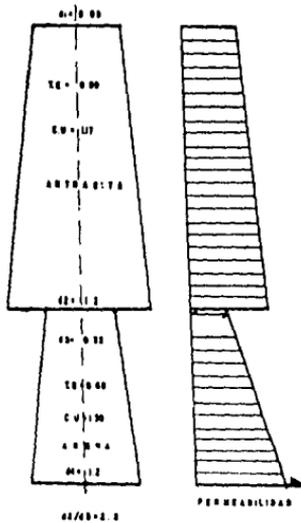
La importancia que el grado de intermezcla tenga en la filtración no está bien definida. Es difícil aislar este parámetro para estudiarlo separadamente de los otros que influyen en el proceso. Camp afirma que la arena efectúa una remoción más grande de sólidos suspendidos, si sus granos más finos no se mezclan con los granos más gruesos de la antracita. Conley por su parte considera que la mezcla en el punto de unión de la arena y la antracita ejerce una favorable influencia en la pérdida de carga, por cuanto los granos más finos de arena no pueden formar una capa de baja permeabilidad cuando están mezclados con los más gruesos de la antracita.

Experimentos elaborados por Robeck y Kreiss parecen confirmar esta hipótesis. Por lo tanto desde el punto de vista del lavado, sería preferible usar antracitas de 1.0 a 1.2 mm. de Cu., con arenas de 0.5 a 0.6 mm. y si se usa grante o ilmenita, esta debería tener diámetros entre 0.30 y 0.40 mm., pero no menores.

Desde el punto de vista operativo, la velocidad del lavado que se aplique a un lecho filtrante múltiple debe ser tal que logre fluidizar las capas más pesadas del fondo.

Si el grano más grueso de antracita es aproximadamente el doble en tamaño que el grano más grueso de la arena, la velocidad ascensional que fluidiza al primero es capaz de fluidizar al segundo. Conservando la misma proporción 1:2 en los granos más finos, también se lograría una expansión uniforme de todo el lecho para cualquier velocidad de lavado.

Cuando todo el lecho no queda fluidizado, la intermezcla de arena y antracita se acentúa con el tiempo, hasta llegar a perderse la interfase por completo. Hay que tener en cuenta que es la velocidad ascensional la que separa las capas de material filtrante de acuerdo con sus densidades.



UNAM	
ENEP ACATLAN	
INGENIERIA CIVIL	"INFLUENCIA DEL C.U. EN EL MEDIO FILTRANTE"
TESIS PROFESIONAL	
REALIZADO J. MARIO MTZ. O.	FIGURA 8

IV.3.4.- Sistemas de drenaje

doble: El objeto de los drenes que se colocan en el fondo del filtro es

- 1.- Recolectar y extraer el agua filtrada
- 2.- Distribuir uniformemente el agua de lavado en el lecho filtrante .

Cuando los drenes están mal diseñados y no distribuyen uniformemente el agua de lavado , desestratifican la grava causando pérdidas del medio granular y deficiente limpieza de los granos. Existen muchos sistemas de drenaje, entre los que podríamos citar los siguientes:

Tuberías perforadas para trabajo con grava

Es el sistema más antiguo de drenaje de los filtros. En la actualidad se les puede fabricar totalmente en tuberías de plástico para evitar la corrosión.

Consiste en una tubería principal o matriz al lado de la cual se pegan una serie de tubos laterales perforados. La superficie total de los orificios debe de ser del 0.2 al 33% del área filtrante y el diámetro de cada uno varía entre 6.5 y 15.8 mm., colocados a distancias entre 7.5 y 25 cms. unos de otros. La distancia entre laterales es de 20 a 30 cms. centro a centro y las perforaciones forman 30° al lado de la vertical. La altura de los tubos sobre el fondo de los filtros debe ser de 3.5 cms. La relación de la longitud de los laterales a su diámetro no debe exceder de 60. Por eso para una longitud de un metro se usa $O = 2"$, para 1.5 mts., $O = 2 \frac{1}{2}"$, para 2.0 mts., $O = 3"$ y para 2.5 mts. $O = 3"$.

El inconveniente mayor de este sistema es la alta pérdida de carga (1.80 a 2.80 mts.) con que hay que diseñarlos para que distribuyan de manera uniforme el agua de lavado.

Tuberías perforadas para trabajo con bloques y grava

El más conocido de estos sistemas es el llamado bloque Wagner (patente de Inflico Inc.). Este tipo de bloque es fabricado con concreto de varias dimensiones, para ser intercalado entre los laterales. El tamaño más pequeño es el de 10-3/8" X 9-5/8" que pesa 10 kg/m. y se puede fundir en el sitio.

El objeto de los bloques Wagner es el de remplazar el tipo de grava más gruesa (2" a 3/4") y producir una eficiente distribución de los chorros de agua proveniente de los laterales durante el lavado.

Tuberías y boquillas plásticas

En un sistema de colector principal y lateral se pueden colocar boquillas plásticas cada 15 cms. centro a centro para que trabajen con aire y agua (patentado por Patterson Candy Inc.). Los tubos pueden ser de arcilla vitrificada o plásticos y todos confluyen a un colector principal.

Fondos Wheeler

El fondo Wheeler (patentado por la compañía Buildes Providence Inc.) ha venido instalándose desde 1913. Consiste en una losa de concreto situada a 50 cms. sobre el fondo del filtro y provista de orificios troncocónicos por donde pasa el agua. Existen dos tipos básicos: con losas prefabricadas y monolítica fundida in situ. El primero consiste en losas prefabricadas de concreto de 0.60 X 0.60 X 0.10 mts. de espesor, las cuales tienen 9 depresiones troncopiramidales de 15 cms. por 15 cms., en las que van colocadas 5 esferas de porcelana de 1-1/2" de diámetro. Requiere los cuatro lechos convencionales de grava, las losas se pueden colar sobre soportes de concreto de 10 a 50 cms. de altura anclados en ellas.

El segundo modelo para fundir el sitio se hace con moldes suministrados por la compañía y es en todo semejante al prefabricado, sólo que el espesor de la losa es de 7" (17.6 cms.) y las depresiones troncopiramidales son de 0.224 X 0.224 mts. con 14 esferas de porcelana 6 de 3" (7.5 cms.) y 8 de 1-1/2" (3.8 cms.).

Fondos Leopold

Este tipo de filtro (patentado por F.B. Leopold Co., Inc.) ha venido instalándose desde 1926. Consiste en bloques de arcilla vitrificada de refractaria a la corrosión de 11" (27.9 cms.) de ancho que están divididos en dos compartimientos: el inferior que sirve de conducto de distribución similar al sistema de principal y laterales, y el superior que se comunica con el de abajo de 1" (2.54 cms.) de diámetro. En la cara que queda en contacto con la grava hay 99 agujeros por bloque de 5/32", espaciados 3.1 cms. centro a centro, que actúan a manera de criba para disminuir el área de lavado. Con este tipo de drenes se puede disminuir el espesor de la grava dejando solo los lechos más finos.

Todas las filas de bloques se orientan a un conducto central de repartición. Los bloques se sientan sobre mortero. Al lado de cada fila se colocan varillas de 1/4" dejando 1" de holgura alrededor de cada pieza. El espacio se rellena con mortero o concreto para hacer las uniones.

Boquillas

Existen una gran variedad de boquillas, generalmente de plásticos. Se colocan en el falso fondo del filtro según las instrucciones del fabricante. Se usan preferentemente para lavados con aire y agua y son por eso el sistema preferido por las compañías europeas.

El aire hace bajar el nivel del agua en el falso fondo o los laterales y puede así penetrar por el orificio o ranura dejando el vástago. Cuando se lava con agua, la misma boquilla sirve para distribuir el flujo. Muchas boquillas son especialmente diseñadas para reducir o evitar los lechos de grava.

Fondos Prefabricados

Se pueden también hacer fondos de concreto prefabricados. Consisten en viguetas en forma de V invertidas (también conocidas como tepee), apoyadas a cada lado del filtro y atravesadas por segmento de tubo o nipples de plástico de 1/4" a 3/4" colocados de 10 a 20 cms. de centro a centro.

La parte inferior de las pirámides se cierra con mortero para conseguir que toda el agua salga por los nipples y se proyecte sobre el agua gruesa de 2" (tres filas de 2" y una encima de 1") la cual debe en lo posible ser especialmente seleccionada por su redondez y regularidad de forma.

Bolas de vidrio de porcelana o esferas plásticas rellenas con mortero 1:1, podría también usarse ventajosamente cuando se obtiene un precio razonable.

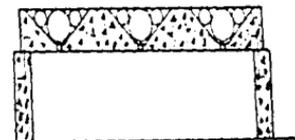
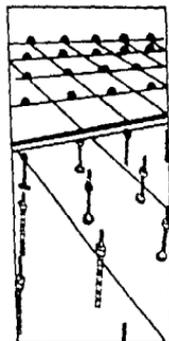
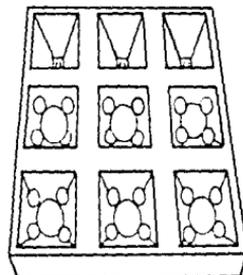
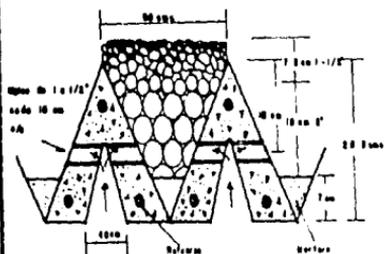
Según el espaciamiento entre orificios se produce más o menos la pérdida de carga.

Placas porosas

Las placas porosas (patentadas por Carborundum) son bloques fabricados con granos relativamente grandes de óxido de aluminio, mezclados con cerámica y fundidos a 1200 °C. Dichas placas que vienen utilizándose desde 1934 se pueden obtener en varias dimensiones (la más común es de 30 X 30 cms.) y se colocan sobre soportes metálicos o de concreto a una altura de 20 a 60 cms. Como la porosidad de las placas es similar a la arena torpedo, no es necesario usar grava, lo que evita la desestratificación de los lechos de soporte y la consiguiente pérdida de un medio filtrante. Su principal desventaja es la fragilidad y la posibilidad de obstrucción de los poros con el tiempo. (Ver figura 9).

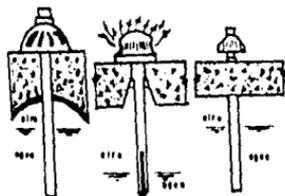
**VISETA PREFABRICADA
(FALSO FONDO)**

**SISTEMAS DE BOQUILLAS
(FALSO FONDO)**

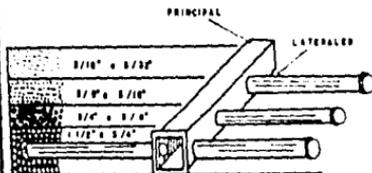


**FONDO WHEELER
(FALSO FONDO)**

PATERSON CANDY BARRENETT CINCO



**MODELOS DE BOQUILLAS
(TUBERIAS PERFORADAS)**



**PRINCIPAL Y
LATERALES
(TUBERIAS
PERFORADAS)**



Detalle de perforaciones laterales

U N A M
ENEP ACATLAN

INGENIERIA CIVIL

**"SISTEMAS
DE DRENAJE"**

TESIS PROFESIONAL

**REALIZO
J. MARIO MIZO**

FIGURA 9

IV.3.5.- Sistemas de lavado

El propósito del lavado de un filtro es remover el material suspendido que se depositará en el lecho filtrante durante el ciclo de filtración.

El lavado de los filtros puede hacerse de 4 maneras distintas

- 1.- Con flujo ascendente solo
- 2.- Con flujo ascendente y lavado superficial
- 3.- Con flujo ascendente y lavado con aire
- 4.- Con flujo ascendente y lavado subsuperficial

Flujo ascendente solo

El agua se inyecta por los drenes con una velocidad tal puede producir una expansión en el lecho del 10 al 50%. Sin embargo, hay que advertir que la expansión exagerada del medio filtrante no beneficia al lavado, pues impide el roce o frotamiento de algunos granos con otros evitando el desprendimiento de la película adherida a ellos durante el proceso de filtración. Por otra parte si la expansión no es suficiente, el floc retenido en el lecho no puede escapar y alcanzar las canaletas de salida.

Para la misma velocidad de lavado, un medio grueso se expande menos que uno fino y por lo tanto la acción de fricción es mayor en el primer caso que en el segundo, pues depende de la velocidad intersticial que es mayor cuando la porosidad es menor. El número de colisiones por unidad de volumen y tiempo es también inversamente proporcional a la porosidad.

La técnica usada en el lavado debe condicionarse al tipo de medio filtrante que se use. Lechos uniformes gruesos (diámetros de 0.8 a 1.0 mm. y Cu de 1.1) como los que emplean los fabricantes europeos, se pueden lavar adecuadamente con aire y agua con velocidades que no produzcan fluidificación. Lechos de arena finos (diámetros de 0.45 a 0.55 mm.) y estratificados (Cu = 1.65) necesitan expandirse y complementarse la limpieza con lavado superficial. Lechos mixtos de antracita y arena deben fluidificarse siempre con expansiones no inferiores al 10%, para reestratificar las capas de acuerdo con su densidad y nunca deben lavarse con agua y aire simultáneamente, pues las capas se entremezclarían por completo.

Debe de tenerse en cuenta que la expansión que se logre en un medio granular al inyectarle un flujo ascendente, es función de la viscosidad del fluido y por tanto de la temperatura. A mayor temperatura mayor rata de lavado debe de usarse para mantener la misma expansión.

Flujo ascendente y lavado superficial

El lavado ascendente por lo general se complementa con lavado superficial, inyectando agua a presión sobre la superficie del lecho filtrante para romper las bolas de barro. Se puede hacer con brazos giratorios tipo palmer, o con rociadores fijos.

En el primer caso, el equipo consiste en dos brazos que giran sujetos a un tubo central y que se desplazan por reacción de los chorros de agua que proyectan. Se colocan de 5.0 a 7.5 cms. por encima de la arena y giran con una velocidad de 7 a 10 rpm. Trabajan con 30 a 80 lts/min/m² a una presión de 30 a 40 mts.

Para utilizarlos se vacía el filtro hasta dejar unos 30 cms. de capa de agua y se inicia el lavado superficial, el cual se continúa por uno o varios minutos. Suspendido éste, se produce una expansión del 15 al 25% para arrastrar todo el material que se ha desprendido en el proceso anterior. Este sistema tiene la ventaja de ser económico en el uso del agua, pues la aplica en forma concentrada solamente sobre el área por donde se desplazan los brazos.

Los rociadores fijos, en cambio aplican el flujo a toda la superficie del filtro simultáneamente. Consisten en una malla de tubos colocados a poca altura (5 a 10 cms.) sobre el lecho y en las cuales se dejan la boquillas u orificios pequeños, de manera que los chorros de agua puedan proyectarse directamente contra la capa superficial del medio filtrante. Se usan ratas de flujo de 80 a 160 lts/min/m² con presiones de 15 a 30 mts.

Las presiones más altas se prefieren cuando existe tendencia a la formación de las bolas de barro. Los tubos distribuidores de 1-1/2" a 3" se colocan con espaciamientos entre 60 y 90 cms. El número de orificios o boquillas por distribuidor se puede calcular a partir del flujo unitario, pero como mínimo debe de haber uno a cada 30 cms.

Lavado con agua y aire

Los diseñadores europeos por lo general prefieren lavado con agua y aire, el cual consiste en inyectar, a través de boquillas especiales aire a una rata de 0.3 a 0.9 m³/m²/min durante unos 3 minutos y luego agua a una velocidad de 0.3 a 0.6 m³/m²/min de 4 a 7 minutos para producir una expansión del 10% en el lecho filtrante. El mismo sistema de drenes se usa para la inyección tanto de aire como de agua.

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

Otros diseñadores prefieren utilizar agua y aire simultáneamente durante los primeros minutos y luego agua sola. La ventaja de este sistema es en la economía del agua del lavado y que las bajas velocidades del flujo crean menos intermezcla en la capa de gravilla y arena, pues disminuyen la velocidad de los chorros de agua. La máxima fricción la produce el aire en la superficie donde se rompen las burbujas. Debe de considerarse que la mala distribución de los chorros de aire pueden producir desestratificación de la grava.

El uso de boquillas especiales para trabajar con agua y aire no suele acarrear estos inconvenientes. El aire puede aplicarse también en la superficie del lecho expandido por medio de tubos fijos colocados a 15 cms. sobre la máxima elevación del medio filtrante durante el lavado.

Flujo ascendente y lavado subsuperficial

El lavado subsuperficial se hace necesario cuando se usan medios filtrantes de arena y antracita y existe la tendencia a una penetración profunda de las partículas floculentas. En estas condiciones las bolas de barro pueden formarse adentro del lecho y no son suficientemente removidas ni por el lavado ascendente ni por el lavado superficial con agua.

Algunos diseñadores prefieren colocar una malla de tubos de 15 a 30 cms. dentro del lecho filtrante, en forma similar a la que se usa para el lavado superficial común. El número de tubos dentro de la arena debe, sin embargo, reducirse a un mínimo, se puede colocar un solo anillo a 50 cms. de las paredes.

El mayor inconveniente lo constituye el evitar que los granos del medio filtrante penetren en los orificios y los obstruyan. Se puede pensar en niples verticales en forma de peine que salgan de un distribuidor principal superior y penetren en el lecho hasta la profundidad deseada.

IV.3.5.1.- Métodos para aplicar el agua de lavado

El flujo del lavado puede provenir de:

- a) Un tanque elevado.
- b) Un sistema de bombeo.
- c) Otras unidades trabajando en paralelo.

Tanque elevado

en este caso debe de construirse un tanque elevado que pueda estar: (1) sobre una colina vecina, cuando la topografía lo permita, (2) sobre estructuras elevadas y (3) sobre el edificio mismo de la planta.

En cualquiera de los tres casos, el tanque puede ser metálico o de concreto reforzado. La elección de uno u otro tipo debe hacerse sólo en base a consideraciones económicas. Lo más barato es construir tanques de concreto sobre colinas adyacentes cuando esto es factible. Hay que tomar en cuenta que el sitio donde se construye el tanque de lavado, debe de quedar lo más próximo posible a los filtros, para evitar consumo exagerado de energía en el transporte del agua.

Un tanque elevado debe de tener la capacidad suficiente para lavar por lo menos dos filtros durante 10 minutos a la velocidad máxima de retrolavado sin que tenga que volverse a llenar. Para llenar el tanque de agua durante los intervalos entre retrolavados sucesivos se utilizan bombas pequeñas.

Usualmente se requieren dos bombas; una para emplearse como unidad de reserva. La capacidad de la bomba se debe de basar en la frecuencia de lavado deseada; generalmente un 10% del caudal del agua del lavado es adecuado. El fondo del tanque debe estar colocado a la suficiente altura sobre la canaleta de agua de lavado para suministrar el caudal deseado, mismo que se determina mediante un análisis de caídas de presión hidrotáticas en el sistema.

Los tanques de agua de lavado deben equiparse con un tubo de derrame, válvula de drenaje, respiradero, mampara interruptora de vórtices y válvula reguladora de agua operada manualmente (ver figura 10).

Lavado con bomba

Si se lava por inyección directa con bombas, éstas suelen ser de gran capacidad y baja presión y no debe especificarse menos de dos unidades. La selección entre lavado por tanque elevado o lavado por bomba debe depender de consideraciones económicas y de operación. En plantas pequeñas cuando se lava con bomba, al depósito de agua filtrada hay que dejarle la capacidad adicional necesaria para que no disminuya la reserva de la ciudad cada vez que se lava un filtro.

Cuando se usa lavado con aire, debe conseguirse también un compresor con o sin tanque de almacenamiento. La capacidad debe ser suficiente para lavar un filtro con aire aplicado a las tasas especificadas y a una presión un poco superior a la profundidad del agua sobre el sistema de distribución de aire.

Otras unidades trabajando en paralelo

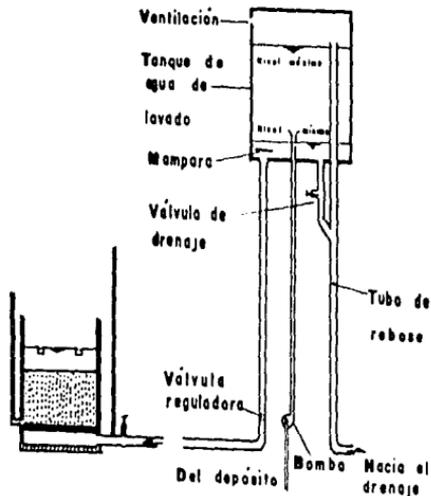
También conocido este sistema como lavado interno, virtualmente no requieren equipo auxiliar de retrolavado tal como tanques de agua, bombas, redes de tuberías y reguladores del caudal de agua de lavado. El agua de lavado y la presión necesaria para retrolavar una celda se obtienen de celdas adyacentes que se conectan en paralelo a través de un sistema común de drenaje inferior (ver figura 10).

Una celda se retrolava cerrando la entrada y abriendo la salida de desagüe de la celda. El nivel del agua de la celda disminuye así , creando una presión hidrostática positiva (h_B), la cual invierte la dirección del flujo a través del lecho filtrante e inicia el ciclo de retrolavado. Después del lavado, el desagüe cierra y la entrada se abre. La celda reanuda entonces su ciclo de filtración.

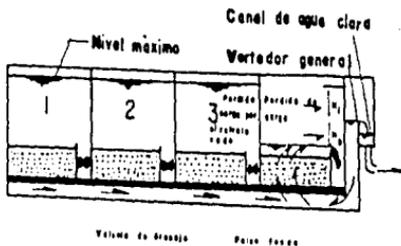
La presión hidrostática disponible para el retrolavado , h_B , es la diferencia en elevación entre el vertedor efluente y el bordo de la canaleta en la celda del filtro. El valor requerido de h_B para expandir el lecho filtrante, es la suma de la caída de presión hidrostática en el drenaje y en el sistema de tuberías y la presión hidrostática requerida para mantener el medio filtrante en suspensión.

Mediante el aumento de la profundidad del agua sobre los lechos filtrantes (aproximadamente de 1,5 a 2,5 mts.), la limitación de la caída de presión hidrostática en el sistema de drenaje inferior (aproximadamente 20 a

30 cms.), la interconexión de los sistemas de drenaje inferior y la utilización de lechos de dos medios filtrantes, la presión de retrolavado (h_B) será suficiente para producir las velocidades de expansión deseadas.



ARREJO DE TANQUES ELEVADOS



RETROLAVADO DE UN FILTRO CON EL CAUDAL DE LOS OTROS

UNAM	
ENEP ACATLAN	
INGENIERIA CIVIL	"METODOS PARA APLICAR EL AGUA DE LAVADO"
TESIS PROFESIONAL	
J. MARIO MTZ. O.	
FIGURA 10	

IV.3.6.- Sistemas de operación de los filtros

Los filtros rápidos, cualquiera que sea su rata de flujo o medio filtrante que se use requieren de algún sistema de control para regular la hidráulica del proceso. De lo contrario, al iniciar la operación con el filtro limpio dejando la válvula efluente abierta, se notará que todo el flujo que entra, sale y el nivel del agua en el filtro no se restablece sino que, por el contrario, queda la superficie del lecho descubierta.

A medida que progresa la carrera la velocidad de filtración decrece lentamente y el nivel del agua en el filtro va subiendo en proporción a la pérdida de carga que se produce hasta rebosarlo por completo si no se toman medidas a tiempo, lavando la unidad o cerrando el afluente.

Para evitar este problema tradicionalmente se ha colocado un controlador de rata de filtración. Otros prefieren dividir el flujo afluente en forma igual en todos los filtros y permitir que el nivel del agua varíe hasta llegar a un máximo, momento en que se lava la unidad.

Ultimamente se ha sugerido dejar que la rata de filtración vaya declinando en el filtro sin poner ningún control en el efluente, pero evitando que el medio filtrante quede al descubierto durante el inicio de la carrera.

Los métodos de control que podemos citar entre otros, son los siguientes:

Rata constante de filtración

Hasta el presente, este es el sistema más usado en las plantas de tratamiento, los controladores básicamente son de dos tipos: (a) los que regulan el efluente para mantener un flujo constante en él, independientemente de la pérdida de carga en el filtro, dentro de los límites de operación de éste; y (b) los que regulan el nivel en el canal del afluente por medio de flotadores o sifones para que se mantenga sin mayores variaciones.

1.- Control del caudal del efluente

Para controlar el gasto dado por el tubo efluente del filtro, se inserta en él, un complejo sistema consistente en : (a) Elemento primario, (b) Válvula de control, (c) Medidor de flujo, (d) Unidad de control de la válvula y (e) Regulador de la rata de flujo. (Ver figura 11).

Este sistema tiene las siguientes desventajas:

1.- Es bastante costoso y su operación y mantenimiento son difíciles.

2.- Si la suma de los gastos dado por cada controlador es menor que el gasto total que entra a la planta, el flujo se regresa por el ducto de entrada, sube el nivel en los filtros y se ahogan los vertederos de salida de los sedimentadores.

3.- Las condiciones hidráulicas en el elemento primario son tales que el flujo en él no es constante sino que oscila permanentemente.

4.- Al forzar el filtro a trabajar con una rata constante en especial al final de la carrera cuando los poros del lecho están obstruidos, suele producir una ruptura en el floc y el paso de materia suspendida al efluente.

La ventaja de controlar la rata de filtración está en la simplicidad de la operación hidráulica de la planta, pues cada filtro produce una misma cantidad de agua durante todo el período de servicio y se sabe por tanto el caudal que cada uno está dando en todo momento.

De manera económica, describiremos los controladores con tubo Venturi y los de Pistón flotante.

a) Controlador con tubo Venturi

Es tal vez el más usado en nuestro continente. Se basa en aprovechar las diferencias de presión creadas por el flujo entre el cuello y la sección de salida de un tubo venturi, para medir y controlar el caudal; la válvula de control la constituyen dos discos (a), unidos por un vástago (b); la parte baja del vástago va conectada a un diafragma (c); y la parte alta a un balancín (d). Un tubo (h) conecta el cuello (i) del venturi con la cara inferior del diafragma, para transmitirle la presión, la cual quedará balanceada por la que se produce en la cara superior del diafragma. El pistón "a" queda así flotando en el flujo, abriéndose o cerrándose para mantener el flujo constante.

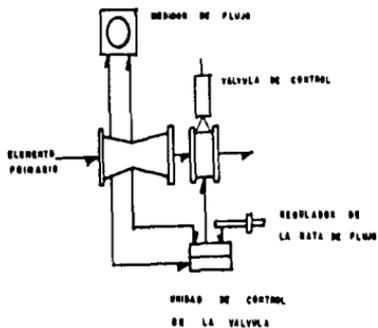
La regulación de la rata de flujo se hace por la posición del contrapeso (e) que pueda correrse sobre el balancín (d). Cuanto más al extremo se coloque el contrapeso, la rata de flujo es mayor. (Ver figura 11).

b) Controlador con pistòn flotante

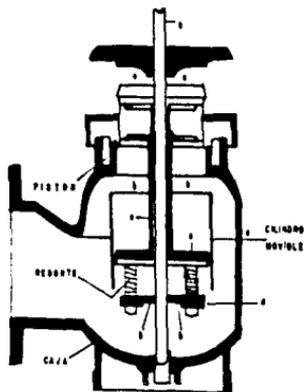
Los controladores con pistòn flotante constan de un pistòn (e) y un anillo (i) que pueden deslizarse libremente sobre un vástago (g) al cual viene rígidamente adherido a un cilindro móvil (c). Al pasar el flujo por la constricción (b), se crea una diferencia de presión en las dos caras del pistòn, pues su cara inferior se halla conectada por el orificio (h) con el flujo que entra, y su cara superior por que pasa por (b).

El conjunto pistòn y anillo queda flotando en el flujo contrabalanceado por los resortes (j) abriéndose y cerrándose para mantener el gasto constante para cada abertura de (b).

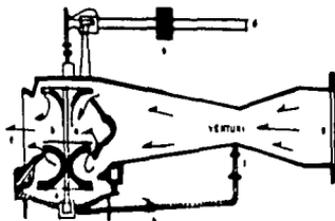
Al subir o bajar èsta, se altera el caudal y al cerrarla se corta el flujo, lo que permite utilizarla también como válvula de control. Este aparato regula el flujo pero no lo mide. El aforo debe de hacerse separadamente.



Sistema típico de control de caudal del efluente



Controlador de pistón flotante



Control de rata de flujo tipo venturi

UNAM	
ENEP ACATLAN	
INGENIERIA CIVIL.	"SISTEMAS DE OPERACION DE LOS FILTROS (rata cto. control de flujo)"
TESIS PROFESIONAL.	
REALIZO J. MARIO MTZ. O.	FIGURA II

2.- Control de nivel

Las variaciones de altura del agua, en una cámara especial o en la caja del filtro, pueden usarse para regular el caudal. Basta transmitir estas variaciones a un aparato hidráulico, que disminuya el paso del flujo si el nivel baja o lo aumenta si sube, para mantener aproximadamente un nivel constante. La regulación puede hacerse aguas arriba o aguas abajo.

En el primer caso lo único que se garantiza es que el flujo que entra al filtro es igual al que sale de él, pero si el afluente varía será porque se suspende una unidad para lavarla o porque el gasto se distribuye desuniformemente entre todos, el efluente varía también.

En este sentido el control del nivel del agua en la caja del filtro, no es un sistema de regulación de la rata de filtración. Tampoco permite estimar el gasto a no ser que se inserte un orificio en la salida.

El controlar en cambio aguas abajo el nivel, en una cámara especial provista de un vertedero, es si un método del caudal del efluente y presenta las mismas ventajas y desventajas descritas anteriormente.

a) Controlador con sifón

El controlador con sifón consiste en dos cilindros concéntricos, el exterior cerrado en la parte de arriba y conectado a una válvula de admisión de aire que es accionada por un flotador. Al subir o bajar éste, permite la entrada de aire el cual es arrastrado por el flujo. Parte de él queda retenido en la cúspide del sifón, incrementando la pérdida de carga y haciendo que $h_f + h_0$ sea constante. En estas condiciones si el nivel de agua baja, la bolsa de aire aumenta cerrando el paso del flujo; y si sube, disminuye, permitiendo un mayor caudal.

La válvula de admisión de aire puede colocarse en la caja del filtro (ver figura 12), o en un tanque aguas abajo (ver figura 12). En este caso, variando la longitud del vástago de la válvula, se puede cambiar la altura de la lámina de agua sobre el vertedero y modificar la rata de flujo.

b) Controlador con válvula de mariposa

La válvula de mariposa puede usarse con facilidad como regulador de caudal, transmitiendo con un sistema electrónico o de flotador los cambios del nivel del agua al vástago de operación, de modo que éste gire

y permita mayor paso de flujo cuando el nivel tiende a subir y lo disminuya cuando tiende a bajar. Como en el caso de los sifones, el flotador puede colocarse en la caja del filtro o en un pozo aguas abajo provisto de un vertedero para conservar la carga y el nivel constante (ver figura 12).

3.- Afluente igualmente distribuido

Un sistema muy simple de controlar el flujo en los filtros es regularlo a la entrada colocando un orificio o vertedero que deje pasar un gasto constante (ver figura 13). El canal de alimentación debe de ser especialmente diseñado de manera que distribuya por partes iguales el caudal que transporta en todas las unidades.

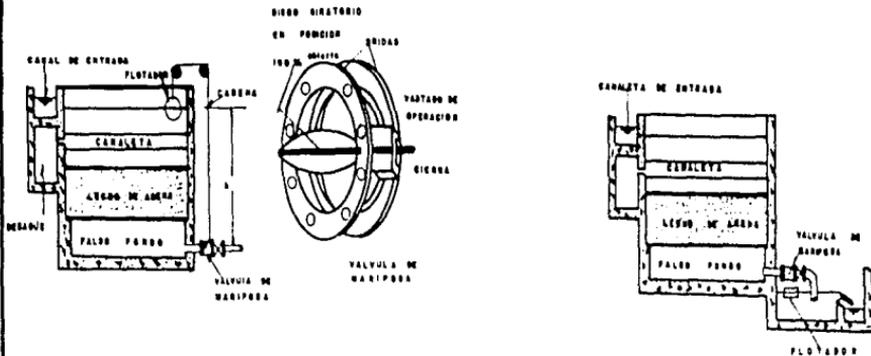
Para evitar que al inicio de la carrera de filtración cuando la pérdida de carga es mínima, el filtro se vacíe y quede el lecho permanentemente expuesto al impacto del chorro de agua del afluente, puede diseñarse un pozo de recolección de agua filtrada con la salida en la parte superior de modo que se conserve siempre sobre el filtro un nivel mínimo h.

Lo mismo se puede conseguir dejando un vertedero general a la salida del tubo del efluente, de manera que su cresta quede ligeramente arriba de los bordes de las canaletas de lavado, o incorporando dicho vertedero en el tanque de almacenamiento o aguas claras.

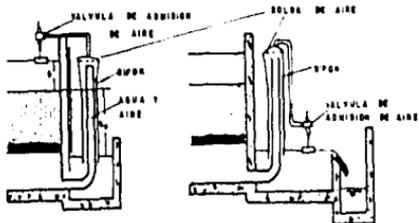
En los filtros de este tipo el nivel del agua en la caja del filtro va aumentando con el tiempo desde A hasta B y el lavado se hace cuando llega a este límite, lo que hace innecesario el uso de los medidores de pérdida de carga. El inconveniente de este sistema está en que por este motivo, el filtro resulta profundo pues hay que dejar entre 1.40 a 2.00 mts. para la variación del nivel sobre las canaletas, lo que implica el uso de capas de agua de 2.00 a 2.70 mts. sobre el lecho.

Filtros con rata variable declinante

La tendencia natural de todo medio filtrante granular es a ir disminuyendo su permeabilidad a medida que se prolonga el tiempo de servicio y, por lo tanto a ir mermando su capacidad filtrante. Por consiguiente, al introducir controladores de caudal en el efluente de un filtro se violenta este principio pues se le fuerza a trabajar, tanto al principio como al final de la carrera con la misma carga superficial.

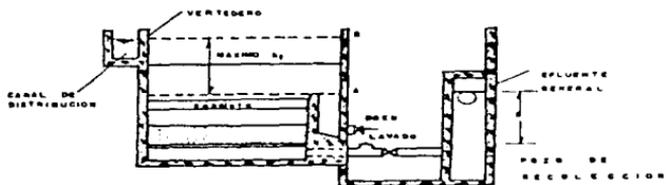


**REGULACION POR VALVULA
DE MARIPOSA Y FLOTADOR**

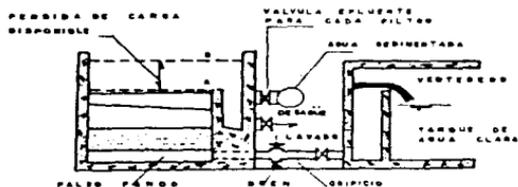


SIFON

UNAM	
ENEP ACATLAN	
INGENIERIA CIVIL	SISTEMAS DE OPERACION DE LOS
TESIS PROFESIONAL	FILTROS (rata c/t, control de nivel)
REALIZADO: J. MARIO MYZ. O	FIGURA 12



**AFLUENTE IGUALMENTE
DISTRIBUIDO**



**FILTRO PARA TRABAJO CON
RATA DECLINANTE**

UNAM	
ENEP ACATLAN	
INGENIERIA CIVIL	SISTEMAS DE OPERACION DE LOS FILTROS (rata cte y declinante)
TESIS PROFESIONAL	
REALIZADO POR J. MARIO MIZO	FIGURA 13

En cambio si se permite que a medida que el lecho filtrante se vaya obstruyendo su rata de flujo disminuyo, se consigue por lo general un mejor efluente.

Para que esto sea posible, la condición básica es la que de todos los filtros actúen conjuntamente como vasos comunicantes, de modo que el que este limpio trabaje a su máxima velocidad, mientras que el que este sucio lo haga con la minima. En estas condiciones el flujo que entra y sale de la batería de filtros es constante; pero cada unidad, en cada momento, está produciendo un gasto distinto según el grado de limpieza en que se encuentre.

Esto requiere que el canal de alimentación y la válvula de entrada sean lo suficientemente amplios como para que el agua pueda en todo instante llegar a cualquier filtro con un mínimo de pérdida de carga. Por otro lado la entrada del afluente a la caja del filtro debe de estar por debajo del nivel de aguas mínimas para que la distribución proporcional del flujo se pueda realizar. En estas condiciones la altura de agua sobre el lecho es la misma en todas las unidades y va subiendo lentamente a medida que la pérdida de carga aumenta.

a) Filtros con rata declinante y vertedero de control

En la figura 13 se ve el efluente entrando a un nivel más bajo que el mínimo establecido (A), el cual coincide con la cresta del vertedero colocado en el pozo de aguas claras situado enfrente del filtro. La altura de la lámina de agua teóricamente puede variar desde A hasta B, sin embargo en la práctica la variación es mucho menor.

Quando se alcanza el último nivel permisible (B), se lava el filtro que lleva mayor número de horas trabajando, con lo que el nivel en todos los filtros desciende hasta estabilizarse en una nueva posición más baja. A partir de ese momento el nivel vuelve a subir y así sucesivamente.

Deben tomarse precauciones para que al comienzo de la carrera, cuando recién se lava un filtro, no se desboque trabajando con una rata demasiado alta que produzca un efluente de mala calidad. Para evitar esto se puede colocar un orificio en el tubo de salida que no me permita pasar más del 50 al 100 % de flujo promedio que se desea por filtro.

b) Filtros con rata declinante sin vertedero de control

Este es un sistema especialmente aconsejable para plantas de tratamiento en funcionamiento cuyos reguladores de caudal estén descompuestos. Se parece en todo al método anteriormente descrito, la única diferencia está en que al iniciar la operación del filtro, después del lavado, es necesario controlar manualmente el nivel de agua en el cerrando parcialmente la válvula efluente para conservar por lo menos de 5 a 10 cms. de agua por encima de las canaletas, manteniendo dicha válvula en la misma posición durante toda la carrera. Se requiere por eso una mayor vigilancia.

IV.4.-VARIABLES DE DISEÑO DE SISTEMAS DE FILTRACION LENTA

La filtración lenta, esto es a ratas menores de $12 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$, precedió a la filtración rápida. Los primeros filtros lentos para toda una población se construyeron en Paisley (Escocia) en 1804. Con la aparición de los filtros rápidos los lentos se fueron usando cada vez menos, en especial en países de América, en algunos de los cuales no se volvieron a construir nuevas instalaciones de este tipo en los últimos 30 años. En Europa, las instalaciones de los filtros lentos existentes han seguido usándose.

En los países en desarrollo los filtros lentos, en zonas rurales principalmente, pueden tener ventajas definidas sobre los filtros rápidos cuando:

- 1.- La turbiedad del agua cruda no sobrepasa 100 U.J. y eso no todo el tiempo. Turbiedades menores de 50 U.J. son preferibles pero se pueden aceptar por pocos días al año turbiedades mayores de 100 U.J.
- 2.- El precio de la tierra es bajo. (Los filtros lentos ocupan aproximadamente un área de 20 a 40 veces mayor que los rápidos).
- 3.- El contenido de color no es alto (mayor de 50 p.p. m.). El color es removido sólo en baja proporción por los filtros lentos (no hay coagulación previa).
- 4.- Se quiere depender más de la remoción bacteriana producida por los filtros que de la desinfección producida por el cloro.

sistemas 5.- No existe en el lugar en la capacidad técnica para operar sistemas completos de coagulación y filtración.

En especial son estas dos últimas condiciones las que determinan la superioridad de los filtros lentos en zonas rurales. Sin embargo, su aplicabilidad no puede ser general, debido a las limitaciones que éstos tienen sobre turbiedad y color del agua cruda.

Por otra parte, como no es conveniente coagular y sedimentar el agua antes de filtrarla en este tipo de unidades, si es necesario realizar dichos procesos, los filtros rápidos serán siempre más ventajosos que los lentos, sobre todo si aquellos se les contruye en forma simplificada.

Además los filtros rápidos pueden usarse también como proceso único en los mismos casos en que se aplican los filtros lentos, pero agregando una pequeña cantidad de coagulantes.

Filtros lentos convencionales

Descripción general.- Un flujo lento de flujo descendente consiste en una caja rectangular o circular a la cual se le coloca de 0.90 a 1.20 m. de arena fina sobre 0.40 a 0.45 m. de grava gruesa, encima del lecho filtrante se deja una capa de agua de 1.00 a 1.50 m. y debajo de la grava se coloca un sistema de drenes apropiados.

Ya sea en la entrada o en la salida, el flujo se regula para mantener una velocidad de filtración constante.

Rata de flujo.- La rata de flujo varia entre 2 y 14 $m^3/m^2/día$ Más frecuentemente entre 6 y 9 $m^3/m^2/día$

Lecho filtrante.- La grava se diseña en forma sililar a la de los filtros rápidos. El lecho más fino debe de ser de 1/16" (1.59 mm.) ó 1/12" (2.12 mm.) preferentemente. La arena está constituida por un lecho de 0.90 a 1.20m. de granos finos de 0.3 a 0.35 mm. de tamaño efectivo y 1.5 a 3.0 de coeficiente de uniformidad, más frecuentemente 1.8 a 2.0.

La arena se coloca sobre la grava por capas . Al no existir lavado ascendente no existe estratificación y los granos finos se mezclan con los gruesos, lo que hace que la porosidad sea menor que en los filtros rápidos.

Número de unidades.- Por lo menos debe de haber dos unidades , de modo que cuando se ponga fuera de circulación una, pueda trabajarse con la otra. Debe por lo tanto considerarse una capacidad adicional de reserva, como se indica a continuación:

Capacidad adicional necesaria en plantas de tratamiento con filtros lentos

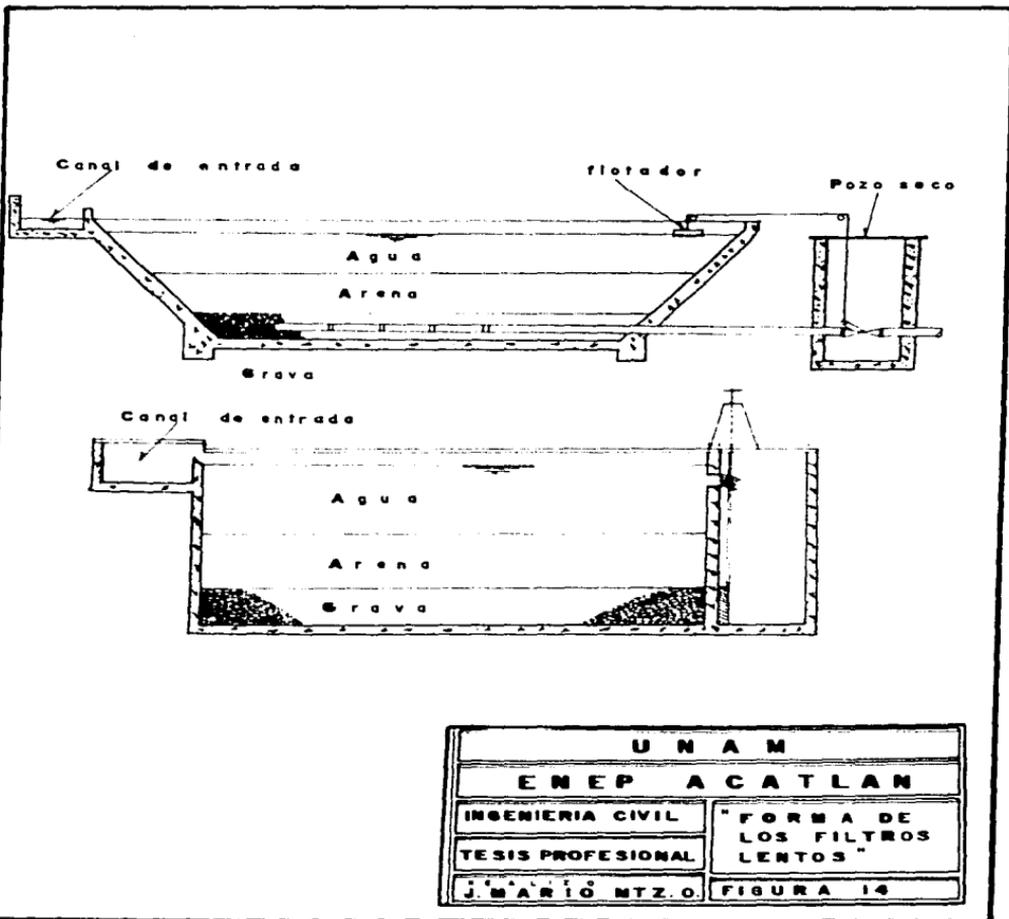
Población	No unidades	Unidades de reserva
> 200	2	100 %
2000-10000	3	50 %
10000-60000	4	33 %
60000-100000	5	25 %

Esto implica que cuando se diseña para pequeñas poblaciones, un solo filtro debe de ser capaz de tratar la totalidad del flujo sin sobrecarga, para mantener una capacidad de reserva de 100%. Para poblaciones mayores esta reserva puede ser menor.

Forma de los filtros.- Los filtros lentos pueden ser circulares o rectangulares (ver figura 14), la ventaja de estas últimas es que se puede transmitir toda la carga al terreno y solo cubrir con una capa impermeabilizante la parte excavada, para evitar las filtraciones. Requiere un espacio mayor debido al talud, ya que el área crítica esta a nivel de la superficie del medio filtrante. El volumen total de arena es menor.

Sistema de drenaje.- Los sistemas de drenaje del filtro lento pueden ser de diferente tipo, principalmente (1) ladrillos tendidos de canto, con otros ladrillos encima tendidos de plano, dejando un espaciamiento de un centimetro entre los lados. El conjunto drena hacia un canal colector central que recolecta todo el flujo del filtro. (2) Bloques de concreto poroso en forma de puente, que confluyen también a un canal central. (3) tuberías de drenaje perforadas con orificios no mayores de 1" (2.54 cms.), estas tuberías pueden desembocar en forma de espina de pescado a un conducto de tubería central o a un pozo lateral con una pendiente del 1 al 2 %.

Control de la rata de flujo.- Los filtros lentos se suelen operar con una velocidad constante de filtración. Esto se puede conseguir regulando la entrada de agua o regulando la salida, la regulación del flujo a la entrada es quizás la más simple y económica.



U N A M	
E N E P A C A T L A N	
INGENIERIA CIVIL	"FORMA DE LOS FILTROS LENTOS"
TESIS PROFESIONAL	
J. MARIO NTZ. O.	FIGURA 14

Basta colocar en el canal de ingreso vertederos, de manera que el flujo se reparta por partes iguales en todas las unidades. En el canal se puede dejar además un vertedor general de exceso o de reboso para mantener el caudal de entrada constante.

En estas condiciones el nivel del agua en el filtro es variable. Cuando el lecho está limpio, el nivel desciende hasta la altura de la tubería de salida y, a medida que se ensucia, el nivel va subiendo hasta llegar a un máximo. En este momento se interrumpe el servicio y se hace la limpieza del lecho, este sistema tiene las siguientes ventajas:

- 1.- Evita que se produzca pérdida negativa en el lecho.
- 2.- Es por tanto menos propenso a quedar bloqueado por el aire retenido entre los granos.
- 3.- El control de la pérdida de carga se hace observando el nivel del agua en el filtro.
- 4.- La operación es más simple y confiable pues el filtro disminuye automáticamente su velocidad de filtración cuando llega al máximo de la pérdida de carga permisible, manteniendo así constante la calidad del agua filtrada se fuerza de esta manera al operador a efectuar la limpieza periódica del filtro.

La rata de flujo puede también controlarse a la salida, se puede usar un sistema de flotador como en los filtros rápidos o un tubo periscópico que se deslice dentro del otro sostenido por un anillo flotante, de manera que mantenga la misma altura de lámina de agua sobre el reboso, cualquiera que sea la pérdida de carga en el filtro.

Limpieza del filtro.- La limpieza del filtro lento se hace raspando uno o dos centímetros de la superficie del lecho y extrayéndolos. La altura de la capa filtrante va disminuyendo con cada raspado. Generalmente después de 10 a 15 raspados el lecho se ha reducido hasta quedar sólo 60 a 70 cms. y debe colocarse nueva arena en el filtro. En filtros de grandes áreas, como los que existen en Europa, se usan sistemas mecánicos de limpieza que lavan "in situ" la arena y la vuelven a poner automáticamente.

En sistemas intermitentes algunos operadores prefieren después de tres raspados, lavar la arena que han extraído y colocarla de nuevo, para evitar el tener que reponer gran cantidad del medio filtrante de una sola vez, lo que puede ser una operación costosa.

la frecuencia con que haya que hacer la limpieza depende de la calidad del agua cruda. Puede variar desde dos días a dos meses o más según el caso. Frecuentes limpiezas hacen gravoso y antieconómico el funcionamiento de los filtros lentos. El raspado del lecho debe efectuarse cada vez que la pérdida de carga excede la presión estática sobre los drenes. Cuando hay problemas con aire es conveniente hacerlo más a menudo, para medir la pérdida de carga es conveniente dejar un piezómetro conectado al tubo effluente o a la caja del filtro.

Llenado del filtro.- El filtro lento hay que llenarlo por los drenes para evitar que el aire en el lecho pueda quedar atrapado entre los granos y obstruya el paso del agua durante la operación del filtrado. Para esto es conveniente dejar una tubería que interconecte todas las unidades, a fin de que cualquier filtro se pueda llenar por el fondo con el flujo de los otros.

Operación de los filtros lentos.- En los filtros lentos además de los mecanismos físico-químicos que intervienen en todo proceso de filtración se realizan una serie de procesos biológicos en forma más acentuada que en los filtros rápidos. Debido principalmente al hecho de que el agua permanece largo tiempo en contacto con el medio filtrante, pues la limpieza de éste se hace con mucho menos frecuencia, se crea la oportunidad de que proliferen diferentes tipos de microorganismos tanto en el lecho como en la capa de agua que queda sobre él.

Gran importancia por eso se le ha atribuido a la película biológica que se forma en la superficie del medio filtrante llamada comúnmente "Schmutzdecke" (techo de fango), a ella se le atribuye la alta eficiencia bacteriológica de los filtros lentos.

Este estrato biológico está compuesto de bacterias, algas filamentosas, diatomeáceas y plancton en general. Su actividad suele ser grande en especial cuando el agua cruda permite la penetración de la luz solar, lo que a veces induce un exagerado crecimiento de algas que pueden ser perjudiciales, por cuanto obstruyen el lecho. Hay quienes por eso prefieren cubrir los filtros para protegerlos de la insolación directa, pero esta solución suele ser bastante costosa.

Recien iniciada la operación, la eficiencia bacteriológica del filtro es baja y va aumentando con el paso del tiempo, lo que suele llamarse proceso de maduración del lecho. Por otra parte la eficiencia de los filtros lentos en la eliminación de partículas de turbiedad y color está limitada por la ausencia de un proceso de coagulación que acondicione el effluente.

La reducción de color es especialmente pobre, de 20 a 30% solamente debido a las características físico-químicas de este coloido.

La remoción de turbiedad puede llegar hasta un 90%, pero generalmente suele ser del 60% dependiendo del comportamiento de la suspensión que se filtre.

Los filtros lentos ascendentes se han estado usando en Escocia desde la segunda guerra mundial. Existen cerca de 20 de ellos en operación, algunos por más de 20 años y han dado buenos resultados.

La remoción bacteriana ha llegado a ser del 100% para contaminaciones de NMP de 180. Esencialmente consisten en colocar sobre el fondo del tanque de almacenamiento una capa de grava fina que actúe como filtro lento, introducir el agua por los drenes dejara que ascienda a través del lecho filtrante y recolectarlo en la parte superior.

El llamado filtro dinámico es solamente otra variedad del filtro lento. En la actualidad se han instalado más de 30 de éstos, en la zona rural de Argentina.

Básicamente consiste en un canal de poca profundidad, alrededor de un metro de altura, en el cual se coloca un lecho de arena similar al de los filtros lentos convencionales. El agua fluye por la superficie de este lecho formando una lámina de agua delgada y se vierte por un vertedero final en un pozo de desagüe, mientras que parte del flujo (10%) se extrae por el fondo a manera de una galería de infiltración artificial y se lleva al tanque de almacenamiento.

La principal limitación de este sistema está en que es necesario contar con una fuente de abastecimiento que tenga un caudal por lo menos 10 veces mayor que el que se piensa derivar.

SELECCION Y DISEÑO DEL SISTEMA DE FILTRACION

V.1.- SELECCIÓN DEL SISTEMA DE FILTRACIÓN

De acuerdo con lo visto en el capítulo anterior y con la información contenida en la tabla V 1, el sistema de filtración seleccionado es de las siguientes características

El sistema de filtración será a través de baterías de filtros rápidos con sistema de operación de velocidad constante con baterías para tratar hasta 500 l p s

El sistema de operación de velocidad declinante no se selecciona, ya que no se asegura un gasto de operación constante de agua cruda por las dos condiciones de demanda existentes y en tales circunstancias se afecta la eficiencia del funcionamiento de este tipo de filtros, esto mismo ocasiona la incertidumbre de efectuar la limpieza del filtro con la producción de agua de las otras unidades, en caso de ser autolavables

Se seleccionaron los filtros rápidos ya que se consiguen unidades con dimensiones mucho menores que la de los filtros lentos, lo que origina un ahorro considerable por concepto de obra civil y mecánica, además de que los filtros lentos no son capaces de tratar aguas del tipo que nos compete

Los filtros se diseñarán con una velocidad promedio de $300\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$, para el gasto máximo de 500 l p s, proveniente de los sedimentadores de dos módulos de proceso

Estos filtros por la velocidad a la que trabajaran se integrarán de un medio filtrante de arena-antracita soportado por una capa de grava de 45 cms de espesor y sustentados a su vez por un falso fondo que sirve también para la recolección de agua filtrada y la distribución del agua para el retro lavado

Debido a que son filtros de lecho dual, el sistema de retrolavado será únicamente con agua para no provocar intermezcla y por lo mismo el falso fondo consistirá en vigas triangulares de concreto, debido a su configuración triangular este sistema recibió el nombre de teepees, que es la tienda cónica que utilizaban los indios pieles rojas de Norteamérica

El agua para el retrolavado de los filtros se suministrará mediante bombas para garantizar el flujo constante y estarán instaladas en el tanque de aguas claras para aprovechar el volumen almacenado

Para las interconexiones de los filtros serán a través de canales, vertedores y tuberías con sus respectivos dispositivos de seccionamiento cumpliendo con las velocidades recomendables y garantizado una buena operación y funcionamiento de los mismos

Tabla V.1.- Comparación entre diferentes tipos de filtros

CARACTERÍSTICAS	FILTRO RÁPIDO CON LECHO MIXTO arena y antracita	FILTRO RÁPIDO CON LECHO DE ARENA	FILTRO LENTO CON LECHO DE ARENA
Tasa o carga superficial de filtración	M ³ /M ² /da Lts/seg/M ²	M ³ /M ² /da Lts/seg/M ²	M ³ /M ² /da Lts/seg/M ²
Velocidad de filtración	Cm/seg	Cm/seg	Cm/seg
Profundidad del lecho filtrante	30-45 cms. de grava 45-60 cms. de antracita 15-30 cms. de arena	30-45 cms. de grava 60-75 cms. de arena	30 cms. de grava
Drenaje	Falsos fondos	Tuberías metálicas, placas porosas, falsos fondos etc.	Tuberías perforadas de cemento grueso
Lavado	Invertiendo el flujo con agua proveniente de un tanque elevado o una bomba Velocidad de lavado de 0.60 a 1.0 ml/min	Invertiendo el flujo a presión con agua proveniente de un tanque de lavado o una bomba. Velocidad de lavado de 0.60-1.20 ml/min	Raspando la superficie de la arena
Pérdidas de carga	De 20 cms a 2.70 mts como máximo	De 30 cms a 2.70 mts como máximo	De 16 cms a 1.20 mts como máximo
Tiempo de limpieza	De 12 a 48 horas	De 24 - 48 y 72 horas	De 20 - 30 - 60 días
Remoción del floc	Profunda	5 cms superiores	Superficial
Cantidad de agua usada en el lavado	1 - 3 % del agua filtrada	1 - 6 % del agua filtrada	0.2 - 0.6 % del agua filtrada
Tratamiento previo del agua	Coagulación - Floculación - Sedimentación	Coagulación - Floculación - Sedimentación	Ninguno (a la vez floculación y sedimentación)
Costo de construcción	Más bajo que el de los filtros rápidos de arena	Más bajo que el de los filtros lentos	Alto
Costo de operación	Igual que el de los filtros rápidos de arena	Más alto que el de los filtros lentos	Bajo
Área ocupada por los filtros	De 1/2 a 1/5 de la de los filtros rápidos de arena		Más grande que la de los filtros rápidos de arena aprox. 12 veces mayor

V. 2.- DISEÑO DEL SISTEMA DE FILTRACIÓN

V. 2.1.- Especificaciones y parámetros diseño

Filtros :

Tipo de filtro	Rápido
Medio filtrante	Arena-antracita (dual)
Sentido de flujo	Descendente
Carga	Gravedad
Sistema de operación	Velocidad constante
Gasto a tratar/batería	500 l p s
Tasa media de filtración	300 m ³ /m ² /día
Sistema de limpieza	Retrolavado (agua por bombeo)
Drenaje inferior	Viguetas triangulares con orificios de 15 mm colocados a cada 15 cms en ambos lados c/c

Agua :

Temperatura media (T)	20°C
Viscosidad dinámica (μ)	10.25 x 10 ⁻⁵ kg-seg/m ²
Viscosidad cinemática (ν)	1.007 x 10 ⁻⁶ m ² /seg
Densidad (ρ)	101.79 UTM/m ³
Densidad relativa (ρ_r)	0.998
Peso específico (Y)	998.23 kg/m ³
Tensión superficial	0.00738 kg/m
Presión de Vapor	0.0239 kg/cm ²
Módulo de elasticidad volumétrico	22400 kg/cm ²

Lechos filtrantes

	Arena	Antracita
Espesor (m)	0.3 - 0.5	0.5 - 1.0
Diámetro efectivo (mm)	0.4 - 1.7	0.9 - 1.3
Coefficiente de uniformidad	< 1.5	< 1.5
Coefficiente de esfericidad	0.7 - 0.8	0.6 - 0.7

Diámetro Grano menor (mm)	0.42	0.70
Diámetro grano mayor (mm)	1.42	2.40
Expansión de retrolavado (%)	15 - 30	20 - 40
Espesor máximo de antracita		60 % de espesor total

Recomendaciones para que se produzca una intermezcla parcial de los lechos de arena y antracita

- 1 - $D_{90\%}$ (antracita) = 3 $D_{10\%}$ (arena)
- 2 - $D_{10\%}$ (antracita) = $D_{10\%}$ (antracita)
- 3 - $D_{60\%}$ (antracita) = 1.5 $D_{10\%}$ (antracita)
- 4.- Espesor (antracita) = espesor de arena/ $D_{10\%}$ (antracita/ $D_{10\%}$) (arena)

Características finales de la arena

$D_{10\%}$	0.60 mm
$D_{90\%}$	1.18 mm
$D_{60\%}$	0.90 mm
Tamaño grano menor	0.50 mm
Tamaño grano mayor	1.41 mm
Coefficiente de uniformidad	1.50 mm
Espesor de capa	300 mm
Porosidad (G)	0.42
Coefficiente esfericidad (Ce)	0.75 mm
Peso específico (Y)	2.65 t/m^3

Características finales de la antracita

$D_{10\%}$	0.90 mm
D_{90}	1.80 mm
$D_{60\%}$	1.35 mm
Tamaño grano menor	0.71 mm
Tamaño grano mayor	2.00 mm
Coefficiente de uniformidad	1.5 mm
Espesor de la capa	450 mm
Porosidad (G)	0.48
Coefficiente de esfereicidad (Ce)	0.70
Peso específico (Y)	1.55 t/m^3

V.2.2.-**Granulometría****Arena**

Malla No.	Abertura	%	que pasa	D _i
14 - 16	1.41 - 1.19	6		1.295
16 - 18	1.19 - 1.00	20		1.091
18 - 20	1.00 - 0.84	25		0.916
20 - 25	0.84 - 0.71	21		0.772
25 - 30	0.71 - 0.59	20		0.647
30 - 35	0.59 - 0.50	8		0.543

Antracita

Malla No	Abertura	%	que pasa	D _i
10 - 12	2.00 - 1.68	16		1.833
12 - 14	1.68 - 1.41	19		1.539
14 - 16	1.41 - 1.19	24		1.295
16 - 18	1.19 - 1.00	21		1.091
18 - 20	1.00 - 0.84	15		0.916
20 - 22	0.84 - 0.71	5		0.772

Grava

tamaño	pulgadas	espesor (mm)
51 - 38	2 - 1.5	150
38 - 25	1.5 - 1	75
25 - 12.5	1 - 0.5	75
12.5 - 6.3	0.5 - 0.25	75
6.3 - 3.2	0.25 - 0.125	75

V.2.3.- Dimensionamiento y número de filtros

Para obtener el número de filtros se considerará un gasto de retrolavado de aproximadamente igual al gasto mínimo a tratar (250 l.p.s.) provenientes de un sólo módulo de proceso.

Los filtros se diseñarán para absorber el gasto de los sedimentadores de los módulos de proceso para no tener muchos filtros en total que compliquen la operación y resulte más costoso

Datos :

Velocidad de retrolavado (V_a) = 0.60 m/min = $1\,000 \times 10^{-3}$ m/seg
Gasto de retrolavado de un módulo (Q_a) = 250 l p s = 0.25 m³/seg

Por la ecuación de continuidad

$$Q = V \times A \quad (1)$$

De (1) $A = Q/V$, sustituyendo valores

$$A = 0.250 \text{ (m}^3\text{/seg)} / 1.00 \times 10^{-3} \text{ (m/seg)}$$

$$A = 25 \text{ m}^2 \text{ (Área de un filtro)}$$

Área requerida de filtración

Datos :

Velocidad de filtración (V_f) = 300 m³/m²/día = $3\,472 \times 10^{-3}$ m/seg

Gasto de diseño de los filtros $Q = 500$ l p s = 0.50 m³/seg

De la expresión (1), tenemos

$A = Q/V$, sustituyendo valores

$$A = 0.50 \text{ (m}^3\text{/seg)} / 3.472 \times 10^{-3} \text{ (m/seg)}$$

$$A = 144 \text{ m}^2 \text{ (Área total de los filtros)}$$

Número de filtros

Relacionado el área ocupada por un filtro con el área total de los filtros tenemos :

$$\text{Número de filtros} = 144 \text{ (m}^2\text{)} / 25 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\text{Número de filtros} = 5.76 = 6$$

Por lo tanto el área definitiva de cada filtro es :

$$A_v = 144 \text{ (m}^2\text{)} / 6$$

$$A_v = 24 \text{ m}^2$$

Por lo tanto cada filtro tendrá un área máxima de 24 m^2 para que se pueda retrolavar.

Dimensionamiento de cada filtro

$$A_v = 24 \text{ m}^2$$

Si se tiene una longitud de 6 metros

$$A_v = 24 = 6 \times a$$

$$a = 4 \text{ metros}$$

Por lo tanto las dimensiones de cada filtro serán de 6 m de largo por 4 m de ancho

La velocidad extraordinaria de filtración cuando un filtro esta en retrolavado es de

$$Q = 500 \text{ l p s /5}$$

$$Q = 100 \text{ l p s}$$

$$Q = 8640 \text{ m}^3/\text{día}$$

De la expresión (1)

$$V = Q/A$$

$$V = 8640 (\text{m}^3/\text{día})/24 \text{ m}^2$$

$$V = 360 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día} > 300 \text{ OK}$$

V.2.4.- Cálculo de expansiones de los medios filtrantes

Para determinar el nivel de las canaletas recolectoras es necesario conocer la expansión del lecho filtrante, con el objeto de que los granos del medio no sean arrastrados por las mismas. Si consideramos una tasa de retrolavado de 60 cm/min , la expansión de los medios será :

La expansión de un medio será calculado con la expresión propuesta por Fair y Hatch :

$$E = ((V_a/V_s)^{0.22} - P_o) / (1 - (V_a/V_s)^{0.22}) \dots\dots\dots(2)$$

donde :

- E = Expansión del techo en %
- V_a = Velocidad de retrolavado
- P_o = Porosidad inicial en el techo
- V_s = Velocidad de un cuerpo esférico (medio granular en un fluido y se conoce con la siguiente expresión)
- V_s = $36 ((S_s - 1)(d/C_d))^{0.5} \dots\dots\dots(3)$

donde

- S_s = Densidad específica
- d = Diámetro de la partícula
- C_d = Coeficiente de fricción de Newton, y se conoce con la siguiente expresión
- C_d = $24/Re + 3/(Re)^{0.5} + 0.34 \dots\dots\dots(4)$

donde

- Re = Número de Reynolds, y se conoce como :
- Re = $(V_s)d/\nu$

donde :

- ν = viscosidad cinemática
- d = diámetro de la partícula
- V_s = velocidad media (cuerpo esférico)

Para poder aplicar la ecuación (4), debemos de considerar 3 casos :

- 1) La región de flujo laminar en el que Re es menor de 0.5 y Cd se aproxima a 24/Re (Ley de Stokes)
- 2) La región de flujo viscoso en que Re es mayor de 2×10^3 y Cd se aproxima a 0.4.

3) La región de transición o intermedia entre los dos extremos :

En el primer caso ($C_d = Re/24$)

$$V_s = (g/18) (S_s - 1) (d^2/\gamma) \text{ Ecuación de Stokes}$$

En el segundo caso ($C_d = 0.4$)

$$V_s = ((3/32) g) (S_s - 1)^{0.5} (d)$$

Como se verá en los casos anteriores para poder conocer C_d , existe la dificultad de que hay que conocer primero V_s para encontrar Re y C_d

Por lo anterior Fair, trabajando con las ecuaciones anteriores pudo hallar, independizando V_s de d una relación entre el término de la viscosidad y el término del diámetro, expresándolos de la siguiente forma

$$K_2 = V_s / (g(S_s - 1))^{0.333} \quad (5)$$

$$X_2 = V_s / K_2 \quad (6)$$

$$K_1 = ((S_s - 1) / \gamma)^{0.333} \quad (7)$$

$$X_1 = K_1 d \quad (8)$$

Por lo tanto si se conoce K_2 con la expresión (5), podemos conocer X_1 con la expresión (8) y entrando a la gráfica del anexo II podemos hallar el valor de $X_2 = V_s / K_2$, determinando por lo tanto el valor de $V_s = K_2 X_2$

Cálculo de expansión de la arena.

Datos :

$$V_a = 60 \text{ cm/min} = 1.0 \text{ cm/seg}$$

$$S_s = 2.65 \text{ Ton/m}^3$$

$$T = 20^\circ \text{ C}$$

$$\gamma = 1.007 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg} = 0.01007 \text{ Stokes}$$

$$P_o = 0.42$$

Auxiliandonos de la siguiente tabla tenemos :

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Cedazo #	d cms	X _i X10 ³	V _s cm/seg	V _a /V _s	(V _a /V _s)	(V _a /V _s) - P ₀	1 - (V _a /V _s)	E	E X _i	
1	14-18	0.1295	6	20.493	0.0487	0.5143	0.0943	0.4657	0.1941	1.164
2	18-18	0.1091	20	18.316	0.0548	0.5278	0.1078	0.4722	0.2282	4.564
3	18-20	0.0916	25	16.698	0.0598	0.5361	0.1181	0.4619	0.2400	6
4	20-25	0.0773	21	14.421	0.0693	0.5558	0.1358	0.4442	0.3057	6.419
5	25-30	0.0647	20	12.144	0.0923	0.5772	0.1572	0.4228	0.3718	7.436
6	30-35	0.0543	8	9.614	0.1040	0.6077	0.1877	0.3923	0.4784	3.827
									29.410	

Las tres primeras columnas son el resultado del análisis de la arena realizado en el laboratorio. La columna 4 se calcula con las expresiones 5 y 7 y la gráfica 5.1.

Para el renglón 1 se tiene lo siguiente :

$$K_2 = V_s / (g(S_s - 1) \tau)^{0.333}, \text{ sustituyendo valores :}$$

$$K_2 = V_s / (981 (2.65 - 1) (0.01007)^{0.333})$$

$$K_2 = V_s / 2.53$$

$$K_1 = ((g(S_s - 1) / \tau^2)^{0.333}), \text{ sustituyendo valores :}$$

$$K_1 = ((981 (2.65 - 1) / 0.01007^2)^{0.333})$$

$$K_1 = 251.78$$

De la expresión (8), tenemos :

$$X_1 = K_1 d$$

$$X_1 = 251.78 (0.1295)$$

$$X_1 = 32.60, \text{ con este valor entramos a la gráfica 5.1 (anexo II).}$$

$$8 = V_s/2.53$$

$$V_s = (8) (2.53)$$

$$V_s = 20.493$$

La columna 5 se calcula dividiendo 1 cm/seg entre los valores de la columna 4.

La columna 6 es la columna 5 elevada a la potencia 0.22

La columna 7 es la columna 6 menos 0.42

La columna 8 es la columna 6 menos uno.

La columna 9 es el cociente de la columna 7 entre la 8 (resultado de la expresión 2).

La columna 10 es la columna 9 multiplicada por la 3

Cálculo de expansión de la antracita

Datos :

$$S_s = 1.65$$

$$P_o = 0.48$$

$$T = 20 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\mu = 1.007 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{seg}$$

$$V_a = 1.0 \text{ cm/seg}$$

Auxiliandonos de la siguiente tabla tenemos :

1 Cedazo #	2 d cms	3 X _i X10 ²	4 V _s cm/seg	5 V _a /V _s	6 (V _a /V _s)	7 (V _a /V _s) - P _o	8 1 - (V _a /V _s)	9 E	10 EX _i
1	10-12	0.1633	16	0.060	0.538	0.056	0.462	0.125	2.00
2	12-14	0.1539	19	0.076	0.567	0.067	0.433	0.200	3.18
3	14-16	0.1245	24	0.089	0.585	0.105	0.415	0.253	6.04
4	16-18	0.1091	21	0.096	0.597	0.117	0.403	0.290	6.09
5	18-20	0.0918	15	0.122	0.629	0.149	0.371	0.401	6.01
6	20-22	0.0772	5	0.138	0.646	0.166	0.354	0.468	2.34
									25.69

Estos valores de expansión se encuentran dentro de las recomendaciones correspondientes, por lo que la tasa de lavado será de 600 L/min/m²

El espesor de la arena expandida es

Arena expandida = 30 (1 2941)

Arena expandida = 38 823 cms

El espesor de la antracita expandida es

Antracita expandida = 45 (1 2569)

Antracita expandida = 56 560

Espesor total expandido = 95 383 = 95 4 cms

Porcentaje total de expansión = $(95 4 - 75)/75$

Porcentaje total de expansión = 27 %

Espesor total de la expansión = 20 4 cms

V.2.5.- Dimensionamiento de las canaletas recolectoras de agua de avado y altura sobre el lecho filtrante.

La instalación de las canaletas tienen la función de recoger el flujo ascendente durante el lavado del filtro. El número y tamaño de las canaletas depende de la capacidad del filtro y de la rata de lavado que se quiera aplicar, por lo general se diseñan de un 20 a un 40 % más del gasto teóricamente necesario :

Datos

Area del filtro = 24 m²

Velocidad de retrolavado = 0.6 m/min = 0.01 m/seg

Q de retrolavado = $(24 \text{ m}^2) (0.01 \text{ m/seg}) = 240 \text{ l.p.s.}$

Considerando un 30% más como factor de seguridad se tiene :

$$Q = 240 \times 1.30$$

$$Q = 312 \text{ l.p.s.}$$

Si colocamos dos canaletas rectangulares, el gasto por canaleta será el siguiente :

$$Q_c = 312/2$$

$$Q_c = 156 \text{ l.p.s}$$

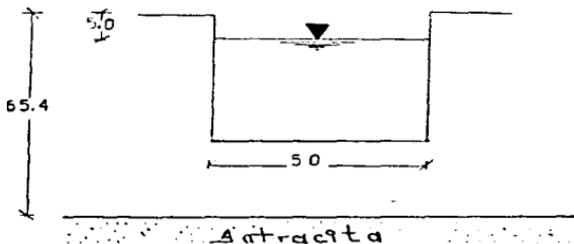
Como la canaleta descargará a un ducto cerrado, la descarga sera ahogada. De la página 257 de la referencia 5 se presenta la expresión para descarga ahogada.

$$h_o = h_i + (2Q^2)/(gb^2h_i) \dots \dots \dots (9)$$

Considerando un ancho b de 50 cm (lo más común), y un h_i de 30 cms tenemos que :

$$h_o = 0.30^2 + 2(0.156^2)/(9.81(0.50^2) (0.30))$$

$h_o = 0.40$ m, si consideramos 5 cm de bordo libre la sección queda como sigue:



Si la máxima expansión de los lechos filtrantes es de 20.4 cms, la canaleta en su plano de rebose quedará a 65.4 cms sobre la parte superior de la antracita.

V.2.6.- Sistema de Operación

Los filtros rápidos cualquiera que sea su rata de flujo a medio filtrante que se use requiere de algún sistema de control para regular la hidráulica del proceso

Como ya se había mencionado al inicio de este capítulo este sistema de filtración tendrá un sistema de operación de velocidad constante por las razones ya establecidas

Con este tipo de sistema es muy simple de controlar el flujo en los filtros, regulando a la entrada por medio de un orificio o un vertedero que deje pasar un gasto constante. El canal de alimentación es especialmente diseñado de manera que se distribuya por partes iguales el caudal que transporta entre todas las unidades de filtración

V.2.6.1.- Carga sobre el vertedor del canal de llegada.

En este caso el flujo se controlará a la entrada del filtro por medio de un vertedor rectangular

De la expresión siguiente

$$Q = Cb(h)^{3/2} \quad (10)$$

Donde

- Q = gasto en m³/seg
- C = 1.838 para vertedor rectangular (coeficiente)
- b = Longitud de cresta
- h = Carga aguas arriba sobre la cresta vertedora

Si :

- L = 0.70 m
- Q = 0.50 m³/seg
- No. De filtros = 6
- Q_r = 0.50/6
- Q_r = 8.33 x 10⁻² m³/seg

De (10), se tiene :

$$h = \{0.083 / (1.838 \times 0.70)\}^{2/3}$$

$$h = 16 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se requiere un compuerta de 70 x 30 cms para seccionar los filtros.

Para evitar que al inicio de la carrera de filtración, cuando la pérdida de carga es mínima, que el filtro se vacíe y quede el lecho permanentemente expuesto al impacto del chorro de agua del influente puede diseñarse un pozo o caja de recolección de agua filtrada con salida en la parte superior de modo que se conserve siempre un nivel mínimo h. lo mismo se puede conseguir dejando un vertedero general a la salida del tubo efluente o incorporado a dicho vertedero en el tanque de almacenamiento de aguas claras.

Para este proyecto se construirá una caja recolectora (vertedora) que funcionará como controlador de la rata de filtración, por lo tanto es necesario determinar el nivel al que se colocara la cresta vertedora (para evitar que el filtro quede vacío) Para poder determinar este nivel es necesario encontrar todas las pérdidas de carga que se manifiestan desde el medio filtrante hasta el cárcamo en el proceso de filtración. Este nivel será igual a h abajo del nivel mínimo de operación

V.2.7.- Determinación del nivel de la cresta vertedora.

V.2.7.1.- Cálculo de las pérdidas de carga en el lecho filtrante

Las primeras ecuaciones para calcular la pérdida de carga inicial h_0 fueron establecidas en 1904 por Hazen y en 1927 por Carmen. En 1933 G M Fair y L.P. Hatch propusieron una expresión matemática, que parte de la fórmula de Poiseuille:

$$h_0 = K (L \gamma / D) (V_i / g) \dots \dots \dots (11)$$

donde:

- h_0 = Pérdida de carga inicial
- K = Coeficiente de fricción
- V_i = Velocidad de flujo en el conducto
- L = Longitud del conducto
- D = Diámetro del conducto
- g = Aceleración de la gravedad
- γ = Viscosidad cinemática

Para el caso de un medio filtrante se considera que los poros actúan como pequeños conductos a presión y se adoptó la fórmula con las siguientes suposiciones:

- 1) Diámetro "D" se hizo igual al radio medio hidráulico. Para una tubería $R = D/4$, $D = 4R$
- 2) Definiendo a V como el volumen de los granos, el volumen del lecho será $V/(1 - P_o)$, en donde P_o es la porosidad del lecho. El volumen de poros será entonces $(P_o V)/(1 - P_o)$, y el radio medio hidráulico será

$R = \text{Volumen de poros del lecho} / \text{Área de granos del lecho}$

$$R = (P_o V / (1 - P_o)) / A$$

- 3) La velocidad intersticial del flujo en el lecho es igual a la velocidad de aproximación del flujo dividida por la porosidad

$$V_i = V / P_o$$

- 4) La longitud L se hizo igual a la profundidad del lecho. Sustituyendo estos valores en (11) tenemos

$$h_o = f L V V_i / (4 P_o / (1 - P_o) (V/A))^2 P_o \dots (12)$$

Ordenando

$$h_o = (f' L V / g) V \{ (1 - P_o / P_o) (AV) \}^2 / P_o \dots (13)$$

$$h_o = (f' L V / g) V (1 - P_o)^2 / P_o^3 (AV)^2 \dots (14)$$

Donde $f' = K/16$, constante experimental y adimensional generalmente igual a 5.

En la aplicación de la expresión se considerarán los siguientes 4 casos:

- A) Cuando los granos son esféricos y de diámetro uniforme.
- B) Cuando los granos son esféricos y de diámetro uniforme.
- C) Cuando los granos no son esféricos, ni de diámetro uniforme, ni están estratificados los lechos.

- D) Cuando los granos no son esféricos, ni de diámetro uniforme, pero están estratificados en el lecho

Para nuestro caso, consideramos que se encuentra en el caso D, por lo tanto tenemos que

La pérdida de carga total será igual a la suma de las pérdidas de carga en cada capa, entendiéndose por ésta las partículas comprendidas entre dos cedazos consecutivos. Por lo tanto

$$h_o = \sum_{i=1}^n h_i$$

Todo el lecho se estratificará naturalmente cuando se lava con flujo ascendente, capaz de expandir los granos y hacer que estos al suspenderse el lavado se coloquen de menor a mayor, según sus densidades específicas y sus diámetros

Suponiendo que la porosidad no varía en las diferentes capas y en consecuencia cada una se cumple con $L_i = \sum_{j=1}^i X_j L_j$ = espesor de una capa tenemos lo siguiente

$$L = \sum_{i=1}^n L_i = \sum_{i=1}^n L \sum_{j=1}^i X_j \quad (15)$$

$$\Delta V = (G/C_e)(1/d_i) \quad (16)$$

Sustituyendo 15 y 16 en la expresión (14)

$$h_o = (f \cdot YV/g) \left((1 - P_o)^2 / P_o^3 \right) L \left((G/C_e d_i) \right) \quad (17)$$

donde C_e = coeficiente de esferecidad

$$h_o = (f \cdot YV/g) \left((1 - P_o)^2 / P_o^3 \right) (36/C_e^2) L \left(\sum X_i / d_i^2 \right) \quad (18)$$

De lo anterior, tenemos que la pérdida de carga en los medios filtrantes es la siguiente :

Arena

x_i %	d_i (cm)	d_i^2	x_i/d_i^2
0.06	0.1295	0.0167	3.59
0.20	0.1091	0.0119	16.80
0.25	0.0916	0.0083	30.12
0.21	0.0772	0.0059	35.59
0.20	0.0647	0.0041	48.78
<u>0.08</u>	<u>0.0543</u>	<u>0.0029</u>	<u>27.58</u>
1.00			162.46

Datos

Velocidad de filtración = 300m/día = 0.347222 cm/seg

T = 20°C

μ = 0.01007 cm²/seg

Po = 0.42

L = 30 cm

Ce = 0.75

Sustituyendo los valores en (18), tenemos

$$h_o = \frac{5}{981} (0.347222) (0.01007) \frac{(1-0.42)^2}{(0.42)^2} \frac{36}{(0.75)^2} (30)(162.46)$$

$$h_o = \underline{25.20 \text{ cm}}$$

Antracita

x_i (%)	d_i (cm)	d_i^2	x_i/d_i^2
0.16	0.1833	0.0335	4.77
0.19	0.1539	0.0236	8.05
0.24	0.1295	0.0167	14.31
0.21	0.1091	0.0119	17.64
0.15	0.0916	0.0093	18.07
<u>0.05</u>	<u>0.0772</u>	<u>0.0059</u>	<u>8.47</u>
1.00			71.31

Datos :

$$\begin{aligned} \nu &= 0.01007 \text{ cm}^2/\text{seg} \\ V_i &= 0.347222 \text{ cm}/\text{seg} \\ P_o &= 0.48 \\ L &= 45 \text{ cm} \\ C_e &= 0.70 \\ T &= 20^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Sustituyendo valores en (18), tenemos

$$h_o = \frac{5}{981} (0.01007) (0.347222) \left((1 - 0.48)^2 / (0.481)^3 \right) (36 / (0.70)^2) (45) (71.31)$$

h_o = 10.24 cm

Las pérdidas por grava, entrada al filtro y orificio del bajo dren se consideran despreciables

V.2.7.2.- Pérdidas de carga por fricción.

De la expresión de Darcy-Weisbach

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (19)$$

donde :

h_f = pérdida de carga en un tramo de longitud L en m.

f = factor de fricción, es función del número de Reynolds y de la rugosidad relativa (adimensional) f = f (E, R_s)

D = diámetro interior del tubo en m.

V = velocidad media del tramo estudiado.

g = constante de aceleración de la gravedad en m/seg²

L = Longitud del tubo en m.

Datos :

$$\begin{aligned} Q &= 0.5 \text{ M}^3/\text{seg} \\ D &= 0.914 \text{ m} = 36" \varnothing \\ &= 1.007 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg} \\ L &= 40 \text{ m} \end{aligned}$$

Checando el tipo de flujo existente con .

$$R_s = \frac{VD}{\nu} \dots \dots \dots (20)$$

donde

- R_s = número de Reynolds (adimensional)
- V = velocidad media en m/seg
- D = Diámetro interno del tubo en (m)
- ν = Viscosidad cinemática en m²/seg

si

$$\begin{aligned} D &= 0.914 \text{ m} \\ A &= (0.914)^2 \frac{\pi}{4} \\ A &= 0.655 \text{ M}^2 \\ De &= Q = V \times A \\ V &= \frac{Q}{A} \\ V &= \frac{0.5 \text{ M}^3/\text{seg}}{0.655 \text{ M}^2} \\ V &= 0.763 \text{ M/seg} \end{aligned}$$

Sustituyendo valores (20), tenemos :

$$R_s = \frac{0.763 (0.914)}{10.7 \times 10^{-6}}$$

$$R_s = 692.534 \gg 2300$$

∴ Es un flujo de tipo turbulento.

siguientes: Entrando al diagrama Universal de Moody con los valores

$$R = 6.9 \times 10^5$$

$$E = 0.075 \text{ mm (de la pag 285 del libro de Sotelo para acero nuevo tomando un promedio)}$$

$$D = 914 \text{ mm}$$

$$\frac{E}{D} = \frac{0.075}{910} = 8.20 \times 10^{-5}$$

Se obtiene un coeficiente de fricción f , de:

$$f = 0.0196$$

Sustituyendo en (19) tenemos lo siguiente

$$hf = 0.0196 \frac{(40\text{m})}{(0.914\text{m})} \frac{(0.763 \text{ m/seg})^2}{(19.62 \text{ m/seg}^2)}$$

$$hf = 0.0255\text{m} = \underline{2.55 \text{ cm}}$$

V.2.7.3- Pérdidas Locales

Las tuberías de conducción, están compuestas generalmente, por tramos rectos y curvos para ajustarse a los accidentes topográficos del terreno, así como a los cambios que se presentan en la geometría de la sección y de los distintos dispositivos para el control de las descargas (válvulas, compuertas, etc) Estos cambios originan pérdidas de energía, distintas a las de fricción, localizadas en el sitio mismo del cambio de geometría o de la alteración del flujo. Tal pérdida se conoce como pérdida local. Su magnitud se expresa como una fracción de la carga de velocidad, inmediatamente aguas abajo del sitio donde se produjo la pérdida, la fórmula general de pérdida local es a siguiente:

$$h = K \frac{V^2}{g} \dots\dots\dots(21)$$

donde:

h = pérdida de energía, en m.

K = coeficiente adimensional que depende del tipo de pérdida que se trate (depende de la pieza especial), del número de Reynolds y de la rugosidad del tubo.

$V^2 / 2g =$ carga de velocidad, aguas abajo, de la zona de alteración del flujo (salvo aclaración en contrario) en m

Pérdida por entrada

$$\begin{aligned}k &= 0.5 \\ \alpha &= 24^\circ = 0.6096 \\ A &= (0.6096)^2 \frac{\pi}{4}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A &= 0.2917 \text{ m}^2 \\ Q &= 0.10 \text{ m}^3/\text{seg} \\ V &= Q/A \\ V &= \frac{0.10 \text{ (m}^3/\text{seg)}}{(0.2917 \text{ m}^2)}\end{aligned}$$

$$V = 0.342 \text{ m/seg}$$

Sustituyendo valores en (21), tenemos lo siguiente :

$$h = \frac{0.5 (0.342 \text{ m/seg})^2}{(19.62 \text{ m/seg}^2)}$$

$$h = 0.0029 \text{ m} = 0.29 \text{ cm}$$

Línea de Influyente

te salida lateral

$$\begin{aligned}k_s &= 1.30 \\ \alpha &= 24^\circ \\ A &= 0.2917 \text{ m}^2 \\ Q &= 0.10 \text{ m}^3/\text{seg} \\ V &= 0.342 \text{ m/seg}\end{aligned}$$

Sustituyendo valores en (21), tenemos lo siguiente :

$$h = \frac{1.30 (0.342 \text{ m/seg})^2}{(19.62 \text{ m/seg}^2)}$$

$$h = 0.0077 \text{ m} = 0.77 \text{ cm}$$

Valvula de mariposa

$$\begin{aligned}k &= 0.25 \\ \theta &= 24^\circ \\ A &= 0.2917 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q &= 0.10 \text{ m}^3/\text{seg} \\ V &= 0.342 \text{ m/seg}\end{aligned}$$

Sustituyendo los valores en (21), tenemos lo siguiente :

$$h = \frac{0.25 (0.342 \text{ m/seg})^2}{(19.62 \text{ m/seg}^2)}$$

$$h = 0.15 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

Linea de agua de retrolavado

válvula de mariposa

$$\begin{aligned}K &= 0.25 \\ \theta &= 20^\circ = 0.508 \text{ m} \\ A &= \frac{(0.508)^2 (\pi)}{(4)} \\ A &= 0.2025 \text{ m}^2 \\ Q &= 0.24 \text{ m}^3/\text{seg} \\ V &= \frac{0.24 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.2025 \text{ m}^2}\end{aligned}$$

$$V = 1.18 \text{ m/seg}$$

Sustituyendo los valores en (21), tenemos lo siguiente :

$$h = \frac{0.25 (1.18 \text{ m/seg})^2}{(19.62 \text{ m/seg}^2)}$$

$$h = 0.018 \text{ m} = 1.80 \text{ cm}$$

codo de 90°

$$\begin{aligned}K &= 0.40 \\ \theta &= 20^\circ \\ A &= 0.2025 \text{ m}^2 \\ Q &= 0.24 \text{ m}^3/\text{seg} \\ V &= 1.18 \text{ m/seg}\end{aligned}$$

Sustituyendo los valores en (21), tenemos lo siguiente :

$$h = \frac{0.40 (1.18 \text{ m/seg})^2}{(19.62 \text{ m/seg}^2)}$$

$$h = \underline{0.028} = \underline{2.8 \text{ cm}}$$

Línea de drenaje de agua de retrolavado

codo de 90°

$$k = 0.40$$

$$\phi = 20^\circ$$

$$A = 0.2025 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.24 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V = 1.18 \text{ m/seg}$$

Sustituyendo los valores en (21), tenemos lo siguiente

$$h = \frac{0.40 (1.18 \text{ m/seg})^2}{(19.62 \text{ m/seg}^2)}$$

$$h = \underline{0.028 \text{ m}} = \underline{2.8 \text{ cm}}$$

válvula de mariposa

$$K = 0.25$$

$$\phi = 20^\circ$$

$$A = 0.2025 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.24 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V = 1.18 \text{ m/seg}$$

Sustituyendo los valores en (21), tenemos lo siguiente:

$$h = \frac{0.25 (1.18 \text{ m/seg})^2}{(19.62 \text{ m/seg}^2)}$$

$$h = \underline{0.018 \text{ m}} = \underline{1.8 \text{ cm}}$$

Línea de desagüe:

válvula de seccionamiento

$$K = 0.20$$

$$\varnothing = 6" = 0.1524 \text{ m}$$

$$A = \frac{(0.1524)^2 \pi}{4}$$

$$A = 0.0182 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.10 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V = \frac{0.10 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.1524 \text{ m}}$$

$$V = 0.656 \text{ m/seg}$$

Sustituyendo los valores en (21), tenemos lo siguiente .

$$h = \frac{0.20 (0.656 \text{ m/seg})^2}{(19.62 \text{ m/seg}^2)}$$

$$h = 0.0043 \text{ m} = 0.43 \text{ cm}$$

codo de 90°

$$K = 0.40$$

$$\varnothing = 6" = 0.1524 \text{ m}$$

$$A = 0.0182 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.10 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V = 0.656 \text{ m/seg}$$

Sustituyendo valores en (21), tenemos lo siguiente:

$$h = \frac{0.40 (0.656 \text{ m/seg})^2}{(19.62 \text{ m/seg}^2)}$$

$$h = 0.0087 \text{ m} = 0.87 \text{ cm}$$

Pérdida de carga por salida

$$K = 1.0$$

$$\phi = 36^\circ = 0.914 \text{ m}$$

$$A = (0.914)^2 \frac{(\pi)}{4}$$

$$A = 0.6557 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.50 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V = \frac{0.50 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.6557 \text{ m}^2}$$

$$V = 0.762 \text{ m/seg}$$

Sustituyendo los valores en (21), tenemos lo siguiente

$$h = \frac{1.0 (0.762 \text{ m/seg})^2}{(19.62 \text{ m/seg}^2)}$$

$$h = 0.029 \text{ m} = 2.9 \text{ cm}$$

Carga sobre el vertedor de la caja recolectora

De la expresión (10), tenemos lo siguiente

$$Q = C_b(h)^{3/2}$$

donde

Q = gasto en m³/seg

C = 1.838 para vertedor rectangular

b = longitud de cresta

h = carga aguas arriba sobre la cresta vertedora

De (10) se tiene :

$$h = \left(\frac{Q}{C_b} \right)^{2/3}$$

Datos :

$$Q = 0.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$C = 1.838$$

$$b = 2 \text{ m}$$

Sustituyendo los valores:

$$h = \left(\frac{0.5 \text{ m}^3/\text{seg}}{1.838(2)} \right)^{2.3}$$

$$h = 0.26 \text{ m} = 26 \text{ cm}$$

Determinación del nivel de la cresta vertedora

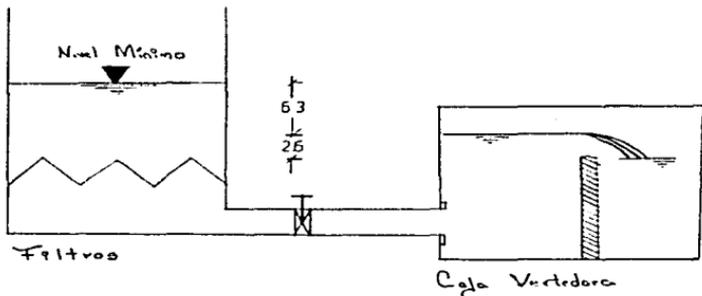
Haciendo la sumatoria de todas las pérdidas de energía manifestadas desde el medio filtrante hasta la cresta vertedora tenemos lo siguiente:

$$\Sigma hf = 0.2520 + 0.1024 + 0.0255 + 0.0029 + 0.0077 + 0.0015 + 0.0180 + 0.0280 + 0.0280 + 0.0180 + 0.0043 + 0.0087 + 0.029$$

$$hf = 0.526 \text{ m} = 53 \text{ cm}$$

Considerando 10 cm por grava y falso fondo.

$$hf = 63 \text{ cm}$$



V. 28.- PÉRDIDAS DE ENERGÍA EN EL RETROLAVADO

Velocidad del retrolavado (V_a)	= 0.6 m/min	, $V_a =$	0.01 m/seg
Area de filtro	= 24 m ²		
Gasto de retrolavado (Q_r)	= (24 m ²) (0.01 m/seg)		
Q_r	= 0.24 m ³ /seg		
No. de bombas	= 2 + 1 de reserva		
Gasto por bomba	= (0.24 m ³ /seg)/2		
Gasto por bomba (Q_b)	= 120 l.p.s.		

V. 2.8.1.- Pérdidas de energía en el múltiple de descarga

Pérdidas por fricción

Datos

$Q_b =$	0.120 m ³ /seg
$D =$	12" $\phi =$ 0.3048 m
$L =$	3.50 m
$T =$	20°C
$\nu =$	1.007 x 10 ⁻⁶ m ² /seg
$A =$	0.0729 m ²
$V =$	1.64 m/seg

Checando el tipo de flujo existente con la expresión (20), sustituyendo los valores tenemos lo siguiente :

$$R_n = \frac{(1.64 \text{ m/seg})(0.3048 \text{ m})}{1.007 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg}}$$
$$R_n = 496\,397 \gg 2300$$

Es un flujo de tipo turbulento.

Entrando al diagrama universal de Moody con los valores siguientes :

$R_n =$	4.9×10^5
$E =$	0.075 mm (tomado del libro de Sotelo)
$D =$	304.8 mm
Rugosidad relativa	$= \frac{E}{D} = \frac{0.075 \text{ mm}}{304.8} = 2.46 \times 10^{-4} = 0.000246$

$$f = 0.0215$$

Sustituyendo los valores en (14), tenemos lo siguiente.

$$h = 0.0215 \frac{(3.50 \text{ m})}{0.3048 \text{ m}} \frac{(1.64 \text{ m/seg})^2}{(19.62 \text{ m/seg}^2)}$$

$$h = 3.38 \times 10^{-2} = 3.38 \text{ cm}$$

Pérdidas locales

De la expresión (21), y de acuerdo con el arreglo mecánico se tienen las válvulas y accesorios siguientes :

Datos :

Accesorio

Coefficiente de fricción (k)

Válvula de retención
Válvula de compuerta
codo de 45°
por confluencia

3
0.20
0.20
0.40
4.10

Longitud = 3.50 m

Sustituyendo valores en (21), tenemos lo siguiente

$$hf = 4.10 \frac{(1.64)^2}{19.62}$$

$$hf = 0.56 \text{ m} = 56 \text{ cm}$$

V.2.8.2.- Pérdidas de carga en la línea de conducción.

Pérdidas por fricción

Datos :

Qr = 0.24 m³/seg
D = 20" ø = 0.508 m
L = 128 m
 $\gamma = 1.007 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{seg}$
A = 0.2026 m²
V = 1.18 m/seg

Checando el tipo de flujo existente en esta línea, con la expresión (20), sustituyendo valores tenemos lo siguiente :

$$R_n = \frac{(1.18)(0.508)}{1.007 \times 10^{-6}}$$

$$R_n = 595\,273 \gg 2300$$

Es un flujo de tipo turbulento

Entrando al diagrama universal de Moody con los valores siguientes.

$$R_n = 5.9 \times 10^5$$

$$E = 0.075 \text{ mm (tomado del libro de Sotelo)}$$

$$D = 508 \text{ mm}$$

$$\frac{E}{D} = \frac{0.075}{508}$$

$$\frac{E}{D} = 1.47 \times 10^{-4} = 0.000147 \text{ (Rugosidad relativa)}$$

$$f = 0.0205$$

Sustituyendo los valores en (19), tenemos lo siguiente :

$$hf = 0.0205 \frac{(128)}{(0.508)} \frac{(1.18 \text{ m/seg})^2}{(19.62 \text{ m/seg}^2)}$$

$$hf = 0.36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

Pérdidas locales

De acuerdo con el arreglo mecánico y de fontanería se tienen las siguientes piezas especiales :

Accesorios	Cantidad	Coef. de fricción (k)	total (k)
codo de 90°	5	0.40	2.00
codo de 45°	1	0.20	0.20
tee paso directo	5	0.60	3.00
tee salida lateral	3	1.30	3.90
válvula de mariposa	1	0.25	0.25
Sálida	1	1.00	1.00
			$\Sigma = 10.35$

Los coeficientes de fricción K, fueron tomados de la tabla 8-12 de la referencia 1 (pag 383).

Sustituyendo valores en la expresión (21), se tiene lo siguiente:

$$h_f = 10.35 \frac{(1.18 \text{ m/seg})^2}{(19.62 \text{ m/seg}^2)}$$

$$h_f = \underline{0.73 \text{ m} = 73 \text{ cm}}$$

V.2.8.3.- Pérdida de carga en el lecho filtrante

Fair y Hatch, considerando la fricción que el flujo produce en un medio granular (al inyectarle agua por el fondo) debe ser igual al peso de los granos en el agua establecieron la siguiente expresión, en base al área unitaria de la columna de arena

$$h_f \cdot C \cdot g = L_e (C_s - C)g (1 - P_o) \quad (22)$$

donde:

h_f = pérdida de carga para producir una determinada expansión del lecho

C = densidad del agua

C_s = densidad del material granular

L_e = profundidad o altura del lecho expandido

g = aceleración de la gravedad

$$\text{Si: } \frac{h_f}{L_e} = i$$

$$i = \frac{(C_s - C)}{C} (1 - P_o)$$

$$i = (S_s - 1) (1 - P_o)$$

$$h_f = (S_s - 1) (1 - P_o) L_e \dots \dots \dots (23)$$

Sustituyendo los valores en (23), tenemos lo siguiente :

Arena

$$h_L = (2.65 - 1) (1 - 0.42) (0.30 \text{ m})$$

$$h_L = 0.2871 \text{ m} = 29 \text{ cm}$$

Antracita

$$h_L = (\text{antracita}) = (1.55 - 1) (1 - 0.48) (0.45)$$

$$h_L = (\text{antracita}) = 0.1287 \text{ m} = 13 \text{ cm}$$

Pérdida por grava

De la expresión desarrollada por G. G. Dixon :

$$h_f = \frac{V_a L}{3} \dots\dots\dots(24)$$

donde

V_a = Velocidad ascensional en m/min

L = Altura del techo en mts

h_f = pérdida de carga en m

Datos

$$V_a = 0.60 \text{ m/min}$$

$$L = 0.45 \text{ m}$$

Sustituyendo los valores en (24), tenemos lo siguiente:

$$h_f = \frac{(0.60) (0.45)}{3}$$

$$h_f = 0.09 \text{ m} = 9 \text{ cm}$$

Pérdida por falso fondo

Entrando a la gráfica 5.3 del anexo II, tenemos :

$$h_f = 0.25 = 25 \text{ cm}$$

V.2.8.4.- Altura sobre el vertedor de salida.

De la expresión (10), tenemos

$$Q = C_b (h)^{3/2}$$

Datos:

$$Q_r = 0.24 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b = 6 \text{ m}$$

Número de canaletas por filtro = 2

$$Q_c = 0.24 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_c = 0.12 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$c = 1.838$ para vertedor rectangular
despejando h de la expresión (10), tenemos:

$$h = \frac{Q}{C_b}^{2/3}$$

Sustituyendo los valores

$$h = \frac{0.12}{1.838 (6)}^{2/3}$$

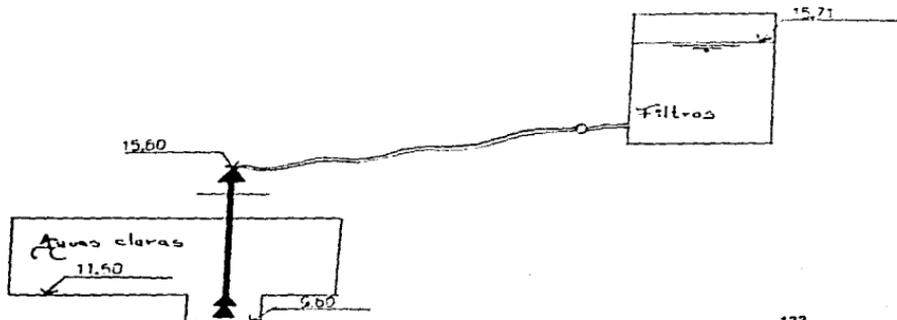
$$h = 0.049 \text{ m} = 4.9 \text{ cm}$$

Pérdida de carga total en el retrolavado

$$\sum hf = 3.38 + 56 + 36 + 73 + 29 + 13 + 9 + 25 + 4.9$$

$$\sum hf = 249.28 \text{ cm} = \underline{2.50 \text{ m}}$$

V.3. SELECCION DE LA BOMBA PARA RETROLAVADO



Gasto de retrolavado	=	Qr = 240 l.p.s
No. de Bombas	=	2 en operación + 1 de reserva
Gasto por bomba	=	120 l.p.s
Pérdida de carga (hf)	=	2.50 m x fs = 2.50 x 1.10 = 2.86 m
C.E.	=	15.71 - 11.60 = 4.11
C.D.T.	=	CE + hf
C.D.T.	=	4.11 + 2.86 = 6.97 m

Con estos valores se entra a las curvas características de las bombas marca NASSA JOHNSTON y se selecciona la bomba

$$Q = 120 \text{ l.p.s} = \frac{120 \text{ L}}{\cancel{\text{seg}}} \times \frac{\cancel{\text{gal}}}{3.785 \cancel{\text{L}}} \frac{60 \cancel{\text{seg}}}{1 \text{ min}}$$

$$Q = \underline{1902 \text{ qpm}}$$

$$C.D.T. = 6.97 \text{ m} = 6.97 \cancel{\text{m}} \times \frac{1 \cancel{\text{ft}}}{3.2808}$$

$$C.D.T. = \underline{22.87 \text{ ft}}$$

Modelo	C1 - 2552
curva característica	NJ18DC
Velocidad	880 rpm
eficiencia (%)	83 %
Número de impulsores	2
Diámetro de la flecha del cuerpo de tazones	2 3/16"
Diámetro del impulsor	12 5/8"
NPSH	11.8 ft = 3.95 m

$$\text{Potencia Hidráulica} = \frac{C.D.T. (Y)(Q)}{76} \dots \dots \dots (25)$$

donde :

C.D.T.	=	carga dinámica total	=	6.97 m
Y	=	peso específico del agua	=	1000 kg/m ³
Q	=	gasto en m ³ /seg	=	0.120 m ³ /seg

Sustituyendo los valores en (25), tenemos :

$$\text{Potencia hidráulica} = \frac{6.97 \text{ m} (1000) (0.120)}{76 (0.83)}$$

Potencia hidráulica = 13.25 Hp

Para el acondicionamiento de la bomba se usará un motor eléctrico vertical de inducción, servicio a intemperie (a prueba de lluvia y polvo), 4 poleas, 900 rpm, jaula de ardilla, factor de servicio de 1.2, tensión 220/440 volts, 3 fases, 60 Hz, flecha hueca con trinquete de no retroceso

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

El sistema de filtración será a través de baterías de filtros rápidos con sistema de operación de velocidad constante para tratar gastos de hasta 500 l.p.s.

El sistema de operación de velocidad declinante no es conveniente, ya que no se asegura un gasto de operación constante de agua cruda por las dos condiciones de demanda existentes y en tales condiciones se afecta la eficiencia del funcionamiento de este tipo de filtros

Se seleccionaron los filtros rápidos ya que se consiguen unidades con dimensiones mucho menores que la de los filtros lentos. lo que origina un ahorro considerable por concepto de obra civil, además de que los filtros lentos no son capaces tratar este tipo de aguas (muy contaminadas en épocas de lluvias)

Los filtros trabajarán con una velocidad promedio de $300\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$, para el gasto máximo de 500 l.p.s proveniente de los sedimentadores de 2 modulos en proceso

Estos filtros se integrarán de un medio filtrante de arena-antracita soportado por una capa de 45 cm de grava y sustentados a su vez por un falso fondo que tiene la doble función de recolectar el agua filtrada y distribuir el agua para el retrolavado.

Debido a que son filtros de lecho dual (arena-antracita), el sistema de retrolavado será únicamente con agua para no provocar intermezcla y por lo mismo el falso fondo consistirá en vigas triangulares de concreto con orificios de 15 mm colocados a cada 15 cm c/c.

El agua para el retrolavado de los filtros se suministrará mediante bombas para garantizar el flujo constante y estarán instaladas en el tanque de aguas claras para aprovechar el volumen almacenado

Estas bombas tendrán una potencia hidráulica de 14 Hp. y estarán protegidas contra la intemperie (lluvia y polvo) para una mejor eficiencia y un funcionamiento más prolongado. Se tendrá una bomba de reserva para algún caso de emergencia

Las interconexiones de los filtros serán a través de canales, vertederos y tuberías con sus respectivos dispositivos de seccionamiento, cumpliendo con las velocidades recomendables y garantizando una buena operación de los mismos

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFÍA

- 1) Centro Panamericano de Ingeniería y Ciencias del Ambiente (CEPIS 13)
Teoría, diseño y control de los procesos de clarificación del agua.
560 pp
(Serie técnica)
- 2) Diseños Hidráulicos y Tecnología Ambiental, S A
Tecnología para el tratamiento de aguas.
México, 1981
280 pp
- 3) Asociación Mexicana de Hidráulica A C
Agua, prioridad nacional.
Tomo I
Zacatecas, 1990
514 pp
- 4) Fondo Nacional de Fomento al Turismo (FONATUR)
Plan de desarrollo urbano del centro de población.
Bahías de Huatulco Oaxaca, 1991
150 pp
- 5) Fair, Geyer y Okun
Purificación de aguas y tratamiento y remoción de aguas residuales.
Vol 2
México, Limusa, 1989
760 pp
- 6) Colegio de Ingenieros Civiles de México
Agua potable
México, 1983
70 pp.

- 7) Purschel
Tratado general del agua y su distribución
Tomo II
México, URMOS A., ediciones, 1987
170 pp.

- 8) Sotelo Avila, Gilberto
Hidráulica general
Volumen I
Mexico, Limusa, 1982
560 pp.

- 9) Christopher R., Schulz y Daniel A., Okun
Tratamiento de aguas para países en desarrollo
Mexico, Limusa, 1990
390 pp.

- 10) Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A C
Uso de medios filtrantes en ingeniería sanitaria
Mexico, 1982
65 pp.

- 11) Powell, Sheppard T
Acondicionamiento de aguas para la industria
Mexico, Limusa, 1979
632 pp.

- 12) Comisión Estatal de Agua y Saneamiento (CEAS)
Bases para el diseño hidráulico de sistemas de agua potable y alcantarillado
Mexico, 1991
150 pp.

- 13) V. Zubicaray, Manuel
Bombas: teoría, diseño y aplicación
Mexico, Limusa, 1990
400 pp.

14) Metcalfedy

Tratamiento, evacuación y reutilización de aguas residuales.

España, Labor, 1985

970 pp.

15) W.A. Hardenberg y Edward B. Rodie

Ingeniería Sanitaria

España, Continental, 1980

580 pp.

ANEXOS

ANEXO I

GLOSARIO

A

- Abrasión** : acción de raer o desgastar por fricción
- Acido carbónico** : es el ácido que se forma cuando el bioxido de carbono se disuelve en el agua
- Acuífero** : depósito subterráneo que almacena y transmite agua de buena calidad
- Agua** : compuesto químico formado por una molécula conformada por 2 partes de hidrógeno por 1 de oxígeno
- Alga** : Plantas primitivas pluricelulares generalmente acuáticas y capaces de elaborar su propios alimentos por fotosíntesis
- Amónico** : gas incoloro sofocante y picante; muy soluble en el agua
- Anión** : partícula eléctrica cargada negativamente
- Antracita** : carbón fósil seco llamado también hulla seca, que arde con dificultad y da poca llama de color gris oscuro
- Arcilla** : sustancia mineral empapada de agua, impermeable y plástica formada principalmente por silicato aluminico
- Arena** : Conjunto de partículas que provienen de la desagregación de las rocas cristalinas

B

- Bahía** : entrada del mar en la costa
- Bicarbonato** : una sal de ácido carbónico

C

- Cal** : indistintamente se llama así al ácido de calcio que es la cal viva o al hidroxido de calcio, que es la cal apagada o hidratada se usa para eliminar la dureza temporal y para control del pH
- Calcio bicarbonato de** : una sal del calcio del ácido carbonico, es la causa más común de la dureza
- Calcio carbonato de** : es un compuesto cristalino insoluble en agua (calcaita, creta y mármol)
- Coagulación** : acción de congregarse la materia suspendida en el agua, coloidal o finamente dividida
- Clima** : conjunto de caracteres atmosféricos que distinguen una región

- Cólera :** es una indisposición aguda del trato digestivo que se denota por diarrea, vómitos y calambres, puede ser transmitida por el agua
- Condensación :** transformación de flujo gaseoso en líquido
- Coque :** carbón poroso residuo de la calcinación de la hulla en la fabricación del gas
- Corrosión :** deformación gradual o destrucción de una sustancia o de un material por acción química
- Criba :** colar, tamizar
- Cuenca :** zona de la superficie terrestre en donde (si fuera permeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corriente hacia un mismo punto de salida

D

- Densidad de corrientes :** número de corrientes perennes o intermitentes por unidad de área
- Densidad de drenaje :** longitud de corrientes por unidad de área
- Desinfección :** es el aniquilamiento de la mayor parte (no necesariamente de todas) de las bacterias por medio de sustancias químicas
- Disenteria :** enfermedad infecciosa que se caracteriza por la inflamación y ulceramiento del intestino grueso

E

- Eficiencia :** virtud de lograr algo competente
- Efluente :** agua que sale de un recipiente, estanque, planta de tratamiento o cualquiera se sus secciones
- Estiaje :** época del año en que los cauces tienen escurrimiento mínimo o se secan por completo
- Estratificación :** disposición por tamaños o capas de un lecho en diferentes planos
- Expansión :** desarrollo en volumen o en área de las partículas
- ## **E**
- Falla :** superficie de ruptura
- Fenol :** ácido carbónico
- Filtración :** proceso que consiste en pasar un líquido a través de un medio filtrante, con el propósito de eliminar la materia suspendida o coloidal

Floculación :	formación de floculos subsecuentes al proceso de coagulación (ver grumo)
Flujo :	direccion del movimiento de un fluido
G	
Gasto :	volumen de agua que pasa por la sección transversal de un conducto en la unidad de tiempo
Gastroenteritis :	enfermedad causada por agentes nocivos en el agua que causa inflamacion en el estómago y en los intestinos
Granate	pedra fina cuyo color varia desde el de la granada al rojo, negro, verde, amarillo, violáceo y anaranjado
Grava :	pedrecillas redondeadas producto de la demolición de grandes rocas
Grumo :	(floculo) pequeñas masas gelatinosas que se forman en un liquido por la accion de coagulantes

H

Humedad : agua que esta impregnada a un cuerpo

I

Ion : es una partícula que puede ser un átomo o grupo de átomos que llevan una capa electrica positiva o negativa y que se forma cuando un electrolito se disuelve en agua

Infiltración movimiento del agua a traves de la superficie del suelo y hasta adentro mismo producido por la acción de fuerzas gravitacionales y capilares

Ignición : estado de los cuerpos en combustion

Influyente es el agua que entra a un estanque, tanque, planta de tratamiento o alguna de sus secciones

L

Lactosa : es un tipo determinado de azúcar, que es fermentado por el grupo de organismos coliformes produciendo gas

Ladera : declive o pendiente de un monte.

Lignina : sustancia orgánica que impregna los tejidos de la madera

M

Magnética : óxido de hierro magnetico

Mampara : pared movable, que se instala en un estanque o tanque para dirigir el sentido del flujo, usualmente para evitar cortos circuitos y para promover una sedimentación más eficiente

Método hidrológico

Indirecto : métodos basados en la similitud de cuencas y datos climatológicos consistentes en estimar los escurrimientos anuales de la cuenca

Meseta : parte llana y extendida situada en una montaña

Micáceo : material mineral que contiene mica o se parece a ella

Moh , escala (dureza) : escala que determina comparativamente la dureza de los minerales por la capacidad que cada uno de ellos tiene para rayar al otro.

N

NMP : número más probable es la mayor estimación de acuerdo con la teoría estadística del número de organismos de coliformes (intestinales) presentes en una muestra de agua de 100 ml

O

Orgánico : 1) característico, perteneciente o derivado de los organismos vivos
2) que pertenece a la clase de compuestos químicos que contiene carbono

Organismos coliformes : grupo de bacterias que habitan de preferencia en el intestino del hombre pero que también se encuentran en la vegetación

Orografía : Ciencia que se ocupa de la descripción de las montañas

Oxígeno : elemento gaseoso, incoloro, inodoro que constituye aproximadamente la 4^a parte del volumen de la atmósfera

P

Patógeno : organismo que tiene la capacidad de producir enfermedades

Perenne : tipo de corriente que transporta agua durante todo el año y siempre están alimentadas totalmente o en parte por agua subterránea

Permeabilidad : que se deja atravesar por los cuerpos fluidos o las radiaciones. El vidrio es permeable a la luz

Polímero : isometría de los cuerpos formados por la reunión de varias moléculas en una sola

Potable, agua : es el agua cuya ingestión no causa efectos nocivos para la salud.

P.p.m. : (partes por millón), son las partes en peso, contenidas en un millón de partes, también en peso de una solución

Protozoario : pequeño animal unicelular

R

Rata : (del latín rata : ratiōne) parte proporcional, variación en el tiempo.

Relieve : conjunto de desigualdades de la superficie de una región o país

S

Sedimentación es el proceso de asentamiento y depósito de la materia suspendida en el agua por la fuerza de gravedad

Séptico : que contiene germen nocivos y por consiguiente putrefacción

Solubilidad (del latín soluble - solubilis) que se puede disolver

T

Temperatura : Número arbitrario que representa la actividad de los átomos (grado de calor)

U

U.T.N. : Unidad Técnica Nefelométrica

V

Velocidad : distancia recorrida por un cuerpo en la unidad de tiempo ($v = d/t$)

Viscosidad propiedad que tiene un fluido de resistir un movimiento interno

ANEXO II

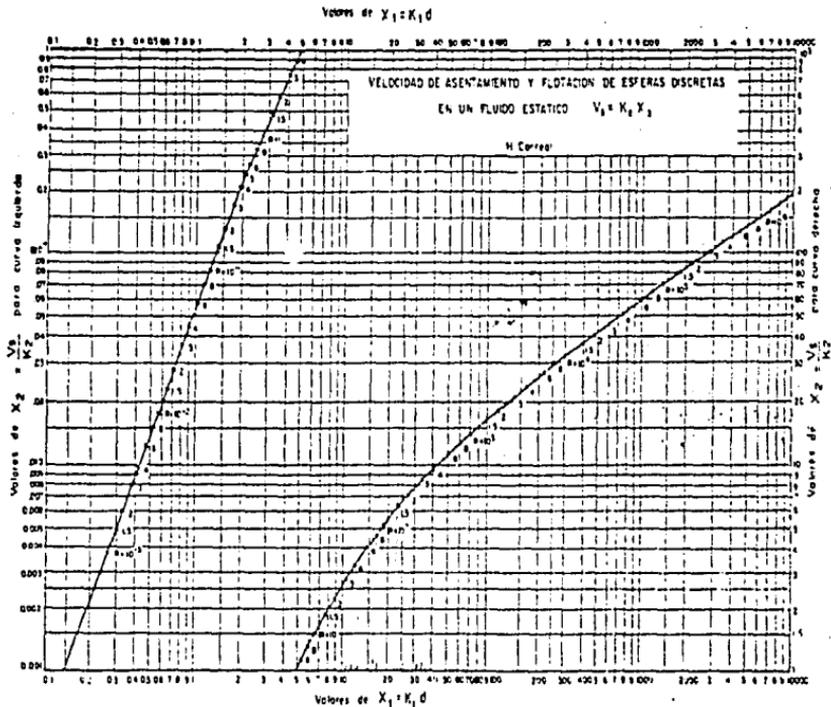
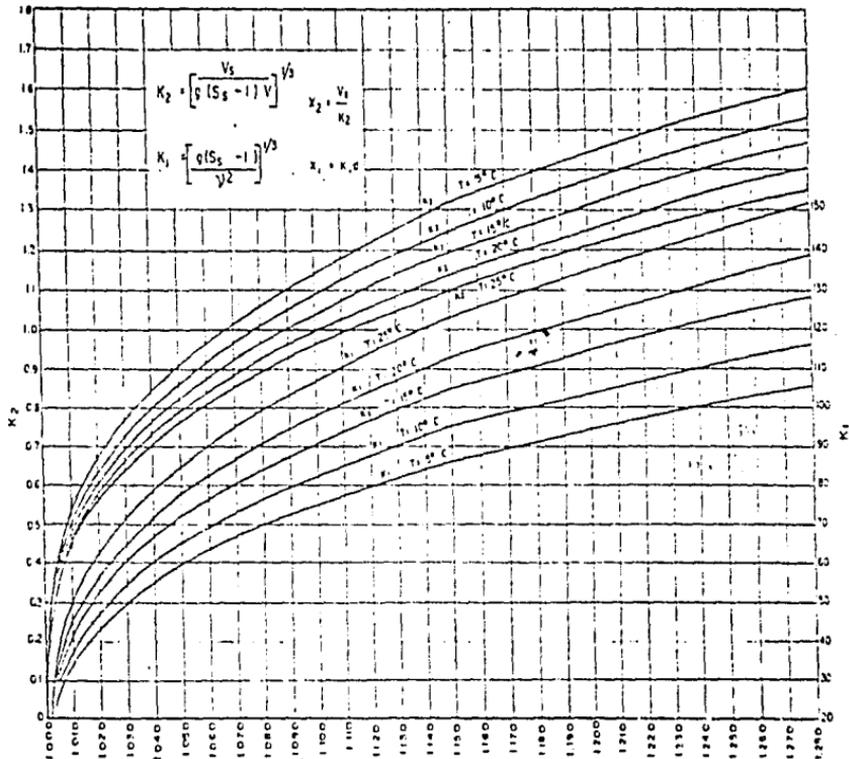


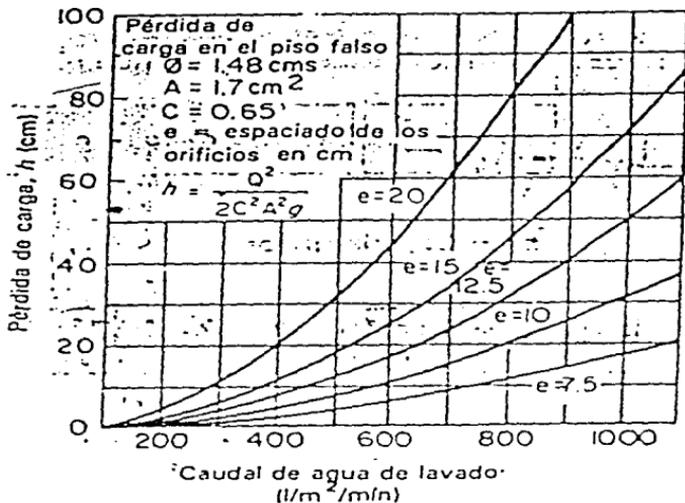
GRAFICO 5-1

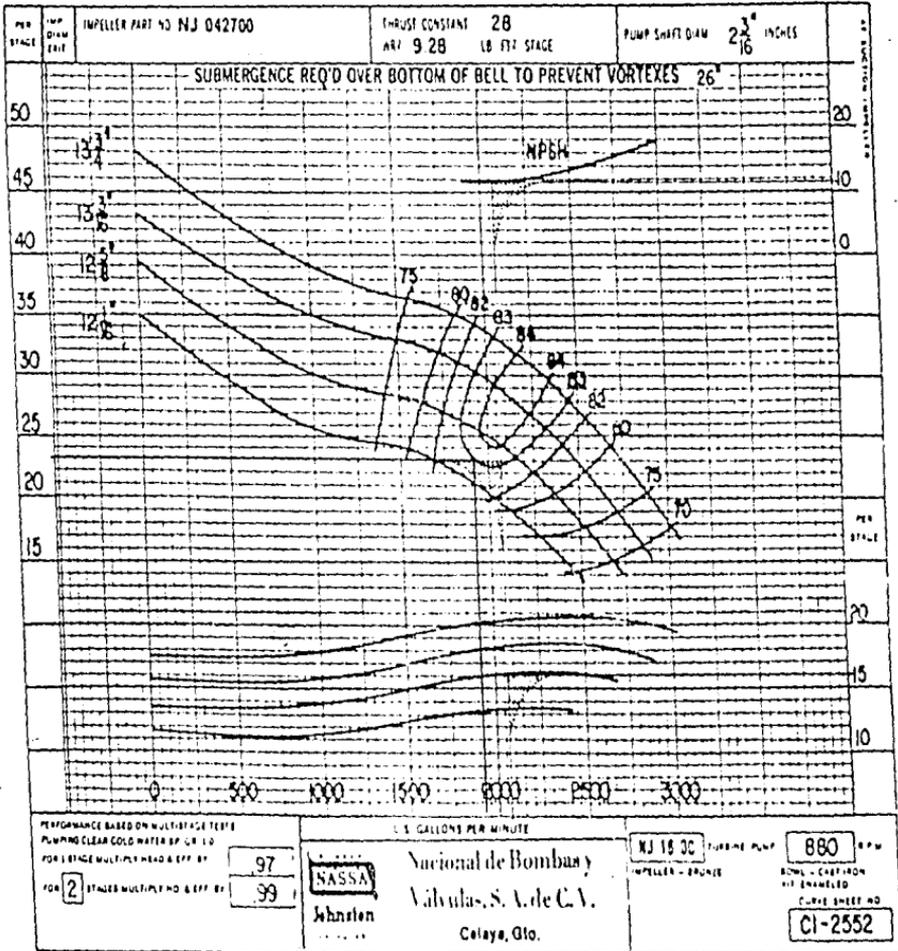
GRAFICO No 5-2



Peso específico de la partícula S_s

gráfica 5-3





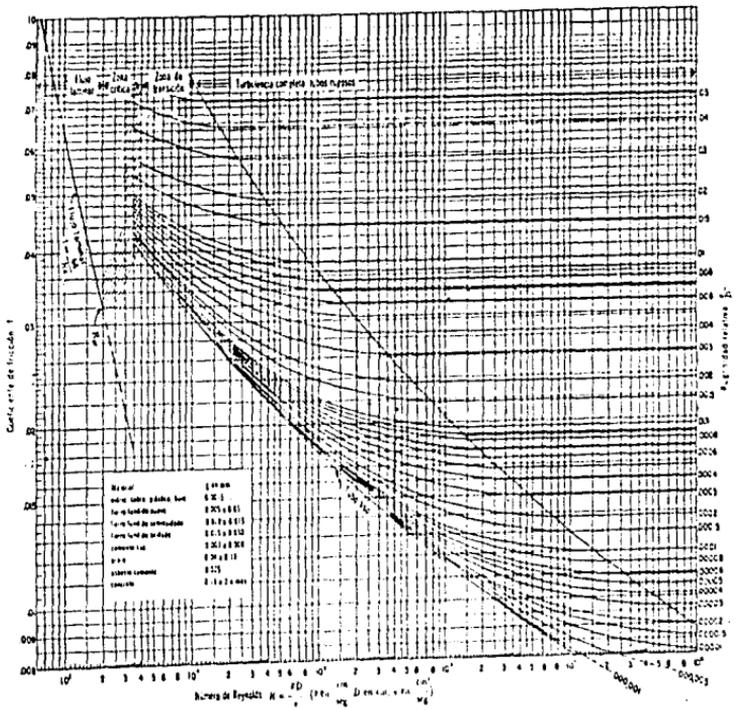


Figura 8.3. Coeficiente de fricción para cualquier tipo y tamaño de tubo; diagrama universal de Moody.

ANEXO III

